

# MOPU

33

## Terraplenes y pedraplenes

---

## Terraplenes y pedraplenes

Trabajo realizado por  
el Dr. Ingeniero de Caminos  
**D. Ventura ESCARIO UBARRI**  
bajo la dirección de  
**D. José Antonio HINOJOSA CABRERA**  
Ingeniero Jefe del Servicio de Geotecnia  
y supervisado por  
**D. Sandro ROCCI BOCCALERI**  
Ingeniero Jefe del Area de Tecnología  
de la Dirección General de Carreteras  
del Ministerio de Obras  
Públicas y Urbanismo

#### **NOTA IMPORTANTE**

Con el fin de facilitar la lectura de esta publicación, se han omitido en el texto las numerosas referencias bibliográficas personales que hubiera sido necesario aportar, incluyéndose únicamente las que corresponden a tablas y figuras.

En la relación completa de bibliografía consultada se puede identificar la referencia expresamente citada mediante los correspondientes números entre paréntesis situados al margen.

# INDICE

		<u>Páginas</u>
<b>1</b>	<b>INTRODUCCION</b> .....	9
<b>2</b>	<b>EL TERRENO DE CIMENTACION</b> .....	11
	2.0 Generalidades .....	11
	2.1 Preparación de la superficie de asiento .....	11
	2.1.1 Desbroce del terreno .....	11
	2.1.2 Eliminación de la tierra vegetal y escarificado .....	11
	2.2 Terraplenes de poca altura .....	12
	2.3 Terraplenes sobre suelos blandos .....	12
	2.4 Terraplenes sobre laderas .....	13
	2.4.1 Causas de desequilibrio .....	13
	2.4.2 Medidas estabilizadoras .....	14
	2.4.2.1 Espesores reducidos de materiales inestables .....	14
	2.4.2.2 Espesores importantes de materiales inestables .....	17
	2.4.3 Medidas estructurales .....	20
	2.5 Utilización de materiales ligeros .....	26
	2.6 Transiciones de desmonte a terraplén .....	27
<b>3</b>	<b>MATERIALES</b> .....	29
	3.1 Clasificaciones generales de suelos y otros procedimientos clásicos de selección .....	29
	3.2 Evolución de los sistemas de clasificación y selección .....	31
	3.2.1 Principios fundamentales .....	31
	3.2.2 Clasificación francesa de suelos .....	31
	3.3 Criterios generales para la utilización de materiales en terraplenes y pedraplenes .....	34
	3.4 Características de los materiales para el núcleo y cimientado de terraplenes .....	34
	3.4.0 Generalidades .....	34
	3.4.1 Limitaciones en las características intrínsecas del material .....	34
	3.4.1.1 Especificaciones españolas .....	35
	3.4.1.2 Especificaciones británicas .....	35
	3.4.1.3 Recomendaciones francesas .....	35
	3.4.1.4 Especificaciones norteamericanas .....	36
	3.4.1.5 Suelos salinos .....	36
	3.4.2 Limitaciones por dificultades de puesta en obra .....	38
	3.4.2.1 Suelos con exceso de humedad .....	38
	3.4.2.2 Suelos muy secos .....	44
	3.4.3 Limitaciones por la estabilidad y la deformabilidad .....	44
	3.5 Características de los materiales para la coronación de terraplenes ..	45
	3.5.1 Criterios de diversos países .....	45
	3.5.1.1 Reino Unido .....	45
	3.5.1.2 Estados Unidos .....	46
	3.5.1.3 Suiza .....	46
	3.5.1.4 Francia .....	47
	3.5.2 Criterios aplicables en España .....	48
	3.6 Características de los materiales para pedraplenes .....	49
	3.6.1 Consideraciones generales .....	49
	3.6.2 Rocas sanas e inalterables .....	50
	3.6.3 Rocas blandas y evolutivas .....	51
	3.6.3.1 Criterios generales .....	51
	3.6.3.2 Pizarras .....	52

**PROYECTO DE TERRAPLENES Y PEDRAPLENES ..... 57**

4.1	Consideraciones generales .....	57
4.2	Casos normales .....	57
4.3	Terraplenes y pedraplenes sobre laderas .....	58
4.4	Terraplenes contruidos con suelos muy húmedos .....	61
4.5	Terraplenes y pedraplenes de gran altura .....	61
4.5.1	Introducción .....	61
4.5.2	Estabilidad de terraplenes .....	63
4.5.2.1	Consideraciones generales .....	63
4.5.2.2	Estabilidad a corto plazo .....	64
4.5.2.2.1	Conceptos generales sobre la formación de las presiones intersticiales .....	64
4.5.2.2.2	Observaciones de la presión intersticial en presas durante la construcción, y criterios simplificados para carreteras .....	64
4.5.2.2.3	Control de las presiones intersticiales .....	66
4.5.3	Estabilidad de pedraplenes .....	66
4.5.3.1	Resistencia a esfuerzo cortante .....	66
4.5.3.1.1	Consideraciones generales .....	66
4.5.3.1.2	Método de Barton y Kjaernsli .....	68
4.5.3.1.3	Otros métodos .....	71
4.5.3.2	Cálculo de la estabilidad .....	72
4.5.4	Deformación y fisuración de terraplenes y pedraplenes .....	73
4.5.4.1	Consideraciones generales .....	73
4.5.4.2	Causas de deformación y fisuración .....	74
4.5.4.2.1	Características de los materiales y su puesta en obra .....	74
4.5.4.2.2	Deformabilidad de los taludes .....	75
4.5.4.2.3	Cimentación deformable .....	76
4.5.4.2.4	Morfología del valle .....	76
4.5.4.2.5	Efectos sísmicos .....	78
4.5.5	Predicción de asentos en terraplenes y pedraplenes .....	78
4.5.5.1	Consideraciones generales .....	78
4.5.5.2	Observaciones en algunos terraplenes y pedraplenes de carreteras en España .....	79
4.5.5.3	Observaciones generales en presas de escollera .....	81
4.5.5.4	Relación entre el módulo de deformación determinado durante la construcción y los asentos diferidos en rellenos de escollera .....	83

**CONSTRUCCION DE TERRAPLENES Y PEDRAPLENES .. 87**

5.1	Consideraciones generales .....	87
5.2	Ajuste de la humedad .....	87
5.2.1	Criterios sobre la humedad de compactación .....	87
5.2.2	Técnicas para el ajuste de la humedad .....	88
5.3	Extensión y compactación .....	89
5.3.1	Consideraciones generales .....	89
5.3.2	Criterios y recomendaciones existentes en diversos países para la ejecución de la compactación y control por procedimiento .....	90
5.3.2.1	Reino Unido .....	90
5.3.2.2	Francia .....	91
5.3.2.3	Estados Unidos .....	92
5.3.2.4	Aplicación de los diversos criterios a España .....	93
5.3.3	Extensión y compactación de pedraplenes convencionales .....	93
5.3.4	Prescripciones y control por producto terminado .....	94
5.3.4.1	Consideraciones generales .....	95
5.3.4.2	Prescripciones y control por densidad .....	96
5.3.4.2.1	Prescripciones .....	96
5.3.4.2.2	Métodos .....	96
5.3.4.2.3	Procedimientos para determinar la densidad máxima .....	97
5.3.4.2.4	Frecuencia e interpretación de los ensayos .....	98
5.3.4.3	Prescripciones y control por ensayos de carga .....	101
5.3.4.3.1	Ensayos de placa de carga .....	101
5.3.4.3.2	Ensayo de la huella .....	109

5.3.4.4	Ótros métodos de control .....	110
5.3.4.4.1	El compactómetro .....	110
5.3.4.4.2	El comprímetro .....	112
5.3.4.4.3	Métodos de control «a posteriori» .....	114
5.3.5	Tramos de prueba .....	114
5.3.6	Homogeneidad .....	115

## 6

### LOS SUELOS EXPANSIVOS EN LAS CARRETERAS .....

6.1	Introducción .....	117
6.2	Problemática general .....	117
6.3	Variación de las condiciones de equilibrio introducidas por las obras .....	118
6.3.1	Calzada construida a nivel del terreno existente .....	118
6.3.2	Desmontes .....	119
6.3.3	Terraplenes .....	119
6.4	Filtraciones a través del firme .....	120
6.5	Efecto de borde .....	121
6.6	Hidrogénesis .....	122
6.7	Pequeñas obras de paso o drenaje transversal .....	122
6.8	Movimientos máximos y diferenciales .....	123
6.8.1	Métodos especiales para terraplenes .....	123
6.8.2	Movimientos diferenciales originados en un firme sobre arcillas expansivas .....	124
6.8.2.1	Consideraciones generales .....	124
6.8.2.2	Definición del perfil longitudinal de la superficie .....	125
6.8.2.3	Otras formas de enfocar el problema .....	126
6.9	Proyecto, construcción y corrección de firmes en arcillas expansivas .....	126
6.9.1	Consideraciones generales .....	126
6.9.2	Espesor del firme .....	127
6.9.3	Procedimientos para controlar los movimientos originados por las arcillas expansivas .....	128
6.9.3.1	Sustitución o mejora del material de coronación .....	128
6.9.3.2	Impermeabilización .....	131
6.9.3.3	Otras técnicas .....	134

### REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....

### ANEXOS

#### 1 PRESCRIPCIONES TECNICAS ESPAÑOLAS SOBRE MATERIALES PARA SU UTILIZACION EN TERRAPLENES ... 147

#### 2 EXTRACTO DE LAS ESPECIFICACIONES BRITANICAS SOBRE CONSTRUCCION DE TERRAPLENES .....

#### 3 EL INDICE MCV Y SU APLICACION AL EMPLEO DE MAQUINARIA EN LA CONSTRUCCION DE EXPLANACIONES 155

1	Aparato del TRRL .....	155
2	Clasificación del suelo .....	156
3	Relación del MCV con el índice de liquidez y la resistencia del suelo .....	156
4	Predicción del comportamiento del equipo de explanación .....	157
5	Comportamiento del suelo durante la construcción de las explanaciones .....	159

#### 4 LA EXPLANADA EN LAS INSTRUCCIONES 6.1-IC y 6.2-IC .....

#### 5 EXTRACTO DE LAS RECOMENDACIONES FRANCESAS PARA LA COMPACTACION DEL NUCLEO Y CORONACION DE TERRAPLENES .....

	<b>SUELOS EXPANSIVOS O COLAPSABLES</b> .....	173
<b>1</b>	Causas del fenómeno de expansividad de las arcillas .....	173
<b>2</b>	Otros materiales expansivos no arcillosos .....	175
<b>3</b>	El fenómeno de colapso .....	177
<b>3.1</b>	Consideraciones generales .....	177
<b>3.2</b>	Colapso de materiales granulares .....	178
<b>3.3</b>	Hinchamiento y colapso de arcillas .....	180
<b>4</b>	Identificación de los suelos potencialmente expansivos .....	182
<b>4.1</b>	Consideraciones generales .....	182
<b>4.2</b>	Ensayos de identificación de la expansividad con edómetro .....	183
<b>4.3</b>	Métodos empíricos de identificación y valoración .....	184
<b>5</b>	La succión y su medida .....	189
<b>5.1</b>	El concepto de succión .....	189
<b>5.2</b>	Procedimientos de medida de la succión .....	190
<b>5.2.1</b>	Descripción general .....	190
<b>5.2.2</b>	Método de la membrana de presión .....	191
<b>5.2.3</b>	Método del psicrómetro .....	191
<b>5.2.4</b>	Método del papel de filtro .....	192
<b>5.2.5</b>	Sensor de disipación de calor (MCS 6000) .....	193
<b>5.3</b>	Relaciones succión-humedad .....	193
<b>6</b>	Evaluación de las características climáticas .....	196
<b>7</b>	Perfiles de humedad y succión en el terreno .....	199
<b>7.1</b>	Características generales .....	199
<b>7.2</b>	Efectos climáticos generales .....	199
<b>7.2.1</b>	Capa freática alta .....	200
<b>7.2.2</b>	Capa freática profunda .....	201
<b>7.2.3</b>	Determinación aproximada de la humedad de equilibrio .....	203
<b>7.3</b>	Efecto de la vegetación .....	204
<b>8</b>	Determinación de la magnitud del hinchamiento .....	205
<b>8.1</b>	Consideraciones generales .....	205
<b>8.2</b>	Métodos de predicción basados en el ensayo endométrico normal ..	206
<b>8.2.1</b>	Consideraciones generales .....	206
<b>8.2.2</b>	Método directo .....	207
<b>8.2.3</b>	Método de Sullivan y McClelland .....	208
<b>8.2.4</b>	Método SO .....	208
<b>8.2.5</b>	Método del doble edómetro y derivados .....	209
<b>8.2.6</b>	Método de McDowell .....	210
<b>8.3</b>	Edómetro de succión controlada. Aparato de corte directo con succión controlada .....	212
<b>8.4</b>	Métodos basados en la relación aproximada entre la variación de succión y el incremento de volumen .....	215
<b>8.4.1</b>	Consideraciones generales .....	215
<b>8.4.2</b>	Ensayos succión-cambio de volumen .....	216
<b>8.4.3</b>	Cálculo del hinchamiento debido a una variación de succión .....	217
<b>8.4.4</b>	Efecto de las cargas exteriores .....	218
<b>8.4.5</b>	Aplicaciones similares .....	220
<b>8.5</b>	Otros métodos basados en la relación succión/humedad .....	220
<b>8.5.1</b>	Método de Richards .....	220
<b>8.5.2</b>	Método de Johnson .....	221

## INTRODUCCION

La construcción de terraplenes y pedraplenes ha pasado durante los últimos decenios por una serie de fases que, aun a riesgo de un exceso de síntesis, puede ser útil agrupar en tres etapas.

Hace medio siglo, prácticamente todo valía para formar un relleno de una carretera o ferrocarril, y casi se puede decir que cualquier procedimiento era admitido con tal de que fuera capaz de contribuir a conseguir el volumen proyectado. Los terraplenes, antes de construir el firme, se dejaban que se hicieran «añejos» con el agua y el tiempo, ya que, si se aplicaba algún tipo de compactación, era más teórico que efectivo.

Quando la Mecánica del Suelo empezó a desarrollarse, se despertó en el ingeniero la conciencia de que los suelos eran materiales que, como los demás, podían comportarse de manera muy diversa según su naturaleza y tratamiento. Como consecuencia, a medida que se fueron ampliando los conocimientos en la nueva ciencia, empezaron a establecerse una serie de limitaciones en cuanto a los materiales a emplear y de condiciones en cuanto a los procedimientos de ejecución. Evidentemente, los resultados fueron espectaculares, pues se pasó de aquella situación en que resultaba preferible circular por una carretera vieja que por una de nueva construcción, a poder disfrutar de la suave rodadura de los firmes nuevos apenas abiertos al tráfico.

Durante esta segunda etapa se fueron desarrollando los poderosos medios de excavación, transporte y compactación que hoy día se emplean y que permiten tallar enormes desmontes y construir terraplenes hasta del orden de los 100 m de altura, como si se tratara de grandes presas.

Progresivamente se fue planteando el interrogante de si la calidad de la obra no se estaba asegurando a un coste excesivo, a base de establecer unas especificaciones a veces demasiado estrictas en cuanto a los materiales a utilizar y las técnicas a seguir.

Como respuesta se ha ido estructurando la postura actual en muchos países, que tiende a reducir las limitaciones absolutas, para tratar de aprovechar más racionalmente los materiales disponibles. Para ello, a veces es suficiente distribuirlos adecuadamente según las funciones que debe cumplir cada zona del relleno y aprovechar el enorme potencial de la maquinaria moderna y de las nuevas técnicas desarrolladas. Una mentalización de este tipo no excluye naturalmente la posible necesidad de, en ciertos casos, prescindir totalmente de determinados productos de excavación.

Esta actitud más flexible, al suprimir algunas normas demasiado restrictivas y dar una mayor libertad de acción, exige, sin embargo, en el ingeniero un conocimiento más profundo de los materiales y procedimientos constructivos para garantizar la calidad de la obra. Debe, por tanto, tomarse como un reto y no como una facilidad.

Otro factor que asimismo está influyendo, tanto en el proyecto como en la construcción de carreteras, es la creciente preocupación en el mundo por la conservación del medio ambiente. La cada vez menor posibilidad de utilización de zonas para vertedero, al menos en determinadas regiones, recomienda con frecuencia aprovechar al máximo posible los materiales disponibles. La protección de las aguas de los cauces exige tomar medidas contra la erosión y contaminación. La estética de la carretera es un aspecto que cada vez se tiene más en cuenta, obligando igualmente a controlar la erosión, a efectuar plantaciones, tender los taludes en determinados puntos más de lo estrictamente requerido por razones de estabilidad, etc.

En este texto se expone el estado actual de los conocimientos sobre técnicas

de proyecto, construcción y control de explanaciones con productos naturales; es decir, sin incluir los denominados materiales de desecho.

En esta nueva edición, además de revisar, completar y poner al día los temas tratados en la anterior (1981), se han incluido algunos que o son totalmente nuevos o habían sido desarrollados de manera muy reducida, a saber: suelos expansivos, erosión y cálculo de estabilidad de taludes.

## 2.0 GENERALIDADES

Como en casi todas las obras de ingeniería, y aunque en este caso se trate de una obra de tierra, es la cimentación uno de los factores que puede originar mayores dificultades en el comportamiento de una carretera, dificultades aún de más importancia que las que pueden derivarse de la utilización de un material inadecuado o de su imperfecta colocación.

Son conocidos los problemas de asientos diferenciales e incluso hundimientos que pueden producirse al construir terraplenes sobre depósitos de turbas o arcillas blandas. Muy típica es también la problemática a que puede dar lugar la construcción en laderas más o menos inestables, que a veces conduce a deslizamientos completos y otras, al menos, a reptaciones que originan deformaciones en la calzada.

Estos y otros temas serán el objeto de este capítulo, comenzando por lo que pudiera llamarse el tratamiento mínimo a la superficie de asiento, es decir, desbroce, eliminación de la tierra vegetal y escarificado.

## 2.1 PREPARACION DE LA SUPERFICIE DE ASIENTO

### 2.1.1 Desbroce del terreno

En las superficies de asiento de los rellenos hay que suprimir los árboles, plantas, malezas, broza, maderas caídas, escombros, basura y cualquier otro material que se juzgue pueda influir desfavorablemente en el comportamiento del terraplén o pedraplén.

Suele ser práctica habitual extraer los tocones y raíces. Sin embargo, teniendo en cuenta el elevado coste de estas operaciones y la necesidad de transportar los productos extraídos a vertedero, que en algunas zonas son cada vez más escasos, se establecen ciertas limitaciones según la profundidad a que van a quedar con relación a la explanada. A título de orientación, los árboles pueden cortarse a unos 8 ó 10 cm por encima de la superficie del terreno y dejar los tocones en su sitio, si la altura del terraplén es superior a 1,50 ó 1,80 m. Las normas de la Federal Highway Administration FP-85 (1985) establecen una profundidad mínima de 1,20 m desde la explanada o talud para no tener que extraer los tocones no podridos. Donde sea preciso arrancarlos, los huecos correspondientes deberán rellenarse y compactarse debidamente. Un criterio análogo podrá aplicarse a otros productos no perecederos y que pueda estimarse no perjudicarán la estabilidad y el comportamiento de los rellenos a construir.

### 2.1.2 Eliminación de la tierra vegetal y escarificado

En general se eliminará la capa de tierra vegetal y se procederá a su almacenamiento en condiciones adecuadas para evitar su deterioro y para su posterior utilización donde se precise.

Sin embargo, puede evitarse su eliminación en terraplenes de mediana y gran altura, donde los asientos a que pueda dar lugar sean pequeños comparados con los totales del relleno y siempre que su presencia no implique un riesgo, como la formación eventual de una superficie de deslizamiento. Además, debe tenerse en cuenta que su conservación sobre terrenos blandos puede mejorar las condiciones de paso y de colocación de las primeras capas de relleno, e incluso de un geotextil.

Independientemente de que sea necesaria o no la eliminación de la tierra vegetal desde el punto de vista de la cimentación del terraplén, podrá imponerse su extracción y almacenamiento para su posterior utilización en otros lugares. A estos efectos debe tenerse en cuenta que la tierra vegetal es un producto precioso que no se multiplica. Es el soporte de la vegetación y debe ser tratada

con todo cuidado, tanto en las obras como en los depósitos de almacenamiento. Las instrucciones de diferentes países hacen alusión de manera más o menos detallada a este aspecto, siendo de destacar la suiza (VSS, 1975), que dice lo siguiente: «La tierra vegetal se diferencia del suelo bruto por un color más oscuro que varía según el contenido en humus. Es el centro de una vida microbiana intensa. La tierra vegetal que no se utilice inmediatamente, debe almacenarse en emplazamientos adecuados y en ningún caso en depresiones del terreno. Los depósitos deberán ejecutarse utilizando maquinaria que no compacte el material, que a su vez deberá encontrarse lo más seco posible. La compactación y una humedad excesiva provocan una falta de oxígeno en la tierra vegetal. La altura máxima de estos almacenamientos será de 5 m cuando hayan de ser de corta duración (un período vegetativo) y de 3 m cuando la duración haya de ser mayor».

Además de la eventual eliminación de la tierra vegetal, puede ser necesario escarificar y recompactar el terreno en una profundidad de hasta unos 25 cm, según las condiciones en que se encuentre, la altura del terraplén y la posible influencia en las condiciones de estabilidad de la obra y sus asientos totales.

Las operaciones de desbroce y escarificado dejan la superficie del terreno fácilmente erosionable por los agentes atmosféricos. Por ese motivo, estos trabajos no deberán llevarse a cabo hasta el momento preciso y en las condiciones oportunas para reducir a un mínimo el tiempo de exposición.

## **2.2 TERRAPLENES DE POCA ALTURA**

En las secciones en terraplén de poca altura se hace más sensible la influencia del terreno natural, y por ello podrá ser necesaria una excavación adicional para la construcción de la explanación, evitándose de esta forma transiciones innecesarias de desmonte a terraplén y dándose uniformidad al terreno de apoyo. Generalmente es recomendable disponer un espesor mínimo de relleno próximo a 1 m.

A efectos de la distribución en profundidad de estos mínimos recomendables, debe tenerse en cuenta que, donde se disponga de una cierta flexibilidad en la fijación de las rasantes, conviene mantenerlas lo más altas posible por encima del terreno natural, para mejorar las condiciones de drenaje.

En rellenos de tan pequeña altura cobran especial importancia las operaciones de desbroce y escarificado mencionadas en el epígrafe anterior.

## **2.3 TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS**

En algunas regiones el trazado de la carretera puede extenderse sobre depósitos de suelos blandos, constituidos por turbas, arcillas o limos.

La solución puede consistir en construir sobre tales depósitos o en proceder a su eliminación. Ello dependerá esencialmente de su espesor y características, que deberán determinarse mediante un reconocimiento geotécnico apropiado.

La solución de eliminación de los depósitos, si es viable, es la más segura; pero habrá que tener en cuenta la posición del nivel freático para estimar las dificultades durante la excavación, y la necesidad de sustituir todo el material que se excave.

Por otra parte, la excavación no tiene por qué extenderse necesariamente a toda la anchura del terraplén, aunque ello fuera lo más seguro. Por ejemplo, en el caso de depósitos de poca profundidad (1 ó 2 m) y características no excesivamente malas, puede adoptarse la solución de excavar solamente la anchura correspondiente a la calzada y arcones, proyectada sobre el terreno firme con un talud hipotético fuerte (por ejemplo, de 1:1). Existen otras posibles combinaciones que dependen de las condiciones particulares del caso.

No es fácil fijar «a priori» a partir de qué espesor de suelos blandos resulta económica su eliminación, pues ello depende de muchos factores, entre los que se han enumerado algunos. De manera genérica, sin embargo, puede ser ventajoso este tipo de solución si los espesores a excavar no pasan de 5 a 6 m.

La eliminación de los materiales por desplazamiento es una técnica que también se ha empleado en múltiples ocasiones si los depósitos son muy blandos.

El procedimiento, sin embargo, tiene el inconveniente de conducir a resultados inciertos, porque nunca se tiene la seguridad de haber suprimido totalmente el material blando y cabe siempre la posibilidad de que quede alguna bolsada. Generalmente el desplazamiento se produce por la fuerza originada por el peso del terraplén, que a veces se complementa con la utilización de explosivos. Si se recurre a soluciones de este tipo hay que llevar una supervisión muy cuidadosa, complementada en todo caso por la ejecución de sondeos para controlar la posible presencia de bolsadas.

Para construir terraplenes sobre suelos blandos hay que hacer un estudio geotécnico detallado de estabilidad y asentamientos, así como llevar un control durante la construcción, temas ambos que se salen fuera del ámbito de esta publicación.

Al hacer un estudio comparativo de las dos soluciones citadas deberán tenerse en cuenta también las precauciones que será preciso adoptar con las obras de paso, en caso de recurrir a la última mencionada. Si se cimentan en terreno firme dan lugar a movimientos diferenciales respecto a los rellenos, y los elementos de cimentación, como los pilotes, pueden quedar sometidos a efectos, como fricción negativa y empujes laterales, que encarecen la obra. Por ello a veces se recurre a soluciones flotantes si resultan viables.

## 2.4 TERRAPLENES SOBRE LADERAS

### 2.4.1 Causas de desequilibrio

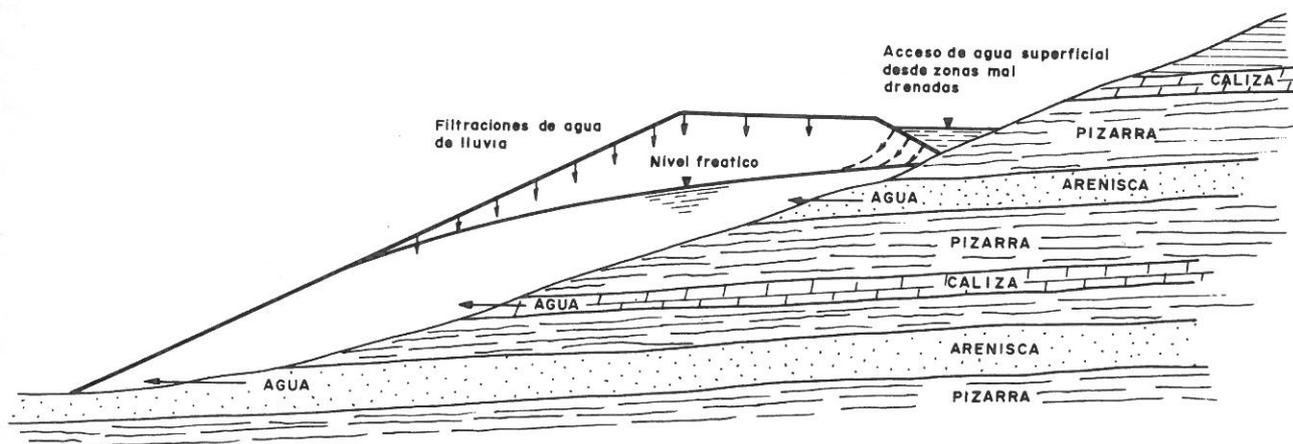
Las obras sobre laderas son en general temidas por el ingeniero, especialmente las de desarrollo lineal como son las carreteras. La razón estriba en que, con frecuencia, las laderas se encuentran en equilibrio estricto, y aun en el caso de que no hayan llegado a tal extremo, al alterar sus características pueden introducirse importantes factores de desestabilización del equilibrio y variaciones en las condiciones de drenaje.

La modificación de las condiciones de equilibrio por la nueva distribución de masas es evidente y puede valorarse, por lo menos aproximadamente, para prever cuáles serán sus efectos, aunque a veces se encontrarán para ello dificultades.

En cuanto al drenaje, se suele ver afectado por las obras, tanto el superficial como el profundo. Una zona donde, por ejemplo, se acumulará agua con facilidad si no se trata debidamente, es la unión del faldón superior del terraplén con la ladera (fig. 2.1). Como consecuencia, puede provocarse incluso la formación de un nivel freático en el cuerpo del relleno, aunque sólo sea temporalmente.

FIGURA 2.1

POSIBLES FUENTES DE ALIMENTACION DE AGUA AL CUERPO DE UN TERRAPLEN





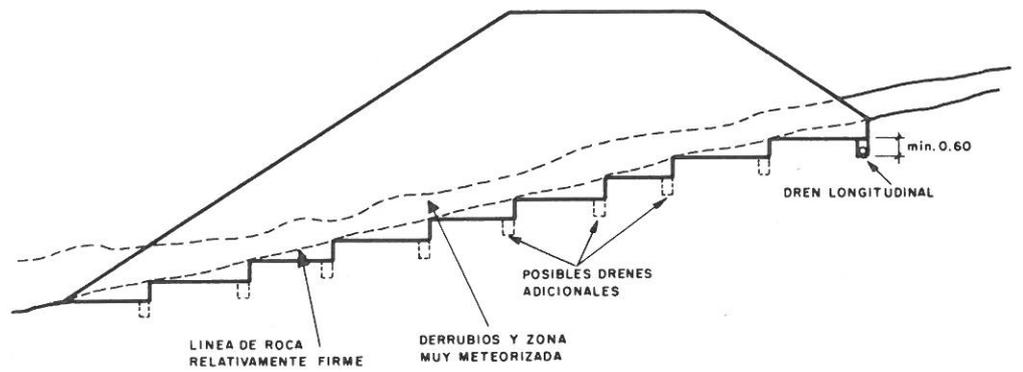


FIGURA 2.3

ABANCALAMIENTO Y DRENAJE

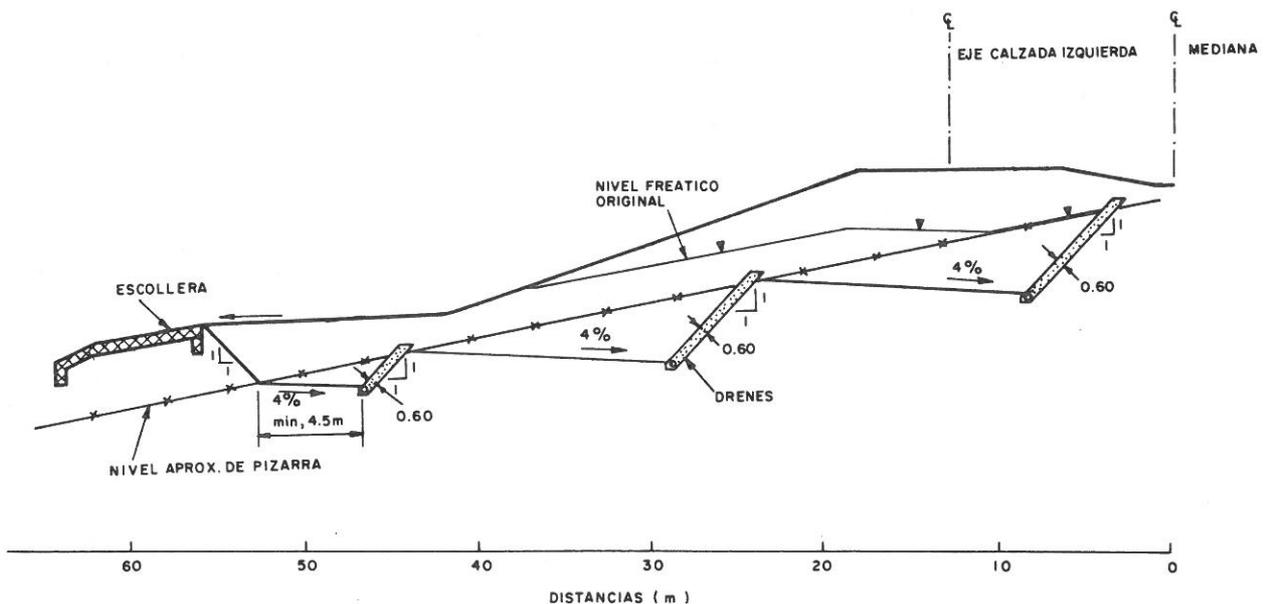
más conservadores, recomendando el escalonamiento donde la pendiente natural del terreno sea superior a 4(H):1(V) o 6(H):1(V). La decisión a adoptar dependerá de las condiciones de estabilidad previstas para la obra.

Las banquetas deben interceptar, si es posible, la zona meteorizada o de transición de la roca y quedar apoyadas en horizontes que se consideren suficientemente firmes. En cuanto a su anchura, debe ser tal que la maquinaria pueda trabajar ampliamente en ellas, siendo preferible en este aspecto pasarse que quedarse corto.

Donde se advierta la presencia de agua, se deberá dejar perfectamente drenado el contacto del terraplén con la superficie de apoyo. Para ello, la más elemental de las medidas puede consistir en colocar un dren longitudinal en el borde superior de dicho contacto, según se indica en la figura 2.2. Esto, sin embargo, puede no ser suficiente, por lo menos donde la base del terraplén sea bastante ancha, pues si bien se corta el flujo relativamente superficial, pueden aflorar aguas más hacia el centro. Por ello, donde se dispongan banquetas puede ser conveniente instalar uno o más drenes en cada escalón intermedio, según se indica en las figuras 2.3 y 2.4. Según las circunstancias concretas de que se trate, será recomendable o incluso necesario cubrir todo el contacto,

FIGURA 2.4

DISPOSICION DE DRENAJES EN BANQUETAS COMO CORRECCION DE UN CORRIMIENTO (17)



escalonado o no, con un manto continuo permeable. El espesor de esta capa drenante no será inferior a 0,30 m, y deberá estar protegida contra los arrastres y la penetración por presión de los materiales circundantes; además, podrá ser necesario interponer en ella drenes cuando los caudales lo justifiquen.

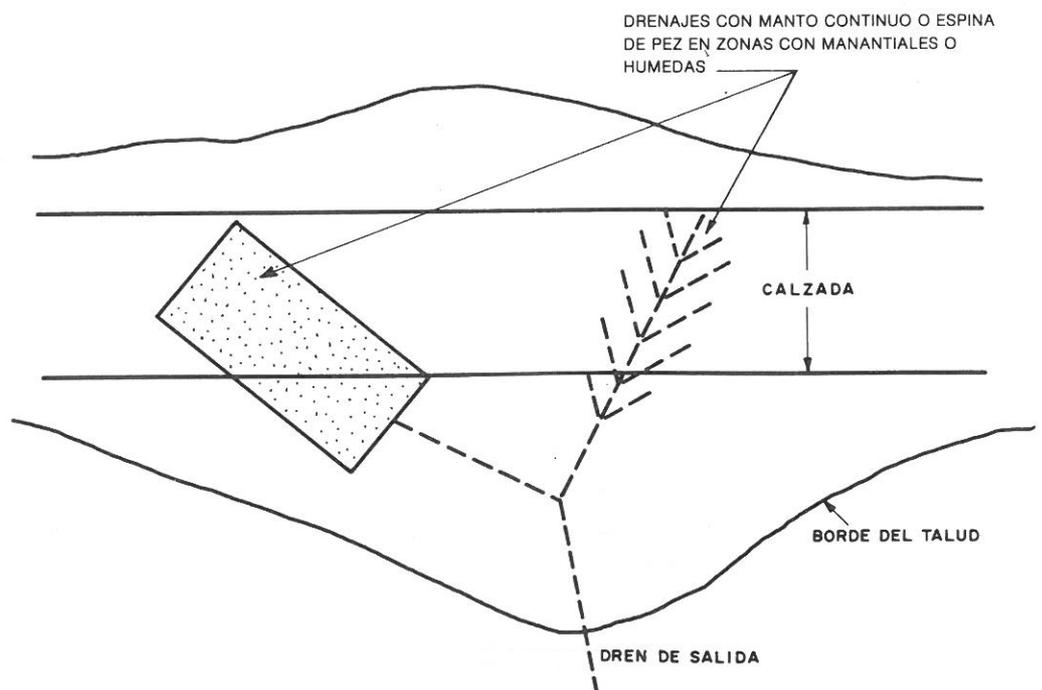
Otra solución más económica puede ser el tipo de las señaladas esquemáticamente en la figura 2.5, donde se disponen zonas drenantes en forma de mantos o drenes en espina de pez en las partes donde se ve que efectivamente aflora el agua, uniendo después cada una de estas captaciones a una o varias salidas comunes. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, al aplicar este tipo de solución, que la construcción del terraplén puede alterar sustancialmente la distribución de los puntos de salida de agua. Asimismo, las banquetas con sus dientes de sierra, al cortar precisamente la zona meteorizada, pueden interceptar con su relleno posterior las capas más permeables por donde anteriormente circulaba el agua, provocando una imprevisible distribución de flujos.

Los drenes de pie del tipo de los empleados en presas de tierra (fig. 2.6) son a veces muy eficaces. Por un lado sirven para rebajar los niveles freáticos del terraplén y evitar los arrastres y reblandecimientos de su parte inferior, que con frecuencia son el origen de muchos males. Por otra parte, si el material que los constituye tiene una resistencia a esfuerzo cortante importante (piedra gruesa con protección contra arrastres, por ejemplo) y se dejan bien asentados sobre el terreno firme, constituyen de por sí elementos que oponen una resistencia considerable contra deslizamientos de pie.

En todos los tipos de obras de drenaje, una cosa que hay que tener muy en cuenta, es que no hay nada más peligroso que un dren taponado o que no desagüe por cualquier otro motivo; entonces constituye una zona de captación y posiblemente un colchón permanente de agua, originando inestabilidad en lugar de contribuir a resolver el problema. Por ello, no sólo deben protegerse debidamente contra los arrastres, sino que en lo posible deben apoyarse en terreno firme. En caso de que por alguna circunstancia no pudiera alcanzarse el terreno estable, deberán instalarse con pendientes más bien exageradas, para que los posibles asientos o distorsiones no impidan su posterior desagüe.

FIGURA 2.5

DISPOSICION EN PLANTA DE DRENAJES EN EL CONTACTO ENTRE UN TERRAPLEN Y EL TERRENO NATURAL



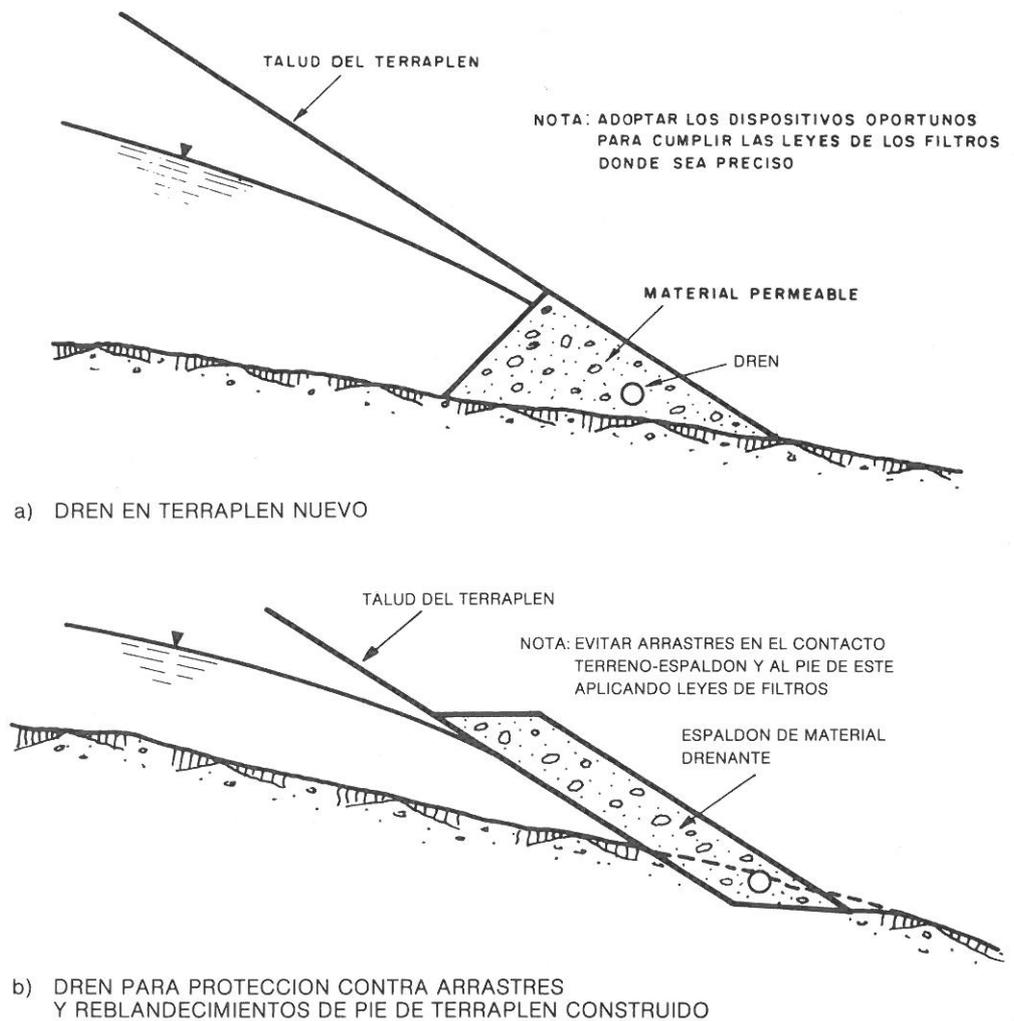


FIGURA 2.6

DRENES DE PIE DE TERRAPLENES

#### 2.4.2.2 Espesores importantes de materiales inestables

Si el coluvial o material inestable que yace sobre el terreno firme tiene un espesor considerable, o si su excavación puede ocasionar movimiento de la ladera, puede ser necesario dejarlo en su sitio y construir el terraplén encima, aumentando las condiciones de seguridad por otros procedimientos. La mayor parte de las soluciones que aquí se mencionan son también aplicables al caso de laderas en suelos homogéneos que pierden su estabilidad al introducir el peso del nuevo terraplén.

En estos casos se debe empezar por hacer un estudio de la estabilidad del conjunto terraplén-terreno. Las soluciones podrán ser de diferentes tipos. Unas consistirán en procurar un equilibrio entre las masas estabilizadoras y volcadoras, haciendo una adecuada distribución de las mismas. Este sistema, que puede ser el más sencillo, muchas veces tropieza con dificultades de tipo práctico por limitaciones en las expropiaciones, invasión de cauces de agua, etc.

Con frecuencia los fenómenos de inestabilidad van asociados a la presencia de agua, y la instalación de un drenaje eficaz puede ser definitiva para resolver el problema.

Los dos tipos de soluciones citadas van muchas veces combinados con otros, como la construcción de muros más o menos flexibles, que se mencionarán en el apartado 2.4.3.

A. *Zanjas transversales de reconocimiento y drenaje.* Ocurre en no pocas ocasiones que el reconocimiento geotécnico no ha definido suficientemente la masa del terreno de apoyo que puede crear problemas. Este suele ser especialmente el caso donde se trata de coluviales con bolos y rocas meteorizadas en las que los ensayos de penetración y la toma de muestras resultan muy difíciles. Por ello puede ser práctico excavar zanjas transversales a la carretera hasta alcanzar la roca o la mayor profundidad posible. Las zanjas, además de servir para determinar la profundidad de la roca, permiten inspeccionar directamente el material y, haciendo varias a distancias convenientes, definir el terreno en toda la zona afectada. Una vez cumplida su primera misión de reconocimiento, cualquiera que sea la solución que definitivamente se adopte, servirán por lo menos como drenes transversales rellenándolas convenientemente. Es probable, además, que puedan utilizarse como desagües de las zanjas longitudinales a que seguidamente se hace referencia.

B. *Zanjas longitudinales.* Una solución que puede ser eficaz y se ha utilizado en muchas ocasiones consiste en excavar una zanja longitudinal, generalmente hasta el terreno firme. Se rellena de material permeable debidamente protegido contra los arrastres, o bien como el resto del terraplén, intercalando una capa filtro según se indica en la figura 2.7. Normalmente, se instala en su interior un dren que se desagua a distancias convenientes a pequeñas obras de drenaje transversal.

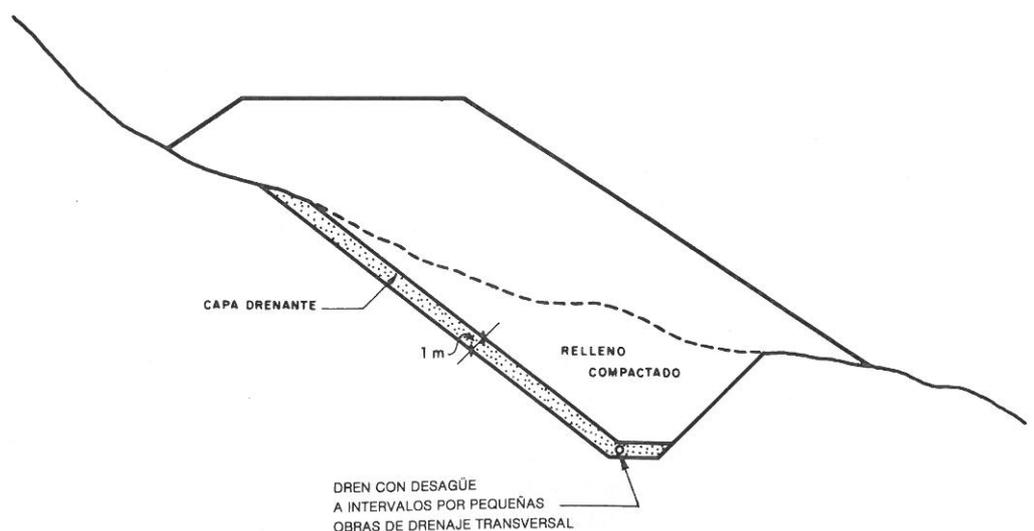
Estas zanjas longitudinales pueden ocupar toda la base del terraplén, en cuyo caso se trata realmente de una excavación total del cimiento con sus correspondientes dispositivos de drenaje. Otras veces se sitúan en la zona del pie y entonces, si llegan hasta terreno firme, tienen en el fondo una anchura de cierta importancia, y como se rellenan de un material resistente (escollera o materiales granulares), además de su función drenante, pueden cumplir también un papel puramente resistente contra deslizamientos a través del cimiento.

El problema con este tipo de solución puede residir en su ejecución, ya que hay que evitar que se mueva la ladera, sobre todo si una parte va a servir de cimiento al resto del terraplén, lo que puede hacerla muy costosa. Se comprende, sin embargo, que admite muchas variantes según las condiciones particulares del caso de que se trate.

C. *Drenes subhorizontales.* Los drenes subhorizontales fueron desarrollados en California en 1939 y desde entonces han experimentado una gran difusión, por

FIGURA 2.7

ZANJA LONGITUDINAL DE DRENAJE



constituir una solución sumamente práctica y casi única en muchas ocasiones. Además, eliminan todos los riesgos y el elevado coste de construcción de las galerías de drenaje, que pueden considerarse sus predecesoras y que aún hoy día resulta necesario utilizar en algunas ocasiones.

Consisten en tuberías de 4 a 5 cm de diámetro colocadas en taladros inclinados del 3 al 20 % para dar salida al agua por gravedad. La distancia entre ellas depende de las condiciones del terreno, siendo normalmente del orden de los 10 m o menos en horizontal; en terrenos desfavorables puede llegarse hasta unos 3 ó 4 m. La longitud máxima puede ser superior a los 60 m, habiéndose llegado en algunos casos hasta los 200 m.

Las tuberías pueden ser metálicas o de plástico con perforaciones. Para disminuir el peligro de arrastres deben recubrirse antes de su introducción con un geotextil o recurrir a otro procedimiento adecuado. Para evitar el crecimiento de raíces debe colocarse la tubería sin perforaciones en los últimos 6 m de salida. De todas formas, deben limpiarse periódicamente cada tres a diez años con elementos especiales para estos fines.

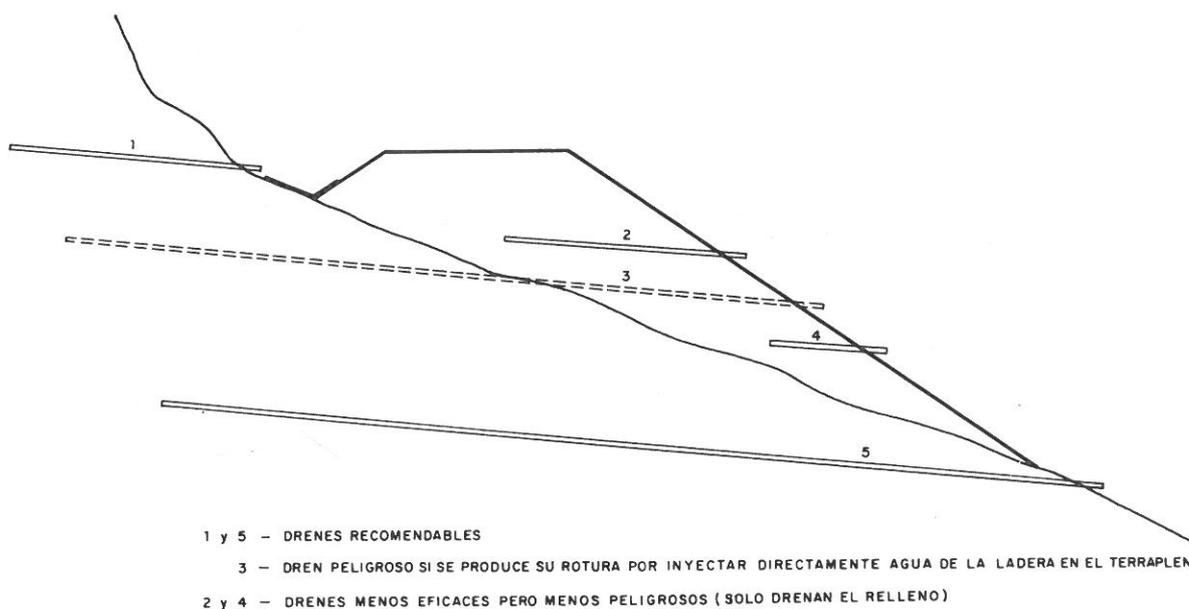


FIGURA 2.8

DRENES SUBHORIZONTALES O CALIFORNIANOS

Con este tipo de solución, que ya puede considerarse clásica, se perforan drenes a través del cimiento, como se indica en la figura 2.8. También pueden colocarse en la masa del terraplén si el nivel freático está algo elevado en el mismo. En este caso, en principio, convendría llegar con los drenes hasta la ladera. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que, si se producen desplazamientos diferenciales entre la masa del relleno y el terreno natural, los drenes pueden partirse; los efectos serían entonces contraproducentes, ya que harían la función de inyectar agua del terreno natural en el terraplén. Por eso, donde sea posible deben colocarse únicamente en el terreno natural.

*D. Elementos drenantes verticales y horizontales.* A veces sucede que el agua discurre por capas más o menos horizontales intercaladas en el terreno. Tanto en este caso como en otros muchos que a veces se presentan, la colocación de elementos drenantes tanto verticales como horizontales suele ser muy conveniente.

Para ello se puede recurrir a construir pozos en los lugares apropiados (fig. 2.9), que se rellenan de material permeable con la adecuada protección contra arrastres, y dar salida al agua mediante drenes subhorizontales perfora-

dos desde un lugar accesible. El problema consiste en acertar con la perforación horizontal al pozo, lo que puede resultar difícil a distancias mayores de 20 ó 30 m, ya que los sondeos tienden a desviarse tanto vertical como horizontalmente.

En zonas inestables puede ser muy conveniente emplear pilotes drenantes verticales, por su facilidad y seguridad de ejecución. El problema es su reducido diámetro para alcanzarlos con los sondeos horizontales. Por ello, se ha propuesto en alguna ocasión efectuar grupos de tres o más pilotes, cuyas proyecciones en la dirección en que se va a efectuar la perforación se solapan. De esta forma se acertará con alguno de ellos por lo menos.

En California se construyen pantallas de pilotes drenantes de 0,90 m de diámetro separados 1,50 m entre centros, interconectados por su base ensanchada y rellenos de material permeable. La interconexión se ha llegado en algún caso a hacer a mano. Las pantallas drenantes así construidas se desaguan mediante drenes subhorizontales (uno cada diez pozos como media) apuntando a las bases ensanchadas. Según parece, la operación se ha efectuado con éxito hasta distancias de unos 200 m.

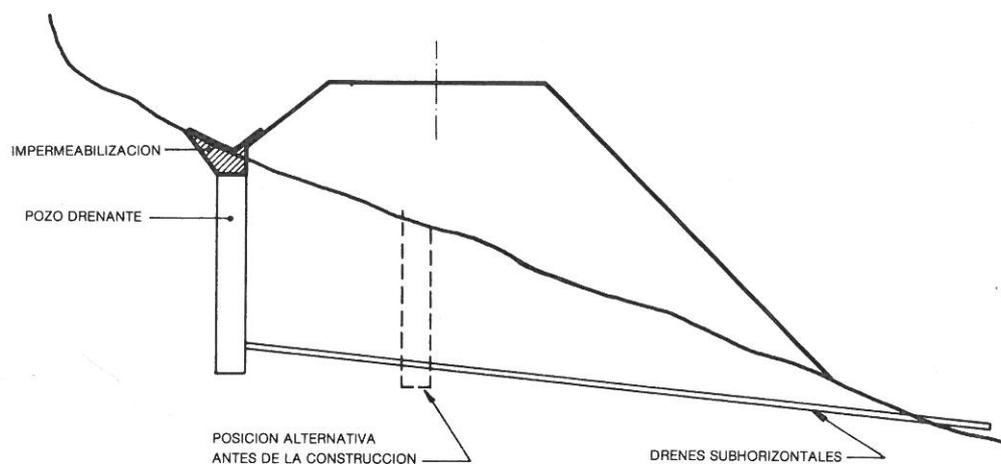


FIGURA 2.9

POZOS FILTRANTES CONECTADOS CON DRENES SUBHORIZONTALES

Un procedimiento que se ha desarrollado en España (fig. 2.10) consiste en la ejecución de pantallas continuas drenantes. Se utiliza la misma maquinaria que para las de hormigón, pero se hace el relleno con grava sin finos. La bentonita que tapiza las paredes, impermeabilizándolas, se elimina, dejando unas tuberías colocadas verticalmente en la grava y haciendo un lavado por circulación de defloculantes adecuados. La salida del agua de drenaje se da lateralmente al llegar a zonas bajas del terreno o por galerías o drenes horizontales. El problema que pudiera presentar este sistema estriba en la incógnita de su permanencia en el tiempo si se producen arrastres, ya que generalmente no se disponen elementos de protección contra ellos.

### 2.4.3 Medidas estructurales

La construcción de muros se sale fuera del ámbito de este texto. Sin embargo, la descripción de posibles medidas a adoptar quedaría incompleta si no se hiciera por lo menos una breve referencia a los mismos.

La utilización de muros en carreteras es una medida clásica aplicada desde tiempo inmemorial. Generalmente, sin embargo, era preciso contar con un ci-

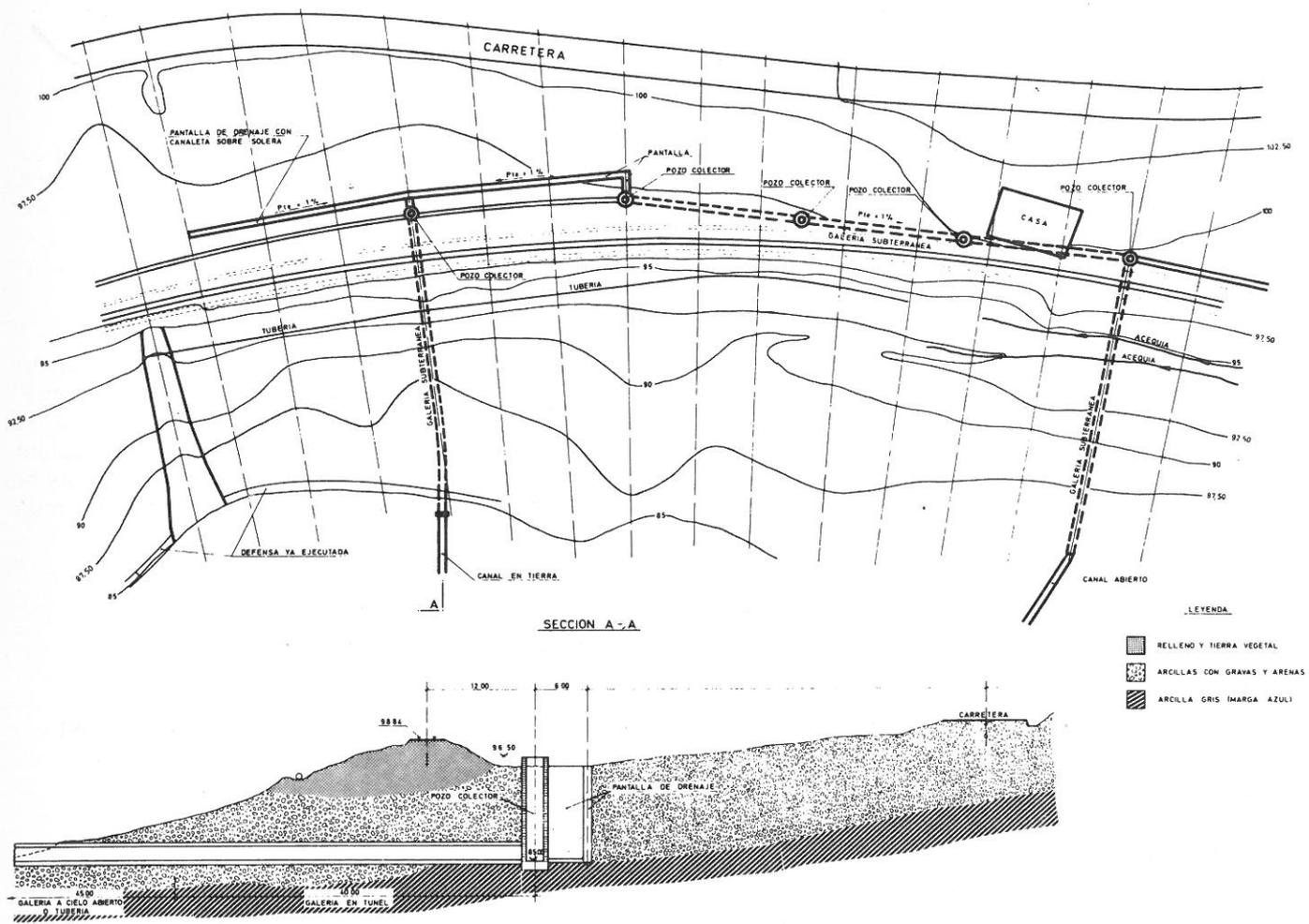


FIGURA 2.10

ESTABILIZACION DEL TERRAPLEN DEL FERROCARRIL CORDOBA-MALAGA, PK 157, MEDIANTE GALERIAS Y PANTALLAS CONTINUAS DRENANTES (PROCEDIMIENTO ORIGINAL DE KRONSA). (CORTESIA DE RENFE)

miento firme, ya que se trataba de elementos de contención rígidos. En los últimos años se han desarrollado nuevos modelos de muros que admiten grandes deformaciones y que son, por tanto, adaptables aunque las condiciones de sustentación del terreno sean desfavorables. Los tres tipos principales son los de tierra armada, los de gaviones y los celulares o en jaula, de los que se pueden ver unas aplicaciones en las figuras 2.11 y 2.12. A ellos hay que añadir los constituidos con geotextiles como elemento de refuerzo (fig. 2.13), de aplicación más reciente.

Estos tipos de muros, por su gran flexibilidad, constituyen auténticas prolongaciones de los terraplenes o pedraplenes, ya que su masa está esencialmente constituida por materiales sueltos, aunque hayan de cumplir unas determinadas condiciones de calidad. Su función genérica es equivalente a arbitrar un procedimiento capaz de permitir la construcción de taludes medios más escarpados. Por ello no debe perderse de vista que, aunque su estructura interna sea suficientemente resistente y puedan adaptarse a movimientos importantes, es preciso comprobar que el conjunto de la ladera es estable.

Hay otros tipos de soluciones que pudieran llamarse rígidas, como los muros o pantallas anclados, que también se han desarrollado mucho en los últimos años (en las figuras 2.14 y 2.15 se muestra una realización de este tipo). A veces se recurre a la construcción de pilotes, anclados o no, aunque este método es más frecuente como remedio para corrimientos ya iniciados.

En casos de laderas muy empinadas se puede acudir a soluciones a base de

**AUTOPISTA BARCELONA - LE PERTHUS**  
**TRAMO LA JUNQUERA - LE PERTHUS**

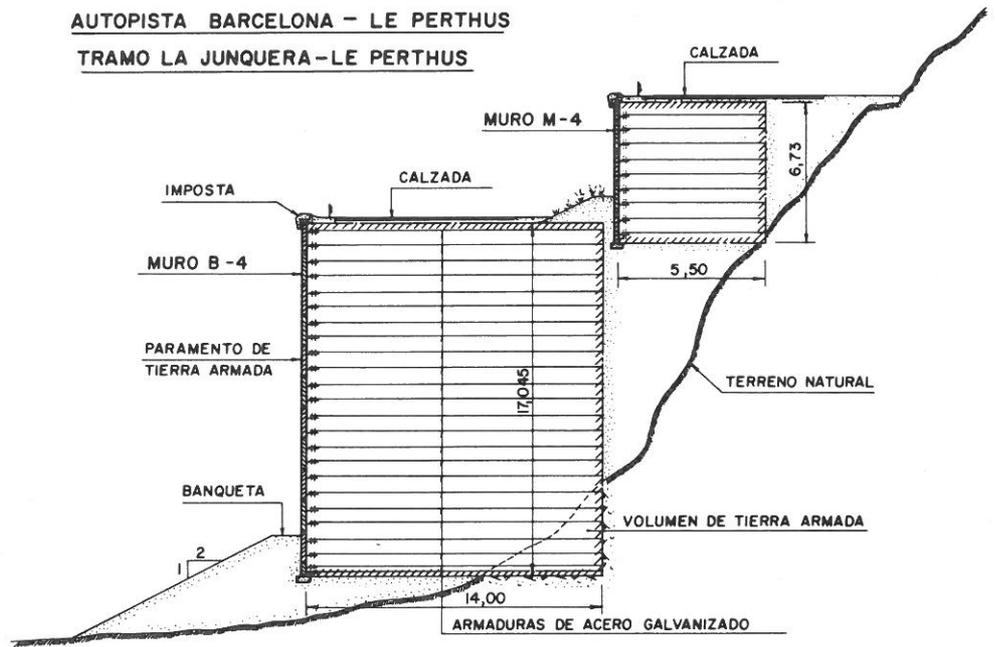
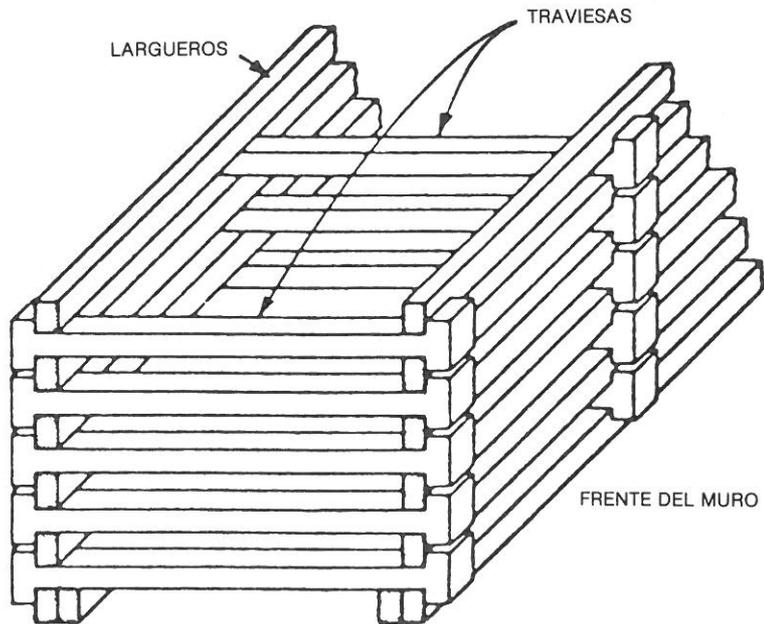


FIGURA 2.11

MUROS ESCALONADOS DE TIERRA ARMADA (CORTESIA DE TIERRA ARMADA, S. A.)



NOTA: Las células se rellenarán con material granular

FIGURA 2.12

MURO EN JAULA

estructuras rígidas o mixtas, como la que se recoge en la figura 2.16, con la mitad de la calzada sobre muro de tierra armada y la otra mitad sobre estructura.

Los viaductos sobre laderas cubiertas de coluviales u otros elementos superficialmente inestables tienen el inconveniente de que sus pilas pueden quedar sujetas a enormes esfuerzos laterales, si éstos tienden a moverse. En la figura 2.17 se recoge la solución adoptada en Suiza para la autopista de Léman, con

las pilas en el interior de pozos que dejan un espacio libre para el caso de que los recubrimientos tengan un movimiento de reptación.

Para evitar este y otros problemas asociados a la construcción de viaductos sobre laderas inestables, a veces se recurre a llevar su trazado en estructura

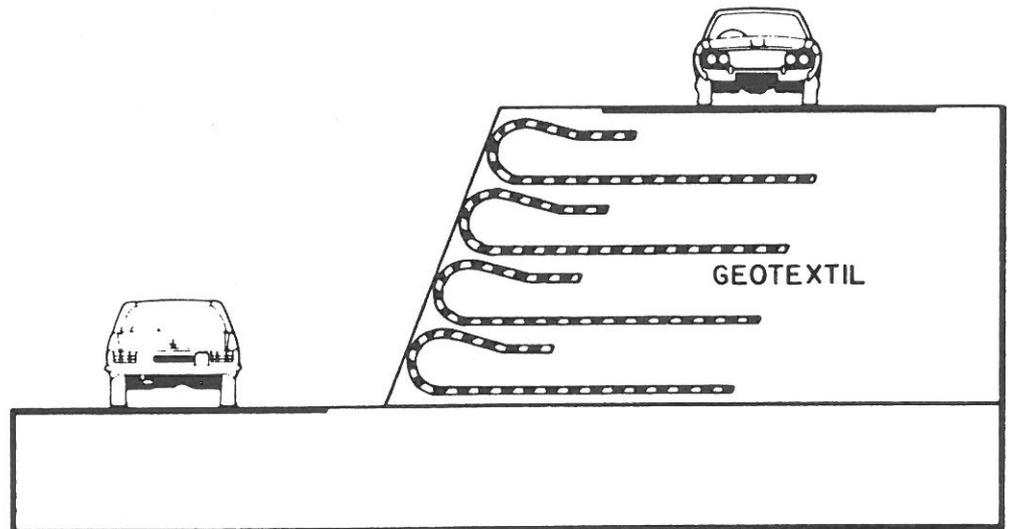


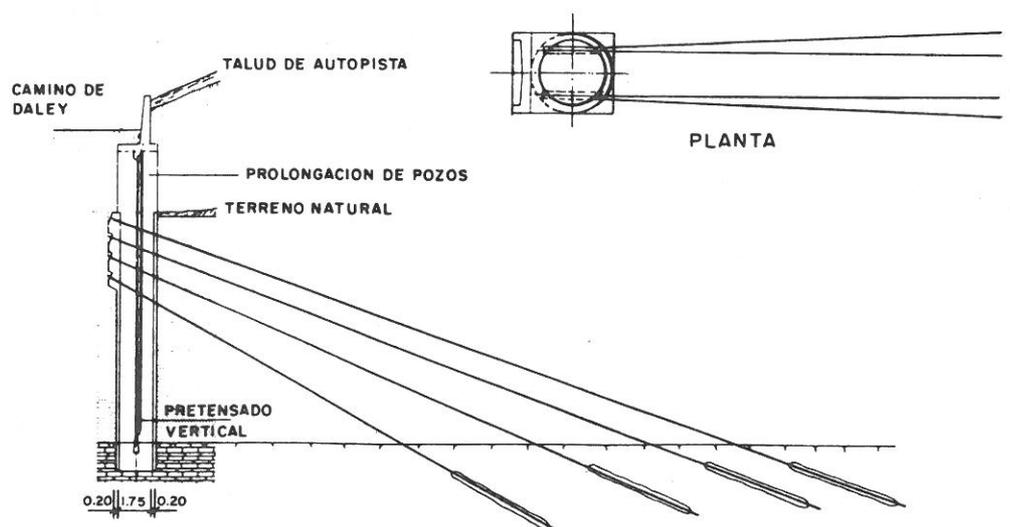
FIGURA 2.13

MURO REFORZADO CON GEOTEXTILES

prácticamente por el fondo del cauce, como puede verse en la figura 2.18. Las pilas están cimentadas directamente en la roca caliza del cauce, pero varias de ellas hubieron de construirse ancladas lateralmente como se indica en la figura 2.19, para evitar excavaciones excesivas en la roca del acantilado. En este tipo de soluciones debe prestarse especial atención al problema de los desprendimientos.

FIGURA 2.14

MURSO SOBRE PANTALLA DE POZOS ANCLADOS (123)



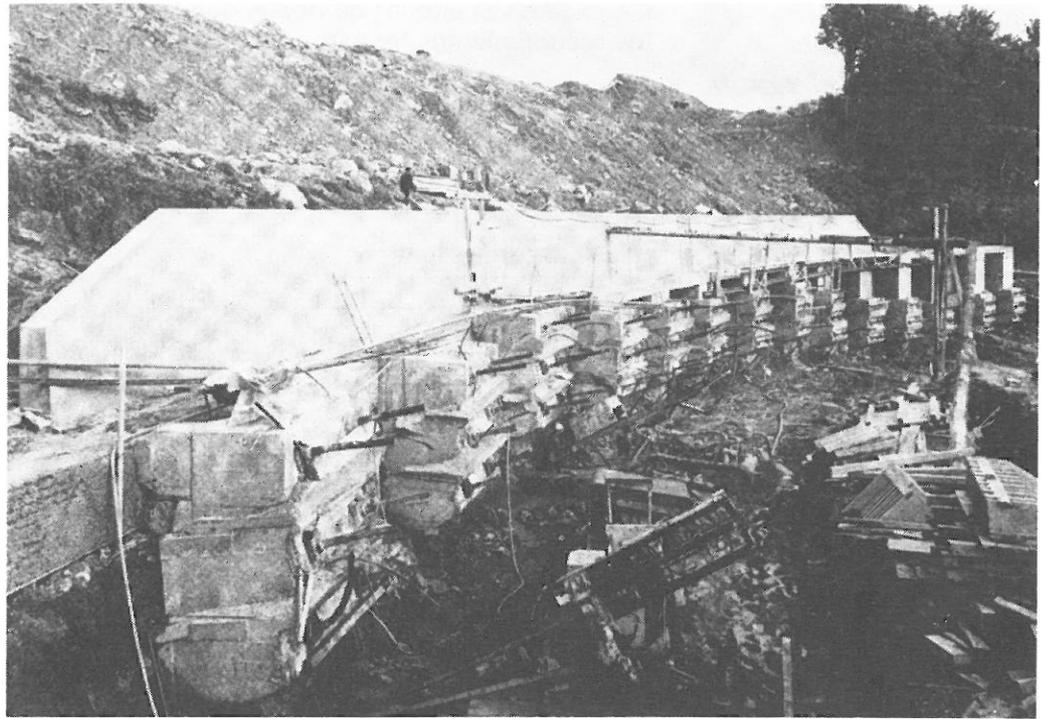
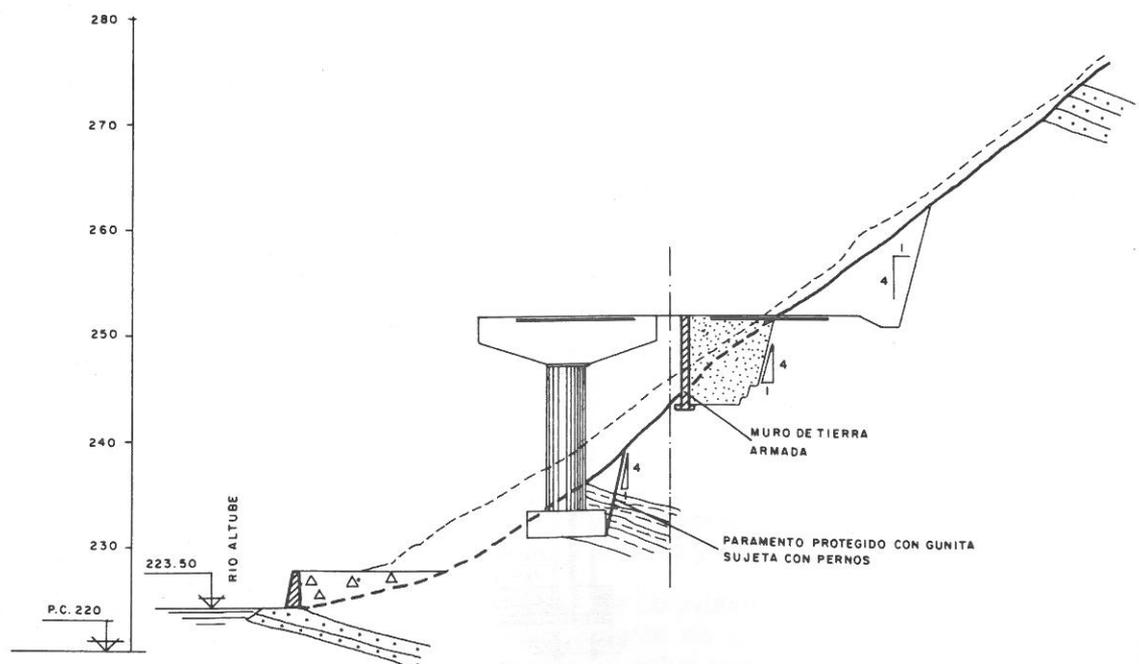


FIGURA 2.15  
VISTA DEL MISMO MURO (123)

FIGURA 2.16

SECCION MIXTA EN VIADUCTO Y TIERRA ARMADA EN LA AUTOPISTA BILBAO-ZARAGOZA  
(CORTESIA DE AUTOPISTA VASCO-ARAGONESA CONCESIONARIA ESPAÑOLA)



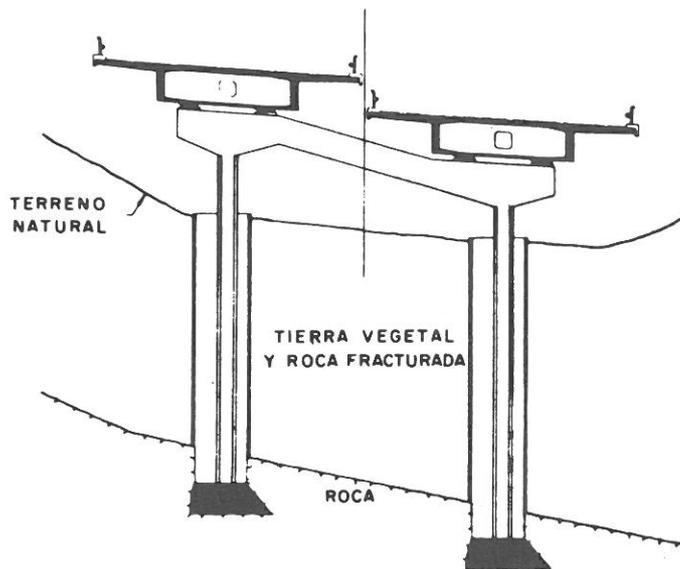


FIGURA 2.17

POZOS DE PROTECCIÓN DE LOS PILARES CONTRA CORRIMIENTOS EN LA AUTOPISTA DE LEMAN

FIGURA 2.18

CONSTRUCCION EN VIADUCTO DEL PASO DE SUBIJANA DE LA AUTOPISTA VASCO-ARAGONESA



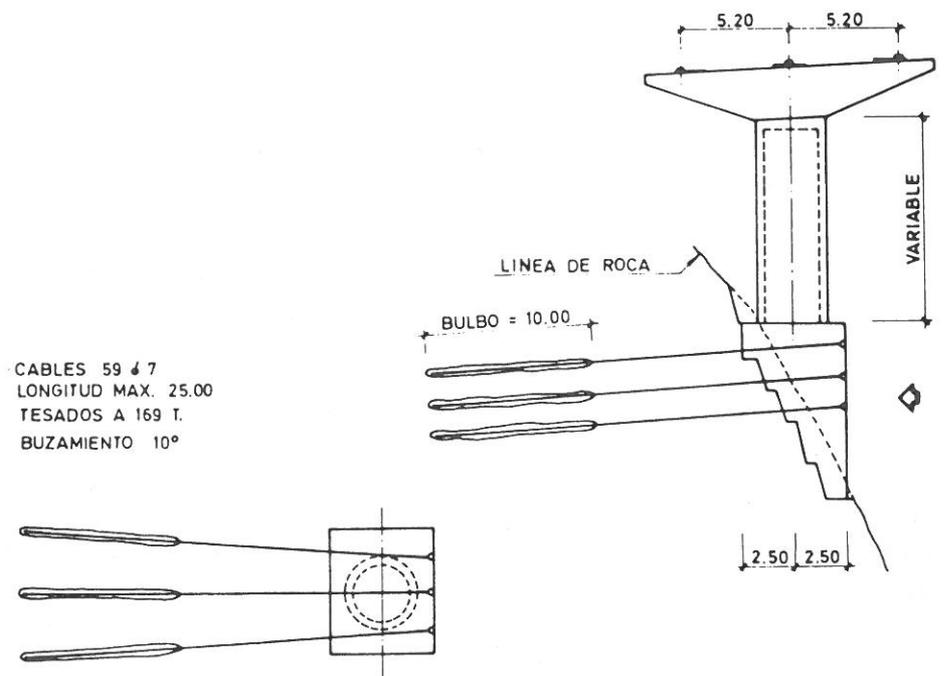


FIGURA 2.19

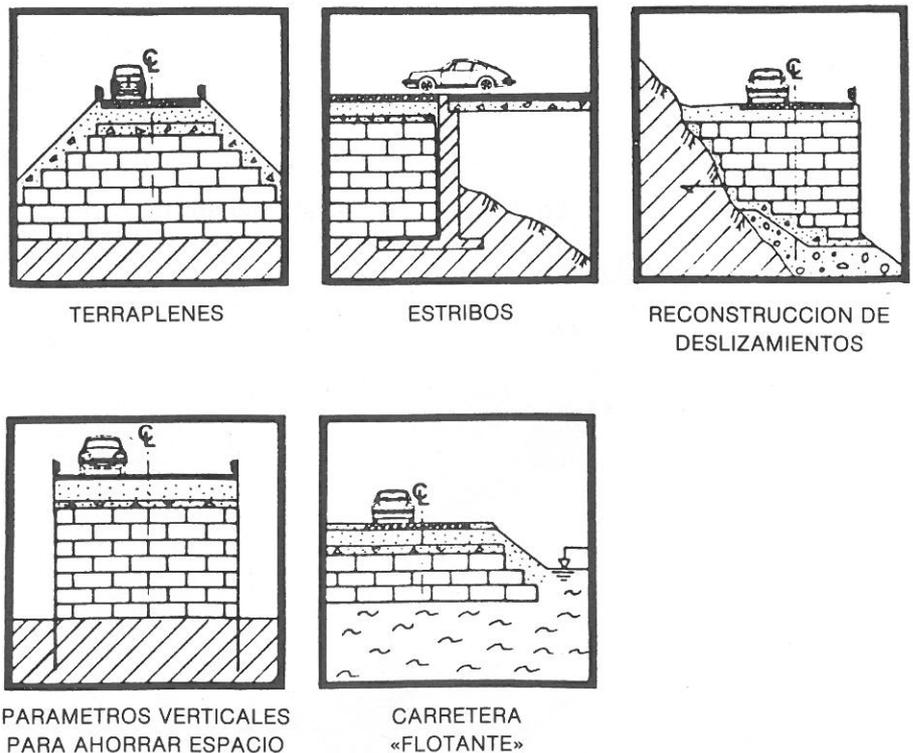
CIMENTACIONES ANCLADAS DE ALGUNAS PILAS EN EL PASO DE SUBIJANA

## 2.5 UTILIZACION DE MATERIALES LIGEROS

A veces se dispone a distancias relativamente reducidas de materiales ligeros, tales como determinados tipos de escorias o cenizas volantes. Su utilización puede constituir una buena solución donde quiera evitarse sobrecargar el terreno en laderas, suelos blandos, estribos de puente, etc. En la literatura se en-

FIGURA 2.20

APLICACIONES DE LOS BLOQUES DE POLIESTIRENO EXPANDIDO PARA RELLENOS LIGEROS



cuentran estudios interesantes al respecto (Margason y Cross, 1966; Sherwood y Ryley, 1966).

Un material que se está empleando muy recientemente es el poliestireno expandido, en bloques de unos  $0,5 \times 1,0 \times 3,0$  m, como puede verse en la figura 2.20. El peso específico de este producto es de unos  $20 \text{ kp/m}^3$ , es decir, del orden de la centésima parte del correspondiente a un suelo.

Se han construido en Noruega, donde el problema de suelos blandos está muy extendido, más de 50 rellenos de poliestireno expandido con un volumen de 50 a  $2.000 \text{ m}^3$ .

Parece ser, con la experiencia disponible de más de veinte años, que el poliestireno expandido no pierde sus propiedades mecánicas por envejecimiento, ni se pudre o afecta adversamente en condiciones normales. Su coste no es reducido, pero en determinadas condiciones puede competir con soluciones convencionales.

## **2.6 TRANSICIONES DE DESMONTE A TERRAPLEN**

Las transiciones de desmonte a terraplén pueden ser transversales a la calzada, como ocurre en los trazados a media ladera, o longitudinales. En ambos casos hay que tener en cuenta dos cosas. Por un lado conviene hacer gradualmente el paso de la zona de relleno compactado a la de terreno natural, especialmente si éste es roca, con objeto de que los asientos diferenciales que se originen no sean excesivos; con determinados tipos de suelos el problema puede ser de hinchamiento en lugar de asientos. Por otra parte, es frecuente que las zonas de desmonte aporten agua, que conviene recoger antes de que pase al terraplén.

Para cumplir la primera condición hay que hacer una transición con una pendiente lo más suave posible y que en ningún caso deberá ser superior a  $2(H):1(V)$ , hasta alcanzar una profundidad por debajo de la explanada de por lo menos  $1,0$  a  $1,5$  m.

Por otra parte, en la línea de paso se debe disponer un dren relativamente somero, que recoja las aguas que pudieran venir de la sección de desmonte. Si existieran otros posibles afloramientos a mayor profundidad en la ladera, los drenajes deberán multiplicarse a cotas más bajas por las razones y con los criterios análogos a los descritos en el apartado 24.2.1.

La construcción de banquetas puede ser necesaria en el caso de secciones mixtas a media ladera, por los mismos motivos y en los mismos casos de pendientes que se han citado en el apartado mencionado. Sin embargo, si se trata de la transición longitudinal de desmonte a terraplén, el abancalamiento, aunque suele recomendarse en algunos sitios, resulta de discutible necesidad, ya que, en general, no existirá problema de estabilidad al quedar sujeto el contacto por el cuerpo del mismo terraplén.

En zonas donde exista peligro de helada (formación de lentejones de hielo), las precauciones habrán de ser aún más severas y las transiciones muy suaves, debiendo hacerse un estudio especial para evitar movimientos diferenciales originados por la distinta susceptibilidad de los suelos a este fenómeno.

### 3.1 CLASIFICACIONES GENERALES DE SUELOS Y OTROS PROCEDIMIENTOS CLASICOS DE SELECCION

Desde que comenzó a desarrollarse la geotecnia, una de las preocupaciones de sus diversas ramas ha consistido en establecer clasificaciones que, de manera sencilla, agruparan a los diferentes suelos según sus características y comportamiento en las obras. Se comenzó por las clasificaciones puramente granulométricas, para pasar después a las que incluían también la plasticidad, ya que ésta es una característica esencial que no queda definida simplemente por el tamaño y la distribución de los granos.

Ha sido en los EE. UU. donde se han desarrollado la mayor parte de las clasificaciones de suelos. Una de las más conocidas en carreteras es la que actualmente tiene en vigor la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), que fue originariamente propuesta por el Bureau of Public Roads. Esta clasificación divide los suelos en siete grupos y cada uno de ellos tiene una serie de subgrupos según sus características granulométricas y plásticas.

Una clasificación de carácter más general, que también se ha extendido mucho, ha sido la inicialmente desarrollada por Casagrande y adoptada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU. En ella se hacen una serie de divisiones según la granulometría y plasticidad de los suelos, y se denomina cada una por dos letras mayúsculas, indicativas del material que predomina en la mezcla o alguna de sus características.

Asimismo, puede citarse la de la Civil Aeronautics Administration, desarrollada para aeropuertos en los EE. UU.

No se va a entrar a detallar estas clasificaciones que están descritas en casi todos los libros de texto. Se pretende únicamente señalar que han sido punto de partida para establecer recomendaciones sobre las posibilidades de utiliza-

TABLA 3.1  
CLASIFICACION DE SUELOS DE LA AASHTO (M 145-82)

Clasificación general	Materiales granulares (menos del 36 % pasa por el tamiz n.º 200)							Materiales limo-arcillosos (más del 36 % pasa por el tamiz n.º 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Subgrupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Análisis granulométrico: Porcentaje que pasa por el tamiz:											
N.º 10 (2,0 mm) . . . . .	50 máx.		51 mín.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
N.º 40 (0,426 mm) . . .	30 máx.	50 máx.	10 máx.								
N.º 200 (0,075 mm) . .	15 máx.	25 máx.									
Características de la fracción que pasa por el tamiz N.º 40											
Límite líquido . . . . .			N.P.	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín. (1)
Indice plasticidad . . . .	6 máx.										
Tipo de los materiales preponderantes	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Valor general como explanada	Excelente a bueno							Aceptable a malo			

(1) El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor que el límite líquido menos 30. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que el índice líquido menos 30.

TABLA 3.2  
 CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS PARA CARRETERAS SEGUN LA CLASIFICACION UNIFICADA DE SUELOS

Divisiones principales		Símbolos	Valor como explanada cuando no sometido a la acción de helada	Características de drenaje	Densidad en seco t/m <sup>3</sup> (máx. Proctor modificado)	CBR «in situ»
Suelos de grano grueso	Gravas	GW	Excelente	Excelente	2,00-2,24	60-80
		GP	Bueno a excelente	Excelente	1,76-2,08	25-60
		GM <sub>du</sub>	Bueno a excelente Bueno	Aceptable a malo Malo a prácticamente impermeable	2,08-2,32	40-80 20-40
		GC	Bueno	Malo a prácticamente impermeable	1,92-2,24	20-40
	Arenas	SW	Bueno	Excelente	1,76-2,08	20-40
		SP	Aceptable a bueno	Excelente	1,60-1,92	10-25
		SM <sub>du</sub>	Aceptable a bueno Aceptable	Aceptable a malo Malo a prácticamente impermeable	1,92-2,16	20-40 10-20
		SC	Malo a aceptable	Malo a prácticamente impermeable	1,68-2,08	10-20
Suelos de grano fino	Limos y arcillas LL < 50	ML	Malo a aceptable	Aceptable a malo	1,60-2,00	5-15
		CL	Malo a aceptable	Prácticamente impermeable	1,60-2,00	5-15
		OL	Malo	Malo	1,44-1,68	4-8
	Limos y arcillas LL > 50	MH	Malo	Aceptable a malo	1,28-1,60	4-8
		CH OH	Malo a aceptable Malo a muy malo	Prácticamente impermeable Prácticamente impermeable	1,44-1,76 1,28-1,68	3-5 3-5
Suelos de estructura org.		Pt	Inaceptable	Aceptable a malo	—	—

ción de cada uno de los suelos que en ellas se engloban, para los diferentes tipos de obra para las que fueron establecidas. En las tablas 3.1 y 3.2 se incluyen las correspondientes a las dos primeras a las que se ha hecho referencia para el caso concreto de carreteras.

Este tipo de clasificaciones y las recomendaciones que de ellas se derivan pueden considerarse como una primera aproximación para escoger los materiales en la ejecución de obras de este tipo.

TABLA 3.3  
 RESUMEN DE LAS ESPECIFICACIONES DEL DEPARTAMENTO DE CARRETERAS DEL ESTADO DE OHIO (1946)

Condición I Terraplenes hasta 3 m de altura, no sometidos a inundaciones de larga duración		Condición II Terraplenes de más de 3 m de altura, o sujetos a períodos largos de inundación	
Densidad seca máxima de laboratorio kg/m <sup>3</sup> (1)	Exigencias mínimas de compactación en el terreno (porcentaje de densidad seca de laboratorio)	Densidad seca máxima de laboratorio kg/m <sup>3</sup> (1)	Exigencias mínimas de compactación en el terreno (porcentaje de densidad seca de laboratorio)
1.439 y menos	(2)	1.519 y menos	(3)
1.440-1.469	100	1.520-1.649	102
1.650-1.759	98	1.650-1.759	100
1.760-1.919	95	1.760-1.919	98
1.920 y más	90	1.920 y más	95

- (1) La máxima densidad seca se determina por el ensayo Proctor Normal.  
 (2) Los suelos con máxima densidad seca menor de 1.440 kg/m<sup>3</sup> se consideran inadecuados y no se deben utilizar en terraplenes.  
 (3) Los suelos con una densidad seca máxima menor de 1.520 kg/m<sup>3</sup> se consideran inadecuados y no se deben utilizar en terraplenes bajo la condición II ni en los 20 cm superiores de un terraplén que se halla en la condición I.  
 Además de las condiciones indicadas, los suelos a utilizar tendrán un límite líquido no superior a 65. El índice de plasticidad de los suelos con límite líquido comprendido entre 35 y 65 no será inferior al valor que resulta de aplicar la fórmula 0,6 por el límite líquido menos 9,0.

## 3.2 EVOLUCION DE LOS SISTEMAS DE CLASIFICACION Y SELECCION

Algunas administraciones de carreteras han concretado más el problema, especialmente en ciertos Estados de Norteamérica, y han establecido especificaciones para aprobar o rechazar suelos basadas en las características granulométricas y plásticas, así como en la máxima densidad obtenida en el ensayo Proctor, todo ello dependiendo de una serie de circunstancias tales como la altura de los terraplenes, los riesgos de inundación, etc. En la tabla 3.3 se incluye, a título de ejemplo, una especificación que estuvo vigente en el Estado de Ohio, que marca por así decirlo un estilo en el desarrollo de limitaciones de este tipo.

Evidentemente todos los pasos dados en este sentido suponen una mejora de la calidad de las obras de carretera. Tienen el inconveniente, sin embargo, de que si en lugar de como una orientación se toman como una prescripción rígida, se prestan a rechazar materiales que, aunque no reúnan unas condiciones óptimas, pudieran en ciertos casos ser utilizados si se tratasen debidamente. Además, deben aplicarse solamente en las zonas para las que fueron concebidas.

### 3.2.1 Principios fundamentales

Para que un material sea utilizable tiene que cumplir dos condiciones esenciales:

- a) Que sea posible su puesta en obra. Así, si se emplean suelos excesivamente húmedos, puede llegar a resultar impracticable utilizar de forma económica la maquinaria de movimiento de tierras. Con suelos demasiado secos pueden también plantearse problemas a los que se hará referencia en los epígrafes sucesivos.
- b) Que la obra construida sea estable y que las deformaciones que se produzcan durante su vida resulten tolerables. Estas deformaciones incluyen tanto los asentamientos, si se trata de materiales húmedos, mal compactados o evolutivos, como los hinchamientos, si se emplean suelos expansivos sin cumplir las condiciones necesarias.

Por ello, un suelo no puede calificarse para su utilización exclusivamente por lo que pudiéramos llamar sus características intrínsecas, que es a las que se refieren las clasificaciones que anteriormente se han mencionado. Es preciso tener en cuenta también su estado de consistencia o, en su lugar, sus características resistentes en el momento de su puesta en obra, así como las posibilidades de modificar estas condiciones. Es decir, hay que considerar la humedad con que se encuentra «in situ», la influencia en la misma de las condiciones meteorológicas durante su manejo, y las posibilidades de aumentarla o disminuirla para su colocación.

### 3.2.2 Clasificación francesa de suelos

En Francia (SETRA y LCPC, 1976 y 1981) se ha desarrollado una clasificación con muchos rasgos originales, en la que se introducen los componentes de la consistencia del suelo en el momento de su utilización. Se llega así a una distribución de suelos y rocas en 42 grupos, para los que se hacen recomendaciones específicas sobre su utilización en el núcleo del terraplén y su coronación según las condiciones meteorológicas, así como sobre la forma en que deben compactarse. En los epígrafes sucesivos se irá haciendo referencia a este interesante trabajo, pero para ello se comenzará por exponer los rasgos básicos de esta clasificación.

Dentro de ella se incluyen tanto los suelos como las rocas para la construcción de terraplenes y pedraplenes, recurriendo a seis grupos que se denominan A, B, C, D, E y F. En la tabla 3.4 se ha reproducido un resumen de esta clasificación.

Los grupos A y B engloban todos los suelos que pudieran llamarse típicos. El grupo D incluye la roca sana para pedraplenes y los suelos insensibles al agua

TABLA 3.4  
CLASIFICACION FRANCESA DE SUELOS

A Suelos finos	D < 50 mm Pasa por 80 $\mu$ m > 35 %	$I_p < 10$		A <sub>1</sub>
		10 < $I_p < 20$		A <sub>2</sub>
		20 < $I_p < 50$		A <sub>3</sub>
		$I_p > 50$		A <sub>4</sub>
B Suelos arenosos y gravas con finos	D < 50 mm Pasa por 80 $\mu$ m entre 5 y 35 %	Pasa por 80 $\mu$ m entre 5 y 12 %	Retenido E A* > 35	B <sub>1</sub>
			por 2 mm E A < 35	B <sub>2</sub>
			Retenido E A > 25	B <sub>3</sub>
			por 2 mm E A < 25	B <sub>4</sub>
		Pasa por 80 $\mu$ m entre 12 y 35 %	$I_p < 10$	B <sub>5</sub>
			$I_p > 10$	B <sub>6</sub>
C Suelos con elementos finos y gruesos	D > 50 mm Pasa por 80 $\mu$ m > 5 %	Pasa por 80 $\mu$ m mucho		C <sub>1</sub>
		Pasa por 80 $\mu$ m poco	D < 250 mm	C <sub>2</sub>
			D > 250 mm	C <sub>3</sub>
D Suelos y rocas insensibles al agua	Pasa por 80 $\mu$ m < 5 %	D < 50 mm	Retenido en 2 mm < 30 %	D <sub>1</sub>
			Retenido en 2 mm > 30 %	D <sub>2</sub>
		50 mm < D < 250 mm		D <sub>3</sub>
		D > 250 mm		D <sub>4</sub>
		E Rocas Evolutivas	Materiales de estructura fina, frágil, sin arcilla o poco arcillosos. Ejemplo: greda, areniscas finas.	
Materiales de estructura gruesa, frágil, sin arcilla o poco arcillosos. Ejemplo: areniscas gruesas, pudingas.			E <sub>2</sub>	
Materiales arcillosos evolutivos. Ejemplo: margas, pizarras arcillosas, argilitas.			E <sub>3</sub>	
F	Materiales putrescibles, combustibles, solubles o contaminantes. Ejemplo: tierra vegetal, basuras, turbas, ciertas escombrecas de minas, suelos salinos y yesosos, ciertas escorias, etc.		F	

\* Equivalente de arena.

por contener una proporción de finos muy reducida, tales como las gravas y arenas limpias.

El grupo C comprende los suelos con elementos gruesos y finos a la vez y es, por tanto, una especie de puente entre el D y los A y B. El grupo E engloba las rocas evolutivas, tales como las margas, pizarras y gredas.

Por último, el grupo F incluye una serie de materiales que pudieran calificarse como un tanto extraños, tales como los putrescibles (tierras vegetales, desechos industriales, turbas, etc.), los materiales combustibles (estériles de hulla), los solubles (margas yesíferas) y los materiales contaminantes, como los lodos

de decantación, residuos de enriquecimientos de minerales, escorias con fuerte contenido de azufre, etc.

Los grupos A y B, como se ha indicado, corresponden a los suelos propiamente dichos. El criterio básico para su separación es, como ocurre en la mayoría de las clasificaciones, el material que pasa por el tamiz de 80  $\mu$ , estableciéndose la frontera en el 35 %. Este valor del 35 %, que coincide con el que emplea la clasificación AASHTO, es, a nuestro juicio, más acertado que el 50 % utilizado para la clasificación de Casagrande. En efecto, a partir de aproximadamente el 35 % de finos es cuando se suele admitir que los gruesos ya quedan flotando en su masa, por lo que son las características plásticas las que predominan entonces, como se refleja en la clasificación, que hace varias subdivisiones según el valor del índice de plasticidad. En cambio, los suelos con menos del 35 % de finos se subdividen de nuevo según tengan más o menos del 12 %, de forma parecida a como se procede en la clasificación de Casagrande.

Los subgrupos de las categorías A, B y C se dividen a su vez en otros tres con las letras h, m y s, que sirven para indicar su contenido de agua por sus iniciales: húmedo, medio y seco. Estos tres estados se definen según cada grupo por una o varias de las siguientes características:

— Diferencia de la humedad con relación a la óptima Proctor Normal.

TABLA 3.5

CLASIFICACION FRANCESA DE LOS SUELOS EN HUMEDOS (h), MEDIOS (m) Y SECOS (s), SEGUN LOS VALORES DEL CBR,  $I_c$  Y  $w-w_{opt}$

CBR	0	3	5	8	15	25	30
	A <sub>1</sub> h, B <sub>5</sub> h			A <sub>1</sub> m, B <sub>5</sub> m			A <sub>1</sub> s, B <sub>5</sub> s
	A <sub>2</sub> h		A <sub>2</sub> m			A <sub>2</sub> s	
	A <sub>3</sub> h	A <sub>3</sub> m			A <sub>3</sub> s		
	B <sub>2</sub> h, B <sub>4</sub> h, B <sub>6</sub> h			B <sub>2</sub> m, B <sub>4</sub> m, B <sub>6</sub> m; pero no muy elevado			
	C <sub>1</sub> h	C <sub>1</sub> m			C <sub>1</sub> s		

$I_c$	0,9	1,0	1,2	1,3	
	A <sub>2</sub> h	A <sub>2</sub> m		A <sub>2</sub> s	
	A <sub>3</sub> h	A <sub>3</sub> m			A <sub>3</sub> s
	B <sub>6</sub> h	B <sub>6</sub> m		B <sub>6</sub> s	

$w-w_{opt}$	+4	+2	+1	-1	-2	-4
	A <sub>1</sub> h, B <sub>5</sub> h		A <sub>1</sub> m, B <sub>5</sub> m		A <sub>1</sub> s, B <sub>5</sub> s	
	A <sub>2</sub> h	A <sub>2</sub> m			A <sub>2</sub> s	
	A <sub>3</sub> h	A <sub>3</sub> m				A <sub>3</sub> s
	B <sub>2</sub> h, B <sub>4</sub> h	B <sub>2</sub> m, B <sub>4</sub> m		B <sub>2</sub> s, B <sub>4</sub> s		
	B <sub>6</sub> h	B <sub>6</sub> m			B <sub>6</sub> s	
	C <sub>1</sub> h	C <sub>1</sub> m			C <sub>1</sub> s	

Observaciones:

- 1) En los suelos A<sub>1</sub>, y en los menos plásticos de A<sub>2</sub>, así como en los B<sub>2</sub>, B<sub>4</sub>, B<sub>5</sub> y C, la evaluación de la consistencia se hará visualmente.
- 2) En el grupo C el estado del suelo depende del contenido de agua de la fracción < 20 mm, que será la que deberá utilizarse en los ensayos.

— CBR inmediato, es decir, con su humedad natural.

— Índice de consistencia.

En la tabla 3.5 se resumen esquemáticamente los valores de cada una de estas características para los diferentes tipos de suelos.

La consideración de la influencia de la humedad no termina aquí, sino que, en los cuadros donde se relacionan las posibilidades de utilización de cada uno de los tipos de suelos, cada estado de humedad descrito anteriormente se vuelve a subdividir según la situación meteorológica, como se expondrá en el apartado 3.4.2.1.B.

### **3.3 CRITERIOS GENERALES PARA LA UTILIZACION DE MATERIALES EN TERRAPLENES Y PEDRAPLENES**

En los terraplenes y pedraplenes se distinguen tres zonas:

— *Cimiento*. Parte del terraplén o pedraplén que está por debajo de la superficie original del terreno, pudiendo incluirse por extensión la situada inmediatamente encima de la misma.

— *Núcleo*. Parte del relleno comprendido entre el cimiento y la coronación.

— *Coronación*. Parte superior del macizo que se supone comprende un espesor de al menos 0,50 m por debajo del nivel del asiento del firme, denominado explanada.

El principio general que debe presidir la construcción de terraplenes y pedraplenes consiste en utilizar al máximo posible los materiales disponibles de las excavaciones de desmontes, túneles y demás obras auxiliares.

El criterio de distribución debe ser selectivo, reservando dentro de lo posible los mejores materiales para la coronación y aprovechando los que sean de calidad inferior para la zona del núcleo. En cuanto al cimiento, puede ser conveniente también utilizar materiales de buena calidad donde sean de prever problemas de estabilidad (por ejemplo, para aumentar la resistencia a esfuerzo cortante de la base del macizo en construcciones sobre ladera) o en rellenos de gran altura cuyas zonas inferiores quedan sometidas a fuertes tensiones.

Más que limitaciones absolutas, por tanto, lo que debe tener el ingeniero son ideas claras para poder establecer un orden relativo de calidades dentro de los materiales disponibles, según la función que deban cumplir. Esto no excluye que, en ciertos casos, pueda ser técnica o económicamente necesario prescindir de algunos y tomar otros de préstamo.

En los apartados siguientes se tratan separadamente los terraplenes de los pedraplenes.

### **3.4 CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES PARA EL NUCLEO Y CIMIENTO DE TERRAPLENES**

#### **3.4.0 Generalidades**

En el apartado 3.3 se ha indicado que se debe imponer el mínimo de limitaciones absolutas en cuanto a lo que pudiéramos llamar características intrínsecas del material. Por otra parte, en el apartado 3.2 se señalaba que las dos condiciones esenciales que tiene que cumplir un suelo para que sea utilizable son:

— Que sea posible su puesta en obra.

— Que la obra sea estable y las deformaciones que se produzcan durante su vida resulten tolerables.

#### **3.4.1 Limitaciones en las características intrínsecas del material**

Se denominan características intrínsecas, a los efectos de este texto, a las granulométricas y plásticas del suelo, así como a su contenido en materia orgánica y compuestos salinos. Se incluyen entre ellas, aunque ya hablando con menos propiedad, la densidad máxima del material compactado con una energía determinada, que, en general, será la Proctor Normal.

Evidentemente, con sólo la granulometría y plasticidad no pueden definirse las propiedades importantes de un suelo, como son su trabajabilidad, deformabilidad, resistencia al corte y expansividad; pero sí puede tenerse una idea genérica sobre su magnitud después de la puesta en obra o, al menos, de los problemas a que puede dar lugar. Por ello es frecuente utilizarlas como término de referencia para establecer limitaciones con cierta lógica. En cambio, los límites inferiores de densidad máxima Proctor que se establecen en algunas especificaciones pueden conducir a rechazar materiales utilizables. Es cierto, sin embargo, que las arcillas, en términos generales, cuanto menor densidad máxima tienen, peores características suelen presentar. Pero, a pesar de ello, no se considera aconsejable establecer limitaciones genéricas relativas a la densidad máxima Proctor, salvo si se trata de zonas o materiales muy concretos.

#### **3.4.1.1 Especificaciones españolas**

Las especificaciones españolas vigentes (PG-4, artículo 330, «Terraplenes», 1988) establecen limitaciones en la granulometría, la plasticidad, el índice CBR, el hinchamiento, la densidad máxima Proctor y el contenido de materia orgánica, según se trate del núcleo y cimienta o de la coronación del terraplén. En el Anexo 1 se reproducen íntegramente. En la actualidad se encuentran en revisión. En todo caso, en la versión vigente se recuerda especialmente la posibilidad de modificar sus prescripciones en el Pliego de prescripciones técnicas particulares de cada obra.

#### **3.4.1.2 Especificaciones británicas**

En las normas británicas (Department of Transport, 1986), en lo que a las características intrínsecas de los suelos naturales se refiere, se definen como materiales inaceptables, aparte de los claramente inadmisibles, como son las turbas, terrenos de marismas y otros de este tipo, las arcillas con un límite líquido mayor de 90 o un índice de plasticidad superior a 65.

Para que un material pueda considerarse como aceptable debe además cumplir las condiciones que se especifican en las tablas que, de forma extractada, se presentan en el Anexo 2. De la observación de estas tablas, sin embargo, se deduce que en lo que al núcleo se refiere, solamente se establecen limitaciones en los tamaños máximos de las partículas.

Estas especificaciones son de una amplitud tal, que dejan entrar la mayor parte de los suelos normales e incluso materiales de características ya muy cuestionables. Esto no significa, sin embargo, que hayan de aceptarse todos los suelos disponibles que cumplan estas condiciones límite, pues se deja libertad al ingeniero para que, al redactar el proyecto, decida cuáles deben considerarse como materiales aceptables dentro de la amplia gama señalada, redactando el Pliego de prescripciones técnicas particulares con las limitaciones apropiadas a cada caso.

En el Reino Unido, por sus condiciones climatológicas, hay que tener en cuenta que no tienen el problema de arcillas expansivas con características tan acusadas como en España (aunque en verano de años secos sufran problemas de agrietamientos). En climas como el de una buena parte de la Península Ibérica debe prestarse una especial atención a este problema, principalmente en la coronación. Por ello el capítulo 6 se ha dedicado específicamente a este tema.

#### **3.4.1.3 Recomendaciones francesas**

Las recomendaciones francesas (SETRA y LCPC, 1976) basadas en la clasificación que se ha resumido en el apartado 3.2.2, tratan conjuntamente los tres problemas de características intrínsecas del suelo, puesta en obra y comportamiento y serán resumidas en el apartado 3.4.2.1.B. Aquí se hace referencia exclusivamente a las limitaciones absolutas más notables que establecen en cuanto al material en sí.

Si se observa el cuadro resumen de la tabla 3.8 del citado apartado (que no incluye los materiales de coronación) se verá que, independientemente de las condiciones de humedad en que se encuentren, se rechazan los suelos de tipo A: arcillas y margas muy plásticas con un índice IP > 50. La postura se justifica indicando: «Suelos a la vez muy difíciles de trabajar y cuya utilización acarrearía grandes riesgos de retracción-hinchamiento y de inestabilidad» (un valor IP de 50 supone para arcillas un límite líquido máximo muy próximo a 90).

También se rechazan otros tipos de suelo, pero sólo cuando las condiciones de humedad no son adecuadas, como se verá más adelante.

En lo que se refiere a la materia orgánica en el cimiento y núcleo, son muy tolerantes, ya que se admiten contenidos de hasta el 10 % en terraplenes de altura pequeña o mediana (hasta unos 10 m).

Las limitaciones granulométricas se refieren más bien al tamaño máximo de las partículas y, por tratarse de un problema principalmente constructivo, se hará referencia a ellas en el apartado correspondiente.

#### **3.4.1.4 Especificaciones norteamericanas**

En este país los diferentes Estados suelen tener sus propias especificaciones, que responden a las características de los materiales y climáticas de la región.

Las más generales son las de la AASHTO que, en su Pliego de prescripciones técnicas M57-80 (revisado en 1983), después de indicar que los materiales deben estar libres de cantidades perjudiciales de materia orgánica, tales como hojas, hierbas, raíces y productos residuales, indica lo siguiente:

«*Terraplenes.* Se utilizarán materiales clasificados en los grupos A-1, A-2-4, A-2-5 o A-3 donde se disponga de ellos, y se compactarán a no menos del 95 % de la densidad máxima AASHTO T-99 (Proctor Normal). Si no se dispone de materiales de esta naturaleza y hay que utilizar materiales de los grupos A-2-6, A-2-7, A-4, A-5, A-6 o A-7, se aplicará una especial atención al proyecto y construcción del terraplén. Los materiales de estos grupos se compactarán a no menos del 95 % de la densidad máxima y dentro de un margen de dos unidades del porcentaje de humedad AASHTO T-99».

Como se ve, no se establecen exclusiones absolutas, pero se especifican precauciones especiales si los suelos no pertenecen a los grupos que se recomiendan.

Hay que tener en cuenta también que, dada la existencia de normas concretas en cada Estado, parece lógica la postura de establecer el mínimo de exclusiones en las normas generales.

Estas especificaciones se extienden a los materiales de coronación, según se verá en el apartado 3.5.1.2.

#### **3.4.1.5 Suelos salinos**

La presencia de suelos salinos puede dar lugar a problemas de muy variada naturaleza. En el capítulo 6 se citan diversos problemas de hinchamientos. En este apartado se va a hacer referencia únicamente al caso de los suelos que contienen yeso.

España es un país donde abundan las formaciones yesíferas y, por tanto, el aprovechamiento de estos materiales para la construcción de carreteras constituye un tema de interés técnico y económico. Los sulfatos tienen en principio mala fama entre los técnicos, pero conviene analizar los fenómenos que pueden dar lugar a problemas en el caso específico de la construcción de terraplenes, para ver hasta qué punto exigen tomar precauciones.

En primer término, el tema de la agresividad a los hormigones y elementos metálicos no es específico de obras de este tipo, y sus posibles daños pueden evitarse siguiendo las directrices existentes al respecto.

En ciertas ocasiones se han atribuido los daños observados en algunos terraplenes a la presencia de los yesos, cuando en realidad la causa de lo sucedido debe buscarse en las características de los materiales que con frecuencia acompañan al yeso, tales como limos colapsables o arcillas de alta plasticidad.

El problema básico de la presencia de yesos en los terraplenes estriba en su posible disolución por filtraciones, niveles freáticos altos, etc. Las recomendaciones francesas anteriormente citadas fijan el contenido máximo normalmente admisible de yeso en el 20 %. Nos parece, sin embargo, que esta limitación no está justificada, si es posible evitar el problema de la disolución tomando medidas adecuadas. Por ejemplo, frecuentemente se puede construir un terraplén tan compacto que resulte difícil la circulación de agua. En otras ocasiones se han tomado precauciones adicionales, empleando en coronación y taludes una capa de material impermeable; medida que, unida a un drenaje apropiado de la cimentación, puede hacer muy difícil la disolución de los sulfatos.

Por ejemplo, la Autopista Burgos-Máizaga, en el tramo comprendido entre Burgos y Pancorbo, atraviesa terrenos de edad miocena compuestos por alternancias de paquetes de arcillas con límites líquidos entre 50 y 70, yesos y areniscas. En la figura 3.1 se indican las proporciones a lo largo del trazado.

El material obtenido de estas formaciones puede definirse como una arcilla con proporciones de gravas de yeso del 30 al 40 %, de tamaño generalmente inferior a 10 cm.

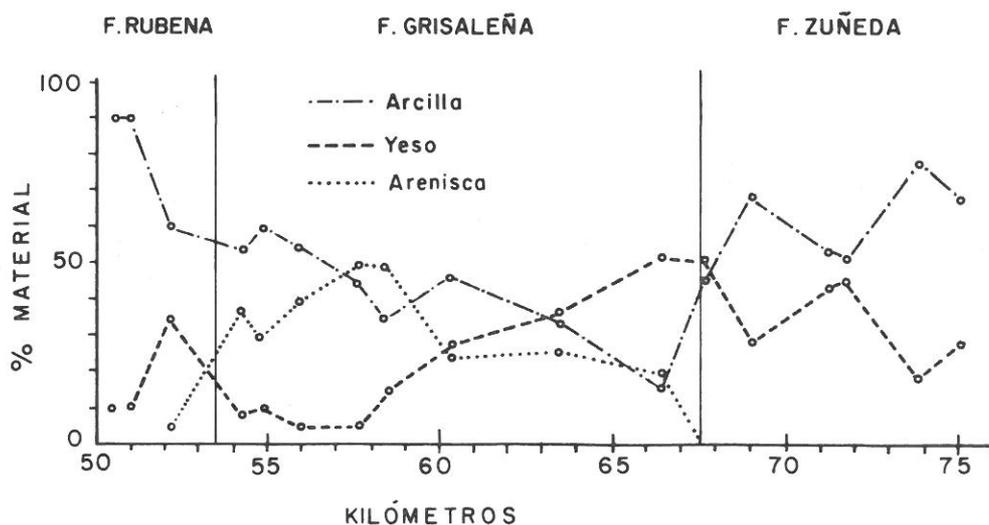
Ante el importantísimo sobrecoste que hubiera supuesto el rechazo de estos productos de excavación y la aportación de préstamos, se decidió utilizar este material por las razones siguientes:

- La disolución de los yesos es un proceso lento y requiere circulación de agua alrededor de las partículas.
- El material que se extraía proporcionaba un relleno francamente impermeable (puesto en obra en tongadas de 30-40 cm); los trozos de yeso quedaban englobados en una matriz arcillosa.
- Se investigaron terraplenes del FC Madrid-Irún, construidos con materiales idénticos, observándose que no se habían producido alteraciones importantes en los rellenos, que tienen más de cincuenta años.

Los rellenos se construyeron sin tomar precauciones especiales, aparte de una compactación muy cuidada. Las alturas oscilaban entre 3 y 30 m y se adopta-

FIGURA 3.1

PROPORCIÓN DE YESO EN LOS MATERIALES UTILIZADOS PARA LA CONSTRUCCION DE UN TRAMO DE LA AUTOPISTA BURGOS-MALZAGA (177)



ron taludes 2:3 (V/H) para rellenos de menos de 25 m de altura, y 1:2 (V/H) para los más altos. En conjunto se utilizaron 4.000.000 m<sup>3</sup> de materiales con yeso, que totalizan unos 16 km de rellenos. Los terraplenes se terminaron de construir en 1976-77, pudiendo considerarse su comportamiento satisfactorio hasta la fecha.

### **3.4.2 Limitaciones por dificultades de puesta en obra**

#### **3.4.2.1 Suelos con exceso de humedad**

El problema más difícil de las obras de explanación es su ejecución con suelos demasiado húmedos o en condiciones meteorológicas adversas. Estas situaciones pueden darse de manera sistemática a lo largo del año, o solamente en las estaciones lluviosas, dependiendo de las condiciones climatológicas del lugar.

Cuando los períodos de lluvia son relativamente breves, la solución más sencilla será, normalmente, parar las obras hasta poder trabajar de nuevo. Esta es la postura que se adopta en muchas regiones de España. Hay zonas de Levante, por ejemplo, donde las pérdidas de días de trabajo por este motivo son solamente del 10 o del 15 %, siendo esta solución generalmente la más económica. En el Norte, en cambio, hay regiones donde puede llegar a perderse una proporción importante de días de trabajo. Como es lógico, además, los suelos pueden estar demasiado húmedos «in situ». Se comprende, por consiguiente, que las posturas no deberán ser las mismas en todo el ámbito nacional.

El exceso de humedad suele ser difícil de corregir, sobre todo si las condiciones meteorológicas son adversas. Si no se desea parar las obras durante un período demasiado prolongado, puede haber suelos que sea preciso desechar por su elevado contenido de humedad. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, para no ser demasiado conservadores en la aceptación de suelos húmedos, que:

— Normalmente, en zonas no muy húmedas, los suelos antes de su excavación no tienen una humedad excesiva; y es posteriormente durante la construcción donde puede incrementarse demasiado su contenido de agua. Por ello, a veces puede ampliarse el período de trabajo tomando precauciones al efectuar la excavación, transporte, extensión y compactación; por ejemplo, extrayendo en frentes verticales y bien drenados, extendiendo toldos sobre los medios de transporte, y operando con rapidez en el resto de las operaciones de construcción.

— Es posible utilizar suelos bastante húmedos si se restringe el tipo de maquinaria a emplear, pues no hay razón para suponer que siempre será posible recurrir a los equipos más pesados ni a los más rápidos (las orugas, por ejemplo, trabajan mejor sobre suelos húmedos que los neumáticos). Naturalmente, esto exige una programación previa que puede no estar justificada más que en determinados casos.

Aunque se haga patente una reducción del rendimiento de la maquinaria, debe compararse aproximadamente el correspondiente aumento de coste por este concepto, con el gasto adicional que supondría desechar el material y recurrir a otro de préstamos.

— La construcción tipo «sandwich», que consiste en colocar capas alternadas de material cohesivo, con exceso de humedad, y de material granular, puede conducir a resultados satisfactorios si se previenen el peligro de penetración del primer material en el segundo y la acumulación de agua en el más permeable. Este tipo de construcción ha sido ya aceptado de manera general. En España se ha utilizado, por ejemplo, en la Autopista Bilbao-Behovia, al parecer con éxito.

— En algunos casos puede resultar económico recurrir a un tratamiento del suelo con cal o cemento. Un caso típico son los limos con exceso de humedad, que con frecuencia dan lugar al denominado fenómeno de «colchoneo», que

consiste en la formación de ondas al paso de la maquinaria, lo que dificulta considerablemente su puesta en obra.

#### *A. Criterios e investigaciones en el Reino Unido*

Uno de los países más típicos en cuanto a condiciones de humedad adversas para la ejecución del movimiento de tierras es el Reino Unido, donde han efectuado estudios detenidos sobre este problema.

Son muy elocuentes los comentarios que, respecto a las posibles limitaciones a establecer en los contenidos máximos de humedad, se hacen en las Recomendaciones anejas a su Pliego de prescripciones técnicas (Department of Transport, 1976), que se traducen a continuación.

«Es vital, si se quiere hacer el mejor uso posible de los materiales disponibles, que los límites superiores de humedad se escojan con mucho cuidado y sean realistas, para evitar el despilfarro de los recursos naturales que podría originarse si los límites fueran innecesariamente conservadores.»

«El criterio debe ser que, si los materiales se pueden excavar, transportar y compactar, son adecuados para la mayor parte de las obras de tierra. El informe LR406 describe un estudio de laboratorio sobre el uso de materiales con humedad elevada y concluye que, en ciertos casos, los suelos cohesivos se pueden usar con contenidos de humedad hasta 1,3 veces su límite plástico. Los factores a tener en cuenta para fijar los límites superiores de humedad de suelos cohesivos incluyen la altura del terraplén, el asiento que pueda tolerar, la inclinación de los taludes y la posibilidad de colocar capas intermedias de drenaje. Dependiendo de las circunstancias particulares, puede ser recomendable la adopción de materiales más secos en el metro superior del terraplén.»

«Para humedades más elevadas se restringe la gama de maquinaria que se puede utilizar. Sin embargo, esto no debe impedir el uso de suelos cohesivos más húmedos. Si el reconocimiento de los suelos es adecuado y da información de las condiciones de humedad «in situ», es responsabilidad del contratista escoger y utilizar maquinaria que pueda operar con eficacia en las condiciones particulares de que se trate, y no suponer que podrá siempre emplear la maquinaria más pesada existente.»

Como se ve, se hace hincapié en que las posibilidades de utilización de un suelo en unas determinadas condiciones de humedad dependen, entre otras cosas, del tipo de maquinaria que se vaya a utilizar; más concretamente dependen de su peso y de que la rodadura sea sobre orugas o sobre neumáticos. Por ello, aunque este asunto parece que debería exponerse al hablar de construcción, se va a tratar también en ese apartado.

En los estudios efectuados por el Transport and Road Research Laboratory (TRRL) se recogen los datos obtenidos al respecto en los EE. UU. y se completan con los procedentes de sus propias investigaciones. Las condiciones requeridas por la maquinaria sobre orugas, se indican en la tabla 3.6, obtenida como producto de las investigaciones de la US Army Waterways Experiment Station. En ella, según las características de peso y anchura de orugas que se citan, se indican los máximos valores admisibles de la relación humedad-límite plástico del suelo o de la cohesión, determinada mediante un penetrómetro de cono.

Los estudios del propio TRRL se han ocupado de las posibilidades de utilización de traillas sobre neumáticos. Como referencia utilizan la profundidad de la huella dejada por una sola pasada de la trailla (medida con una regla desde la parte superior del suelo desplazado, pero sin incluir en el fondo los dibujos salientes del neumático). Según la profundidad de la huella, señalan los siguientes efectos:

— 50 mm. Pasadas repetidas en las mismas huellas pueden producir roderas de 300 mm. Sin dificultades en el movimiento de la trailla.

TABLA 3.6  
CONDICIONES LIMITES DE UN RELLENO COHESIVO PARA EL TRABAJO DE EQUIPO SOBRE ORUGAS

Tipo de equipo	Condiciones para el trabajo del equipo	
	Máximo de relación: Humedad ----- Límite plástico (1)	Cohesión mínima (KPa) (2)
Bulldozer pequeño (7 t) con oruga ancha .....	1,60-1,65	20
Bulldozer pequeño (7 t) con oruga normal .....	1,45-1,50	30
Bulldozer grande (38 t) con oruga ancha .....	1,45-1,55	30
Bulldozer grande (38 t) con oruga normal .....	1,40-1,45	35

(1) Demostrado solamente para suelos con más del 60 % de limo más arcilla.

(2) Demostrado solamente para suelos con más del 90 % de limo más arcilla.

— 100 mm. Es esencial una nivelación periódica para evitar daños graves a la explanada o la inmovilización de las traillas.

— 200 mm. Daño grave a la explanada. Es probable que las traillas precisen ayuda para maniobrar y descargar.

— 300 mm. Las traillas pueden precisar ayuda en caminos horizontales.

La operación de máxima eficacia corresponde a una huella de primera pasada que no exceda de 50 mm. La operación denominada «posible» corresponde a una huella de hasta 200 mm. Huellas superiores a 200 mm sólo podrán ser aceptables cuando pueda admitirse un trabajo muy ineficiente, por ejemplo, si no fuera económico llevar tipos alternativos de maquinaria.

Para cada una de las profundidades de huella señaladas se ha determinado la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por medio del ensayo de molinete. También se han obtenido las correspondientes relaciones humedad-límite plás-

TABLA 3.7  
CONDICIONES LIMITES PARA EL TRABAJO DE TRAILLAS EN RELLENOS COHESIVOS (72)

Tipo de trailla y operación	Máximo de la relación Humedad/Límite plástico (1)		Resistencia al esfuerzo cortante mínima con el molinete (KPa) (1)
	50 % o más de limo y arcilla	menos del 50 % de limo y arcilla	
Traillas remolcadas y pequeñas (menos de 15 metros cúbicos):			
Operación con máxima eficacia .....	1,1	0,9	140
Operación posible .....	1,3	1,2	60
Traillas motorizadas medias y grandes (más de 15 m <sup>3</sup> ):			
Operación con máxima eficacia .....	1,0	0,9	170
Operación posible .....	1,2	1,1	100

(1) Estos valores no se han detenido para suelos con más del 10 % de partículas mayores de 20 mm.

tico. Combinando todos estos datos, se ha obtenido la tabla 3.7, en la que se mencionan dos tipos de traillas, ligeras y pesadas, diferenciándose dentro de cada uno los dos tipos de operación, definidos en el párrafo anterior. En las correspondientes columnas se indican los valores máximos de la relación humedad-límite plástico y los mínimos de la resistencia al esfuerzo cortante.

Hay que tener en cuenta, para la interpretación de esta tabla, que la humedad a que se refiere es la de puesta en obra y no la de yacimiento. Se indica en la citada publicación, como se observó en época de verano en Inglaterra, un terraplén que se construía a razón de un metro por semana, que la relación humedad-límite plástico era 0,2 más baja que la del material recientemente excavado, lo cual correspondía a un aumento de un 50 % en la resistencia al esfuerzo cortante. En tiempo seco, por tanto, puede ser posible considerar como adecuados suelos con humedades en yacimiento superiores a las de la tabla, especialmente con las condiciones climáticas predominantes en nuestro país.

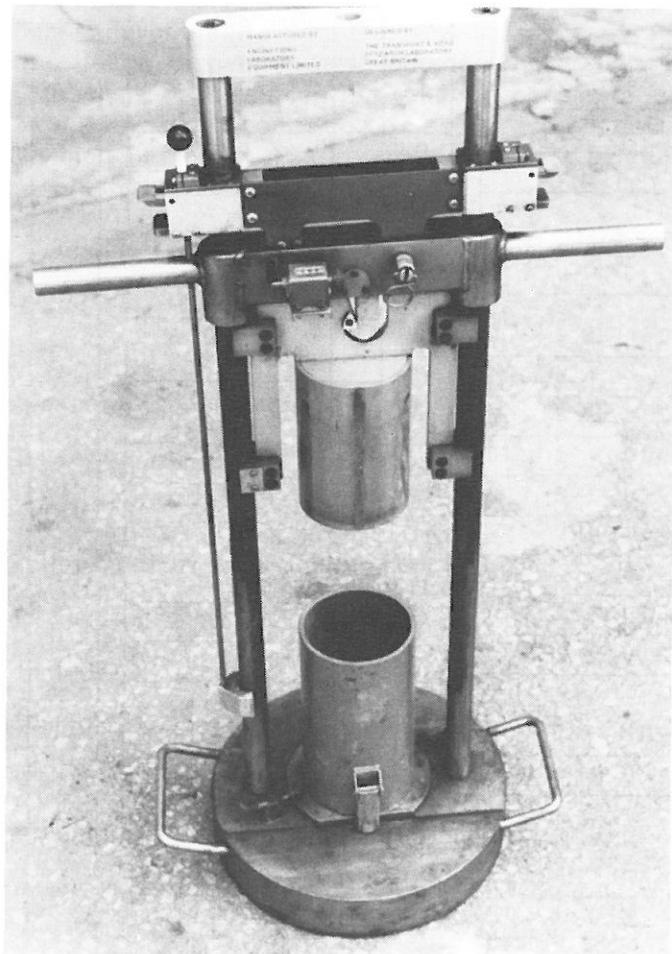


FIGURA 3.2

APARATO PARA DETERMINAR EL INDICE MCV

Más recientemente el TRRL ha desarrollado un nuevo ensayo con el que se determina el denominado índice MCV (Moisture Condition Value). Con el aparato utilizado para ello, que puede verse en la figura 3.2, se hace una especie de ensayo de compactación muy sencillo y rápido. En el Anexo 3 se detalla la forma de efectuar este ensayo y las diversas aplicaciones que tiene. En la tabla A3.1 de dicho Anexo se dan los valores mínimos del MCV para poder utilizar los distintos tipos de maquinaria que se indican. En el apartado 5 del mismo Anexo se establecen asimismo unos criterios, a partir del parámetro «a» obtenido con el ensayo MCV, que permiten predecir cuál será la variación de comportamiento del suelo con las condiciones climatológicas reinantes durante la construcción.

TABLA 3.8

CUADRO RESUMEN DE LAS RECOMENDACIONES FRANCESAS PARA LA UTILIZACION DE MATERIALES EN NUCLEO DE TERRAPLENES

		E	W	T	R	C	H
A <sub>1</sub> h	+	NO					
	=	0	0	1	2	3	0
	-	1	1	0	2	3	2
A <sub>1</sub> m	++	NO					
	+	2	0	0	2	3	2
	-	0	0	0	2	1	0
A <sub>1</sub> s	++	NO					
	+	0	0	0	2	2	0
	=	0	0	0	1	1	0
A <sub>2</sub> h	++	NO					
	+	0	0	2	2	3	0
	=	0	0	2	2	3	0
A <sub>2</sub> m	++	NO					
	+	2	0	0	2	2	2
	=	0	0	0	2	2	0
A <sub>2</sub> s	++	NO					
	+	0	0	0	2	2	0
	=	0	0	0	2	1	0
A <sub>3</sub> h	+	NO					
	=	0	0	2	2	2	0
	-	1	1	0	2	2	1
A <sub>3</sub> m	++	NO					
	+	2	0	0	2	2	2
	=	0	0	0	2	1	2
A <sub>3</sub> s	++	NO					
	+	0	0	0	2	1	2
	=	1	0	0	1	1	2
A <sub>4</sub>		NO					
B <sub>1</sub> , B <sub>2</sub>		Ver D					
B <sub>2</sub> h	+	NO					
B <sub>4</sub> h	=	0	0	4	0	2	2
	-	0	0	1	2	2	0
	-	1	1	0	2	2	0
B <sub>2</sub> m	+	NO					
B <sub>4</sub> m	=	0	0	0	2	2	0
	-	0	0	0	2	2	0
	-	0	0	0	2	2	0
B <sub>2</sub> s	++	NO					
B <sub>4</sub> s	+	0	0	0	2	2	0
	=	0	0	0	2	1	0
	-	0	3	0	2	2	0
B <sub>4</sub> i		3	2	0	0	2	0
B <sub>5</sub>		Ver A					
B <sub>6</sub> h	+	NO					
	=	0	0	4	0	3	2
	-	0	0	2	2	3	0
B <sub>6</sub> m	+	1	1	0	2	3	2
	=	0	0	2	2	2	0
	-	0	0	0	2	2	0
B <sub>6</sub> s	++	NO					
	+	0	0	0	2	2	0
	=	0	0	0	2	1	0
B <sub>6</sub> s	++	NO					
	+	0	0	0	2	2	0
	=	0	0	0	2	1	0
C <sub>1</sub> h	+	NO					
	++	NO					
	+	2	0	3	0	2	2
C <sub>1</sub> m	++	NO					
	+	0	0	3	0	2	0
	-	0	0	3	0	1	0
C <sub>1</sub> s	++	NO					
	+	0	0	3	0	1	2
	=	0	0	3	0	1	2
C <sub>2</sub> h	+	NO					
	=	0	0	0	0	2	2
	-	0	0	0	0	2	2
C <sub>2</sub> m	++	NO					
	+	0	0	0	0	2	2
	=	0	0	0	0	2	0
C <sub>2</sub> s	++	NO					
	+	0	0	0	0	1	2
	=	0	3	0	0	1	2
C <sub>3</sub> h	+	NO					
	=	0	0	3	0	2	2
	-	0	0	3	0	2	2
C <sub>3</sub> m	++	NO					
	+	0	0	3	0	2	2
	=	0	0	3	0	2	0
C <sub>3</sub> s	++	NO					
	+	0	0	3	0	1	2
	=	0	3	3	0	1	2
D <sub>1</sub>	+	0	0	0	0	2	0
	+	0	0	0	0	2	0
	+	0	0	0	0	2	0
D <sub>2</sub>	+	0	0	0	0	2	0
	+	0	0	0	0	2	0
	+	0	0	0	0	2	0
D <sub>3</sub>	+	0	0	0	0	2	0
	+	0	0	0	0	2	0
	+	0	0	0	0	2	0
D <sub>4</sub>	+	0	0	3	0	2	0
	+	0	0	3	0	2	0
	+	0	0	3	0	2	0
CRa	++	NO					
	+	0	0	0	2	2	0
	=	0	0	0	2	1	0
	-	0	0	0	2	1	0
CRb	++	NO					
	+	0	0	0	2	1	1
	=	0	0	0	2	1	2
	-	0	0	0	2	1	2
CRc	+	NO					
	=	2	0	0	2	3	1
	-	0	0	4	0	2	2
	-	0	0	1	2	2	0
CRd	+	NO					
	=	2	0	0	2	3	1
	-	0	1	0	2	3	1
	-	0	0	4	0	2	2

El problema de los suelos demasiado húmedos preocupa de tal modo a los ingleses, que han llegado incluso a hacer obras experimentales empleando cintas transportadoras, según parece, con resultados satisfactorios. Este tipo de solución presenta, además, ventajas para la protección del entorno, al evitar en zonas relativamente habitadas el ruido y polvo de los medios de transporte. Su

aplicación está especialmente indicada si, por ejemplo, hay que transportar un gran volumen de suelo desde un préstamo hasta el lado opuesto de una zona urbana.

#### *B. Recomendaciones francesas para suelos*

Las recomendaciones francesas (SETRA y LCPC, 1976) se basan en la clasificación de suelos que se ha resumido en el apartado 3.2.2.

Como allí se indicaba, cada tipo de suelo se subdivide en otros tres con las letras: s, m, h, según su humedad en el momento de la extracción. Se incluyen, por tanto, no solamente los suelos húmedos, sino también los demasiado secos, a los que se hará referencia en el apartado siguiente. Pero no hay que olvidar que estos estados varían con las condiciones meteorológicas, que en las recomendaciones se recogen con los signos ++, +, = y -. Estos símbolos indican el sentido en que la humedad tiene tendencia a variar según dichas condiciones.

Partiendo de cada tipo de suelo, humedad y tendencia a variar de ésta, las recomendaciones contienen una serie de tablas que indican las condiciones de puesta en obra que deben respetarse para obtener unos rellenos de calidad normal, utilizando técnicas de ejecución que puedan considerarse corrientes. En la tabla 3.8 se da un resumen codificado de estas recomendaciones, según figura en la publicación original. La interpretación de los restantes símbolos que aparecen en esta tabla es la siguiente:

#### E. Modo de extracción:

1. Extracción por capas.
2. Extracción frontal.
3. Extracción bajo el agua (con lavado).

#### W. Acción eventual sobre la humedad:

1. Reducción por oreo.
2. Oreo por acopio intermedio.
3. Riego.

#### T. Tratamiento o técnica de mejora:

1. Tratamiento del suelo con un conglomerante o ligante, incluida la cal.
2. Tratamiento sólo con cal.
3. Eliminación de los elementos superiores a 500 mm.
4. «Sandwich» con otro material.

#### R. Extensión:

1. Tongadas delgadas (15-30 cm).
2. Tongadas delgadas o medias (25-50 cm).

C. Compactación (véase el apartado 5.3.2.2 sobre este tema, ya que se hace referencia de nuevo a las recomendaciones francesas):

1. Compactación intensa.
2. Compactación media.
3. Compactación débil.

#### H. Altura de relleno:

1. Limitada a rellenos de pequeña altura (unos 5 m).
2. Limitada a rellenos de altura pequeña o media (unos 10 m).

Si cuando se juzga innecesario hacer indicación particular alguna para unas condiciones determinadas, el código correspondiente es 0.

#### **3.4.2.2 Suelos muy secos**

Los suelos muy secos pueden presentar tres tipos de problemas. Por un lado, puede ser necesario humedecerlos para que, una vez compactados, no conduzcan a hinchamientos excesivos. Por otro, pueden presentar dificultades para alcanzar el desmenuzamiento y densidad deseados. Finalmente, hay que tener en cuenta que, si se compactan excesivamente secos, al humedecerse con el tiempo o inundarse, en lugar de hinchamientos, pueden producirse asientos por el fenómeno conocido como colapso (véase capítulo 6).

En cuanto al primer punto, serán las arcillas muy plásticas las que presentarán mayores problemas, lo que constituye una de las razones que tienden a limitar el uso de estos materiales, además de las dificultades para trabajarlos aun después de haber conseguido aumentar su humedad. Sobre el modo de aumentar la humedad de los suelos se tratará con más en detalle en el apartado 5.2, y por ello no se insistirá más aquí.

Por otra parte, los suelos muy secos transmiten con mayor dificultad los esfuerzos de compactación en profundidad, y obligan por ello a recurrir a tongadas de relativamente menor espesor. Pero además, normalmente, forman terrones que es preciso desmenuzar para lograr una masa suficientemente compacta que no se degrade con el paso del tiempo. Según estudios de Davis et al (1973), la compactación se retarda si la relación  $P/R$  (siendo  $P$  la compresión isotropa a que está sometido el material y  $R$  la resistencia a compresión simple de los terrones) es aproximadamente igual a 8,5, pues se produce una oclusión de aire en los macroporos y entonces es preciso vencer no sólo la resistencia a la deformación de los terrones, sino también la creciente presión del aire. Es por ello que en la práctica es más eficaz el uso de rodillos de pata de cabra que el de neumáticos, por producir esfuerzos más localizados sobre los terrones y, por tanto, más destructivos. En algunos casos se ha recurrido incluso al empleo de rodillos de pata de cabra gigantes, con patas muy largas, para tratar más fácilmente estos materiales.

Las Recomendaciones francesas (SETRA y LCPC, 1976) hacen alusión a las medidas que deben tomarse para la utilización de los diversos tipos de suelos cuando están secos, según puede verse de forma condensada en la tabla 3.8. En el fascículo 4 de las mismas (1981) se recomienda exigir un valor mínimo del grado de saturación del orden del 60 %, para evitar el fenómeno de colapso, en suelos sensibles a este fenómeno, como son, principalmente, las arenas finas, los limos y los poco plásticos en general.

#### **3.4.3 Limitaciones por la estabilidad y la deformabilidad**

En condiciones normales no es frecuente que un suelo haya de ser rechazado para su utilización en terraplenes por razones de estabilidad y deformabilidad. Pueden, sin embargo, concurrir circunstancias especiales que recomienden u obliguen a prescindir de determinados materiales. Entre ellas citaremos:

- Un exceso de humedad que pueda poner en peligro la estabilidad o dar origen a asientos demasiado grandes.
- Restricciones en cuanto a los taludes convenientes por razones topográficas o de otro tipo, tales como sucede a veces en trazados sobre laderas.
- Terraplenes de gran altura, en los que se precisan características más estrictas de resistencia y deformabilidad por las fuertes tensiones a que quedan sometidos los materiales.

Otro problema es el de la coronación de terraplenes, donde la deformabilidad de los materiales, ya sea por asiento o por hinchamiento, puede imponer restricciones de otro tipo que serán tratadas en el apartado siguiente.

### 3.5 CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES PARA LA CORONACION DE TERRAPLENES

#### 3.5.1 Criterios de diversos países

En apartados anteriores ya se ha indicado que, como criterio general, se debe procurar emplear los suelos mejores en la coronación de los terraplenes. Este concepto es compartido en todos los países, pues las razones que lo sostienen son muy claras y convincentes. En algunos sitios se ha llegado, incluso prácticamente, a imponer la utilización de lo que en España se denominaba «explanada mejorada». Los materiales seleccionados a utilizar deben cumplir una serie de condiciones granulométricas y plásticas bastante estrictas, que a veces exigen recurrir a importantes distancias de transporte, con el consiguiente aumento de costes. Este punto es el que origina ciertas discrepancias. A continuación se recogen los criterios seguidos en diversos países sobre este importante tema.

##### 3.5.1.1 Reino Unido

El Pliego de prescripciones técnicas británico (Ministry of Transport, 1986) establece (artículo 613) que: «Se colocará una capa de explanada mejorada solamente en los lugares y con el espesor particularmente establecidos por el Proyecto».

En el Anexo 2 se recogen las características que deben cumplir los materiales para su utilización como explanada mejorada, que en el citado artículo se indica habrán de ser de las clases 6F1, 6F2, 9A o 9B, y otras que se señalan si se trata de materiales estabilizados.

TABLA 3.9  
EXPLANADA PARA FIRMES  
(Extracto del Standard HD 14/87 del Department of Transport, UK)

1. Firmes flexibles y semiflexibles	
SUB-BASE	
150 mm	
Explanada mejorada	225 mm
	15 % < CBR
	5 % ≤ CBR < 15 %
350 mm	
600 mm	2 % ≤ CBR < 5 %
CBR < 2 %	SUELO
2. Firmes rígidos y semirrígidos	
SUB-BASE DE HORMIGON MAGRO	
150 mm	
Explanada mejorada	150 mm
	15 % < CBR
	5 % ≤ CBR < 15 %
350 mm	
60 mm	2 % ≤ CBR < 5 %
CBR < 2 %	SUELO

- Los datos incluidos en esta tabla son generales para tráfico pesado entre 100 y 10.000 vehículos comerciales/día (intensidad media diaria en el año de apertura).
- En la Recomendación HA 35/87 se dice (6.4.3): La explanada mejorada puede reducirse o suprimirse si se estabiliza el terreno.

En el mismo artículo de las Recomendaciones que acompañan al Pliego se indica que las características de estos materiales se han escogido para cumplir los requisitos de rigidez y resistencia de la explanada de los que se ha partido para el diseño del firme, a que se hace referencia seguidamente, en el se supone un CBR de 15 para la explanada.

El diseño estructural del firme se presenta en otro documento del Department of Transport, Highways and Traffic, 1987 (Structural Design of New Road Pavements, Standard HD14/87 and Advice Note HA 35/87). En la tabla 3.9 se presenta un extracto del Apéndice A del mismo, donde se dan los espesores de la explanada mejorada y de la sub-base según los valores del CBR del terreno.

La filosofía de esta tabla queda bien reflejada en las Recomendaciones sobre este Documento (Ministry of Transport, 1976), en las que se dice:

«Donde la resistencia supuesta por la explanada sea baja y se requiera normalmente una sub-base gruesa, se pueden hacer algunas economías utilizando un material seleccionado para formar la explanada».

«Es poco probable que la utilización de material seleccionado conduzca a economías donde el valor de proyecto del CBR de la explanada normal sea relativamente alto, o si el material seleccionado tiene un CBR inferior a 10.»

En las especificaciones británicas se muestra una gran preocupación por el posible deterioro de la explanada al utilizar maquinaria sobre ella. Por ello se establecen dos alternativas (artículo 608-9) una vez alcanzado cualquier nivel dentro de los 60 cm situados por debajo de su superficie:

— Continuar la construcción hasta la parte superior e inmediatamente colocar la sub-base o la explanada mejorada, en su caso, con su espesor total o parcial si lo permite el diseño.

— Si el contratista no desea colocar inmediatamente las capas superiores indicadas, continuar el relleno sin parar, con el mismo material, hasta 300 mm por encima de su cota y a su costa.

También se establecen condiciones para la circulación de maquinaria sobre las citadas capas.

### 3.5.1.2 Estados Unidos

En este país, como ya se ha indicado en el apartado 3.4.1.4, los diferentes Estados pueden tener sus propias especificaciones adaptadas a sus condiciones particulares. Las más generales son las de la AASHTO y en el citado apartado se reproducían las correspondientes al núcleo de terraplenes. Para coronaciones, o más propiamente hablando, para la explanada dice la M57-80 (1983) lo siguiente:

— «*Explanada.* Se utilizarán materiales clasificados en los grupos A-1, A-2-4, A-2-5 o A-3 donde se disponga de ellos, y se compactarán a no menos del 95 % de la densidad máxima AASHTO T99. Pueden utilizarse materiales de los grupos A-2-6, A-2-7, A-4, A-5, A-6 o A-7 si se compactan a no menos del 95 % de la densidad máxima y dentro de un margen de dos unidades del porcentaje de humedad óptima AASHTO T99».

La redacción de la especificación es muy parecida a la referente al núcleo o cuerpo del terraplén, reproducida en el apartado antes citado. Puede observarse que no se establecen exclusiones absolutas, salvo una norma general inicial que indica que los materiales estarán libres de proporciones nocivas de materia orgánica.

### 3.5.1.3 Suiza

En la tabla 5.9 se recogen las exigencias suizas para los 60 cm superiores de coronación, fijándose los valores mínimos del CBR «in situ», módulo  $M_E$  obtenido con el ensayo de placa en primera carga, y deformación en el ensayo de la

huella. Esto equivale a rechazar los suelos con los que no se pueden alcanzar estos mínimos. En todo caso los suelos CH y los orgánicos se califican como no convenientes para la coronación. Debe tenerse en cuenta que la humedad correspondiente a los valores fijados para los ensayos citados debe ser lo más próxima posible al óptimo Proctor Normal (ver también tabla 5.10 y apartado 5.3.4.3.2).

### 3.5.1.4 Francia

Las nuevas Recomendaciones francesas (SETRA y LCPC, 1976) hacen un estudio muy detallado sobre la utilización de los suelos en coronación, partiendo de la reciente clasificación a que se ha hecho referencia en el apartado 3.2.2. Estas Recomendaciones se resumen en forma codificada en la tabla 3.10.

En ella, además de los tipos de suelo y su humedad, que se señalan en la primera columna, se indica en la segunda la influencia de la situación meteorológica con los símbolos +, = y -, del mismo modo que se explicó para el cuerpo de los terraplenes en el apartado 3.4.2.1.B.

En la última columna aparecen los símbolos T, P y H. Sus significados y códigos numéricos respectivos son los siguientes:

T. Tratamiento o técnica de mejora:

1. Tratamiento con un conglomerante o ligante.
5. Empleo de un geotextil.
6. Impermeabilización de la superficie.

P. Plataforma. Las soluciones son función del estado de la plataforma sobre la que se va a extender la coronación:

TABLA 3.10

CUADRO RESUMEN DE LAS RECOMENDACIONES FRANCESAS PARA LA UTILIZACION DE MATERIALES EN LA CORONACION DE TERRAPLENES

		T	P	H		T	H	P	
A <sub>1</sub> , A <sub>2</sub> , B <sub>1</sub>	+	NO			D <sub>2</sub> , B <sub>2</sub> , B <sub>4</sub> i lavado	0	1	1	
	=	1	2	1		0	2	3	
		1	3	2		6	2	1	
	-	1	4	3		5	2	2	
A <sub>3</sub> , A <sub>4</sub>		NO				1	2	1	
						0	3	3	
B <sub>2</sub> , B <sub>4</sub> h, B <sub>4</sub> i no lavado, B <sub>5</sub>	+	NO				5	3	2	
	=	1	2	1		1	3	2	
	y	1	3	2		0	4	3	
	-	1	4	3		5	4	2	
B <sub>4</sub> m, B <sub>4</sub> s	+	NO				D <sub>3</sub>	0	1	2
	=	6	2	2	0		2	3	
	y	1	2	1	5		2	2	
	-	1	3	2	0		3	3	
C <sub>1</sub> , C <sub>2</sub> h, C <sub>3</sub>		NO			5		3	2	
					0		4	3	
C <sub>2</sub> m, C <sub>2</sub> s	+	NO			5		4	2	
	=	6	2	2					
	y-								
D <sub>1</sub> , B <sub>1</sub>		1	1	1	D <sub>4</sub>				NO
		1	2	1					
		1	3	2					
		1	4	3					
CRa	+	NO			CRa	+	NO		
	=	1	2	1		=	1	2	1
	y	1	3	2		y	1	3	2
	-	1	4	3		-	1	4	3

1. Plataforma de buena capacidad soporte e insensible al agua (pero que puede plantear problemas de regularidad o de deterioro por la circulación).
2. Plataforma de materiales sensibles al agua, de buena capacidad soporte en el momento de la puesta en obra de la coronación, y sin riesgo de aumentar su humedad por las aguas del macizo subyacente.
3. Plataforma de material sensible al agua, de buena capacidad soporte en el momento de la puesta en obra de la coronación, pero con riesgo de aumentar su contenido de humedad por las aguas del macizo subyacente antes de la puesta en obra del firme.
4. Plataforma de capacidad soporte reducida.

H. Espesor total de la coronación:

1. Capa delgada (20 a 25 cm).
2. Capa de espesor medio (de 35 a 40 o incluso 50 cm).
3. Capa gruesa (de 50 a 80 cm).

De la observación de la tabla se deduce que la mayor parte de los suelos, utilizados en la capa de coronación, precisan algún tipo de tratamiento. Únicamente se admite el empleo sin tratamiento alguno ( $T=0$ ) en los suelos granulares tipo D2 y D3, tales como gravas aluviales y arenas con más de un 30 % de material superior a 2 mm y materiales rocosos no evolutivos, en ambos casos con menos de un 5 % de material cernido por el tamiz de 80  $\mu\text{m}$ , que son suelos y rocas insensibles al agua. Se incluyen también en el mismo grupo los suelos B<sub>3</sub>, con finos (80  $\mu\text{m}$ ) comprendidos entre el 5 y el 12 %, no plásticos, es decir, gravas limosas.

Con una impermeabilización de superficie y si la plataforma cumple ciertas condiciones, se admiten los suelos B<sub>4m</sub> y B<sub>4s</sub>, gravas poco arcillosas (con un porcentaje cernido por el tamiz de 80  $\mu\text{m}$  comprendido entre el 5 y el 12 % y más de un 30 % superior a los 2 mm) y los C<sub>2m</sub> y C<sub>2s</sub>, que contienen pocos finos (menos del 10 al 20 % cernido por el tamiz de 80  $\mu\text{m}$ , según la granulometría del material) y con un tamaño máximo inferior a los 250 mm. Incluye este tipo de suelos los aluviales gruesos, arcillas con cantos, algunos coluviales, morrenas, rocas alteradas, etc.

Como se ve, por tanto, las Recomendaciones francesas son de manera genérica partidarias de disponer de una coronación de terreno de buena calidad, o convenientemente tratado.

### 3.5.2 Criterios aplicables en España

Las condiciones climatológicas en nuestro país varían desde muy húmedas en la parte norte, hasta casi desérticas en la zona sureste de la costa mediterránea. Parece, por tanto, que los criterios a seguir deberán ser muy flexibles.

Como idea básica general, el ingeniero proyectista debe tener en su mente siempre el concepto esencial, varias veces repetido, de que deben reservarse los materiales mejores para su utilización en la coronación, recurriendo para ello, si fuera preciso y económicamente posible, incluso a la formación de acopios intermedios.

El poder disponer en coronación de un material lo más insensible al agua que sea posible y con buena estabilidad para el movimiento de la maquinaria supone unas grandes ventajas para la correcta colocación del firme. La obra se desarrollará con menor dependencia de las condiciones climatológicas, y con la correspondiente mejora de calidad. Este factor, sin embargo, deberá valorarse con un peso muy diferente, según se trate de una zona o época de construcción relativamente seca o que, por el contrario, las condiciones de humedad sean desfavorables. Aun en este último caso, deberán compararse económicamente las soluciones de utilizar materiales especiales para la coronación, que pudieran resultar costosos, o recurrir a otras alternativas.

Otro factor que debe tenerse en cuenta es la reducción del espesor de firme correspondiente a una mejor calidad de los materiales de la explanada. Para estimar las ventajas que pueden derivarse de este aspecto, ha de hacerse un estudio económico comparativo, teniendo en cuenta que suele resultar más favorable mejorar la categoría de la explanada que recurrir a un firme más grueso.

En España, además de las razones constructivas y posible reducción del espesor del firme, hay otro factor a tener en cuenta para decidir sobre el tratamiento de la coronación, que es la posible presencia de arcillas expansivas, tema que se trata en el capítulo 6.

La normativa actualmente en vigor en España está recogida, por un lado, en el artículo 330 del PG-4/88 de la Dirección General de Carreteras, reproducido en su totalidad en el Anexo 1. En el apartado 3.4.1.1 ya se hicieron algunos comentarios sobre esta normativa, actualmente en revisión.

Por otra parte, la Dirección General de Carreteras ha publicado las Normas 6.1 y 2-IC (1989), que parte de una clasificación de explanadas según tres categorías, E1, E2 y E3. En el Anexo 4 se reproduce íntegramente el apartado referente a la explanada.

### **3.6 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES PARA PEDRAPLENES**

#### **3.6.1 Consideraciones generales**

Todo ingeniero tiene una idea clara de lo que es un pedraplén típico, formado por roca sana e inalterable con bloques de tamaño relativamente grande, y con una proporción reducida de finos. También sabe lo que es un terraplén. Hay, sin embargo, muchos casos intermedios que no corresponden claramente a ninguna de las dos categorías. Se ha tratado con poco éxito de establecer límites entre uno y otro tipo de relleno. Para ello se han propuesto una serie de condiciones sobre la dureza, inalterabilidad y granulometría del material. Por ejemplo, definir como material para pedraplén el que contiene más de un 25 a 35 % en masa, superior a 19 mm.

Parece que pueden aplicarse las técnicas de construcción convencionales de pedraplenes típicos si la resistencia a compresión simple del material es superior a unos 50 MPa. Estas técnicas pueden ampliarse para incluir la utilización de rocas con resistencia a compresión superior a 28 MPa, pero ya tomando precauciones para que los rellenos no resulten demasiado deformables. Naturalmente, los materiales más blandos y degradables precisan un tratamiento diferente.

Desde hace ya bastantes años la tendencia en presas de materiales sueltos es aprovechar todos los materiales que se obtienen en las excavaciones, por ejemplo, de los aliviaderos que producen a veces volúmenes importantes. Incluso aunque no se trate de excavaciones obligadas, se estudian hoy día mucho más a fondo las posibilidades de utilización de yacimientos de materiales que pudieran llamarse no tradicionales, si para conseguir escolleras de buena calidad fuera preciso recurrir a distancias de transporte importantes. Se pueden construir secciones de presas de escollera con casi cualquier tipo de roca dura en grandes bloques, que constituyen pedraplenes muy permeables, y rocas sedimentarias blandas en las que los fragmentos individuales se desmenuzan mediante la utilización de equipo pesado y se compactan hasta formar una masa como un suelo.

Parece evidente que en el caso de construcción de carreteras el criterio puede ser más amplio desde el punto de vista de los riesgos que una rotura implica, aunque no puedan excluirse en algunos casos peligros de importancia. El problema de los asientos es, sin embargo, también de gran trascendencia en carreteras.

El peligro de un pedraplén construido con materiales relativamente blandos estriba principalmente en su posible evolución con el tiempo, si no se han triturado hasta formar una masa suficientemente compacta. En efecto, aunque al terminar la obra la estructura pueda ser prácticamente indeformable, con el tiem-

po el material puede ir degradándose progresivamente, tendiendo a rellenar los huecos que han quedado y dando lugar a los correspondientes asientos en superficie. Lo mismo puede suceder, aunque por su mayor dificultad de predicción es aún más peligroso, si la roca no es blanda, inicialmente y se meteoriza o reblandece progresivamente perdiendo su resistencia.

Por todo lo expuesto, en este texto se van a dividir los pedraplenes en dos tipos: los formados por rocas sanas e inalterables, y los constituidos por rocas blandas o evolutivas.

### 3.6.2 Rocas sanas e inalterables

El material ideal es el dotado de una granulometría bien graduada, ya que entonces se forma una masa muy densa y compacta. Al aumentar el número de puntos de contacto entre las partículas con relación al de un material con granulometría uniforme, los asientos que se originarán durante y después de la construcción serán menores. Los asientos se deben fundamentalmente a la rotura de los puntos de contacto entre las rocas y el correspondiente reajuste de la masa. Esta rotura depende de las cargas que actúan sobre dichos puntos de contacto, que serán tanto menores cuanto mayor sea su número. También se facilita por humedecimiento de la roca, tema sobre el que se tratará en el apartado 4.5.5.1.

Si se utiliza un ripado para la excavación, las granulometrías que se obtienen suelen ser pobres.

La granulometría de la roca extraída por voladura depende de diversos factores. Uno de ellos es la naturaleza de la roca en sí y la distribución de discontinuidades en su masa. Pero muy importante también es la forma en que se lleven a cabo las voladuras, que condicionarán el tamaño máximo de los bloques y la granulometría del producto resultante. Por ello, es conveniente cerciorarse de que el contratista va a emplear un sistema de voladuras adecuado antes de que comience la extracción, con objeto de disponer del óptimo producto posible.

Esto no significa que haya que imponer «a priori» unas condiciones que limiten excesivamente la granulometría del material, ya que hay que ver en obra si ello es posible o no, recurriendo a procedimientos razonables: la predicción de los resultados en la fase de proyecto es difícil por el simple examen de los testigos de sondeos. La realización de voladuras de ensayo puede ser en muchos casos recomendable, aunque tampoco debe esperarse una respuesta a todos los problemas que puedan surgir.

Para escolleras normales (rocas de resistencia a compresión por encima de 50 MPa) el espesor de tongada es del orden de 1 m. Es habitual especificar para la granulometría del pedraplén (una vez compactado) las siguientes condiciones:

- Tamaño máximo: el del bloque que pueda quedar integrado en la tongada sin proyectar esquinas, de forma que se obtenga una superficie razonablemente lisa para la compactación.
- Porcentaje máximo de tamaños inferiores a 25 mm: 30 % en masa.

TABLA 3.11

#### EJEMPLOS DE GRANULOMETRIAS UTILIZADAS EN ESCOLLERAS (176)

Localización	% en masa de tamaños (mm) inferiores a:				
	1.000	500	100	25	5
Pedraplén de Iciar .....	100	80	45	25	10
Presa de Shiroro .....	100	95	50	25	10
Presa de Foz Areia .....	100	90	45	15	5
Presa de Anchicaya .....	100	95	60	25	10

— Buena gradación de tamaños (definida por el coeficiente de uniformidad Cu).

En la tabla 3.11 se presentan ejemplos de granulometrias usadas en escolleras para pedraplenes construidos en tongadas de 1 m.

También es práctica común limitar el tamaño máximo de las partículas a los dos tercios del espesor de las tongadas a compactar. En algunas especificaciones se admiten bolos aislados de mayor tamaño, en la forma y condiciones que se describen en el apartado 5.3.1; pero en ningún caso será la altura máxima de las piedras superior a un tercio de la altura total del pedraplén, ni su máxima dimensión horizontal superior a la mitad de dicha altura. Esta última limitación puede ser necesaria en pedraplenes de pequeña altura.

El artículo 331 —Pedraplenes— del PG-4/88 de la Dirección General de Carreteras actualmente vigente, puede entenderse que se refiere al caso tratado en este apartado de pedraplenes convencionales, ya que rechaza o requiere estudios especiales para ciertos tipos de roca, empleando otras técnicas a que se hace referencia en el próximo apartado.

### **3.6.3 Rocas blandas y evolutivas**

#### **3.6.3.1 Criterios generales**

Se puede decir que esta clase de roca no es la excepción, sino más bien la regla. Son efectivamente muy abundantes en nuestro país las margas de todo tipo, las pizarras, las areniscas blandas y otras muchas rocas, incluso ígneas, en proceso avanzado de meteorización. Se comprende que la problemática que presentan estos materiales sea compleja y que las medidas a adoptar en cada caso dependa de las características de las rocas.

El problema básico, como se ha indicado anteriormente, es que, si se han dejado huecos, con el tiempo pueden producirse asentamientos al degradarse las partículas que forman el esqueleto. Además, puede producirse una disminución de la resistencia a esfuerzo cortante de la masa en su conjunto, especialmente si los productos de la meteorización o degradación son arcillas de malas características.

El proceso evolutivo (y, por tanto, el tipo de materiales que se incluyen bajo esta denominación) puede ser de dos clases: a) mecánico consistente en la degradación durante el manejo y compactación y posteriormente a lo largo de la vida de la obra. b) Fisicoquímico debido a un cambio de la composición del material como consecuencia de la meteorización.

Los procesos evolutivos de meteorización son los más difíciles de controlar y de prever. El riesgo que implican depende de las características de los materiales a que den lugar, como se ha comentado en párrafos anteriores.

Las Recomendaciones francesas (SETRA y LCPC, 1976) hacen una división de estos materiales (grupo E) en tres subgrupos, según se indicó en la tabla 3.4. En la tabla 3.12 se presenta la clasificación particular de este grupo. Como se ve, el subgrupo E<sub>1</sub> comprende esencialmente las gredas, que divide en diversas categorías según su densidad y humedad. El E<sub>2</sub> comprende las areniscas gruesas frágiles sin casi arcilla, que evolucionan hacia materiales poco sensibles al agua. Por fin, el E<sub>3</sub> es el más problemático, por comprender los materiales que tienden a convertirse en arcillas. Entre ellos están las margas y pizarras, que son de lo más abundante en la naturaleza.

Tanto los E<sub>2</sub> como los E<sub>3</sub> se emplean con profusión en el mundo; lo que sucede es que se hacen pocas observaciones detalladas sobre su comportamiento (o al menos son pocas las que se publican), con lo que no se gana en experiencia al ritmo debido.

Con todos estos tipos de materiales, salvo en casos especiales como las gredas con humedad elevada y otros que se comentarán más adelante, la técnica más adecuada y generalizada consiste en triturarlos durante su puesta en obra

hasta alcanzar un relleno lo más denso posible. El problema consiste en conocer «a priori» hasta qué punto esto es posible y cuáles serían las consecuencias en caso de que no se alcanzara el grado de fragmentación deseado. La mejor forma de obtener información sobre el estado de trituración que se puede alcanzar es construyendo tramos de ensayo en las condiciones reales y con la maquinaria que se va a utilizar.

Pero no puede ignorarse otra vertiente del problema, que consiste en la posibilidad de que puedan originarse hinchamientos si el material estaba demasiado seco y era de tipo expansivo. La trituración contribuye en tal caso a aumentar la expansividad de dos formas: por un lado, al romper los enlaces diagenéticos de los terrones, el material resultante puede ser más expansivo. Por otro, al disminuir los huecos, los hinchamientos aumentan. Será por ello preciso en algunos casos llegar a una solución de compromiso para evitar los dos posibles efectos, que son contrapuestos.

En la Autopista Martorell-Villafranca se realizó un tramo experimental con dos terraplenes reales de 24 y 32 m de altura con arcillas margosas. Sobre estos terraplenes se extendió una capa de coronación de 25 cm, y 50 cm de explanada mejorada por debajo del firme. Las conclusiones fueron que las arcillas margosas o margas arcillosas con menos del 13 % de carbonatos pueden extraerse, trocearse y compactarse con los medios mecánicos habituales, dando como resultado un terraplén en el que no se advierte la existencia de macrohuecos de dudoso comportamiento ulterior. Los asientos experimentados después de finalizado el firme han sido del orden del 0,4 %.

### 3.6.3.2 Pizarras

En España se han utilizado pizarras de todo tipo en la construcción de carreteras y de modo especial hace relativamente pocos años en las autopistas de peaje del País Vasco. Sin embargo, no se han publicado resultados sobre el comportamiento observado.

La meteorización de las pizarras obedece a una serie de fenómenos de tipo físico, químico y biológico. Estos fenómenos actúan sobre las arcillas o sobre otros componentes minerales u orgánicos. Entre las primeras puede dar lugar a problemas especialmente agudos la montmorillonita. Entre los segundos, son bien conocidos los daños que puede originar la presencia de pirita u otros sulfuros que se encuentran con frecuencia en España.

La pirita se oxida, bien sea por procesos puramente químicos o por la presencia de microorganismos, dando lugar a la formación de sulfatos que va acompañada de aumentos de volumen, deterioro de la roca y fuerte acidez en las aguas.

Este último tipo de transformaciones son las más difíciles de valorar «a priori» con los ensayos normales actualmente existentes que, por la rapidez de su actuación, probablemente no afectan más que a los minerales de arcilla.

La Federal Highway Administration ha publicado un trabajo referente a la utilización de pizarras en los EE. UU. para la construcción de terraplenes y pedraplenes. La gama de pizarras estudiadas ha sido muy amplia, originarias de 14 Estados y de períodos geológicos que cubren desde el Precámbrico al Terciario. Casi todas ellas procedían de áreas sin deformación estructural y que, excepto por efectos de su edad, han sufrido aproximadamente el mismo historial desde su deposición.

Después de probar una serie de ensayos que pudieran ser representativos, han llegado a establecer unos criterios prácticos a base de solamente uno de ellos, el denominado ensayo de durabilidad por desintegración u otro, en sustitución o como complemento, que denomina ensayo de «inmersión».

El ensayo de durabilidad por desintegración, normalizado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, consiste en esencia en medir la resistencia de la roca al reblandecimiento y desintegración, como resultado de dos ciclos de desecación y agitación de un baño de agua, de 10 trozos redondeados de roca

TABLA 3.12

CLASIFICACION FRANCESA DE SUELOS. SUBDIVISIONES DEL GRUPO E  
(Materiales evolutivos)

Subgrupo	Suelos más frecuentemente encontrados	Características principales	Clasificación según el estado del suelo			
			Medios de evaluación del estado	Casos posibles	Comentarios	
E <sub>1</sub> Materiales de estructura fina frágil con poca o ninguna arcilla	Greda (material rocoso poco compacto conteniendo más del 95 % de CaCO <sub>3</sub> )	La greda es un apilamiento de partículas de calcita con la dimensión del orden de un micrón a una decena de micrones. Este apilamiento constituye una estructura bastante frágil con una fuerte porosidad (alrededor del 40 %) y una succión muy elevada (no drena por debajo de pF = 3). Los finos producidos por aplastamiento y atrición pueden ser de dimensiones muy pequeñas (1 a 10 µm) y no tienen plasticidad; se sitúan entre los suelos de la clase A <sub>1</sub> .	El estado del suelo se determina por su densidad, su humedad y su friabilidad.	CRa Creta densa		Y <sub>d</sub> > 1,70
				Greda poco densa Y <sub>d</sub> < 1,70	CRb Contenido de humedad débil o media	La humedad puede, en general, considerarse como media o débil si es inferior al 20 %.
Materiales areniscosos finos, loess inalterados, etc.			CRc friabilidad débil.		La humedad puede, en general, considerarse como elevada si sobrepasa el 20 %. La friabilidad se aprecia por ensayos de compactación repetidos o de vibrotrituración.	
			Humedad elevada. CRd friabilidad fuerte.			
			Los principios expuestos arriba son aplicables, por lo menos en parte, a los materiales E <sub>1</sub> distintos de la greda, debiendo definirse los valores por un estudio particular.			
E <sub>2</sub> Materiales de estructura gruesa, frágil o con poca o ninguna arcilla.	Materiales areniscosos gruesos, puddingas, etc.	La evolución en estos materiales da un suelo poco o nada sensible al agua del tipo B <sub>1</sub> a B <sub>4</sub> o D.	En estudio			
E <sub>3</sub> Materiales evolutivos arcillosos.	Margas Esquistos	La evolución de estos materiales da un suelo arcilloso con una fracción fina del tipo A <sub>2</sub> , A <sub>3</sub> o eventualmente A <sub>4</sub> . Según su estado de evolución el material total se aproxima a la clase C, B o A.	En estudio			

de 40 a 60 g cada uno. Esta agitación se efectúa en un tambor de 140 mm de diámetro y 100 mm de longitud, cuya superficie cilíndrica está cubierta con un tamiz de malla de 2 mm y que gira dentro de un depósito parcialmente lleno de agua. El índice I<sub>D</sub> viene dado por:

$$I_D = \frac{\text{Peso seco después de dos ciclos}}{\text{Peso seco antes del ensayo}} \times 100$$

El ensayo de inmersión consiste en introducir en agua un fragmento irregular del material con un peso de unos 20 g y describir su comportamiento.

Indice Ij	Comportamiento
1	Se degrada a un montón de escamas o lodo.
2	Se rompe rápidamente o forma muchos trocitos.
3	Se rompe lentamente o forma pocos trocitos.
4	Se rompe rápidamente o forma varias fracturas.
5	Se rompe lentamente o forma pocas fracturas.
6	No cambia.

El material debe sumergirse después de haberlo secado en estufa. Cuando hubo reacción en las muestras ensayadas en el citado trabajo, generalmente se produjo en los primeros diez minutos y, por ello, hay que observar el proceso durante los primeros treinta minutos. A las veinticuatro horas se hace una observación final.

Las causas del mal comportamiento de un relleno de pizarras pueden ser muy variadas. Entre ellas, sin embargo, parece de gran importancia la forma en que se han compactado, ya que el deterioro o evolución posterior es función muy directa de los huecos existentes en el relleno. La compactación es a su vez función de otros muchos factores, entre los que se encuentran el espesor de tongada, la energía de compactación, la forma de llevar la supervisión y control, etc.

Entre ellos se ha escogido en el trabajo citado el espesor de tongada como, en cierto modo, globalmente representativo de la compactación, para tratar de relacionarlo en un gráfico con los valores de  $I_D$ . Para elaborar este gráfico, de manera genérica se llegó a la conclusión, después de múltiples consultas, de que normalmente los pedraplenes formados por pizarras duras se construyen con espesores de tongada de unos 0,90 m, y los formados por pizarras degradables, con espesores de 0,15 a 0,30 m, es decir, como si se tratara de suelos. Partiendo de este hecho se supone que cualquier relación que pudiera existir entre  $I_D$  y el espesor de tongada debería comprender a los dos puntos: espesor 0,90 m /  $I_D = 100$ ; espesor = 0,20 m /  $I_D = 0$ .

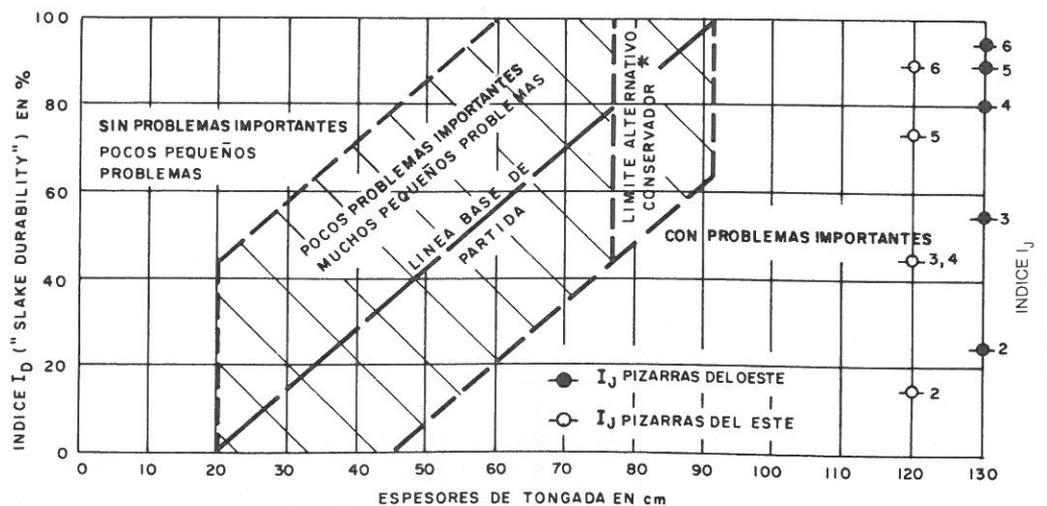
En la figura 3.3 se ha reproducido el gráfico a que se llega uniendo los dos puntos citados mediante una recta, después de haber situado sobre el mismo todos los pedraplenes observados y su comportamiento.

Para utilizar este gráfico, según el problema que se trate, habrá que situarse más hacia la derecha o la izquierda. Por ejemplo, no se dará el mismo tratamiento al acceso a una estructura que a un terraplén en una carretera secundaria.

A la derecha del gráfico se colocan en ordenadas los valores de  $I_J$ . La correlación entre  $I_D$  e  $I_J$  no es muy buena, habiendo sido deducida adoptando para  $I_D$  un valor que dejará por encima las tres cuartas partes de los obtenidos para el mismo  $I_J$  en una numerosa serie de ensayos comparativos. De todas formas, ya se ve que la correlación recomendada es diferente para las pizarras de la zona oeste que para las de la zona este.

FIGURA 3.3

CRITERIO PARA LA SELECCION DEL ESPESOR DE TONGADA EN PEDRAPLENES DE PIZARRAS EN FUNCION DE LOS INDICES  $I_D$  O  $I_J$  (17, 177, 191)



\* COMO EN ALGUNOS CASOS HA HABIDO PROBLEMAS IMPORTANTES CON TONGADAS DE 90 cm Y VALORES ELEVADOS DE  $I_D$ , SE PUEDE RECORTAR LA ZONA RAYADA A 75 cm

Se ha expresado de manera esquemática la génesis del gráfico para que, al utilizarlo, se tome solamente como una primera orientación.

Se vuelve a insistir que, además de la compactación en su conjunto, influyen otros factores. Entre ellos, uno de los más importantes es el drenaje, ya que el agua es la primera causa de la degradación y evolución de los materiales. A estos efectos debe recordarse lo expuesto en el apartado 2.4.2, pues muchos de los conceptos allí expuestos son aplicables a estas condiciones.

Otro factor que suele ser causa de dificultades de puesta en obra y comportamiento es la mezcla de materiales duros y blandos. Este es el caso, por ejemplo, de formaciones tipo «flysch», en que las pizarras se alternan con areniscas y calizas o margas duras. Si ello fuera posible, una solución puede consistir en separar las partes duras de las blandas, pues las primeras impiden la debida compactación de las segundas. Si las partes duras no son muy abundantes, se pueden incorporar bloques suficientemente separados entre sí en la masa de material blando, siguiendo criterios similares a los que se indican en el apartado 5.3.1.

#### 4.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El proyecto de terraplenes está condicionado por una serie de circunstancias entre las que los problemas de estabilidad y deformabilidad constituyen solamente una vertiente. La altura de los rellenos viene en principio impuesta por el trazado. La compensación de tierras influye en gran manera en la distribución de desmontes y terraplenes y, aunque se subordine en cierta medida a las características de los terrenos atravesados, constituye un factor de mucho peso en el ajuste de la traza.

La altura de los terraplenes, por tanto, queda en gran parte reflejada por razones ajenas a las puramente geotécnicas, aunque, a la vista de las dificultades que en cuanto a estabilidad puedan preverse al atravesar determinadas zonas, pueda desviarse el trazado.

Otro aspecto a definir en el proyecto son los taludes. También aquí hay factores ajenos a la geotecnia que influyen poderosamente en los valores a adoptar, como son la seguridad y la estética. El problema de la seguridad es de gran importancia, existiendo recomendaciones concretas en cuanto a los taludes que se deben dar más allá de los arceles para evitar accidentes cuando un vehículo se salga de la carretera.

La erosión es, asimismo, un factor que incide en el diseño de taludes. En este capítulo se prescindirá no sólo de este aspecto, sino también de los anteriormente señalados, para referirse exclusivamente a los problemas de estabilidad y deformabilidad; aunque bien es verdad que, en algunas de las soluciones simplistas que se exponen, influye inevitablemente la presencia de aquéllos.

Se distinguirán cuatro casos: los normales, los de suelos con elevada humedad, los de terraplenes y pedraplenes sobre laderas, y los de terraplenes y pedraplenes de mucha altura. No se desarrollará en este texto el tema de terraplenes sobre suelos blandos, que es un problema especial.

Las orientaciones sobre la forma de estudiar la estabilidad se darán solamente en el apartado 4.3 referente a terraplenes sobre laderas.

#### 4.2 CASOS NORMALES

A lo largo del trazado de una carretera que se desarrolle en un terreno de topografía no muy accidentada y con materiales de características normales, el dimensionamiento de los taludes de los terraplenes se suele hacer adoptando valores más o menos normalizados, siempre que los correspondientes terrenos de cimentación sean razonablemente firmes. Lo más corriente es fijar taludes del orden de 1 : 2 (V/H). Si el material de relleno es granular, esta pendiente se puede aumentar a 2 : 3 (V/H). Si las alturas son considerables (unos 30 m) y los suelos cohesivos, puede ser conveniente rebajarlos hasta 1 : 3 (V/H).

Estos criterios genéricos se desarrollan de forma algo más elaborada en algunas recomendaciones como la que se incluye en la tabla 4.1 de la Japan Road Association (1984). Según estas normas, los taludes 2 : 3 que se mantienen bien en terraplenes de pequeña altura debidamente construidos presentan dificultades de compactación, lo que puede conducir a erosiones o desprendimientos superficiales. Por ello proponen como talud normal el 5 : 9 para facilitar la compactación.

Es recomendable disponer bermas para evitar la erosión en taludes altos. Su anchura suele ser de 1 a 3 m y su distancia en vertical de unos 6 m. Se suelen colocar cunetas de recogida de aguas en ellas, salvo si las alturas del talud son pequeñas. Estas bermas pueden también servir para labores de inspección y conservación.

En cuanto a los pedraplenes, los taludes normales son de 10 : 13, correspondientes al talud de vertido de una escollera. Se han construido, sin embargo, hasta 1 : 1 e incluso más empinados, pero entonces hay que tomar precau-

TABLA 4.1  
TERRAPLENES (Japan Road Association, 1984)

Materiales	Altura del relleno (m)	Talud	Observaciones
Arena bien gradada (SW), grava y mezclas de grava y arena (GM) (GC) (GW) (GP).	< 5	2:3 a 5:9	Para terraplenes con capacidad de carga suficiente en la cimentación y no sujetos a inundaciones.
	5 a 15	5:9 a 1:2	
Arena mal gradada (SP).	< 10	5:9 a 1:2	
Suelo arenoso (SM) (SC), suelos arcillosos duros y arcilla dura.	< 5	2:3 a 5:9	
	5 a 10	5:9 a 1:2	
Suelos arcillosos blandos.	< 5	5:9 a 1:2	

nes especiales durante la construcción, colocando los bloques más gruesos junto al borde, ya sea con las máquinas o a mano. Por razones de una mayor facilidad de conservación frecuentemente se construyen, a pesar de todo con 1 : 2.

### 4.3 TERRAPLENES Y PEDRAPLENES SOBRE LADERAS

En el apartado 2.4 ya se han expuesto los problemas de los terraplenes sobre laderas, la mayoría de las veces por fallos de cimentación asociados a un drenaje insuficiente. Del mismo modo, se estudiaron las medidas prácticas a adoptar para prevenir o corregir los daños que pudieran originarse en tales condiciones.

Son realmente también dichas medidas las importantes en el momento de proyectar, pues lo esencial es conocer cuáles son los posibles orígenes de la inestabilidad a base de hacer un reconocimiento detallado de la ladera para, una vez definida su estructura, escoger el tratamiento. Sin embargo, es asimismo conveniente normalmente intentar cuantificar el problema efectuando los cálculos oportunos.

Como en todos los planteamientos de este tipo, la dificultad principal suele residir en determinar, aunque sea de manera aproximada, los valores de la resistencia al esfuerzo cortante del material que compone el relleno. El grado de confianza del resultado obtenido estará siempre directamente ligado a estos valores de partida, por muy elaborado que haya sido el método de cálculo. En obras de carreteras ocurre con frecuencia que, a causa de su desarrollo lineal, el número de muestras que se pueden ensayar es reducido para cada tramo en particular. Por ello el procedimiento más viable suele consistir en establecer unos valores límites probables de las características resistentes partiendo de los ensayos disponibles y, a la vista de los resultados que se obtengan, decidir sobre el riesgo probable de la solución en estudio. Además, otro fruto muy positivo de los cálculos que se realicen será el poder establecer comparaciones, aunque sean relativas, con otras posibles soluciones alternativas.

Así pues, salvo en los casos en que se haya efectuado un estudio detallado de las condiciones del terreno y un programa de ensayos suficientemente extenso por las dificultades especiales del problema, las respuestas obtenidas mediante el cálculo no deberán tomarse generalmente como decisorias de por sí, sino como una valiosa ayuda para estimar el orden de magnitud del riesgo existente y valorar de manera relativa las ventajas de cada una de las soluciones posibles (por ejemplo, variación de la distribución de masas, rebajamiento del nivel freático, etc.).

Casi todos los métodos están programados para su aplicación por ordenador, de forma que la obtención de los resultados con diferentes hipótesis es sencilla. Sin embargo, hay una serie de ellos que representan condiciones que se encuentran con mucha frecuencia, que han sido tabulados o traducidos en forma de ábacos y pueden, por tanto, ser de suma utilidad para tanteos rápidos. A continuación se hace una relación de los más importantes.

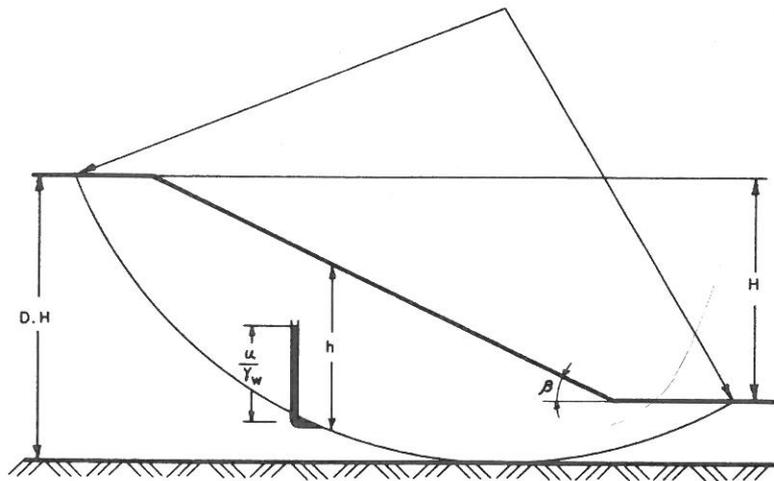


FIGURA 4.1  
TALUD SIMPLE

Algunos de los métodos que se mencionan pueden no ser propiamente aplicables al caso de terraplenes sobre laderas, pero se incluyen también para completar la relación y poder dejar resuelto el mayor número posible de condiciones.

a) *Solución de Taylor*

Presenta las siguientes características:

- Está prevista para taludes simples como el indicado en la figura 4.1.
- Está basada en el método denominado del círculo de rozamiento.
- Se supone un material homogéneo e isótropo en todo su espesor hasta un estrato duro situado a profundidad variable.
- La resistencia al corte se supone formada por una componente cohesiva constante con la profundidad y otra friccional.
- No se pueden introducir presiones intersticiales.

b) *Solución de Bishop y Morgenstern (1960)*

Presenta las siguientes características:

- Está prevista para taludes simples como el de la figura 4.1.
- Está basada en deslizamientos circulares.
- Se supone un material homogéneo e isótropo en todo su espesor hasta un estrato duro situado a profundidad variable.
- La resistencia a esfuerzo cortante se supone formada por una componente cohesiva constante con la profundidad y otra friccional.
- Se pueden introducir las presiones intersticiales a través del parámetro  $r_u = u/\gamma h$ , siendo  $u$  la presión intersticial,  $h$  la profundidad del punto considerado y  $\gamma$  el peso específico del terreno. Se toma para  $r_u$  un valor medio común para toda la sección.

c) *Solución de Pilot y Kacmaz (1968)*

Presenta las siguientes características:

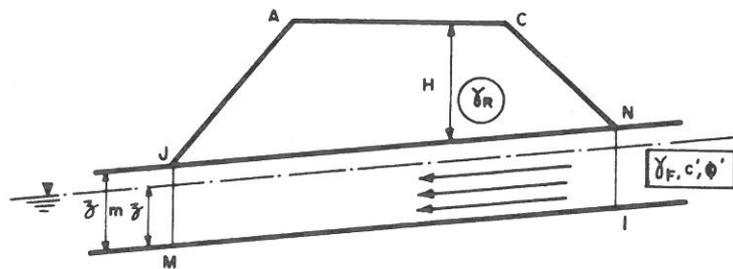


FIGURA 4.2

ESQUEMA DE CALCULO DE PILOT Y KACMAZ, 1968

- Estudia la estabilidad de terraplenes de sección trapezoidal o triangular (fig. 4.2) sobre laderas.
- Se examinan las condiciones de equilibrio del conjunto terraplén-cimentación a lo largo de la superficie potencial de rotura plana MI paralela a la ladera, con rozamiento interno y cohesión.
- Se supone un nivel freático paralelo a la superficie de la ladera a profundidad variable.
- Se desprecian las reacciones a lo largo de las secciones JM y NI.

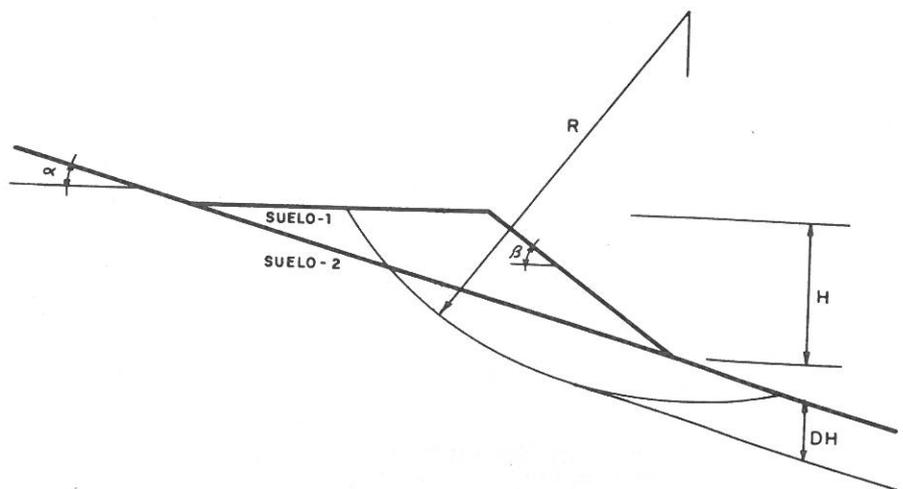
d) Soluciones de Huang (1977)

Presenta las siguientes características:

- Estudia la estabilidad de terraplenes de sección triangular sobre laderas (figura 4.3).
- Se emplean superficies de deslizamiento circulares con valores diferentes de la cohesión y ángulo de rozamiento interno para el terraplén y la ladera.
- Se utiliza el método clásico de Fellenius de división en fajas, despreciando las acciones sobre sus costados. Se comprueba que, dadas las características de los círculos de deslizamiento en los casos incluidos, los errores con relación al de Bishop pueden despreciarse.

FIGURA 4.3

ESQUEMA DE CALCULO DE HUANG, 1977



- Se fija sucesivamente la profundidad de los círculos de deslizamiento, obligando su tangencia a líneas paralelas a la ladera.
- Se puede incluir el efecto de las presiones intersticiales mediante el valor medio del parámetro  $r_u$  definido para la solución de Bishop y Morgenstern en b.
- Se ha extendido su estudio a otros casos como rellenos triangulares sobre roca o trapezoidales también sobre roca.

*e) Otras soluciones*

Existen otras soluciones para resolver por medio de ábacos diversos casos de estabilidad de taludes. Entre ellas se pueden citar las de Hunter (1968) y Hunter y Schuster (1969) para taludes simples en arcillas normalmente consolidadas. El cálculo se hace tensiones totales, con una resistencia a esfuerzo cortante  $s = c + ptg\phi$ , con valores de  $c$  que varían linealmente con la profundidad.

Muy interesante y completa es la solución de Janbu (1954) para superficies de deslizamiento circulares, sin tener en cuenta las tensiones en los costados de las fajas: puede ser muy útil para estudiar los efectos de sobrecargas, grietas de tracción, niveles freáticos, desembalses, etc., pues incluye una amplísima gama de hipótesis. Tiene, sin embargo, el inconveniente citado respecto a las bases de partida.

Huang (1975) ha preparado ábacos para el cálculo de presas de sección homogénea en presiones activas, así como para presas no homogéneas.

Spencer también ha elaborado ábacos para el cálculo de taludes simples, recogidos por Huang (1983).

El problema constructivo de los suelos con exceso de humedad ya se ha tratado en el apartado 3.4.2.1. Aquí se va a hacer solamente una breve referencia al proyecto y comportamiento de terraplenes con suelos con una humedad elevada desde el punto de vista de su estabilidad y deformabilidad.

Los estudios más detenidos sobre el tema referidos a carreteras son los desarrollados por el TRRL, ya que se trata de unas condiciones muy frecuentes en Gran Bretaña.

Farrar (1971) ha llevado a cabo un interesante estudio con tres arcillas, a base de ensayos triaxiales y edométricos y ha llegado a la conclusión de que podrían ser utilizadas en terraplenes con humedades superiores a 1,2 veces el límite plástico, que es el tope normalmente fijado, siempre que sean aceptables asentamientos de 10 cm. Para la arcilla más plástica de las tres ( $LL = 76$ ,  $IP = 26$ ), el estudio indica que se podría alcanzar una altura de 10 m con una humedad de 1,3 veces el límite plástico. Para las otras arcillas ( $LL = 39$ ,  $IP = 18$  y  $21$ ) se podrían alcanzar alturas de 5 m con humedades de 1,4 veces el límite plástico. En ambos casos se recomienda colocar capas drenantes horizontales intermedias a una distancia vertical de 2 m para acelerar los asentamientos, que se producirán en su mayor parte en un período de un año. Las limitaciones de altura por la estabilidad podrían suavizarse empleando taludes más tendidos que el normal de 1 : 2. También resultaría recomendable emplear materiales más estables en la coronación.

En los Estados Unidos —estados de la costa del Pacífico— (Oregón, Washington), debido al clima reinante, los suelos no pueden compactarse más que con humedades muy superiores a la óptima. Las prescripciones tienen entonces en cuenta el grado de saturación, reduciendo las exigencias respecto a la densidad Proctor de tal forma que el grado de saturación no sea superior a 0,87.

**4.4 TERRAPLENES  
CONSTRUIDOS CON  
SUELOS MUY  
HUMEDOS**

**4.5.1 Introducción**

Las autopistas con grandes radios y pendientes reducidas en terreno accidentado exigen la construcción de terraplenes de gran altura. Así, en la autopista Bilbao-Behobia en el pedraplén de Iciar se han alcanzado 76 m de altura (fi-

**4.5 TERRAPLENES Y  
PEDRAPLENES DE  
GRAN ALTURA**

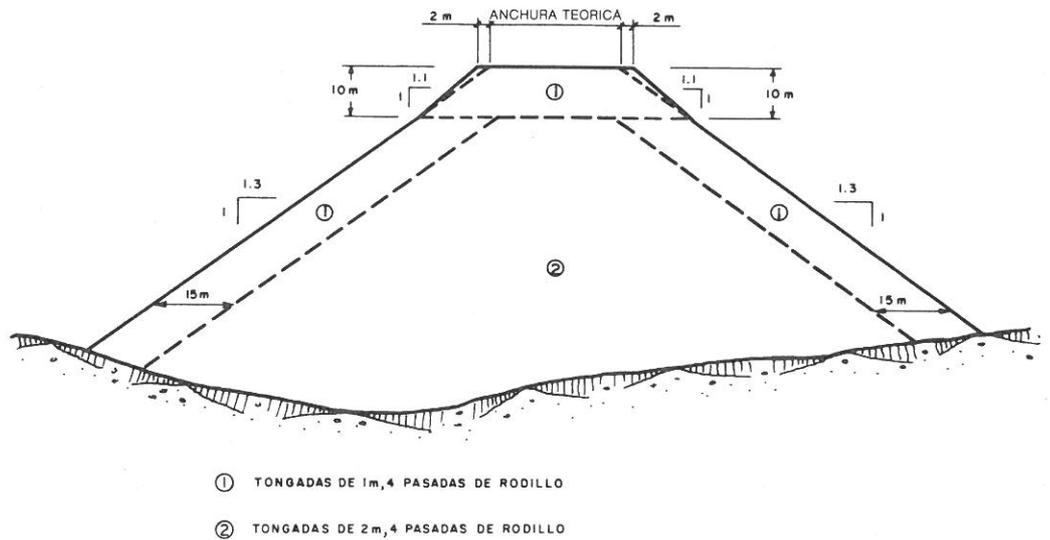


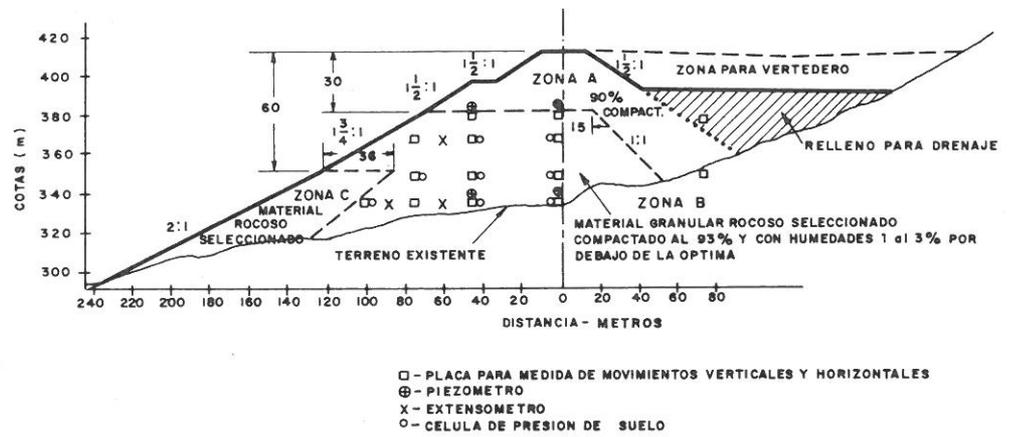
FIGURA 4.4  
PEDRAPLEN DE ICIAR (178)

gura 4.4) y en el de Istiña, 50 m. En la autopista Bilbao-Zaragoza se pueden citar cifras similares y aun mayores. En la figura 4.5 puede verse un terraplén a media ladera de las Conchas de Haro, de 95 m de altura, junto al correspondiente desmonte de 70 m. En la autopista Campomanes-León se han construido también terraplenes de gran altura, como ocurre con el de Entrerregueras de 90 m (figs. 4.22 y 4.23).

En el extranjero se podrían citar muchas obras de estas dimensiones. Ya en el año 1971 aparece descrito el terraplén de Squaw Creek en California (fig. 4.6),

FIGURA 4.5  
TERRAPLEN A MEDIA LADERA DE LAS CONCHAS DE HARO  
(AUTOPISTA VASCO-ARAGONESA)





NOTA: LA DENSIDAD MAXIMA Y HUMEDAD OPTIMA CORRESPONDEN AL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO.

FIGURA 4.6  
TERRAPLEN DE SQUAW CREEK (87)

con una altura de 155 m. Más adelante se darán datos complementarios sobre la construcción y comportamiento de éstos y otros terraplenes y pedraplenes.

Son, por tanto, construcciones que entran ya en la categoría de grandes presas y a las que puede, por tanto, extrapolarse mucha de la experiencia adquirida en éstas. Hay, sin embargo, factores que establecen diferencias muy características que se irán comentando a lo largo de esta exposición.

En los grandes terraplenes como en las presas con frecuencia se recurre a la zonificación. Hay que empezar por asegurar especialmente las condiciones de la cimentación y, por ello, en la parte inferior del relleno puede ser necesario colocar materiales de buenas características resistentes, ya que es la sometida a mayores esfuerzos, tanto normales como cortantes. En la parte central se podrá, en general, ser más tolerante y, por último, en coronación se recurrirá de nuevo a materiales de buena calidad.

Como en todo trabajo geotécnico, hay que estudiar dos tipos de problemas: estabilidad y deformación, y a ellos se hará referencia sucesivamente.

#### 4.5.2 Estabilidad de terraplenes

##### 4.5.2.1 Consideraciones generales

Los problemas de estabilidad, o sea, la posibilidad de que puedan producirse roturas en el terraplén, hay que considerarlos en dos fases: durante la construcción o a corto plazo, y a largo plazo.

La estabilidad a corto plazo engloba aquellas situaciones en las que no se han podido disipar las presiones intersticiales originadas durante la construcción. El período de tiempo en que se dan estas condiciones depende de las características de los materiales, de la forma y tamaño de la obra y de la situación de las capas drenantes.

La estabilidad a largo plazo se refiere de manera genérica al período en que las presiones intersticiales de construcción ya se han disipado.

En esta ocasión se va a hacer referencia solamente a los problemas de estabilidad a corto plazo, que son quizá los menos conocidos por el ingeniero de carreteras, por su incidencia en el problema específico de terraplenes altos.

Otros aspectos específicos, como es el de la resistencia al esfuerzo cortante de suelos parcialmente saturados, serán estudiados en el capítulo 6.

#### 4.5.2.2 Estabilidad a corto plazo

Uno de los datos básicos para el estudio de la estabilidad a corto plazo es la previsión de las presiones intersticiales que se originan durante la construcción y, por ello, a él se dedican los apartados siguientes.

##### 4.5.2.2.1 Conceptos generales sobre la formación de las presiones intersticiales

Durante la construcción de un terraplén se pueden crear presiones intersticiales positivas. Como estas presiones reducen considerablemente la estabilidad del relleno, ya que disminuyen la componente resistente de fricción, es muy importante poder estimar cuál será su valor al estudiar el proyecto, y compararla después con las realmente originadas durante la construcción.

El mecanismo de su formación se expone a continuación. Al extender y compactar una tongada de tierra, el suelo en general quedará parcialmente saturado y la presión intersticial será negativa. Según se van colocando nuevas tongadas, van aumentando las presiones verticales y, en cierta proporción, también las horizontales. Si el material es relativamente impermeable y el proceso de construcción normal, al tender a comprimirse el esqueleto del suelo el fluido intersticial, formado por una mezcla de agua y aire, va entrando en compresión, y llegará un momento en que las presiones intersticiales que originalmente eran negativas pasarán a ser positivas. El fenómeno es similar al sufrido por una muestra de suelo que se comprime sin drenaje, vertical y lateralmente, en el aparato triaxial.

El valor de la presión intersticial debida a la construcción de una cierta altura de relleno sobre la tongada considerada depende fundamentalmente de la humedad con que se ha compactado el material. Si es pequeña, la presión intersticial será reducida, por existir una gran cantidad de aire en los poros; en cambio, si se ha compactado con una humedad elevada, la presión intersticial puede ser muy fuerte, ya que el fluido resulta relativamente incompresible con relación al esqueleto formado por los granos del suelo.

Existen diversos procedimientos para estimar el valor de las presiones intersticiales. Uno de los primeros en desarrollarse fue el de Brahtz y Hilf, que parte de las siguientes hipótesis:

- La disminución de volumen del suelo es debida a la compresión del aire contenido en los huecos y a su disolución en el agua de los poros.
- No se produce drenaje alguno de fluido intersticial al crecer la presión.
- La presión en el aire y en el agua son idénticas y, por tanto, los meniscos capilares se suponen planos.

Partiendo de estas hipótesis y aplicando las leyes de Boyle-Mariotte y de Henry para los gases perfectos, llegan a una expresión que, combinada con los resultados de ensayos edométricos, permite hacer la predicción de las presiones intersticiales.

Para ampliar la información sobre este tema puede consultarse «Escario», 1966, y «Geotecnia y Cimientos III», 2.<sup>a</sup> parte, capítulo 18.1, por S. Uriel.

##### 4.5.2.2.2 Observaciones de la presión intersticial en presas durante la construcción, y criterios simplificados para carreteras

En general las predicciones basadas en procedimientos del tipo citado anteriormente suelen ser más pesimistas que la realidad. Una de las razones estriba en suponer nulas las presiones intersticiales iniciales, cuando en la realidad son negativas. Pero quizá la más importante sea la disipación que en obra se va produciendo durante la construcción, a menos que se evalúe por algún procedimiento, que depende del tipo de suelo y la forma y tamaño del terraplén.

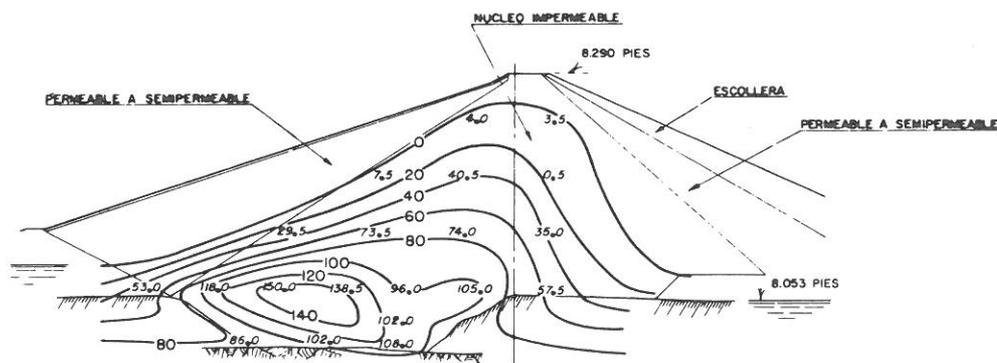


FIGURA 4.7

PRESIONES INTERSTICIALES (EN PIES DE AGUA) EN LA PRESA DE GRANBY (84)

En presas de núcleo grueso, y de modo análogo en terraplenes, este factor puede ser poco importante en su parte central.

En zonas donde se produzcan concentraciones de suelo demasiado húmedo y compresible pueden, sin embargo, desarrollarse presiones intersticiales superiores a las predicciones efectuadas para las condiciones medias de colocación de relleno.

En vista de las dificultades que presenta una previsión teórica, es de sumo interés el estudio y análisis de los resultados obtenidos en las medidas efectuadas en obras reales.

En la figura 4.7 pueden verse los resultados obtenidos en las mediciones efectuadas en la presa de Granby al final de la construcción. Como se puede observar, las curvas de igual presión intersticial son ovaladas, y muestran el efecto de drenaje en los contactos con los espaldones permeables.

En la tabla 4.2 se reproducen los valores de la relación entre la presión intersticial y el peso de materiales que actúa sobre el punto considerado,  $u/\gamma h$ . En la segunda columna figuran los valores máximos registrados en cada presa, que prácticamente han de coincidir con los correspondientes al caso de drenaje nulo. En la columna anterior se dan los valores medios de la relación  $u/\gamma h$  a lo largo de la superficie de deslizamiento pésima. En la última columna se dan las relaciones entre los valores medios y los máximos.

Todas estas presas son de núcleo grueso y, por tanto, en cierto modo similares al caso que se está tratando de terraplenes. Más datos de este tipo pueden encontrarse en la literatura («Geotecnia y Cimientos III», ref. citada).

TABLA 4.2

RELACION ENTRE LA PRESION INTERSTICIAL,  $u$ , DURANTE LA CONSTRUCCION Y EL PESO DE MATERIALES EXISTENTES SOBRE EL PUNTO CONSIDERADO.  $\gamma h$ , CON VARIAS PRESAS DEL BUREAU OF RECLAMATION (84)

Presa	Valor de $\frac{u}{\gamma h}$		
	Media ponderada en círculo pésimo	Máxima en un punto	$\frac{\text{Media}}{\text{Máxima}}$
Green Mountain .....	0,47	0,66	0,67
Anderson Ranch .....	0,37	0,68	0,54
Granby .....	0,46	0,70	0,66
Vallecito (cimentación permeable) .....	0,26	0,60	0,43

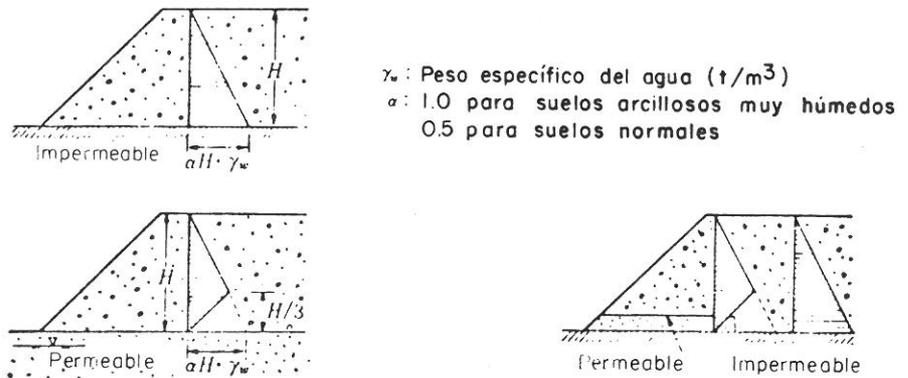


FIGURA 4.8

HIPOTESIS SIMPLIFICADAS PARA EL CALCULO DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES Y ESTABILIDAD DURANTE LA CONSTRUCCION DE TERRAPLENES (JAPAN ROAD ASSOCIATION, 1984)

La Japan Road Ass. (1984), donde no se disponga de mejores medios, recomienda utilizar los criterios que se presentan en la figura 4.8.

#### 4.5.2.2.3 Control de las presiones intersticiales

Dadas las dificultades expuestas para la previsión durante el proyecto de los valores de  $u/\gamma h$ , es preciso controlar durante la construcción la magnitud de las presiones intersticiales que realmente se originan. Para ello se instalan piezómetros según va subiendo el relleno y se hacen lecturas al ir aumentando la carga que actúa sobre ellos.

Si las presiones que se registran son más altas de lo previsto en los cálculos y los coeficientes de seguridad correspondientes hacen temer un posible deslizamiento, y no es posible reducir la humedad, se puede recurrir a disminuir el ritmo de construcción con objeto de que las presiones intersticiales tengan más tiempo para disiparse.

Si el procedimiento descrito resultara insuficiente o no fuera posible aplicarlo por otros motivos, podría aplicarse la solución de intercalar capas horizontales permeables. La disipación en estas condiciones se produce mucho más rápidamente, ya que el tiempo de consolidación varía con el cuadrado del espesor de la capa de que se trate, que en este caso se reduce a la distancia vertical existente entre dos sucesivas de materiales permeables intercalados.

### 4.5.3 Estabilidad de pedraplenes

#### 4.5.3.1 Resistencia a esfuerzo cortante

##### 4.5.3.1.1 Consideraciones generales

La determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de materiales rocosos para efectuar los oportunos cálculos de estabilidad presenta bastantes dificultades. Si la roca es totalmente sana, el problema reviste características especiales por las grandes dimensiones que pueden alcanzar los bloques, que a veces llegan a ser del orden de 2 m. Hay que contar también con un factor que, aunque no es exclusivo de este tipo de materiales, es especialmente característico e influyente en su comportamiento: se trata del fenómeno de la rotura de granos que se produce bajo las cargas.

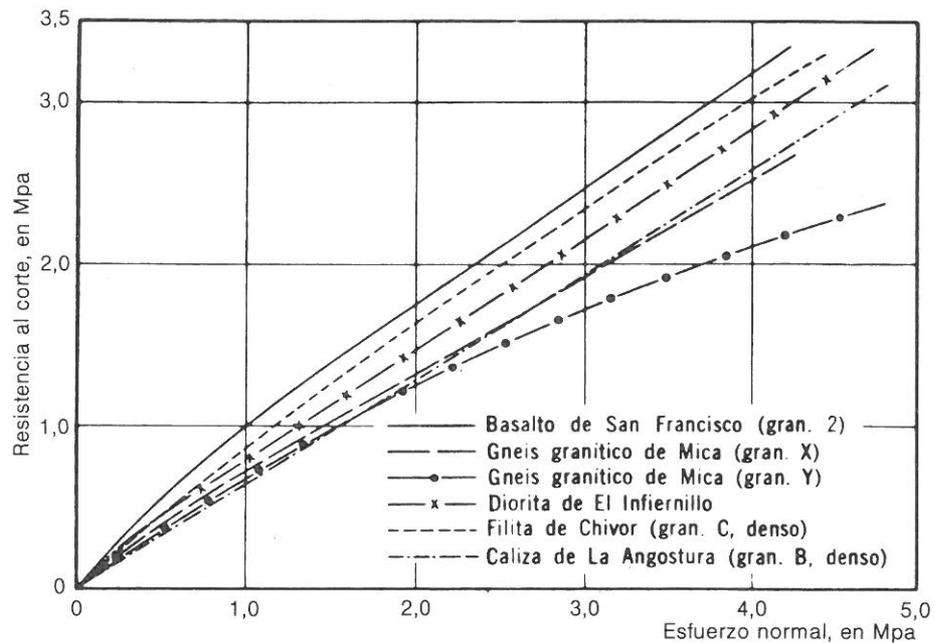


FIGURA 4.9  
ENVOLVENTES DE MOHR PARA DISTINTOS TIPOS  
DE ESCOLLERA (145)

El problema de las grandes dimensiones de las partículas se ha intentado atacar recurriendo a la utilización de aparatos también grandes. A estos efectos es de destacar especialmente el equipo desarrollado en México por la Comisión Federal de Electricidad y el Instituto de Ingeniería UNAM. Para el estudio de la presa del Infiernillo se construyó un aparato triaxial para ensayar muestras de un metro cuadrado de sección transversal, con presiones laterales máximas de 2,5 Mpa. También se montó un aparato de deformación plana para muestras de  $75 \times 70 \times 180$ .

Aun con aparatos de estas dimensiones, que son sumamente costosos, el tamaño máximo de las partículas que es posible ensayar es del orden de 15 a 20 cm. Esto puede ser suficiente en unos casos, pero habrá otros en los que, al estar compuesto el material a emplear por partículas más grandes, será preciso recurrir a conceptos especiales para hacer las extrapolaciones oportunas.

La rotura de los granos influye no solamente en los cambios volumétricos que se originan al someter el macizo a un sistema de cargas, sino también en las curvas que definen las características resistentes del material, como son las envolventes de los círculos de Mohr. En la figura 4.9 pueden verse una serie de curvas obtenidas con escolleras de distintos tipos. Como se observa, casi todas ellas presentan una marcada curvatura al aumentar las tensiones. En los niveles de tensiones bajas es donde la curvatura es mayor, como puede verse en la figura 4.10, y son estos niveles los que más afectan a los problemas de estabilidad de taludes. En un pedraplén de 50 m de altura, por ejemplo, es poco probable que la tensión normal efectiva sea superior a 0,4 Mpa.

Apoyándose en los ensayos efectuados con el equipo mencionado, se ha desarrollado un procedimiento para determinar la resistencia a esfuerzo cortante y el módulo de compresibilidad de un pedraplén partiendo de un parámetro que se denomina  $B_0$ , que se obtiene en función de la degradación que sufre el material bajo carga o bien, en caso de no disponer de ensayos directos, a partir de unas relaciones empíricas.

El problema de las dificultades que presenta la realización de ensayos con partículas de gran tamaño ha sido atacado por otros procedimientos. Se ha sugerido la utilización de una granulometría en laboratorio representada por una línea

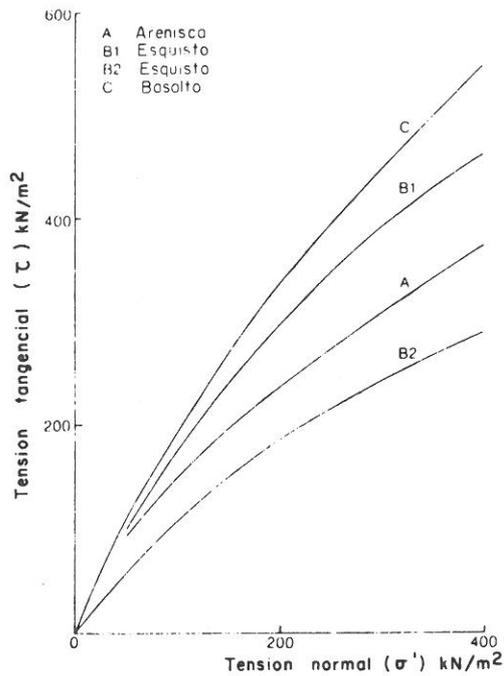


FIGURA 4.10

ENVOLVENTES DE ROTURA DE MOHR PARA ESCOLLERAS CON PRESIONES DE CONFINAMIENTO BAJAS Y MEDIAS (29)

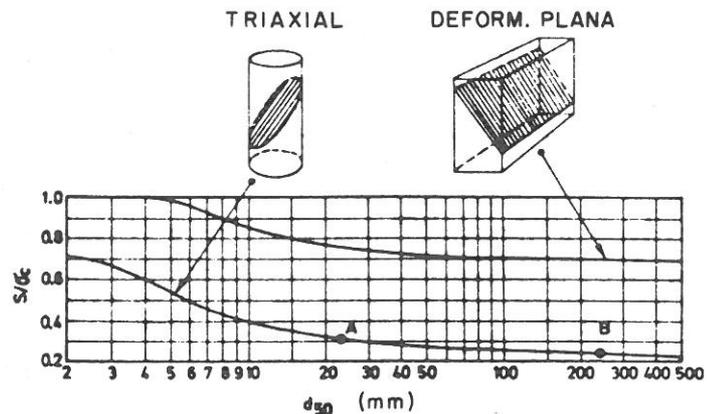
paralela a la curva granulométrica real en un gráfico a escala semilogarítmica. Se han efectuado ensayos de este tipo, encontrando en tres materiales que el ángulo de rozamiento interno disminuía ligeramente al aumentar el tamaño máximo de las partículas, presentándose como ejemplo típico que una muestra con un tamaño máximo de partículas de 150 mm da un ángulo de rozamiento interno de 4° menos que el mismo material con un tamaño máximo de 12 mm. En otros ensayos del mismo tipo las diferencias en los valores obtenidos fueron menores.

#### 4.5.3.1.2 Método de Barton y Kjaernsli (1981)

Estos autores han encontrado una gran semejanza entre los procesos de rotura de diaclasas de roca sin relleno y de pedraplenes. Con tensiones normales pe-

FIGURA 4.11

METODO PARA ESTIMAR LA RESISTENCIA EQUIVALENTE (S) DEL PEDRAPLEN, EN FUNCION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE ( $\sigma_c$ ) Y DE LA DIMENSION DE PARTICULAS  $d_{50}$  (mm) (7)



queñas se produce una fuerte dilatación, y si son grandes, un significativo proceso de rotura de los puntos de contacto. En los párrafos sucesivos se hace una breve exposición del método que proponen.

El ángulo de rozamiento interno de pico de las diaclasas y de los pedraplenes se puede cuantificar utilizando una rugosidad equivalente (JRC en diaclasas y R en pedraplenes), una resistencia a compresión simple o aspereza equivalente (JCS en diaclasas y S en pedraplenes) y un ángulo de rozamiento residual o básico ( $\phi_r$  o  $\phi_b$ ).

Para pedraplenes el ángulo de rozamiento interno se expresa en la forma:

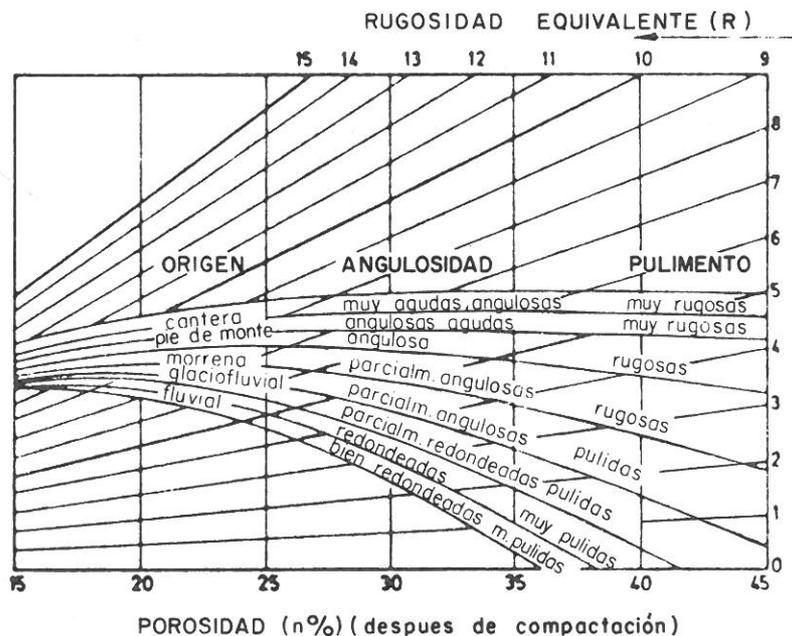
$$\phi' = R \log \left( \frac{S}{\sigma'_n} \right) + \phi_b$$

expresión equivalente a la correspondiente para diaclasas.

La observación citada anteriormente de que la degradación de partículas es causa de una reducción de la resistencia a esfuerzo constante, lo mismo que en las diaclasas la rotura de las rugosidades, conduce como en este último caso a la deducción de que tiene que haber un efecto de escala. Cuanto mayo-

FIGURA 4.12

METODO PARA ESTIMAR LA RUGOSIDAD EQUIVALENTE (R) EN FUNCION DE LA POROSIDAD DEL PEDRAPLEN, ORIGEN DE LOS MATERIALES Y GRADO DE ANGULOSIDAD Y PULIMENTO DE LAS PARTICULAS (7)



EJEMPLOS MOSTRANDO GRADO DE ANGULOSIDAD				
CANTERA	PIE DE MONTE	MORRENA	GLACIOFLUVIAL	FLUVIAL

res son las partículas, menor es su resistencia a compresión, por aumentar la probabilidad de que contengan microfracturas. Este efecto está acotado superior e inferiormente, como se ha podido comprobar experimentalmente. En la figura 4.11, obtenida aplicando la expresión anterior por ajustes sucesivos a numerosos ensayos triaxiales, queda reflejado este hecho y, a partir de ella, se puede determinar la resistencia equivalente S en función del tamaño medio de las partículas  $d_{50}$ .

En la misma figura se representa también el caso de deformación plana, obtenido de forma empírica, que generalmente es más representativo en el estudio de taludes; en estas condiciones se ha observado que la rotura tiene lugar con deformaciones más pequeñas, se produce menos fracturación de partículas y los valores resultantes de  $\phi'$  son por lo menos de 2° a 4° superiores al caso triaxial.

Los puntos A y B señalados en la curva triaxial representan dos tamaños que pueden considerarse ejemplos representativos de muestras de laboratorio y materiales reales en obra.

El valor del coeficiente R se puede determinar mediante el gráfico de la figura 4.12 elaborado por aproximaciones sucesivas a partir de ensayos triaxiales (y algunos de deformación plana).

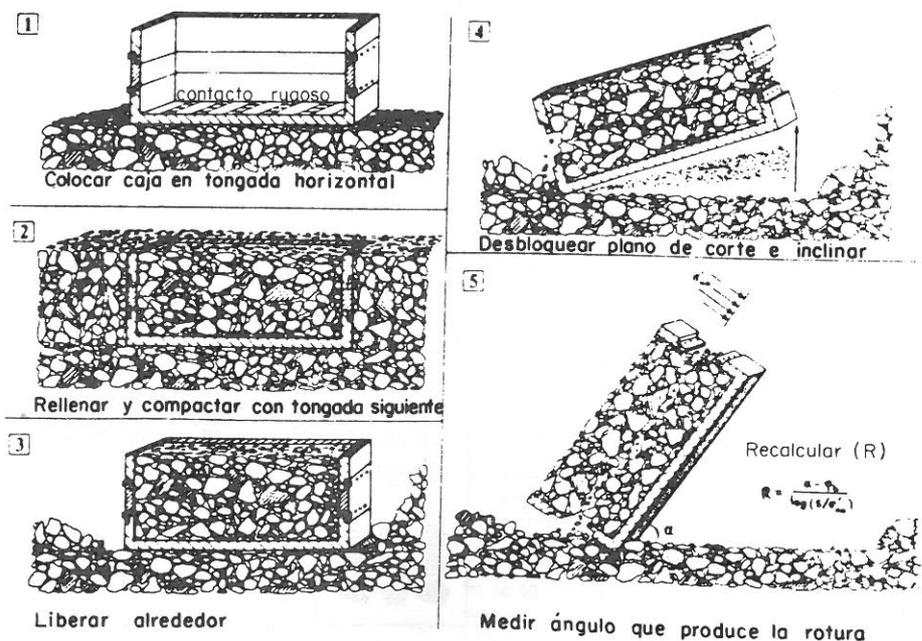
El valor de la resistencia a compresión simple se puede obtener mediante ensayos sencillos, como son el esclerómetro de Schmidt o el de carga con punta.

El procedimiento expuesto sirve también para extrapolar los ensayos de laboratorio de que pudiera disponerse.

El coeficiente R puede determinarse directamente en obra efectuando, como en el caso de diaclasas, un simple ensayo de corte por inclinación, como se indica en la figura 4.13. La robusta caja, que se rellena y compacta por los métodos normales de construcción, debe tener preferiblemente varios metros de longitud. Como dato adicional de este ensayo se puede obtener el índice de huecos conociendo la fuerza que ha sido precisa para levantar su extremo.

FIGURA 4.13

METODO PARA COMPROBAR LA RESISTENCIA (Y POROSIDAD) A ESCALA NATURAL DE LAS TONGADAS (7)



También, como en el caso de diaclasas, se puede aplicar este método para la determinación de la curva completa tensión-deformación, apoyándose en la expresión, extensión de la anterior:

$$\sigma'_{mov} = R_{mov} \log \left( \frac{S}{\sigma'_n} \right) + \sigma'_b$$

indicando el subíndice mov la palabra movilizado.

En la tabla 4.3 se da la relación entre las deformaciones unitarias instantánea,  $\epsilon'_{inst}$ , y de pico  $\epsilon_{pico}$ , correspondientes a cada valor de  $R_{mov}/R_{pico}$ , siendo:

$$i = (\sigma - \sigma'_b) = R_{pico} \log (S/\sigma'_n)$$

$$\epsilon_{pico} = (n - 10) (30 - i)/30 \text{ en \%}$$

n = porosidad.

El método es, con ligeras variantes, aplicable también a la determinación de la resistencia a esfuerzo cortante del contacto de escolleras con roca, según las rugosidades y características de los materiales.

TABLA 4.3  
MOVILIZACION DE LA RUGOSIDAD EQUIVALENTE (7)

$\epsilon_{inat}/\epsilon_{pico}$	$R_{mov}/R_{pico}$
—	$-\sigma'_b/i$
0,25	0,25
0,50	0,75
1,00	1,00

#### 4.5.3.1.3 Otros métodos

Otra forma de expresar la curvatura que presenta la envolvente de rotura de los círculos de Mohr de ensayos efectuados sobre escolleras es la siguiente:

$$\tau_f = A (\sigma')^b$$

siendo  $\tau_f$  la resistencia a esfuerzo cortante y  $\sigma'$  la presión normal efectiva.

Para los materiales fuertemente compactados representados en la figura 4.10 se dan para los parámetros A y b los valores de la tabla 4.4 para tensiones normales de hasta 400 kN/m<sup>2</sup>.

El tamaño máximo de las partículas de las muestras utilizadas en estos ensayos triaxiales era de 38 mm. Según los autores citados, la aplicación de la expresión a escolleras de tamaño real puede conducir sólo a diferencias relativamente reducidas.

El esquisto de mala calidad podría juzgarse rechazable para muchas obras.

TABLA 4.4  
VALORES DE LOS PARAMETROS DE LA EXPRESION  
 $\tau_f = A (\sigma')^b$  con  $\tau_f$  y  $\sigma'$  en kN/m<sup>2</sup> (29)

Tipo de roca	A	b
A. Arenisca .....	6,8	0,67
B1. Esquisto (buena calidad) .....	5,3	0,75
B2. Esquisto (mala calidad) .....	3,0	0,77
C. Basalto .....	4,4	0,81

Los otros tres son razonablemente representativos de la gama de materiales que pueden considerarse aceptables para la mayor parte de las aplicaciones ingenieriles.

Como se ve en la tabla, un valor de  $b$  del orden de 0,75 puede ser representativo para muchos pedraplenes fuertemente compactados con niveles reducidos de tensiones.

#### 4.5.3.2 Cálculo de la estabilidad

Los cálculos de estabilidad, en su mayoría, están preparados para tratar por ordenador, pero los programas suponen normalmente que las envolventes de los círculos de Mohr son rectas.

Si se calcula un talud de escollera sobre cimiento firme con cohesión nula, un ángulo de rozamiento fijo y presiones intersticiales nulas, la superficie pésima resulta ser una recta coincidiendo con la superficie del talud. En la práctica, sin embargo, esto no tiene por qué ser así. La razón estriba en que, como se ha visto en el apartado anterior, las envolventes de Mohr tienen curvatura, siendo ésta especialmente acusada para tensiones reducidas, como ocurre en las proximidades de la superficie del talud, pudiendo alcanzar  $\sigma'$  valores muy altos.

El cálculo, por tanto, hay que efectuarlo con envolventes curvas.

Charles y Soares (1984) han aplicado el método de Bishop simplificado con una envolvente curva del tipo señalado en el apartado anterior

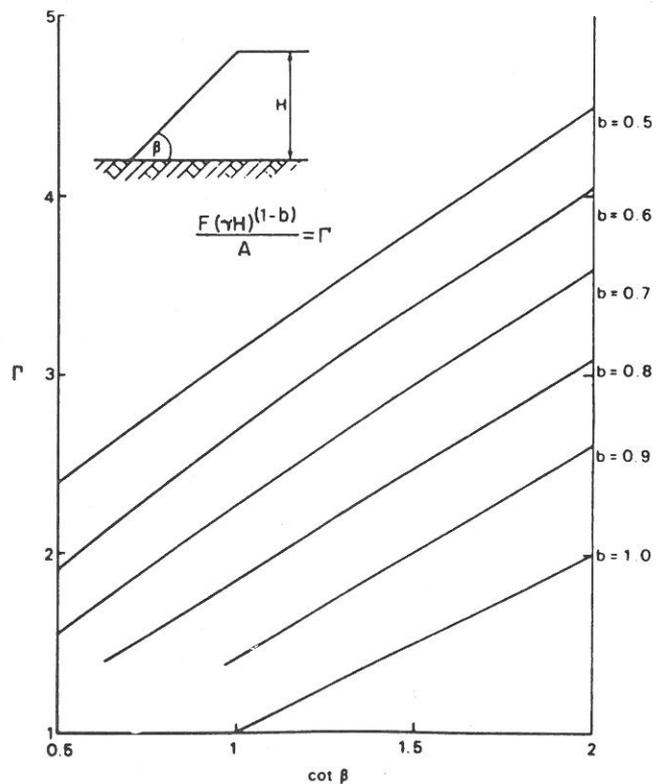
$$\tau_f = A (\sigma')^b$$

para taludes simples, como el indicado en la figura 4.14, sobre roca y sin presiones intersticiales. Mediante un programa de ordenador se han determinado los valores del parámetro adimensional:

$$\tau = \frac{F(\gamma H)^{(1-b)}}{A}$$

FIGURA 4.14

FACTORES DE ESTABILIDAD CON CIRCULO DE DESLIZAMIENTO (28)



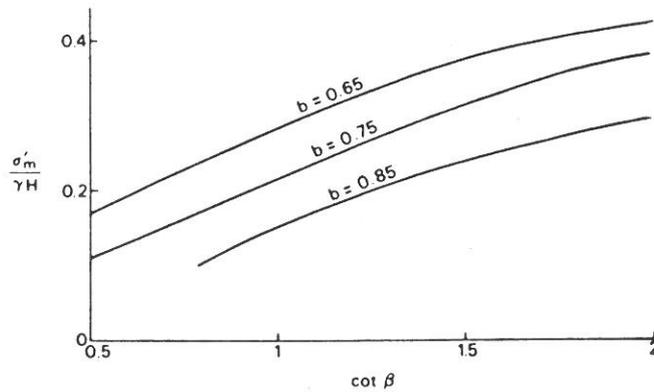


FIGURA 4.15

TENSION NORMAL EFECTIVA MAXIMA EN LA SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO CRITICA (28)

En la misma figura se representa el ábaco obtenido relacionando dicho parámetro con el ángulo  $\beta$  y la altura  $H$  del relleno para valores de  $b$ , oscilando entre 0,5 y 1,0.

Se recomienda determinar los coeficientes  $A$  y  $b$  mediante ensayos triaxiales a gran escala con muestras compactadas con una densidad y humedad similar a la que se obtendrá en obra.

El rango de tensiones debe también ser representativo del de la obra. Para tener una idea preliminar sobre los valores a utilizar se recomienda utilizar el gráfico de la figura 4.15, que da el valor de la tensión normal máxima  $\sigma'_m$  en la superficie crítica de deslizamiento, en función de  $\cot \beta$ .

En cuanto al coeficiente de seguridad  $F$  a adoptar, señala que un valor de 1,4 es utilizado a veces. Sin embargo, estos coeficientes tan bajos suelen ir asociados a valores conservadores de los parámetros resistentes. Por ello, si se emplean valores más realistas, puede ser recomendable exigir coeficientes de seguridad mayores. Una razón para ello se funda en el hecho de que para tensiones pequeñas la resistencia a esfuerzo cortante es muy alta, pero muy frágil; es decir, que desciende muy fuertemente al sobrepasar la deformación correspondiente al valor de pico y, por el fenómeno de rotura progresiva, la resistencia de pico no se alcanza simultáneamente en toda la superficie deslizante.

El valor de  $F$  a tomar dependerá de la importancia de la obra y de la confianza que pueda ponerse en los parámetros resistentes adoptados, lo que requerirá un juicio apropiado en cada caso particular. En los ejemplos presentados se supone  $F = 1,8$ .

#### 4.5.4 Deformación y fisuración de terraplenes y pedraplenes

##### 4.5.4.1 Consideraciones generales

Además de los problemas de estabilidad general por rotura de los terraplenes y pedraplenes, son muy importantes los de deformación y posible fisuración. No hay que olvidar, en efecto, que las condiciones que se exigen a la regularidad del pavimento son muy estrictas.

Este tipo de problemas ha sido muy estudiado en el caso de presas de materiales sueltos. Las deformaciones o asentamientos, especialmente en coronación, son allí, efectivamente, muy críticos por la posible disminución del resguardo a embalse lleno.

Pero hay otro problema relacionado con las deformaciones que puede ser muy grave en las zonas impermeables de una presa de tierras, que es la fisuración. En efecto, al canalizarse por las fisuras las filtraciones de agua, se originan

arrastres del material de las paredes, hasta poder llegar a provocar la destrucción total del macizo de tierras. Por ello, en las obras hidráulicas se estudia no sólo la deformación de los contornos exteriores, sino también los movimientos diferenciales interiores.

En carreteras en principio lo que realmente interesa son las deformaciones que se originan en el contorno del macizo y solamente aquellas que se materialicen después de la construcción, aunque su determinación pueda acarrear la del espectro en toda la sección.

En cambio, los problemas pueden ser más agudos desde otros puntos de vista. Por ejemplo, los taludes suelen ser más empinados, con una incidencia en el problema de las deformaciones en la explanación que más adelante se comentará. Además, por tratarse de obras de desarrollo lineal y en general con riesgos catastróficos más reducidos, se suelen tomar menos precauciones en la cimentación.

A pesar de todas estas diferencias, es muy interesante la experiencia hoy día existente sobre el particular en presas, ya que se han hecho estudios muy profundos y detallados. En cambio son muy pocos los existentes sobre terraplenes y pedraplenes, entre otras causas porque la construcción de rellenos de gran altura (del orden de los 100 m) es relativamente reciente para el caso de vías de comunicación.

#### 4.5.4.2 Causas de deformación y fisuración

Aunque el tema se expone conjuntamente para terraplenes y pedraplenes, es obvio que hay aspectos, como la fisuración del cuerpo del relleno, que son realmente aplicables a los primeros, pero no se harán distinciones en el texto.

A continuación se pasa revista a una serie de causas que originan fenómenos de este tipo debiendo tenerse en cuenta que las condiciones serán más críticas si se trata de rellenos altos, aunque los efectos pueden, sin embargo, acusarse también en cualquier tipo de terraplén.

##### 4.5.4.2.1 Características de los materiales y su puesta en obra

Entre las causas de deformación y fisuración debidas a las características de los materiales y su puesta en obra se encuentran:

— *Falta de compactación.* Causa inmediata para el origen de asientos diferenciales, independientemente de la posible coexistencia de otros condicionantes.

— *Colapso por inundación.* En los suelos parcialmente saturados las tensiones capilares constituyen fuerzas internas que contribuyen al equilibrio de la estructura del suelo. Al inundarse el material, desaparecen estas fuerzas capilares internas y, si la estructura del suelo era relativamente inestable, se produce lo que se viene denominando colapso, que se refleja por un brusco asiento del material. En el capítulo 6 se hace un estudio más detenido de este asunto.

También pueden colapsarse por inundación los pedraplenes, pero por causas distintas que se expondrán en el apartado 4.5.5.1.

— *Colapso gradual.* El tipo de colapso que se ha comentado anteriormente consiste en la desaparición brusca y total de las fuerzas capilares internas. Este fenómeno, sin embargo, puede provocarse de manera gradual al ir disminuyendo progresivamente el valor de la tensión capilar por un aumento de la humedad del macizo de tierras.

Esta evolución se produce siempre en terraplenes si se han compactado con una humedad inferior a la denominada de equilibrio.

Como consecuencia, si las densidades especificadas no son suficientemente altas o en la práctica no llegaron a alcanzarse, al aumentar la humedad se irán originando asientos progresivos, o lo que se ha denominado colapso gradual.

Este fenómeno puede estudiarse en laboratorio mediante el aparato de hinchamiento y colapso con succión controlada (Anexo 6).

— *Materiales próximos de distinta naturaleza.* Es evidente que una heterogeneidad poco controlada en el cuerpo del terraplén puede dar lugar a asientos diferenciales al ser distinta la compresibilidad de los suelos.

— *Materiales evolutivos.* Hay materiales cuyas características van evolucionando con el tiempo y pueden, como consecuencia, ser origen de asientos diferidos, e incluso dar lugar a roturas por disminución de la resistencia a esfuerzo cortante.

#### 4.5.4.2.2 Deformabilidad de los taludes

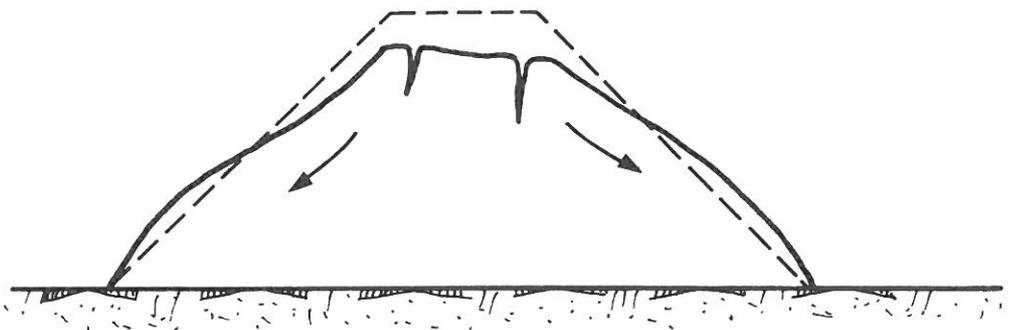
Un coeficiente de seguridad superior a la unidad pero no suficientemente elevado da lugar a deformaciones en las zonas de taludes, que pueden ocasionar en coronación grietas longitudinales o al menos asientos diferenciales de importancia. Este fenómeno puede producirse con las siguientes variantes:

— *Deformación natural del terraplén.* Un terraplén, aunque esté apoyado sobre un terreno completamente firme, se deforma de la manera esquematizada en la figura 4.16. Si el ángulo de talud es demasiado fuerte, estas deformaciones pueden ir acompañadas de agrietamientos en la coronación, afectando directamente a la explanada de la carretera. Aunque no se llegue a este extremo, pueden originarse asientos excesivos en las zonas próximas a los bordes del talud.

En el pedraplén de Iciar este tipo de deformación y los correspondientes posi-

FIGURA 4.16

DEFORMACIONES TIPO Y POSIBLES AGRIETAMIENTOS EXPERIMENTADOS POR UN TERRAPLEN SOBRE CIMIENTO FIRME



bles agrietamientos se han evitado (fig. 4.4) construyendo en los taludes dos espaldones con mayor rigidez que el resto del macizo, lo que se consiguió a base de una compactación más enérgica.

— *Deformación del pie del talud.* En la figura 4.17 se muestra cómo una deformación excesiva del pie del talud puede provocar grietas longitudinales en la explanada de la carretera del mismo tipo de las indicadas anteriormente, o bien asientos excesivos de los bordes.

— *Ensanche mediante espaldones.* A veces se procede a ensanchar la explanación de las carreteras adosando espaldones a los costados de los terraplenes existentes. Si estos espaldones no se compactan debidamente o no quedan convenientemente unidos a los taludes del terraplén antiguo, o si simplemente están contruidos por materiales bastante más deformables que el mismo, se pueden originar también agrietamientos longitudinales por deformaciones diferenciales.

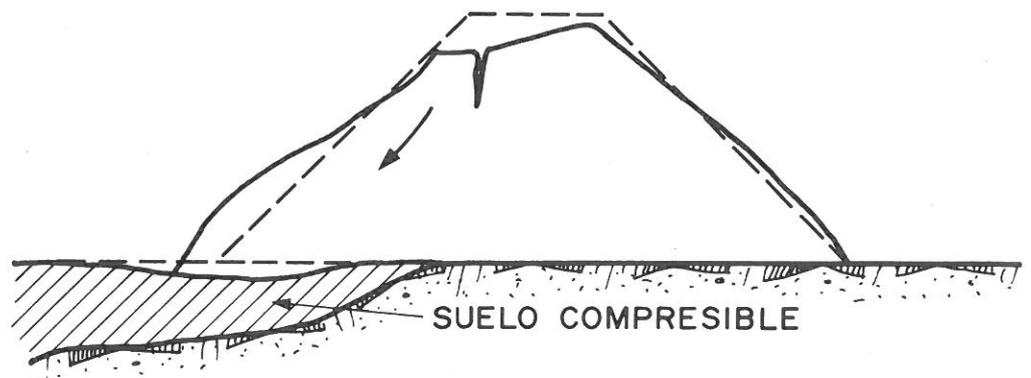


FIGURA 4-17

GRIETAS LONGITUDINALES ORIGINADAS POR UN CIMIENTO COMPRESIBLE EN UN LADO DEL TERRAPLEN

#### 4.5.4.2.3 Cimentación deformable

Ya se ha citado en el apartado anterior la posible formación de grietas longitudinales si el pie del talud está apoyado en terrenos deformables. Hay otros casos, sin embargo, en los que el fenómeno puede ser originado por causas más generales, afectando a la deformabilidad de toda la cimentación, a saber:

— *Terraplén sobre cimiento compresible.* La simple distribución de cargas verticales que un terraplén aplica sobre un cimiento compresible origina desplazamientos diferenciales verticales, acompañados de corrimientos horizontales. En estas condiciones es natural que se produzcan deformaciones excesivas o incluso agrietamientos longitudinales en la explanada de la carretera.

— *Irregularidades en la cimentación.* Se pueden concebir muchos tipos de irregularidades que puedan ser causa de agrietamientos de diversa índole en un terraplén.

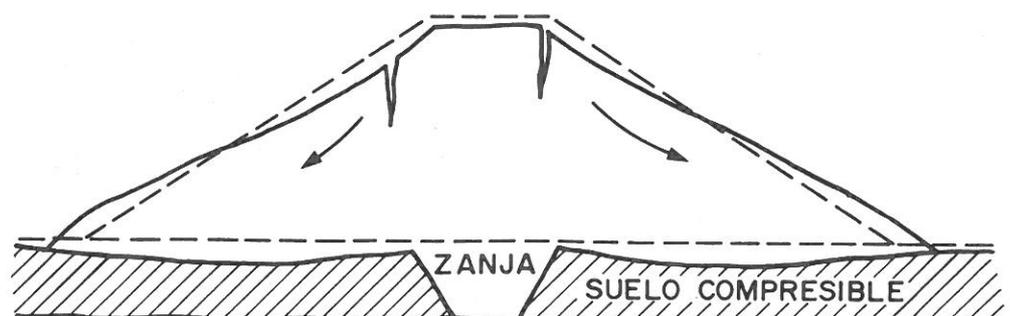
En la figura 4.18 se muestra el caso de una zanja longitudinal dentro de un cimiento compresible que, al conducir a asientos más reducidos, puede dar lugar a las correspondientes deformaciones longitudinales en coronación. Será más corriente el de una obra de drenaje transversal en un cimiento compresible que originará agrietamientos o deformaciones transversales.

#### 4.5.4.2.4 Morfología del valle

El efecto de la morfología del valle en la posible aparición de fisuras o deformaciones excesivas es muy conocido y ha sido muy estudiado para el caso de presas de materiales sueltos. Hoy en día se hacen incluso cálculos con ele-

FIGURA 4.18

EFFECTO DE UNA ZANJA CON RELLENO BIEN COMPACTADO EN UN CIMIENTO COMPRESIBLE



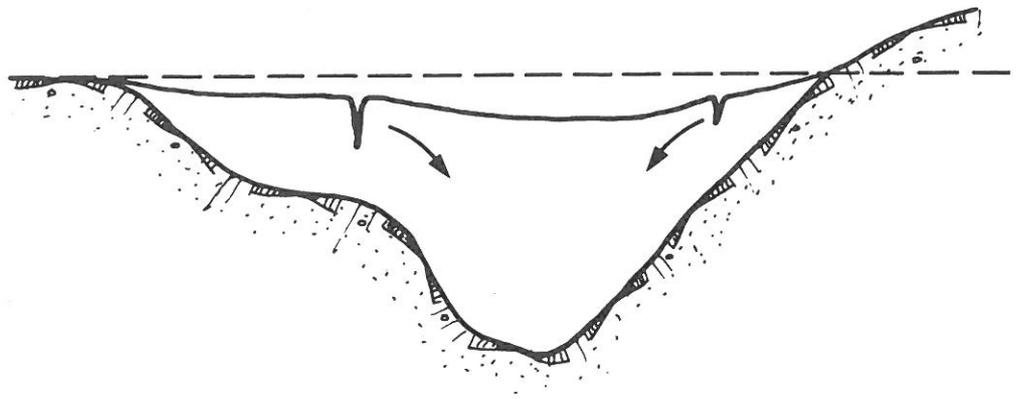


FIGURA 4.19

EFFECTO DE CAMBIOS BRUSCOS Y PENDIENTES FUERTES EN LAS LADERAS

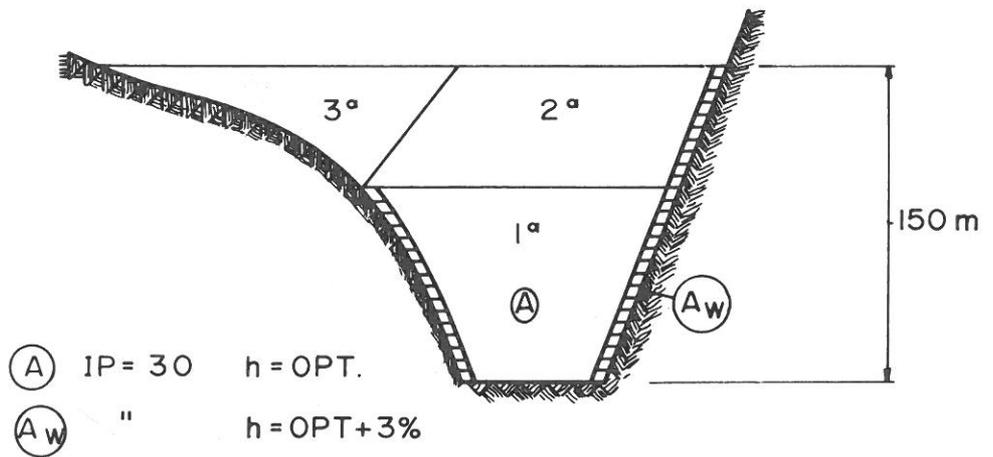


FIGURA 4.20

FASES DE CONSTRUCCION Y MEDIDAS ADICIONALES PREVISTAS EN LA PRESA DE CANALES PARA EVITAR LA FISURACION DEBIDA A LA MORFOLOGIA DEL VALLE (13)

mentos finitos, para al menos tener una idea de cuáles son las zonas de potencial agrietamiento en obras de estas características y poder tomar las medidas oportunas para evitarlas en lo posible.

Aunque no se lleguen a hacer cálculos de este tipo, conviene en todo caso tener ideas claras respecto a los efectos que dichas irregularidades pueden producir y poder tomar así medidas aunque sean solamente cualitativas.

Un caso muy clásico es el cambio brusco de pendientes con protuberancias en una ladera, como se indica en la figura 4.19. Al producirse asentamientos más fuertes en la zona central, es muy probable la formación de una grieta transversal en la forma que aproximadamente se indica.

Un primer remedio puede consistir en tratar de suavizar la brusquedad del cambio. Se comprende, sin embargo, que esto en muchos casos no será posible por el enorme movimiento de tierras adicional a que puede dar lugar. Otra posible solución es la prevista, por ejemplo, para la presa de Canales (fig. 4.20), que consiste en construirla siguiendo las fases que se indican.

La colocación de obras de paso o drenaje con contornos abruptos, que ha sido citada en el apartado anterior, podría añadirse aquí también como una irregularidad inducida en el cauce.

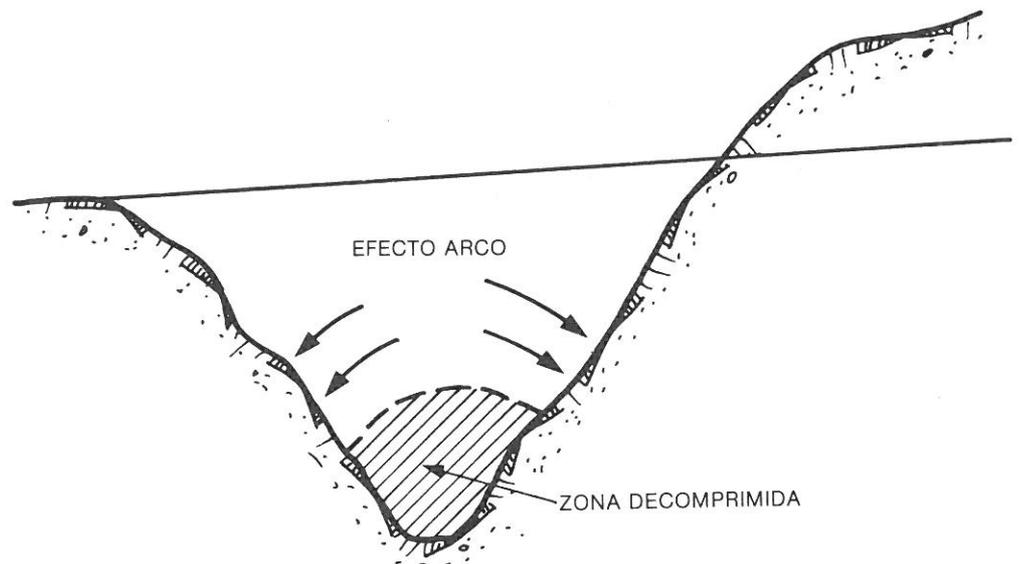


FIGURA 4.21

EFECTO ARCO EN VALLES ESTRECHOS CON LADERAS ESCARPADAS

Otro caso interesante es el de las laderas escarpadas unidas a un cauce estrecho, dando lugar a un efecto arco, que disminuye notablemente las presiones verticales en la zona central del cauce, aumentándolas en cambio en las laderas, como se indica en la figura 4.21. Este efecto puede ser muy peligroso en el caso de presas de tierras, ya que al embalsar puede producirse la fracturación del relleno por presión hidráulica, si llega a resultar la carga hidrostática superior a la tensión interna en la parte inferior de las tierras. En el caso de terraplenes, sin embargo, parece poco probable que de estas condiciones puedan derivarse daños para la obra.

Pero las laderas escarpadas pueden ser causa de por sí de agrietamientos transversales, aunque no se trate de valles estrechos. Los materiales del relleno tienden en efecto a desplazarse hacia la parte central del valle, originando compresiones en la misma y tracciones en la proximidad de las laderas. La formación y morfología de grietas de este último depende de que el relleno deslice o no en su contacto con la ladera, lo que a su vez es función del talud de la misma.

4.5.4.2.5 Efectos sísmicos

Los efectos sísmicos es bien sabido que en ocasiones originan la rotura de taludes. Pero aun sin llegar a tal extremo pueden dar lugar a deformaciones adicionales a las anteriormente citadas.

4.5.5 Predicción de asentamientos en terraplenes y pedraplenes

4.5.5.1 Consideraciones generales

En el apartado 4.5.4 el problema de los asentamientos se ha tratado de una manera cualitativa, como un tipo de deformación general. Aquí se van a considerar las posibilidades de cuantificar este tipo de deformación, que es generalmente la más importante.

La predicción de asentamientos de obras de esta naturaleza se mueve actualmente en un plano principalmente empírico. Por ello, en los terraplenes y pedraplenes importantes es de gran interés seguir los movimientos que se producen mediante una instrumentación apropiada. De esta forma se controlan los asentamientos

durante y después de la construcción, y se extrapolan los resultados para hacer predicciones de comportamiento. Además se adquiere experiencia sobre este tipo de obras para proyectos futuros.

Los asientos observados en presas de tierra del USBR fueron como término medio inferiores al 0,2 % en los tres primeros años después de la construcción y menos del 0,4 % en periodos de hasta catorce años. Aunque algunos de ellos se compactaron con un contenido de agua del 3 % por debajo de la humedad óptima Proctor, no se observó en ningún caso compresión alguna al saturarse el macizo, así como tampoco hinchamiento, ya que las presas controladas no contenían un porcentaje elevado de finos de alta plasticidad.

En cuanto a las presas de escollera los asientos después de la construcción de una escollera bien construida por capas humedecidas y compactadas serán del mismo orden de magnitud que en una presa de tierras, o sea, entre el 0,1 y 0,4 % de la altura. En una serie de presas de hasta 50 m de altura, construidas por tongadas humedecidas, los asientos han sido demasiado reducidos para ser medidos. Más adelante se verá cómo las cifras citadas pueden ser superadas con ciertos tipos de materiales y se completará la información sobre este asunto.

De todas formas, la mayor parte de los datos aportados provienen de la construcción de presas. Debe tenerse en cuenta, por ello, que hay factores de naturaleza muy distinta en las obras hidráulicas. Por un lado, las solicitaciones no son sólo gravitatorias, sino que también están sometidas a fuertes empujes laterales. Por otro, la acción del agua puede ser muy importante en las partes sumergidas.

La escollera, en efecto, asienta al romperse sus esquinas por efecto de las cargas y reajustarse sus partículas. Como ya se indicó en el apartado 3.6.2, las cargas sobre las puntas de escollera dependen del número de contactos. Por ello, cuanto mayor sea dicho número, menores serán los asientos, lo que se conseguirá con una buena granulometría.

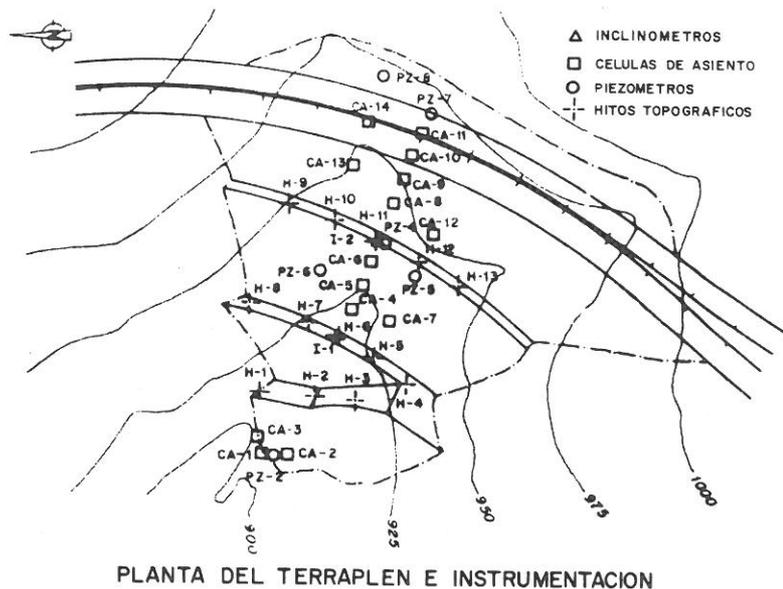
Pero, por otro lado, se ha observado cómo para una misma carga se produce una rotura más pronunciada al humedecer el material. La razón parece ser la siguiente. El contacto de una punta de escollera está en equilibrio límite de rotura y, por tanto, fuertemente microfisurado. Al añadir agua penetra rápidamente por las microfisuras y reblandece la roca provocando una ampliación de la rotura y un nuevo asiento. Esta es una de las razones por las que se recomienda añadir agua a la escollera durante su compactación por tongadas, y por la que se riega también la escollera vertida, según se verá en el apartado correspondiente a su construcción.

Este es un fenómeno común a pedraplenes de carreteras, pero se comprende que se manifieste de manera especialmente aguda al inundar el relleno.

Dentro de las presas de materiales sueltos, actualmente se establecen diferencias desde el punto de vista de los asientos, según el tipo y disposición del núcleo, espaldones y elementos de impermeabilización. La extrapolación de resultados a las vías de comunicación debe, por tanto, hacerse teniendo en cuenta todos estos factores.

#### **4.5.5.2 Observaciones en algunos terraplenes y pedraplenes de carreteras en España**

El pedraplén de Iciar, apoyado en roca en sus tramos de más altura, está construido con argilitas bien gradadas, con una resistencia a compresión de 70 Mpa en tongadas de 2 m de espesor para poder englobar bloques de gran tamaño, salvo en los taludes y coronación en que fueron de 1 m, como se ve en la figura 4.4. La compactación se efectuó con rodillos vibratorios de peso estático superior a las 10 t. La tracción máxima en los estribos fue de un 3,5 ‰ y la compresión máxima en la zona central de un 5 ‰. El comportamiento del relleno ha sido juzgado como satisfactorio.



PLANTA DEL TERRAPLEN E INSTRUMENTACION

FIGURA 4.22

TERRAPLEN DE ENTERRERREGUERAS. PLANTA Y SITUACION DE LA INSTRUMENTACION (170)

El pedraplén de Istiña está construido en su mayoría con caliza masiva de excelente calidad (resistencia a compresión superior a 100 Mpa y buena granulometría). Fue compactado en tongadas de 1,0 m con ocho pasadas de rodillo vibratorio con un peso estático de 12 t. Los asientos observados después de la construcción han sido insignificantes, y se produjeron esencialmente en los dos meses siguientes a la terminación del relleno.

Ya se ha citado en el apartado 3.6.3.1 cómo unos «margaplenes» de 24 y 32 m de altura compactados en tongadas de 0,30 a 0,40 m han asentado después de la construcción del firme aproximadamente un 0,4 %. Su proporción de carbonatos era sólo el 13 %.

Un caso notable por lo completo de la instrumentación y estudios efectuados es el del terraplén de Enterrerregueras, cuya construcción se realizó entre los años 82-83 en la Autopista Campomanes-León. Se trata de un terraplén de 90 m de altura entre el pie de talud y coronación, apoyado sobre un cimiento rocoso en ladera (fig. 4.22). Los materiales utilizados en el relleno son esquistos de pizarra y mezclas de pizarras y areniscas, clasificados como una grava arcillosa GC de plasticidad baja-media.

El seguimiento se llevó a cabo según los siguientes puntos: 1) control de calidad del cimiento y relleno; 2) caracterización de los parámetros geotécnicos de los materiales; 3) lecturas de instrumentación; 4) modelo de cálculo y contraste del mismo con las medidas reales, y 5) previsión del comportamiento.

Además de los métodos de control clásicos y mediante isótopos radiactivos, los ensayos de placa de carga resultaron de gran ayuda, no sólo para un mejor control de la obra, sino también porque la utilización de sus resultados junto con los obtenidos en los triaxiales permitió obtener una buena parametrización inicial del modelo de cálculo utilizado.

En el seguimiento de los movimientos del terraplén resultó adecuado el programa de ordenador ISBILD que permite simular las fases de construcción. El método de cálculo es el de los elementos finitos, resolviendo el problema de deformación plana con un comportamiento no-lineal (respuesta hiperbólica).

Una vez contrastado con las medidas de instrumentación, el modelo se ajustó a la expresión siguiente para el módulo de deformación secante  $E_d$  (Mpa):

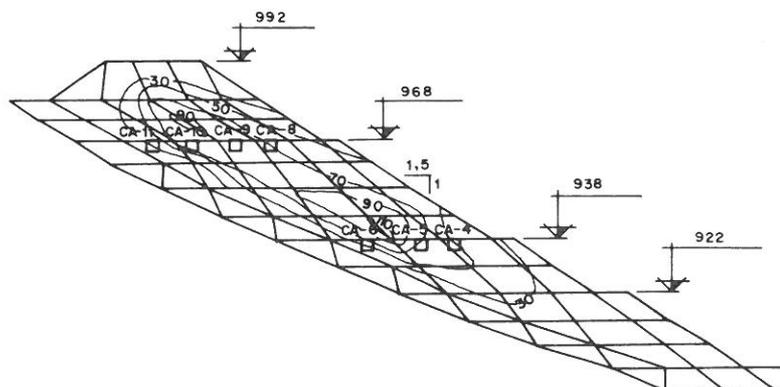


FIGURA 4.23

TERRAPLEN DE ENTERRERGUERAS. ISOLINEAS DE ASIENTOS Y MALLA DE ELEMENTOS FINITOS (170)

$$E_d = 60 (\sigma'_3)^{0.4} \left[ 1 - \frac{0,38 (\sigma_1 - \sigma_3)}{0,33 + 1,15 \sigma'_3} \right]$$

lo que permitió la previsión de movimientos durante los últimos meses de la obra, y con posterioridad a su finalización (fig. 4.23).

El comportamiento resultó ser satisfactorio. El asiento máximo fue de 110 cm en el interior del terraplén y de 15 cm en coronación. El desplazamiento horizontal máximo en el talud fue de 55 cm, a la cota 938 (0,4 H).

#### 4.5.5.3 Observaciones generales en presas de escollera

Uno de los primeros trabajos de este tipo fue el realizado por Sowers (1965), que estudió el comportamiento de 14 presas, cuyos asentamientos después de la construcción se recogen en la figura 4.24. Como se ve, en un período de diez años los asentamientos se mueven entre el 0,25 % y el 1 %. Dentro de estos márgenes relativamente estrechos, la cifra no parece estar relacionada con la altura de la presa, el tipo de roca ni el tipo de presa (núcleo central, etc.). En cambio, el único factor significativo parece ser el método de construcción. La presa de Dix River es de escollera vertida con riego limitado, y es la que dio mayores asentamientos; la que dio menores asentamientos es Lewis Smith, que fue compactada y con riego. Las de Wolf Creek, East Fork, Bear Creek y Chilhowee, en las que se emplearon mejores técnicas de construcción, han asentado menos que las de Nantahala y Cedar Cliff. Las curvas de asentamientos se pueden asimilar a rectas en escala semilogarítmica representadas por la ecuación:

$$H = \alpha (\log t_2 - \log t_1)$$

siendo H el asiento, en tanto por ciento de la altura del relleno, originado entre los tiempos  $t_1$  y  $t_2$  desde el comienzo del período de medida (para el que arbitrariamente se ha tomado la fecha en que se completó la mitad del relleno). El valor de  $\alpha$  oscila en general entre 0,2 y 0,7. Según Penman (1971):  $\alpha$  puede aumentar con el tiempo.

Esta expresión, aunque con limitaciones, puede ser útil para la extrapolación de asentamientos a partir de las observaciones que se vayan efectuando.

Se han propuesto por diversos autores una serie de expresiones empíricas para determinar el asiento de la coronación de presas de escollera en función de la altura. Así, Lawton y Lester (1964) partiendo de los datos de 11 presas que tenían un asiento residual inferior al 0,02 % (para alcanzar el cual sugieren que de ocho a diez años de servicio deben ser suficientes) llegan a la expresión:

$$S = 0,001 H^{3/2}$$

en la cual S y H son el asiento total y la altura en metros. Los mismos autores reconocen que esta ecuación puede conducir a errores del 30 %.

Soydemir y Kjaernsli (1975, 1979), trabajando con los asientos en coronación de 48 presas, llegan a la expresión:

$$S = \beta H^\delta$$

obteniéndose  $\beta$  y  $\delta$  de la tabla 4.5.

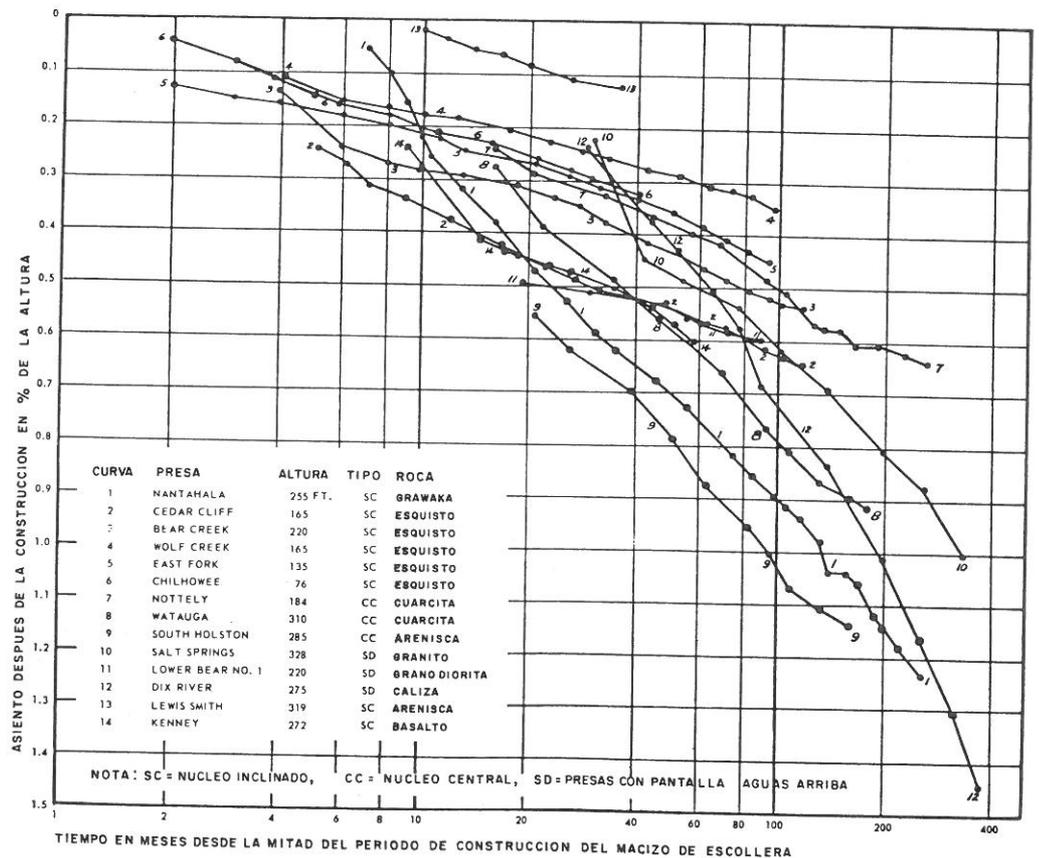
Clements (1984), en un estudio que hace sobre 68 presas de escollera, llega a la conclusión de que las fórmulas empíricas conducen a errores demasiado grandes, aunque pueden utilizarse para determinar la sobre elevación precisa al terminar la obra, y como primera orientación. Proponen una solución alternativa, que consiste en comparar la nueva presa en estudio con otras de características similares y comportamiento conocido.

TABLA 4.5  
PARAMETROS PARA LA EXPRESION DE SOYDEMIR Y KJAERNSLI

Parámetros	Presas con membrana de impermeabilización (escollera vertida) o núcleo inclinado		Presas con membrana de impermeabilización (escollera compactada)	
	Primer llenado	10 años de servicio	Primer llenado	10 años de servicio
$\beta$	$5,0 \times 10^{-4}$	$1,0 \times 10^{-3}$	$1,0 \times 10^{-4}$	$3,0 \times 10^{-4}$
$\delta$	1,5	1,5	1,5	1,5

FIGURA 4.24

ASIENTOS OBSERVADOS EN PRESAS DE ESCOLLERA DESPUES DE LA CONSTRUCCION (200)



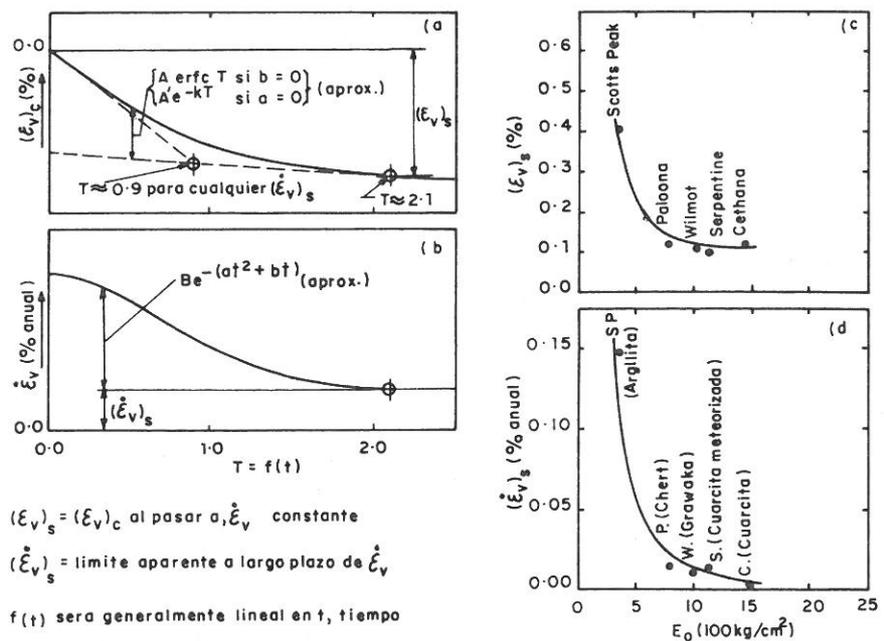
Dascal (1987) analiza el comportamiento de 15 presas de escollera de Hydro-Québec con núcleo ligeramente inclinado o central, constituido por materiales morrénicos. Aunque las deformaciones aún continúan treinta años después de la construcción, se puede considerar que cesan a los treinta y seis meses de terminada la obra. Los asientos de la coronación reflejan la compresibilidad del núcleo, que es en estos casos relativamente reducida, mientras que los espaldones de escollera de aguas abajo asientan mucho más. En valles estrechos se puede producir efecto arco, lo que da lugar a que los asientos unitarios sean máximos hacia los estribos.

#### 4.5.5.4 Relación entre el módulo de deformación determinado durante la construcción y los asientos diferidos en rellenos de escollera

Como se ha visto en los apartados anteriores, el problema de la determinación de los asientos después de la construcción no ha quedado claramente resuelto con los procedimientos expuestos. Un método que parece prometedor es el que se expone a continuación, derivado de las medidas efectuadas en cinco presas en Tasmania, que se recogen en la figura 4.25. Se denomina  $E_0$  al módulo de deformación del material, determinado directamente en la parte inferior de la presa al final de la construcción (es decir, tensión aplicada dividida por deformación unitaria), y fluencia de la escollera a la deformación que se produce después de terminada la construcción, punto que toma como origen. Esta fluencia se puede dividir en dos partes: la primaria y la secundaria, según se indica en la figura 4.25 (a), donde se ha representado la curva teórica. Como se ve, la parte de fluencia primaria está formada por una curva con la concavidad hacia arriba del tipo  $e^{-x}$ . A partir de un cierto punto correspondiente a la fluencia primaria total  $(\epsilon_v)_s$ , comienza la secundaria, aparentemente con pendiente constante. En la parte inferior se representa la curva de las fluencias anuales, que a partir del punto de terminación de la fluencia primaria se convierte en una recta horizontal con ordenada  $(\dot{\epsilon}_v)_s$ , que representa el valor de la supuesta fluencia anual constante.

En la parte derecha de la misma figura se dibujan las curvas que dan los valores de la fluencia primaria total  $(\epsilon_v)_s$  y de la secundaria anual  $(\dot{\epsilon}_v)_s$ , en función del valor de  $E_0$  para las cinco presas mencionadas, construidas con los tipos de materiales que se indican y compactadas con métodos modernos. El tiempo que tarda en completarse la fluencia primaria parece ser que puede oscilar entre uno y tres años.

FIGURA 4.25 (225)



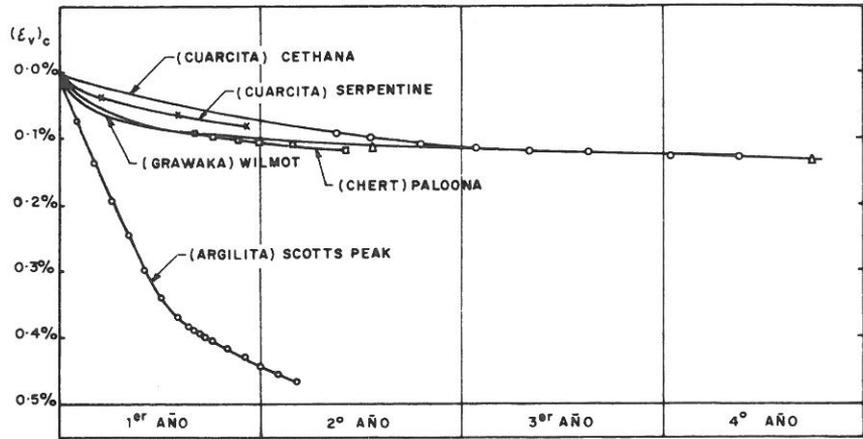


FIGURA 4.26 (225)

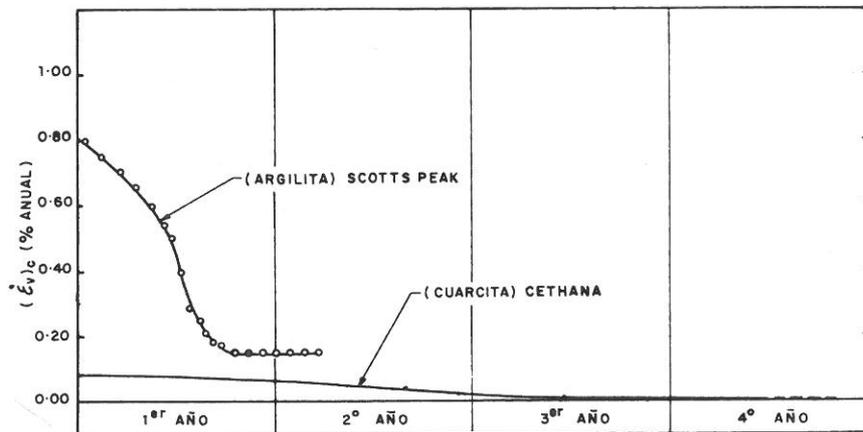


FIGURA 4.27 (225)

En las figuras 4.26 y 4.27 se representan las curvas reales de fluencias totales y anuales para las mismas presas. Lo más interesante de estos gráficos es ver cómo la deformación de la presa de Scotts Peak, construida con argilita, es mucho mayor que en las restantes, en las que se han empleado materiales más resistentes. No parece que el valor de la fluencia secundaria ( $\epsilon_v$ )<sub>c</sub> se mantenga constante a lo largo de los años (ya se ha visto cómo, según Sowers, la curva de deformación después de la construcción es logarítmica), lo que conduciría a asientos para dicha presa del orden de 6 m en cien años; es probable que sólo sea constante el valor de la fluencia secundaria en el caso de escolleras vertidas, en las cuales el índice de huecos es muy grande, y no en el caso de escolleras con índices de huecos pequeños. Salvo para este caso especial, en tres de las cuatro restantes presas, sumando a una fluencia primaria del orden del 0,12 %, diez años de fluencia secundaria anual del orden del 0,015 % (en la de Cethana este valor sería muy reducido), se llega a asientos después de la construcción del mismo orden de magnitud de los citados en los apartados anteriores.

El procedimiento descrito de evaluación de asientos después de la construcción en función del módulo de deformación  $E_0$  determinado durante la misma es muy sugestivo, especialmente para hacer predicciones de la evolución probable de los asientos, a la vista de los resultados iniciales durante la construcción de la obra.

Además de la forma descrita para las presas de Tasmania, hay otras maneras de estimar los asientos. En la tabla 4.6 se dan los asientos  $\delta_{10}$  a los diez años

TABLA 4.6  
ASIENTOS DE PRESAS Y RELLENOS DE ESCOLLERA EN FUNCION DEL  
MODULO DE DEFORMACION  $E_0$  (176)

Relleno	Altura (m)	Densidad (t/m <sup>3</sup> )	$E_0$ (Mpa)	$\delta$ medido (cm)	Plazo (meses)	$\delta_{10}$ (cm)	$\frac{\delta_{10}}{H}$ (%)
Wilmot .....	35	2,2	115	1,7	120	1,7	0,05
Serpentina .....	39	2,1	115	5,9	120	5,9	0,12
Cethana .....	110	2,1	145	11,4	120	11,4	0,10
Paloona .....	38	2,0	75	3,4	120	3,4	0,10
Macintosh .....	75	2,2	40	14,5	36	56*	0,75
Tullabardine .....	26	2,2	90	0,3	36	4*	0,15
Murchison .....	94	2,3	225	4,4	36	8*	0,09
Brianne .....	90	2,3	35	7	6	16*	0,18
L. Para .....	53	—	38	7	—	—	—
F. Areia .....	160	2,1	35	29	60	33*	0,21
Shiroro .....	125	—	76	6,3	6	15*	0,125
Anchicaya .....	130	—	140	14	120	14,0	0,11
Istiña .....	25	—	90	0,2	6	2*	0,09
Iciar .....	76	2,0	10	76	12	129*	1,70
Paradella .....	100	—	14	70	20	100*	1,00

\* Asiento extrapolado.

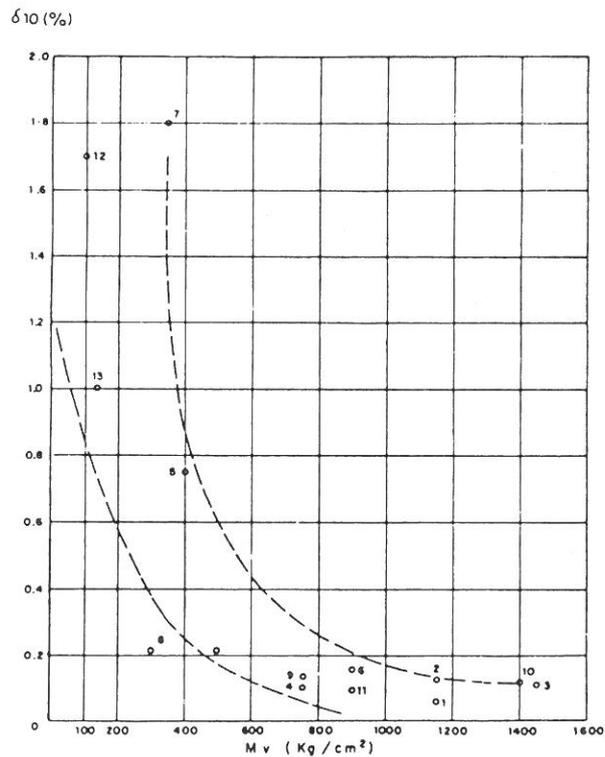


FIGURA 4.28

RELACION ENTRE EL MODULO DE DEFORMACION VERTICAL MEDIO  
Y EL ASIENTO DEL PEDRAPLEN A DIEZ AÑOS (176)

de la construcción para distintas presas (algunas de ellas incluidas en los métodos anteriores) y para los pedraplenes de Istiña e Iciar, también mencionados con anterioridad. En la figura 4.28 se hace una representación gráfica de resultados de este tipo, de la que se deduce cómo con las técnicas actuales de puesta en obra es posible obtener pedraplenes con una deformación remanente pequeña, del orden del 0,2 % de la altura, si se han obtenido módulos de deformación del relleno  $E_0$ , iguales o superiores a 50 Mpa. Esta misma conclusión resulta, como es lógico, también aparente en la figura 4.26 (d).

## 5.1 CONSIDERACIONES GENERALES

La construcción de un terraplén o pedraplén comienza por su cimientó con el desbroce, eliminación de la tierra vegetal y excavación del terreno según proceda para asegurar la estabilidad del macizo. Sobre todos estos puntos se ha tratado en el capítulo 2. A continuación se va a considerar la construcción del núcleo del relleno en sí, desde la parte que corresponde a la excavación efectuada para el cimientó, hasta la coronación. Las diversas operaciones a efectuar se agruparán en las siguientes fases: ajuste de la humedad, extensión, compactación y control.

## 5.2 AJUSTE DE LA HUMEDAD

### 5.2.1 Criterios sobre la humedad de compactación

En este apartado se va a hacer referencia a las correcciones en la humedad de terraplenes, ya que en el caso de pedraplenes típicos la función del agua y los problemas que plantea en el proceso de compactación son muy diferentes y por ello se tratarán más adelante (apartado 5.3.4).

El ajuste de la humedad de un suelo tiene dos funciones. Una de ellas es conseguir una adecuada compactación del material para obtener un macizo suficientemente resistente e indeformable. Otra, evitar que las variaciones de humedad que se produzcan después de la construcción, al provocar cambios de volumen con determinados tipos de suelos, puedan producir daños o deformaciones en el firme.

Como humedad de referencia suele tomarse la óptima Proctor Normal. Esta humedad es del mismo orden de magnitud que la denominada «humedad de equilibrio», que es la que se establecerá debajo del firme pasado un cierto tiempo después de su construcción. Cumple, por tanto, en primera aproximación, la doble función de ser adecuada para conseguir una buena compactación y evitar, en general, cambios de humedad importantes hasta que el relleno alcance su valor de equilibrio.

Sin embargo, para saber hasta qué punto se debe ser estricto en cuanto a exigir una determinada humedad de compactación debe tenerse en cuenta lo siguiente:

— La humedad óptima, desde el punto de vista de la densidad a obtener, dependerá en cada caso de la maquinaria que se utilice, número de pasadas, espesor de tongadas, etc. Debe, por tanto, dejarse al contratista un margen en su actuación, pues puede interesarle, por ejemplo, compactar el suelo más seco, utilizando una maquinaria más pesada o un mayor número de pasadas, ya que la humedad óptima disminuye con la energía de compactación.

— Hay suelos que, por tener unas curvas de compactación (relación humedad de compactación-densidad seca) con máximos muy pronunciados, son muy sensibles en los resultados obtenidos a la humedad utilizada. Un caso muy típico son los limos, con los que hay que tener especial cuidado en este aspecto, y a ellos se hará referencia de nuevo más adelante en este apartado. Otros suelos, en cambio, presentan curvas de compactación muy tendidas, sin máximos muy definidos y, por tanto, la humedad de compactación influye poco en las densidades que se obtienen.

— Los suelos expansivos (ver capítulo 6), si no se compactan con una humedad y densidad adecuadas, pueden dar lugar a cambios de volumen de importancia, por lo que puede ser necesario extremar las exigencias cuando se esté trabajando con ellos.

— Los suelos muy secos pueden ser difíciles de compactar y, además, el efecto de la maquinaria de compactación es más reducido en profundidad.

— Los suelos en terraplenes que están sometidos al riesgo de inundación, si se han colocado muy secos y poco densos, pueden conducir al fenómeno denominado de «colapso», que se traduce en un asiento en la masa del macizo. Aunque la inundación no sea total, un aumento de la humedad puede traducirse en un fenómeno análogo aunque sea menos acusado.

Como referencia general respecto a la actitud de algunos sectores en los EE. UU., se traducen a continuación unos párrafos de una publicación de síntesis del Transportation Research Board (1971) sobre este tema:

«Hay una tendencia creciente en algunas administraciones a minimizar las exigencias relativas a la humedad siempre que se satisfagan las de densidad y se esté construyendo un terraplén estable. En efecto, la responsabilidad de un adecuado control de la humedad se está traspasando al contratista. En algunos casos éste encontrará inexcusable proceder a un ajuste de la humedad para conseguir una compactación satisfactoria. En otros casos, particularmente en el lado seco de la óptima, la densidad requerida se podría obtener de manera más económica por medio de más pasadas del equipo disponible que añadiendo agua. Sin embargo, si no se alcanza la densidad requerida o se observa la formación de ondulaciones o roderas excesivas bajo el equipo de compactación, se limita la humedad. Con suelos limosos y arcillas expansivas es necesario un control estricto de la humedad...»

Las Recomendaciones Francesas (SETRA y LCPC, 1976) (tabla 3.8 sobre utilización de materiales en el núcleo de terraplenes), indican para cada clase de suelo y condiciones de humedad el tipo de tratamiento cualitativo a utilizar: secado por oreo, secado por acopio intermedio, o riego.

### **5.2.2 Técnicas para el ajuste de la humedad**

Cuando el problema consiste en que el material llega a la obra con poca humedad, lo primero que hay que ver es cuál es la que tenía previamente «in situ». Efectivamente, puede suceder que ésta no sea muy baja, pero que durante las fases de extracción, transporte y extensión se deseeque el suelo demasiado. A veces actuando con mayor rapidez en las diversas operaciones y evitando manipulaciones excesivas se puede conseguir reducir apreciablemente la pérdida de agua.

Si a pesar de todo es preciso añadir agua con objeto de conseguir una mezcla lo más íntima posible con el suelo, se debe hacer cuanto antes y preferiblemente en el yacimiento; esto, sin embargo, puede no ser práctico en operaciones de compensación normal de desmontes, sino solamente cuando se trata de yacimientos importantes. Si el riego se hace sobre el material extendido, deberá efectuarse con un equipo adecuado que distribuya el agua uniformemente, y deberá mezclarse lo mejor posible con el suelo mediante el empleo de maquinaria apropiada, tal como gradas de discos, etc.

Si la humedad es excesiva, de manera análoga a cuando es demasiado baja, lo primero que hay que ver es si el exceso proviene del yacimiento o si se debe al aumento que se produce durante el tratamiento del producto en condiciones meteorológicas adversas. En caso de ser esta última la causa, se debe empezar por mantener los yacimientos o zonas de excavación bien drenadas y trabajar con frentes lo más verticales posible para evitar la absorción de agua. La organización de las demás operaciones con vistas a reducir el tiempo de exposición al agua de lluvia puede reducir el aumento de la humedad de los materiales.

Si es la humedad en el yacimiento la que es excesiva, y las condiciones climáticas son favorables, puede recurrirse a orear los materiales para su desecación, por ejemplo, trabajándolos con gradas una vez extendidos.

Si los procedimientos descritos no dieran resultado, algunos materiales se prestan al tratamiento con cal, con lo cual no sólo se disminuye su contenido de humedad, sino que se puede conseguir una mejora de sus características.

## 5.3 EXTENSION Y COMPACTACION

En el apartado 3.4.2.1 se ha citado también la posibilidad de recurrir al método denominado «sandwich» para poder utilizar suelos con exceso de humedad poniendo capas alternadas de material granular y cohesivo.

### 5.3.1 Consideraciones generales

Normalmente la extensión de material para terraplenes se suele hacer con espesores de tongada de 20 a 30 cm, y el de pedraplenes de 50 a 60 cm. Sin embargo, como se verá en los apartados sucesivos, estos límites pueden variar considerablemente según el tipo de maquinaria empleada.

Pero, además, en el núcleo y cimientado se pueden colocar piedras aisladas de mayor tamaño que el normalmente admitido en el caso de pedraplenes, si están suficientemente separadas y convenientemente distribuidas, y se rellenan los huecos que queden con material más fino para formar una masa densa y compacta. Así, según el Pliego de la Federal Highway Administration (1985), si las tongadas son de 0,6 m, se podrán admitir bloques sueltos de hasta 1,2 m.

En el núcleo y cimientado de terraplenes también se pueden dejar incluidos bolos sueltos hasta, por ejemplo, una dimensión máxima de unos 0,5 m, si las tongadas son de 0,25 m, actuando con un criterio análogo al descrito para pedraplenes en cuanto a su distribución y debida compactación.

La inclusión de bolos en la masa de los rellenos tiene la ventaja de evitar tener que llevarlos a vertedero o extenderlos en los taludes, como es práctica usual, lo que puede perjudicar el aspecto de la carretera.

Con materiales sensibles al agua, la superficie de las tongadas se dejará con una pendiente de por lo menos el 5 % y se compactará inmediatamente después de su extensión. Cuando se termine el trabajo del día o sean de temer precipitaciones, se dejará alisada la superficie mediante rodillos apropiados. Para evitar la erosión de los taludes por las aguas de escorrentía de la plataforma compactada se tomarán además las medidas adecuadas.

La compactación de las tongadas se efectuará desde fuera hacia el centro.

Para dejar debidamente compactados los bordes en la zona del talud se deberá recurrir a uno de los procedimientos siguientes:

- Compactar una franja de por lo menos 2 m de anchura desde el talud, en tongadas más delgadas y mediante una maquinaria ligera apropiada.
- Dar unas áreas al relleno de 1 m sobre la anchura de proyecto y después recortar el talud y emplear el material sobrante donde proceda.
- Realizar según el perfil de proyecto y compactar los taludes directamente, utilizando maquinaria apropiada.

Para definir el grado de compactación preciso se pueden seguir dos sistemas:

— *Control de procedimiento.* Consiste en establecer la forma en que debe efectuarse la compactación fijando, según las características del suelo y el tipo de maquinaria a emplear, el espesor de tongada y el número de pasadas.

— *Control de producto terminado.* Con este sistema se fijan las características que debe cumplir el material una vez colocado en obra. Para ello se utilizan diversas características, entre las cuales la más corriente es la densidad «in situ» y su relación con una densidad patrón de laboratorio. Existen otros sistemas alternativos o complementarios, como son los ensayos de placa de carga, la medida de deformaciones al paso de ejes de camiones con carga conocida, etc., que se estudiarán en el apartado 5.3.4.3. Además se suelen fijar las condiciones mínimas que debe cumplir la maquinaria y los espesores máximos de tongada.

La elección de uno u otro sistema dependerá de varias circunstancias. Por un lado, del tipo de material de que se trate, pues en pedraplenes y suelos que contengan gruesos no es posible determinar la densidad «in situ» por procedi-

mientos normales ni compararla con ninguna densidad patrón. Por otra parte, pueden influir factores accidentales, como las disponibilidades de personal o de equipos, etc.

### **5.3.2 Criterios y recomendaciones existentes en diversos países para la ejecución de la compactación y control por procedimiento**

#### **5.3.2.1 Reino Unido**

En el Pliego de prescripciones técnicas (Department of Transport, 1986) los británicos prescriben, en general, el control de procedimiento.

Para ello, partiendo de los tipos de suelos definidos en la tabla A2.1, en combinación con la A2.2 del Anexo 2, se fija el método de compactación a utilizar en la última columna de la primera tabla citada. En la tabla A2.3 del mismo Anexo se define cada uno de los tipos de compactación según la clase de maquinaria que vaya a utilizarse.

También se especifica la compactación por producto terminado para algunas unidades de obra, como los accesos a estructuras y algunos materiales, como las cenizas volantes, que no se han incluido en las tablas citadas por constituir sólo un extracto de los casos principales del Pliego completo.

Las razones que les llevan a adoptar esta postura se reflejan claramente en los párrafos que a continuación se traducen de la anterior edición del Pliego (Ministry of Transport, 1976).

«Aparte de la dificultad de elaborar una especificación de producto determinado para la compactación, que sea igualmente adecuada para materiales de todas las clases y en todas las condiciones, sin clasificar muchos materiales buenos como inadecuados, el rendimiento posible con la maquinaria de explanación actualmente disponible es tal, que no se puede siempre mantener un ritmo satisfactorio de ensayos con el personal de laboratorio disponible. En el mejor de los casos, el volumen de material compactado representado por una serie de ensayos es irrazonablemente alto si se tiene en cuenta la obligación del contratista de reponer las deficiencias detectadas.»

El control se funda, por tanto, básicamente en la supervisión, que comprobará si se siguen los requerimientos de la tabla de compactación mencionada, excepto las variaciones permitidas por el director de las obras. Para ampliar el campo de aplicación del Pliego se añade: «Solamente se permitirán variaciones en los métodos dados en la tabla o el uso de maquinaria de compactación no incluida en la misma si el contratista demuestra en tramos experimentales que se alcanza una compactación por el nuevo método equivalente a la obtenida utilizando el método aprobado.»

Para los casos en que surjan dudas, indican que el director de las obras puede en cualquier momento efectuar ensayos comparativos de densidad «in situ» en un material que considere que ha sido compactado indebidamente. Si los resultados de los ensayos, comparados con los de ensayos similares hechos en tramos adyacentes con materiales similares y de acuerdo con la tabla, muestra que la compactación es inadecuada, y esto se admite que ha sido porque el contratista no ha seguido las prescripciones del contrato, el contratista deberá efectuar el trabajo adicional necesario que decida el director de obras para cumplir el contrato.

Es evidente que el procedimiento descrito tiene muchas ventajas de tipo práctico. Sin embargo, se comprende que presenta también serios inconvenientes. Uno de ellos estriba en la necesidad de contar con supervisores permanentes con formación adecuada para esta clase de trabajo. Es difícil disponer de personal bien formado para estos fines, ya que tan pronto como ha estado una temporada haciendo controles de esta naturaleza desea pasar a labores más interesantes.

También hay otras instituciones en el Reino Unido que permiten el control por

producto terminado con cualquier tipo de relleno que se preste a la realización de ensayos (ver «Code of Practice for Earthworks», BS6031: 1981).

### 5.3.2.2 Francia

Las recomendaciones francesas son muy completas, admitiendo la alternativa de los sistemas de control por producto terminado o por procedimiento. Si no fuera posible utilizar el primero o, por las condiciones particulares del caso, resultase recomendable recurrir al control por procedimiento, dan una detallada información sobre la forma en que debe llevarse a cabo la compactación.

Se basan para ello en la clasificación de suelos y recomendaciones para su uso, previamente establecidas y que se han presentado anteriormente en este texto de forma resumida en las tablas 3.4, 3.8 y 3.10.

En unos cuadros que se incluyen en el Anexo 5, para cada tipo de suelo y maquinaria se fija el espesor máximo de tongada. Pero en lugar de especificar el número de pasadas, como es lo corriente, se recurre al parámetro Q/S, siendo Q el volumen de suelo compactado durante un tiempo determinado y S la superficie cubierta por el compactador durante el mismo tiempo. S será, por tanto, en principio, el producto de la anchura de compactación del compactador, L, por la distancia D recorrida durante el tiempo escogido para la evaluación de Q. La distancia D se determina con precisión en obra por medio de un odómetro instalado en la máquina.

Se traducen a continuación directamente de las recomendaciones algunos párrafos de interés que definen la utilización de los parámetros y explican sus ventajas:

«La evaluación de S deberá tener en cuenta que una parte de la distancia recorrida por el compactador durante su evolución no tiene efecto útil de compactación (maniobras, desplazamiento, etc.), debiendo aplicarse, por tanto, un coeficiente corrector a la superficie S así definida. En obra, el valor bruto  $L \times D$  (siendo D la distancia recorrida constatada directamente) deberá tomarse sin corrección en todos aquellos casos en los que pueda estimarse que la organización de la obra conduce a una buena repartición del esfuerzo de compactación, teniendo en cuenta las condiciones de trabajo normalmente encontradas en obras de terraplenado.»

«La ventajas del parámetro Q/S son las siguientes:

— Es un parámetro cuya evaluación, seguimiento y control pueden hacerse fácilmente y con una aproximación bastante buena a medida que se desarrolla la obra, mientras que normalmente el control del número de pasadas de un compactador no es un método realista, aunque no sea más que porque la maquinaria pueda tener un trayecto sinuoso e incluso aleatorio (por ejemplo, cuando se trata de maquinaria que compacta y extiende simultáneamente). Además Q/S puede valorarse "a posteriori", mientras que el número de pasadas no puede determinarse más que en obra.

— La elección del número de pasadas no tiene todo su significado más que asociada a un espesor de tongadas. Si el espesor real es muy diferente del previsto, lo que sucede con frecuencia en obras de explanada donde el espesor de tongada es sólo aproximado y, además, asociado a la elección del equipo de transporte y de extensión, entonces el número de pasadas debe ser ajustado para tener en cuenta dicha variación. La ventaja del parámetro Q/S es que no es preciso ajustarlo (por lo menos en primera aproximación), porque el esfuerzo de compactación a que corresponde el hecho de cubrir la superficie S está referido al volumen total Q del material que recibe ese esfuerzo en lugar de estar definido por la tongada elemental como sucede en el caso en que se indica el número de pasadas.»

Las tablas francesas van acompañadas de una amplia lista de material de compactación (que no se ha reproducido), con sus diferentes características y la clasificación a que corresponde según dichas tablas.

### 5.3.2.3 Estados Unidos

Este país es un conjunto de estados de características y condiciones climatológicas muy diversas. Cada uno tiene sus propias especificaciones y es, por tanto, difícil llegar a conclusiones generales sobre los criterios seguidos.

A continuación se traduce lo que dice al respecto una publicación del Highway Research Board (1971) pues, a pesar del tiempo transcurrido, emplea razonamientos también a tener en cuenta hoy en día:

«La tendencia actual en las especificaciones de compactación de terraplenes es reducir al mínimo las prescripciones de procedimiento y confiar más en las prescripciones de densidad. Se da al contratista más libertad y responsabilidad para elegir el equipo y procedimientos que conducirán a resultados satisfactorios. A veces es más económico para el contratista utilizar el equipo de compactación que está en obra aplicando una mayor energía, si fuera necesario, que traer un equipo diferente que pueda ser más eficiente para unas condiciones particulares determinadas. De manera análoga, un esfuerzo de compactación adicional con las condiciones de humedad existentes a veces puede ser más económico que ajustar la humedad a la óptima.»

La flexibilidad respecto a la humedad debe entenderse dentro de ciertos límites y siempre que ello no dé posteriormente origen a otros problemas, como cuando se trata de arcillas expansivas o limos, según se advierte en la misma publicación.

La Federal Highway Administration en su Pliego de prescripciones técnicas (FP-85, 1985) dice al respecto lo siguiente:

a) «*Suelo*. El contratista debe compactar el material colocado en todas las tongadas y el escarificado hasta la profundidad requerida por debajo de la explanada en los desmontes, hasta alcanzar una densidad uniforme no inferior al 95 % de la máxima AASHTO T99, Método C (similar al Proctor Normal), con una humedad adecuada para tal densidad...»

b) «*Roca*. En los rellenos construidos con materiales que no pueden ensayarse con los métodos aprobados, no serán aplicables los requerimientos de densidad. Los materiales rocosos se depositarán, extenderán y nivelarán en toda la anchura del relleno con suficiente tierra u otro material fino que rellene los intersticios para producir un conjunto denso y compacto. Cada tongada de 30 cm debe compactarse en toda la anchura con: 1) dos pasadas de un compactador estático de 50 t o un rodillo vibratorio con una fuerza dinámica mínima de 20 t de impacto por vibración y una frecuencia mínima de 1.000 vibraciones por minuto; o 2) ocho pasadas de un rodillo estático de 10 t o un rodillo vibratorio con una fuerza dinámica de 30.000 libras de impacto por vibración y una frecuencia mínima de 1.000 vibraciones por minuto.

Si las tongadas son mayores de 30 cm pero sin exceder de 60 cm se les aplicará un esfuerzo de compactación comparable. Es decir, una tongada de 60 cm debe recibir o bien cuatro pasadas en toda la anchura con el rodillo indicado en 1) o 16 pasadas en toda la anchura con el rodillo especificado en 2)...»

«... Además de la compactación mencionada, cada tongada debe ser compactada moviendo el equipo de explanación uniformemente por toda la anchura del relleno.»

En la anterior edición de este Pliego (FP-79, revisadas 1981), la compactación podía también basarse en la adopción de un procedimiento de trabajo que se resume a continuación:

— Construcción de tramos de prueba y determinación de la densidad «objetivo».

Si así se especificara se debe construir un tramo de prueba al comenzar a utilizar cada clase de material que haya de compactarse, lo que quedará incorporado al terraplén si resulta aceptado.

Un tramo de prueba debe tener una superficie de unos 350 m<sup>2</sup> y ha de ser del mismo espesor de tongada especificado. La superficie de apoyo de la franja debe ser previamente aprobada por el director de las obras. El equipo de compactación habrá de ser de las mismas características al que se va a utilizar en la obra con el mismo material. La compactación de la franja deberá continuarse hasta que no se produzca un aumento perceptible de densidad. Cuando se dé por terminada la compactación, se determinará la densidad final hallando la media de diez ensayos con aparatos nucleares, efectuados en puntos escogidos aleatoriamente dentro de la franja. El valor medio así obtenido constituye la densidad «objetivo» para el resto del material que representa. Si dicha densidad media es inferior al 98 % de la densidad máxima obtenida en laboratorio, el director de las obras puede ordenar la construcción de una nueva franja de control. También se puede requerir una nueva franja, tanto por el director de las obras como por el contratista: a) si cambia el material; b) después de diez días de producción; c) si hay razones para pensar que la densidad «objetivo» no es representativa del material que se está colocando.

#### **5.3.2.4 Aplicación de los diversos criterios a España**

Según se ha podido ver en el apartado anterior, las posturas no son acordes en todos los países. Sin embargo, el criterio de no utilizar más que el control por procedimiento, aunque en principio es muy sugestivo, en nuestro país presentaría bastantes dificultades de aplicación, unas de tipo técnico y otras de tipo práctico.

Entre las de tipo técnico se puede citar el hecho de que las condiciones climáticas son muy diversas, entre muy húmedas y casi desérticas. Por otro lado, los suelos son de características muy diferentes y pueden exigir, por tanto, tratamientos muy dispares.

En cuanto a las de tipo práctico, hay una de carácter general, que es la dificultad de disponer de personal entrenado para hacer una supervisión permanente y detallada de las obras en la forma que se requiere para una unidad de este tipo.

Por las razones expuestas parece que en España se debería seguir un sistema análogo al que prevalece en los EE. UU. y continúa utilizándose en Francia, Alemania y Suiza. Siempre que sea posible deberá recurrirse al control por producto terminado. Si, por las características del material o las condiciones de la obra, esto no fuera posible, se acudirá al control por procedimiento. En este último caso podrían servir como orientación los datos que sean utilizables de las recomendaciones de los distintos países que se han descrito. Si la importancia de la obra lo justifica, estos datos deberán complementarse con tramos de prueba.

Lo que en ningún caso debería hacerse es un control por producto terminado con una descripción detallada de la forma en que ha de llevarse a cabo la compactación. Esto podría dar lugar a problemas legales en caso de que el contratista siguiera el procedimiento especificado y no consiguiera las densidades prescritas al mismo tiempo.

En cambio es normal que el control por producto terminado vaya acompañado de unas condiciones mínimas para la maquinaria.

#### **5.3.3 Extensión y compactación de pedraplenes convencionales**

Los pedraplenes convencionales, es decir, formados por rocas duras con una resistencia a compresión simple superior a 50 MPa, sólo se tratan de manera marginal e incompleta en algunas de las recomendaciones anteriormente expuestas. Por ello se van a hacer seguidamente algunas consideraciones complementarias.

En el apartado 3.6.2 se discutieron las medidas a adoptar para obtener materiales con una granulometría adecuada. También se indicaba cómo el tamaño

máximo normalmente admitido es igual a  $2/3$  del espesor de tongada o, según otras fuentes, el del bloque que pueda quedar integrado en la tongada sin proyectar esquinas, de forma que se obtenga una superficie razonablemente lisa para la compactación.

Los espesores de tongada normales son de 0,5 a 0,6 m. Pero el uso de maquinaria de compactación pesada, especialmente la vibratoria, permite la utilización de espesores de 1 m, habiéndose llegado en ocasiones hasta los 2 m. Según el Code of Practice BS6031: 1981 británico, se pueden compactar normalmente de forma eficaz tongadas de hasta 1,5 m de espesor de roca sana con rodillos vibrantes de 10 a 15 t de peso estático.

La extensión de pedraplenes debe efectuarse empleando un «bulldozer» pesado, siendo recomendable hacer el vertido a unos 7 u 8 m del borde de tongada y arrastrando posteriormente el material a su posición definitiva. De esta forma se rellenan los huecos con el material más fino y las vibraciones del equipo contribuyen a la compactación.

Si los taludes son más inclinados que 10:13, que es el talud de vertido de una escollera, hay que tomar algunas medidas constructivas. Al iniciar una tongada se empujan los bloques mayores hacia los bordes, complementándose después la extensión normal del resto. La compactación se lleva solamente hasta una distancia del orden de 1 m del borde.

La extensión de pedraplenes debe acompañarse de un riego con agua siempre que sea posible. De este modo, en pedraplenes de roca sana se disminuyen los asientos después de la construcción al provocar, según se expuso en el apartado 4.5.5.1, un reblandecimiento de las aristas de la roca. El volumen de agua preciso varía entre 100 y 300 litros por metro cúbico de escollera, sin que al parecer una mayor cantidad produzca beneficios adicionales. En pedraplenes de tipo intermedio a terraplenes, el agua cumplirá también una función análoga al caso de tierras, facilitando la compactación y evitando el hinchamiento de suelos de tipo expansivo.

Los caminos de acceso al relleno pueden construirse con la misma escollera y aplicando las mismas normas de construcción, dejándolos así englobados en el conjunto del pedraplén.

Los pedraplenes constituyen uno de los casos típicos en que normalmente se sigue el control por procedimiento para la compactación, dadas las dificultades que presenta la aplicación de los métodos de control por producto terminado.

FIGURA 5.1

ENSAYOS DE COMPACTACION EN LAS PRESAS DE CONGAR Y CARTER (10)

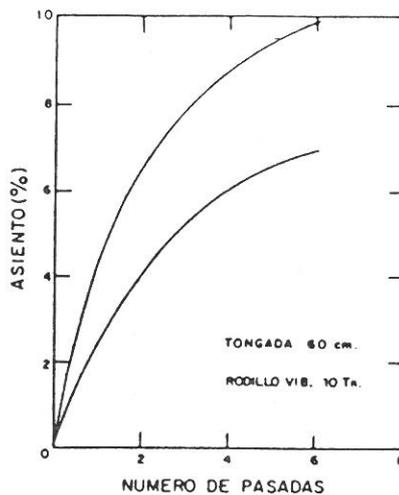


TABLA 5.1  
COMPACTACION DE RELLENOS DE ESCOLLERA (176)

Relleno	Altura (m)	Tongada (m)	Rod. Vib. (t)	N.º pasadas	e (%)	% Huecos o porosidad
T. Brianne .....	10	1,0	13,5	4	18	15
Foz de Areia .....	160	0,8	10,0	4	33	25
Shiroro .....	125	1,0	15,0	6	20	17
P. Iciar .....	76	1,0	13,0	4	22	18
P. Iciar .....	76	2,0	13,0	4	29	23
A. Anchicaya .....	140	0,6	10,0	4	29	22
Cethana .....	110	0,9	10,0	4	27	21
Outardes .....	55	0,9	10,0	6	—	—
Khao Laem .....	92	1,0	10,0	4	—	—
Vigna I y II .....	40	1,0	10,5	4	—	—

La forma de operar se suele deducir de tramos de prueba que se efectúan previamente en obra. Su superficie debe ser suficientemente grande para disponer de 25 a 30 puntos de medida de asientos en cuadrícula de 1,5 m x 1,5 m. Estos puntos de medida se marcan con pintura y sobre ellos se colocan las placas para apoyo de las miras. Las reducciones de espesor que se van produciendo cada dos pasadas de la maquinaria se expresan en tanto por ciento y se dibuja la correspondiente curva.

En la figura 5.1 se reproducen los resultados obtenidos en las presas de Congar y Carter, y como se puede apreciar con cuatro pasadas se alcanza un asiento el orden del 90 % del obtenido con ocho pasadas.

A la vista de estos resultados y de otros se puede concluir a falta de ensayos en obra que, con materiales de esta naturaleza, es bastante corriente especificar espesores de tongada próximos a 1 m y un número de pasadas entre cuatro y seis con un rodillo vibratorio de más de 6 t de peso estático, circulando a velocidades de km/h y con frecuencias de vibración de 1.100 a 1.500 l/min.

Se suelen efectuar también ensayos complementarios para determinar la porosidad obtenida para la que se suele recomendar no sobrepasar del 20 al 25 %. Para efectuar estos ensayos es preciso ejecutar excavaciones de dimensiones importantes, que se aprovechan también para inspeccionar las condiciones del relleno. En la tabla 5.1 se recogen los resultados obtenidos en varias presas de escollera y pedraplenes.

En el apartado 5.3.2.3 b) se ha dado también un extracto de las especificaciones de la Federal Highway Administration (FP-85, 1985) para la compactación de pedraplenes con materiales rocosos.

### 5.3.4 Prescripciones y control por producto terminado

#### 5.3.4.1 Consideraciones generales

Para seguir el sistema de control por producto terminado pueden estudiarse diversas características del material compactado. La más corriente es la densidad seca conseguida y su relación con una densidad patrón obtenida en el laboratorio. Sin embargo, si el material contiene una proporción elevada de elementos gruesos, este procedimiento puede no ser aplicable. En este caso suelen ser de utilidad los ensayos de carga, aplicables a cualquier tipo de suelo siempre que el tamaño de los gruesos esté comprendido dentro de ciertos límites. Los ensayos de carga se pueden hacer con placa mediante un camión cargado, o mediante un deflectómetro de impacto.

Sin embargo, hay muchos países en los que, aunque puedan hacerse ensayos normales de densidad «in situ», en la superficie de la explanada se exige una determinación de sus características de deformación efectuando algún tipo de

ensayo de deformabilidad. En los apartados sucesivos se detallarán algunas de estas normas.

En los últimos años se ha extendido mucho también el control por medio de los instrumentos montados en los rodillos vibratorios que dan una medida de la interacción dinámica rodillo-suelo compactado, que permite decidir sobre la marcha cuándo puede darse por terminada la compactación. Este método no constituye propiamente un control por producto terminado, pero parece oportuno incluirlo dentro de este apartado.

#### 5.3.4.2 *Prescripciones y control por densidad*

Este sistema, que como se ha dicho es el más corriente, consiste en determinar la densidad seca «in situ» por alguno de los métodos disponibles y compararla con una densidad máxima patrón obtenida en laboratorio.

##### 5.3.4.2.1 Prescripciones

El primer problema que se plantea es decidir cuál debe ser la densidad patrón de laboratorio. Los ensayos de compactación tipo más utilizados son el Proctor Normal, NLT-107/76, y el Proctor Modificado, NLT-108/76. Parece, sin embargo, que la tendencia más generalizada es a utilizar como patrón el Proctor Normal, tanto en Europa como en los EE. UU.

Hasta hace unos años era corriente encontrar prescripciones que establecían distintos porcentajes de compactación según la altura de los terraplenes, la posición de las correspondientes tongadas dentro de ellos y las características de los materiales. La tendencia actual, sin embargo, es la simplificación y en general se exige un 95 % del Proctor Normal para el núcleo y cimientado de los terraplenes y un 100 % para su coronación, pudiendo extenderse este último valor hasta un espesor del orden de 2 m por debajo de la explanada.

Con materiales especiales como, por ejemplo, algunos tipos de arenas, suelos expansivos (capítulo 6), limos o arcillas muy húmedas puede ser necesario recurrir a prescripciones más elaboradas.

Las normas alemanas ZTVE-StB 76 (1976) establecen también algunas variantes al criterio general antes expuesto, como puede verse en la tabla 5.5.

##### 5.3.4.2.2 Métodos

El control por densidades precisa, por un lado, determinar la densidad seca del terreno compactado y, por otro, la densidad patrón con la que ha de compararse. Ambos problemas están perfectamente resueltos a nivel experimental. La dificultad reside en poder obtener los resultados con la rapidez precisa para poder aprobar o rechazar una tongada antes de extender la siguiente.

Para la determinación de la densidad «in situ» existen diversos procedimientos. Hay un primer grupo, que pudiera llamarse por sustitución, en el que se encuentra el de la arena (NLT-109/72), el del aceite (NLT-110/72), y el del balón de agua; todos ellos han sido denominados por el sistema utilizado para determinar el volumen del agujero practicado. También a veces se usa, especialmente en desmontes, la hincada de un cilindro metálico de pared delgada, o se determina la densidad a partir de una muestra en bloque. Por último hay que citar los métodos nucleares.

El primer grupo, de procedimientos por sustitución, es el más frecuentemente usado y conduce a resultados normalmente satisfactorios si se realiza siguiendo cuidadosamente las correspondientes normas, por lo que no se va a entrar en más detalles sobre la forma de realizarlo. El problema que presenta es que su ejecución lleva bastante tiempo, que, como se ha indicado anteriormente, es la cualidad básica para este tipo de control. Hay que tener en cuenta, en efecto, que no sólo ha de determinarse la densidad «in situ», sino también la humedad para poder obtener la densidad seca.

La determinación de la humedad puede hacerse mediante desecación en estufa (NLT-102/72), pero ello lleva muchas horas. Por eso se han desarrollado otros métodos rápidos, como son la desecación en plancha caliente, el método de alcohol y con infrarrojos. El primero es aceptable en suelos granulares, pero en los demás puede conducir a errores. El método de alcohol (NLT-102/72) puede ser útil en muchos casos. La desecación con infrarrojos ha tenido una gran aceptación.

También se han desarrollado otros métodos de determinación rápida de la humedad, como son el del picnómetro de aire y el de la reacción con carburo de calcio, de utilidad variable según los tipos de suelos. En general, todos suelen ser adecuados para suelos granulares, pero pueden presentar dificultades cuanto mayor es la plasticidad.

Existen otros métodos rápidos para medir la humedad apoyándose en una familia completa de curvas humedad-densidad, que se comenta más adelante al tratar de la determinación de las densidades máximas.

Los aparatos nucleares están siendo muy utilizados desde hace ya bastantes años para medir tanto la densidad como la humedad «in situ». Los modelos de tipo retrodifusor, que tienen el transmisor y el receptor en el mismo aparato, presentan el inconveniente de que la profundidad afectada por la medida de densidades es de 7 a 10 cm, aunque según algunos experimentadores se mide solamente la densidad media de los 2,5 a 4 cm superiores. Además, necesitan frecuentes calibraciones para cada tipo de suelo. En cambio, los más recientes, de transmisión directa y cámara de aire, no necesitan generalmente tanto una recalibración para distintos tipos de suelo al no estar apenas influenciados por la composición química del material (el contenido de hierro es una excepción). Por otra parte, aunque el método de la cámara de aire tiene también poca profundidad de influencia, con el de transmisión directa se puede medir entre 5 y 30 cm. El problema con este último método es la presencia de elementos gruesos, que dificultan la introducción en el terreno del elemento transmisor.

El inconveniente de los aparatos nucleares es su elevado coste, y que precisan reparaciones y atenciones de personal especializado. Por otra parte, hay que tener en cuenta que, si bien es posible hacer con ellos un gran número de determinaciones en poco tiempo, sigue subsistiendo el problema de que hay que compararlas con una densidad patrón, cuya determinación continúa siendo igual de laboriosa. A pesar de todo, su empleo se ha extendido mucho, pues sus ventajas son muy significativas.

El aparato MCV desarrollado por el TRRL y descrito en el Anexo 3 fue originalmente pensado para determinar la humedad de un suelo sin tener que secarlo, aunque posteriormente se han encontrado aplicaciones más interesantes para el mismo.

#### 5.3.4.2.3 Procedimientos para determinar la densidad máxima

La realización de un ensayo Proctor completo para la determinación de la densidad patrón lleva varias horas, teniendo en cuenta que hay que determinar la humedad de cada uno de los puntos. Por ello se suele recurrir en obra a una serie de procedimientos para abreviar. Si el suelo es relativamente uniforme sólo se hacen ensayos de compactación cada cierto tiempo. Si se trata de unos cuantos tipos de suelo se pueden tener determinados «a priori» los valores característicos correspondientes. Se comprende, sin embargo, que en la mayoría de los casos esta forma de operar dará lugar a muchas dudas y discrepancias de apreciación. Por ello se han desarrollado algunos procedimientos que pueden ser útiles en muchas ocasiones.

Uno de ellos consiste en determinar la relación entre las densidades secas «in situ» y máxima, a partir de las densidades húmedas, utilizando el siguiente método: Se comienza por obtener la densidad húmeda «in situ» por cualquiera de los procedimientos habituales. La muestra extraída con su humedad natural se compacta en el molde Proctor, obteniéndose un primer punto de la curva de compactación de densidades húmedas (fig. 5.2); este punto se sitúa con una

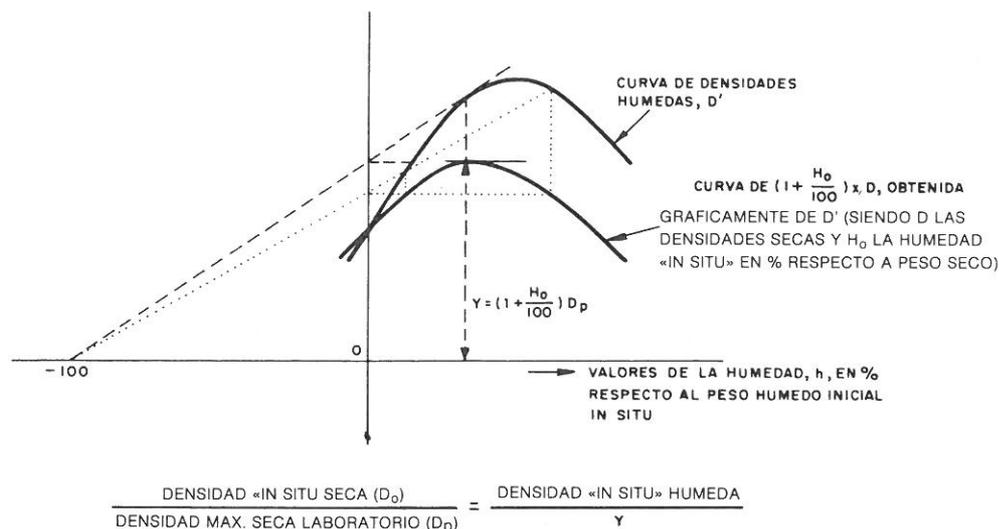


FIGURA 5.2

METODO RAPIDO PARA OBTENER LA RELACION DE DENSIDADES SECAS A PARTIR DE LA CURVA DE DENSIDADES HUMEDAS (52, 86)

abscisa cero, ya que en el eje horizontal se fijan incrementos de humedad respecto del peso inicial húmedo. Añadiendo porcentajes conocidos de agua se obtienen puntos sucesivos de la misma curva de compactación hasta definirla convenientemente en el campo, ya que no se necesita desecación. La relación de densidades secas se determina inmediatamente a partir de las húmedas sin conocer la humedad, como se indica en la figura 5.2. El tiempo preciso para una determinación es del orden de media hora. Aunque en conjunto el procedimiento es rápido, sigue siendo relativamente laborioso y, probablemente, más que para uso general, es útil para obtener una respuesta rápida y precisa en casos de duda o litigio.

Un método que se utiliza bastante en los EE. UU. es el desarrollado inicialmente en el estado de Ohio. Consiste en disponer de una serie completa de curvas de densidades húmedas como la que se muestra en la figura 5.3. Para obtener la densidad máxima correspondiente a una cierta determinación de densidad «in situ» se compacta un molde Proctor con la humedad natural del suelo. A partir del punto definido por la humedad, que se obtiene mediante desecación rápida y la densidad húmeda, se interpola la curva de densidades húmedas correspondiente y se obtiene la densidad máxima patrón. Otros Estados americanos han complementado el haz de curvas de Ohio con algunos suelos locales que no se adaptan bien a las mismas.

Procediendo a la inversa, con este mismo haz de curvas se puede determinar sin desecación la humedad, si se conoce la densidad máxima aproximada del suelo de que se trate. Para ello se compacta un solo molde con el suelo húmedo y con la densidad húmeda deducida se obtiene inmediatamente la correspondiente humedad. Naturalmente, la precisión de este método depende de las circunstancias particulares del caso y se comprende que no siempre será adecuada.

#### 5.3.4.2.4 Frecuencia e interpretación de los ensayos

Una de las cuestiones que hay que decidir es con qué frecuencia deben realizarse los ensayos de control y en qué forma han de compararse los resultados obtenidos con los valores prescritos.

El número de ensayos a realizar depende de la heterogeneidad del suelo, de la uniformidad de la ejecución de los diferentes tramos, etc. Como primera aproximación las recomendaciones francesas (SETRA y LCPC, 1976) dan como valor

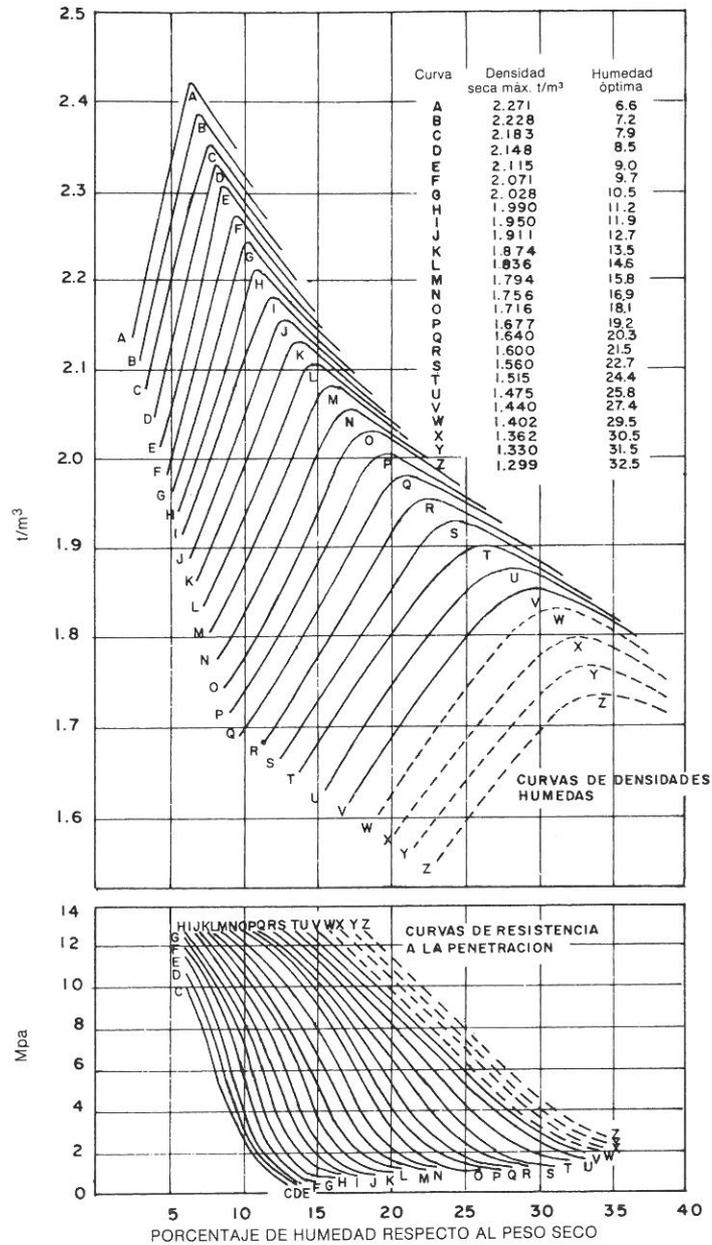


FIGURA 5.3

CURVAS TÍPICAS DE COMPACTACION Y DE RESISTENCIA A LA PENETRACION CON LA AGUJA PROCTOR DEL ESTADO DE OHIO (90)

medio, si los materiales son homogéneos, un ensayo de densidad por cada 500 m<sup>3</sup> de terraplén compactado y un ensayo Proctor cada 5.000 m<sup>3</sup>.

Como resumen de la práctica norteamericana se citan como valores típicos para las densidades «in situ» las cifras, mínimas en este caso, de un ensayo por cada 1.500 m<sup>3</sup>, o un ensayo por tongada y por cada 300 m de terraplén. También se requiere a veces un número mínimo de ensayos por día. En la tabla 5.2 se recogen, asimismo, las orientaciones suizas (SNV 640585a).

Sin embargo, como ya se ha indicado, todo esto no es nada más que una idea de orden de magnitud, que puede variar mucho según las condiciones de la obra y, por tanto, debe ser el juicio del director de las obras quien decida la frecuencia de los ensayos y la forma y lugar de realizarlos. A estos efectos, hay quienes prefieren hacerlos en las zonas que suponen se encuentran más débiles o dudosas a la vista del control visual llevado a cabo por un vigilante, ya que las demás estarán mejor compactadas. Otros, en cambio, abogan por el muestreo aleatorio y el empleo de la estadística.

TABLA 5.2

ORIENTACION SOBRE EL NUMERO DE ENSAYOS A EFECTUAR, SEGUN LA NORMA SUIZA SNV 640585a, PARA EL CONTROL DE TERRAPLENES

Situación	Para los primeros 5.000 m <sup>3</sup>	Para 10.000 m <sup>3</sup> siguientes	Para volúmenes adicionales
Hasta 60 cm por debajo de la explanada .....	500 m <sup>3</sup>	500 m <sup>3</sup>	500 m <sup>3</sup>
Más de 60 cm por debajo de la explanada .....	1.000 m <sup>3</sup>	2.000 m <sup>3</sup>	5.000 m <sup>3</sup>

Nota:

- 1) En la explanada se especifica, además, una distancia entre perfiles de ensayo de 60 m y una superficie por ensayo de 600 m<sup>2</sup>.
- 2) El número de ensayos deberá ser fijado por el director de las obras en cada caso, teniendo en cuenta la heterogeneidad de los materiales y la experiencia que se vaya adquiriendo en obra.

A veces se supone que los valores fijados para las densidades son mínimos a alcanzar y, como consecuencia, cualquier zona que no cumpla estos mínimos se considera que debe ser levantada o recompactada. Se comprende, sin embargo, que este criterio puede resultar excesivamente riguroso y que, sin entregarse a ciegas en manos de la estadística, se puede llegar a soluciones de compromiso que coordinen el criterio del director de las obras con una cierta evaluación estadística, que siempre proporcionará una información valiosa.

A estos efectos, unas especificaciones del Estado de California parece que cumplen adecuadamente este compromiso. El director de las obras comienza por escoger por inspección directa una determinada área que estime sea homogénea en cuanto a las características del suelo y procedimientos de colocación y compactación.

En cada una de estas áreas se efectúan por lo menos seis ensayos de densidad «in situ» distribuidos aleatoriamente. De cada uno de los puntos donde se han obtenido dichas densidades se toma una muestra representativa, se mezclan todas ellas y se efectúa un ensayo de compactación en laboratorio para determinar la densidad máxima. Partiendo de esta densidad máxima se obtiene el porcentaje de densidad para cada ensayo de densidad «in situ». El valor medio de todos ellos tiene que ser igual o mayor que el mínimo especificado. Además, por lo menos las dos terceras partes de los resultados individuales deben ser iguales o mayores que el citado mínimo.

El ensayo de densidad máxima se puede suprimir si se ha efectuado un gran número de ellos en un material y, dada su uniformidad, se puede dar por conocido el resultado. De todas formas se deberá ejecutar un ensayo por lo menos cada cinco días en cada tipo de material o cada vez que cambie su clase.

En Suiza (SNV 640585a) el número de ensayos para un material determinado deberá ser por lo menos cinco. Uno de ellos podrá ser inferior al mínimo exigido, pero la diferencia no deberá ser superior al 5 % de la densidad seca. Si el número de ensayos es inferior a cinco, todos los valores deberán ser superiores al exigido.

Las recomendaciones españolas para el control de la calidad de la compactación de terraplenes (Dirección General de Carreteras, 1978) indican lo siguiente:

«Dentro del tajo a controlar se define:

*Lote:*

Material que entra en 5.000 m<sup>2</sup> de tongada, o fracción diaria compactada si ésta es menor, exceptuando las franjas de borde de 2 m de anchura.

Si la fracción diaria es superior a 5.000 m<sup>2</sup> y menor del doble se formarán dos *lotes* aproximadamente iguales.

*Muestra:*

Conjunto de cinco unidades, tomadas en forma aleatoria de la superficie definida como *lote*. En cada una de estas unidades se realizarán ensayos de:

- Humedad.
- Densidad.

#### *Franjas de borde:*

En cada una de las bandas laterales de 2 m de anchura adyacentes al *lote* anteriormente definido se fijará un punto cada 100 m. El conjunto de estos puntos se considerará una *muestra* independiente de la anterior, y en cada uno de los mismos se realizarán ensayos de:

- Humedad.
- Densidad.»

«Las densidades secas obtenidas en la capa compactada deberán ser iguales o mayores que las especificadas en el Pliego de prescripciones técnicas en cada uno de los puntos ensayados. No obstante, dentro de una *muestra*, se admitirán resultados individuales de hasta un 2 % menores que los exigidos, siempre que la media aritmética del conjunto de la *muestra* resulte igual o mayor que el valor fijado en el Pliego.

La humedad de las capas compactadas no será causa de rechazo, salvo cuando, por causa justificada, se utilicen suelos con características expansivas. En este caso, si no está previsto en el Pliego de prescripciones técnicas, estos suelos deberán ser objeto de un estudio cuidadoso en laboratorio en el que se determinarán los valores de humedad y densidad a obtener en obra y los márgenes de tolerancia.»

«Para la aceptación de una capa compactada en este tipo de suelos se requerirá que todos los valores de humedad y densidad obtenidos en obra estén dentro de los márgenes de tolerancia fijados mediante los ensayos de laboratorio. En caso contrario se procederá a corregir las deficiencias.»

Para el caso de pedraplenes se establece en las citadas recomendaciones españolas que, para todo el material de la misma procedencia, se construirá un tramo de prueba en el que por nivelaciones sucesivas durante la compactación se obtendrá:

- El asiento patrón correspondiente a la densidad que se desee alcanzar.
- El número de pasadas óptimo del equipo de compactación.

El procedimiento que se establece es el mismo que para terraplenes, salvo que, en lugar de determinar la humedad y densidad de los lotes, se toman las cotas antes y después de la compactación.

«Los asientos medidos en la capa compactada deberán ser iguales o mayores que el asiento patrón en cada uno de los puntos comprobados. No obstante, dentro de una *muestra* se admitirán resultados individuales de hasta un 5 % menores, siempre que la media aritmética del conjunto de la muestra resulte igual o mayor que el valor fijado para el asiento patrón.»

«El número de pasadas del equipo de compactación no será, en ningún caso, menor que el óptimo determinado en el tramo de prueba.»

### **5.3.4.3 Prescripciones y control por ensayos de carga**

#### **5.3.4.3.1 Ensayos de placa de carga**

Desde hace muchos años se han utilizado los ensayos de placa de carga para determinar las características de resistencia y deformabilidad del terreno de cimentación. También en carreteras se ha empleado este sistema, pero con menos frecuencia. Una de sus aplicaciones ha sido obtener el módulo del terreno de la explanada para el dimensionamiento del firme, tema que se sale fuera del ámbito de este texto. También se emplean, sin embargo, en algunos países

para definir las características que han de cumplir la coronación de terraplenes y pedraplenes y en algunos casos los materiales del núcleo.

Los ensayos de placa tienen la ventaja de que, si sus dimensiones son relativamente grandes, pueden ejecutarse con materiales que contengan elementos gruesos. Tienen en cambio el inconveniente de ser bastante costosos, sobre todo si se utilizan placas grandes, y de estar muy influenciados por las condiciones de humedad del terreno, que, por otra parte, pueden no ser fáciles de controlar.

Quizá los dos países que más han utilizado esta técnica y desde hace más tiempo sean Suiza y Alemania. En este último país se emplean placas de diámetros relativamente grandes y se aplican dos ciclos de carga y descarga, lo que, como se verá, proporciona una información más representativa que con un solo ciclo y placas pequeñas, como originalmente se ejecutaba el ensayo en Suiza.

Pero el ensayo alemán tiene el inconveniente de ser excesivamente lento en su ejecución. Por ello, en los últimos años se han desarrollado, tanto en Suiza como en Francia, ensayos de placa que se basan en la filosofía alemana del doble ciclo, pero que se ejecutan de manera mucho más rápida, pues hay que tener en cuenta que lo que se trata de obtener en el caso de carreteras es un índice del estado en que se encuentra el terreno, y no necesariamente un parámetro real de deformación como ocurre para el cálculo de cimentaciones.

a) *Alemania*. Como se ha indicado, la característica más destacada del ensayo alemán consiste en que se efectúan dos ciclos de carga y descarga, y se utilizan ambos para calificar las condiciones del relleno. Además, las placas utilizadas son de diámetros grandes: 300 mm o 600 mm, para poder ensayar materiales con partículas de hasta 200 mm con esta última.

El ensayo, descrito en la Norma DIN 18134, consiste en esencia en efectuar la carga hasta llegar a una deformación de aproximadamente 5 mm o una tensión de 0,5 MPa en el caso de la placa pequeña, y 7 mm o 0,25 MPa con la placa de 600 mm, siendo determinante el criterio que primero se alcance. La carga se aplica por lo menos en seis escalones iguales, pudiéndose, en el caso de materiales granulares, disminuir el número de escalones hasta cuatro en el primer ciclo y tres en el segundo. Cada escalón se mantiene hasta que las deformaciones sean inferiores a 0,02 mm/min. La descarga se efectúa con escalones de 0,5, 0,25 y 0 veces la carga máxima, siguiendo el mismo criterio en cuanto a la estabilización. En el segundo ciclo de carga sólo se deberá llegar hasta el penúltimo escalón del primer ciclo.

El módulo de deformación se determina mediante la expresión:

$$E_v = 0,75 \frac{\Delta p}{\Delta s} \times D$$

siendo

$\Delta p$ , el incremento de presión correspondiente al intervalo entre el 30 y el 70 % de la carga aplicada (que es la del primer ciclo).

$\Delta s$ , el incremento de deformación correspondiente a  $\Delta p$ .

Una vez obtenidos los valores  $E_{v1}$  y  $E_{v2}$  correspondientes a la primera y segunda puesta en carga, se calcula también la relación  $K = E_{v2}/E_{v1}$ .

Un valor de  $K$  elevado permite detectar una compactación defectuosa. En efecto, si un material está mal compactado, se producirá una deformación fuerte en el primer ciclo y el módulo  $E_{v1}$  será pequeño. Como quedará una deformación remanente importante, en el segundo ciclo el valor de  $E_{v2}$  será bastante mayor. Por este motivo en las normas de compactación se establece un límite inferior para  $E_{v2}$  y un límite superior para  $K$ .

Las especificaciones sobre los valores a adoptar para las características definidas se basan en la clasificación de suelos alemana (DIN 18196) que esquemá-

TABLA 5.3  
CLASIFICACION ALEMANA DE SUELOS (DIN 18196) (76)

Grupos principales	d		Grupos	Símbolos (5)	
	< 60 $\mu$ m	> 2,0 mm			
Suelos de grano grueso	< 5 %	> 40 %	Gravas y gravas arenosas	GE, GI, GW	
		$\leq$ 40 %	Arenas y arenas con grava	SE, SI, SW	
Suelos de grano mixto	5-40 %	> 40 %	partículas < 0,06 mm		
			Gravas limosas	5-15 % 15-40 %	GU GU
		< 40 %	Gravas arcillosas	5-15 % 15-40 %	GT GT
			Arenas limosas	5-15 % 14-40 %	SU SU
Suelos de grano fino	> 40 %		Arenas arcillosas	5-15 % 15-40 %	ST ST
			Limos $I_p < 4 \%$ (1):	$W_L \leq 35 \%$ > 35-50 %	UL UM
			Arcillas $I_p < 7 \%$ (2):	$W_L < 35 \%$ > 35-50 % > 50 %	TL TM TA
			Limos $I_p \geq 7 \%$ (3): Arcillas $I_p \geq 7 \%$ (3):	$W_L = 35-50 \%$ $W_L > 50 \%$	OU OT
Suelos con materia orgánica	> 40 %		Suelos de grano grueso y mixto con materia orgánica	OH, OK	
	$\leq$ 40 %				
Suelos orgánicos			Turba de poco a muy descompuesta: Z = 1-5 (4)	HN	
			Turba descompuesta: Z = 6-10	HZ	
			Fango orgánico	F	
Rellenos			Rellenos de suelos naturales Rellenos de materiales diversos	A	

(1) O bajo la línea A.

(2) Y sobre la línea A.

(3) Y bajo la línea A.

(4) Grado de descomposición.

(5) G significa grava; S, arena; E, granulometría uniforme; W, granulometría extendida; I, granulometría con escalones por falta de tamaños intermedios;  $W_L$ , límite líquido;  $I_p$ , índice de plasticidad.

ticamente se reproduce en la tabla 5.3. El primer grupo, de «grano grueso», que incluye los materiales con no más de un 5 % inferior a 60  $\mu$ m comprende aquellos que no son susceptibles a la acción de la helada. Todos los demás lo son en mayor o menor grado. Como se verá, por tratarse de un fenómeno de gran influencia en aquel país, las especificaciones se basan especialmente en dicho límite, que al mismo tiempo utilizan para diferenciar las características mecánicas a exigir.

Según la Norma ZTVE-StB 76 (1976), para materiales de «grano grueso» se exige en la explanada un valor mínimo de  $E_{v2} = 120$  MPa, salvo en carreteras con tráfico ligero (clase V según la nomenclatura alemana) en que  $E_{v2} \geq 100$  MPa. Si la construcción del firme exige la compactación de sus capas inferiores se producirá una mejora de las condiciones portantes de la explanada y por ello la norma admite la reducción de los límites citados anteriormente a 100 y 80 MPa.

Con los valores de  $E_{v2}$  señalados se pueden disponer encima las secciones de firme normalizadas en Alemania. Para ello, con terrenos de «grano fino y mixto» generalmente colocan encima una capa de material de «grano grueso» que,

TABLA 5.4  
VALORES DE  $E_{v2}$  SOBRE CAPAS DE «GRANO GRUESO» SIN TRATAR  
APOYADAS SOBRE UN TERRENO CON  $E_{v2} \geq 45$  MPa

Espesor de la capa de «grano grueso» (cm)	$E_{v2}$ (MPa)		
	A	B	C
20-30 .....	$\geq 50$	$\geq 80$	$\geq 100$
30-40 .....	$\geq 60$	$\geq 100$	$\geq 120$
40-50 .....	$\geq 70$	$\geq 120$	$\geq 140$

A = Materiales tipo GE-SE-SW-SI.

B = Materiales tipo GW-GI y mezclas de arena y gravilla de machaqueo de 0/5 a 0/32 mm.

C = Mezclas de arena, gravilla y de machaqueo de 0/32 a 0/56 mm.

además de proteger el suelo contra la acción de la helada, aumenta la capacidad portante hasta los valores que se acaban de indicar. En el contacto entre esta capa de «grano grueso» y el material del terraplén de grano «fino o mixto» se exige un valor mínimo  $E_{v2} = 45$  MPa.

En la tabla 5.4 se dan los valores que pueden conseguirse en la superficie de la capa de materiales de «grano grueso», según su espesor, sobre una explanada de «grano fino o mixto» con el mínimo señalado para  $E_2$  de 45 MPa.

El mismo valor  $E_{v2} = 45$  MPa se exige para terrenos de «grano fino y mixto» si, en lugar de llevar encima una capa de material granular sin tratar, van cubiertos directamente por una base tratada siempre que se dimensiona para compensar la falta de la capa granular intermedia.

Tanto para la coronación como para el resto del terraplén (núcleo y cimiento), las normas alemanas fijan unos valores mínimos del porcentaje de la densidad máxima Proctor Normal  $D_{pr}$ , que se relacionan en la tabla 5.5. Pero asimismo se indica que los ensayos de carga serán simultáneamente obligatorios en la explanada, recomendándose para el núcleo y cimiento solamente donde los

TABLA 5.5  
VALORES MINIMOS DEL PORCENTAJE DE COMPACTACION  $D_{pr}$

N.º	Zona	Tipos de suelos de «grano grueso»	$D_{pr}$ en %	Tipos de suelos de granulometría mixta y fina	$D_{pr}$ en %
1	Desde el nivel de la explanada hasta 0,2 m por debajo.	GW-GI GE-SE-SW-SI	103 (1) 100 (2) 100		
2	De 0,2 m a 0,5 m por debajo del nivel de la explanada.	GE-GW-GI-SE-SW-SI	100		
3	Desde el nivel de la explanada hasta 0,5 m por debajo.			GU-GT-SU-ST-OH-OK GU-GT-SU-ST-U-T-OU-OT	100 97 (3)
4	Desde 0,5 m por debajo del nivel de la explanada hasta el fondo del terraplén para terraplenes de altura $h > 2,0$ m.	GW-GI GE-SE-SW-SI	97 95	GU-GT-SU-ST-OH-OK GU-GT-SU-ST-U-T-OU-OT	97 95
5	Desde 0,5 m por debajo del nivel de la explanada hasta 0,5 m por debajo del fondo del terraplén para terraplenes de altura $h < 2,0$ m.	Igual al n.º 4		Igual al n.º 4	

(1) Firmes de carreteras de clases I a V.

(2) Firmes de caminos.

(3) Contenido de aire  $n_a$  para GU-GT-SU-ST-U-T-OU-OT.

TABLA 5.6

RELACION APROXIMADA ENTRE EL PORCENTAJE DE COMPACTACION  $D_{pr}$  Y EL MODULO DE DEFORMACION  $E_{v2}$  PARA SUELOS DE «GRANO GRUESO»

Tipo de suelo	% de compactación, $D_{pr}$ referida a densidad máx. Proctor Normal	$E_{v2}$ (MPa)
GW-GI	$\geq 103$	$\geq 120$
	$\geq 100$	$\geq 100$
	$\geq 97$	$\geq 80$
GE SE-SW-SI	$\geq 100$	$\geq 80$
	$\geq 97$	$\geq 60$
	$\geq 95$	$\geq 45$

TABLA 5.7

RELACION APROXIMADA ENTRE EL INDICE DE POROS,  $n$ , LA HUMEDAD,  $w$ , Y EL MODULO,  $E_{v2}$ , PARA SUELOS DE «GRADO FINO Y MIXTO» CON UN CONTENIDO DE AIRE  $n_a < 12\%$

Indice de poros, $n$ , en %	Humedad, $w$ , en % en masa	$E_{v2}$ (MPa)
$n \leq 30$	$7 \leq w \leq 15$	$E_{v2} \geq 45$
$30 < n \leq 36$	$10 \leq w \leq 20$	$20 \leq E_{v2} < 45$
$n \geq 36$	$w \geq 15$	$E_{v2} < 20$

materiales sean de tal naturaleza que no resulten aplicables los criterios por densidades (por ejemplo, por su contenido de gruesos).

Para estos casos se establecen unas correlaciones que se reproducen en las tablas 5.6 y 5.7, según se trate de materiales de «grano grueso» o de «grano fino y mixto», con las que se puede deducir el valor a exigir para  $E_{v2}$ . Obsérvese, sin embargo, cómo son mucho más concretas y directas para los materiales del primer grupo que para los del segundo, en los cuales el problema es más complejo, dependiendo la correlación establecida del índice de poros y de la humedad.

Además se fijan los valores de  $K = E_{v2}/E_{v1}$  que se indican en la tabla 5.8.

La principal dificultad de los ensayos de carga en suelos cohesivos es su humedad, que puede influir mucho en los resultados. Este factor se define muy concretamente en las normas suizas, según se verá más adelante. Parece evidente que para que los resultados sean representativos la humedad deberá estar próxima a la de equilibrio del terreno después de construir el firme. Ya se indicó en el apartado 5.2 que dicha humedad es del mismo orden de magnitud

TABLA 5.8

$$\text{Valores de } K = \frac{E_{v2}}{E_{v1}}$$

Tipo de suelo	Valores de K
Suelos de grano grueso	$\leq 2,2$ para $D_{pr} \geq 103\%$ $\leq 2,5$ para $D_{pr} < 103\%$
Suelos de grano fino	$\leq 2,0$
Suelos de grano mixto	$\leq 3,0$
Pedraplenes	$\leq 4,0$

que la óptima Proctor Normal para suelos plásticos, valor que coincide aproximadamente con el indicado en las normas suizas. Lo que hay que evitar en todo caso es efectuar el ensayo sobre una costa endurecida por desecación o reblandecida por el agua. Para ello puede ser preciso eliminar la capa superficial del material, pero sin alterar el estado del terreno subyacente.

b) *Suiza*. Como se indicó anteriormente, los ensayos de carga en Suiza se efectuaban hasta hace unos años con un solo ciclo de carga y descarga. Actualmente se realizan dos ciclos como en el ensayo alemán, pero con placa relativamente pequeña de 700 cm<sup>2</sup>, que admite un tamaño máximo de grano de 100 mm.

Existen dos versiones, una normal (SNV 670317a-1981) aplicable a la explanación, sub-base y base y otra rápida (SNV 670318-1980) utilizable solamente en sub-bases y bases y que, por tanto, no será comentada.

Se determinan los módulos de deformación  $M_{E1}$  y  $M_{E2}$  a través de la expresión:

$$M_E = \frac{\Delta p}{\Delta s} \times D$$

siendo D el diámetro de la placa y  $\Delta s$  el incremento de deformación correspondiente al incremento de presión  $\Delta p$ .

Después de una carga de asiento inicial de 20 kN/m<sup>2</sup> y puesta de los cuadrantes de deformación a cero, se aplican los siguientes escalones sucesivos:

Explanación: 50-100-150-200-(50-100-150) kN/m<sup>2</sup>.

Sub-base: 50-150-250-350-(50-150-250) kN/m<sup>2</sup>.

Base: 50-150-250-350-450-(50-150-250-350) kN/m<sup>2</sup>.

La lectura de los compradores y la aplicación del escalón siguiente se efectúa a los dos minutos de aplicado cada escalón de carga, tanto para suelos cohesivos como granulares.

Los módulos  $M_E$  en ambos ciclos se determinan para los intervalos de carga:

Explanada: 50-150 kN/m<sup>2</sup>.

Sub-base: 150-250 kN/m<sup>2</sup>.

Base: 250-350 kN/m<sup>2</sup>.

El módulo de deformación E viene dado para una placa circular rígida por la expresión:

$$E = \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) \frac{\Delta p}{\Delta s} \times D$$

siendo  $\nu$  el módulo de Poisson.

Como se ha visto, las normas alemanas adoptan para el factor  $\pi/4(1 - \nu^2)$  el valor 0,75 mientras para  $M_E$  se toma 1,0, lo que debe tenerse en cuenta al comparar ambos sistemas.

En la tabla 5.9 (SNV 640585a) se dan los valores mínimos a exigir al módulo  $M_{E1}$ , siguiendo la especificación antigua, aún aplicable para suelos, ya que todavía no se han establecido los valores a exigir para  $M_{E2}$  y  $M_{E2}/M_{E1}$  según las nuevas normas de ensayo. Como se ha reproducido la tabla original íntegra, se incluyen también los valores del porcentaje de densidad, índice CBR y deformación en el ensayo de la huella.

En la tabla 5.10 (SNV 640586) se indican las condiciones de humedad en que deben realizarse los ensayos de placa. Ha de tenerse en cuenta que en Suiza se indica (SNV 640588) que: «En general, la humedad de puesta en obra no deberá variar en más del 2 % por encima o por debajo del valor óptimo (Proctor

TABLA 5.9  
VALORES MINIMOS A EXIGIR (ESPECIFICACIONES SUIZAS, SNV 640585a)

Capas		Tipos de suelos		% de la densidad máxima (1)	Módulo $M_E$ (MPa)	CBR in situ (%)	Deformación en el ensayo de la huella (5) $\delta_m$ (mm)	
		Designación	USCS					
Base y sub-base	Tráfico pesado	Gravas naturales o de machaqueo	GW GP	103 % 95 % Mod. (2)	100 (3)			
	Tráfico ligero		GM GC	100 % (2)	80 (3)			
Relleno y terreno natural	Hasta 60 cm bajo la explanada	Suelos de grano grueso y medio $I_p < 6\%$ (6)	GW, GP, GM GC, SW, SP SM-SC GC-CL SC-CL	100 %	15 (4)	8 (4)	3	
		Suelos coherentes, suelos de grano fino	ML CL SC-ML	100 %	15 (4)	8 (4)	3	
		Suelos de grano grueso, mater. con piedras y bloques						3
	Más de 60 cm bajo la explanada	Suelos de grano grueso y medio $I_p < 6\%$ (6)			97 %			5
		Suelos coherentes, suelos de grano fino			97 %			5
No convienen para relleno (infraestructura)			CH, OH OL, PL					
Métodos de control SNV			670005	670330a, 670335 670337, 640330b	670317	670315	670365	

(1) El contenido de agua de los materiales debe estar lo más próximo posible al óptimo (Proctor Normal, NLT. 107/76).

(2) Estos valores son para utilizarlos en presencia de gravas II (SNV 670120a).

(3) Se pueden admitir valores más reducidos siempre que se tengan en cuenta en el dimensionamiento de la superestructura.

(4) Estos valores son imperativos a nivel de la explanada. Si no se alcanzan en el terreno natural (desmonte), se deberá mejorar el terreno situado bajo la explanada por sustitución o estabilización del suelo malo, o reforzar la superestructura mejorando la calidad de ciertas capas.

(5) Estas deformaciones se obtienen después de pasar un camión con un eje de 10 t (ver apartado 5.3.4.3.2).

(6) Índice de plasticidad.

Normal)». En todo caso, antes de efectuar el ensayo se suprimirá cualquier costra que se encuentre desecada o excesivamente húmeda por las acciones atmosféricas.

c) *Francia*. Se ha modificado el ensayo (fig. 5.4) para facilitar su ejecución. La carga se efectúa de una manera continua con un dispositivo hidráulico a razón de 2,8 KPa/s, hasta alcanzar un valor máximo de 0,25 MPa, y se espera a la estabilización. Después de una descarga rápida se efectúa el segundo ciclo. Las deformaciones se miden con la viga Benkelman y registro automático. Se indica que con un equipo pueden efectuar de 20 a 30 medidas diarias.

TABLA 5.10  
 Humedad para la determinación  $M_E$  (SNV 640586)

Capas		Humedad del ensayo	Prescripciones
Base	Grava I	$W_{opt} + 2 \%$	Evitar la desecación del suelo (por ejemplo, con láminas de plástico).  En lugar de controlar la humedad se puede regar el suelo con 50 a 100 litros de agua por emplazamiento.
	Grava II (1)	$W_{opt} + 2 \%$ $W < W_{opt}$ a excluir	Evitar la desecación (por ejemplo, con láminas de plástico).  Los materiales permeables se regarán como para grava.
Relleno		$W_{opt} = 2 \%$	Evitar la desecación.  En caso de suelos finos quitar una capa de 20 cm antes del ensayo.
Terreno natural		$W_{natural}$ (2)	Cubrir con láminas de plástico o bien quitar una capa de material justo antes del ensayo.

(1) Para estos materiales se recomienda determinar el CBR en lugar de  $M_E$ .

(2) Cuando el nivel de ensayo esté dentro de la zona afectada por la desecación atmosférica, deberá tenerse en cuenta que los resultados pueden no ser representativos (nota no incluida en la norma suiza).

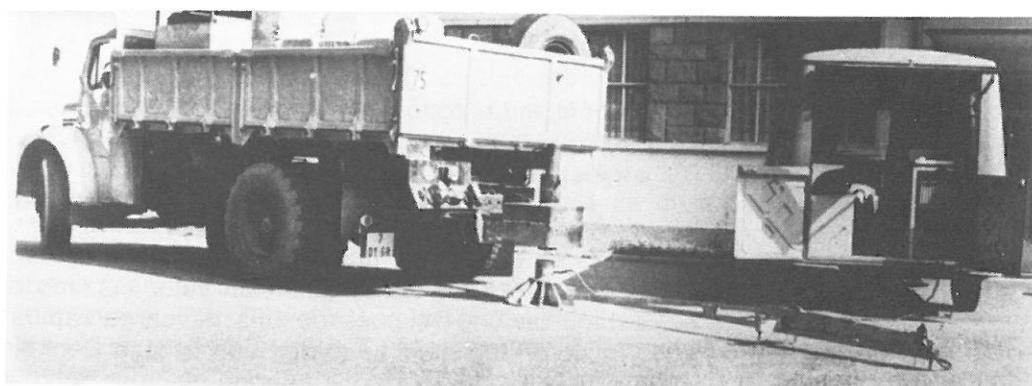
El Catálogo 1977 de estructuras tipo de carreteras nuevas en Francia supone que la explanada presenta en el momento de la puesta en obra de la subbase una cualquiera de las siguientes características de deformabilidad (SETRA-LCPC, 1981):

— Un módulo de placa  $E_{v2}$  superior a 50 MPa.

— Una deflexión con el deflectógrafo Lacroix o la viga de Benkelman bajo eje de 13 t inferior a 2 mm.

Un coeficiente de restitución medido con deflectómetro de impacto superior al 50 %.

FIGURA 5.4  
 ENSAYO AUTOMATIZADO DE PLACA Ø 60 cm EN FRANCIA (129)



#### 5.3.4.3.2 Ensayo de la huella

Las normas suizas de métodos de control (SNV 640586) y prescripciones (SNV 640585a) imponen como procedimiento para juzgar la compacidad del terreno, la ejecución de ensayos de densidad «in situ» y su correlación con la densidad máxima Proctor Normal. Sin embargo, si el tanto por ciento en peso de material superior a 7 mm es mayor del 60 %, estiman que el ensayo de compactación con el molde Proctor Normal (en Suiza se utiliza el de 948 cm<sup>3</sup>) no es representativo, y recomiendan recurrir al ensayo de la huella (SNV 670365), que se describe en este apartado. Las características de la superficie de la explanación se determinan, bien con el ensayo CBR «in situ» o mediante ensayos de placa de carga (5.3.4.3.1).

El ensayo de la huella consiste en esencia en medir el asiento que origina el paso de un eje de 10 t con ruedas gemelas, para lo cual se utiliza un camión.



FIGURA 5.5

ENSAYO SUIZO DE LA HUELLA

El número de puntos de medida debe ser de por lo menos 10. Para poder efectuar la operación con rapidez y precisión, se colocan a intervalos de 1 m en la alineación de dos jalones, quedando su posición fijada dejando extendida una cinta métrica al lado. Antes de hacer pasar el camión se coloca sobre cada punto escogido un soporte en H (fig. 5.5) con las dos ramas separadas entre sí a la misma distancia de los ejes de las ruedas gemelas, y se procede a su nivelación. Se repite la operación en los mismos puntos después de hacer pasar el camión por la alineación establecida a la velocidad de un hombre al paso.

Se considera que la compactación es suficiente si la media aritmética de los asientos de los 10 puntos de medida,  $\delta_m$ , es inferior a 3 mm para la capa de coronación de 0,60 m y a 5 mm para el núcleo del relleno (tabla 5.9).

Este procedimiento puede utilizarse de forma análoga para el control de compactación de tramos de prueba, bien sea con el camión o directamente con la maquinaria empleada, viendo lo que desciende la tongada después de pasadas sucesivas. Normalmente, para estos casos se utilizan clavos como referencias en lugar de los mencionados dispositivos en H. Es también muy útil para obra, si bien es conveniente efectuar ensayos de placa adicionales, aunque son más lentos y costosos.

Para la interpretación de estos ensayos debe tenerse en cuenta la humedad del suelo en el momento de su ejecución. Para que se puedan considerar representativos, la humedad deberá ser aproximadamente igual o superior a la de equilibrio, o sea, del orden de la óptima Proctor o hasta un 2 % por encima. Por ello, las normas suizas requieren efectuarlos apenas terminada la compactación.

#### 5.3.4.4 Otros métodos de control

Existen otros métodos que por su naturaleza no pueden incluirse en los grupos generales anteriormente establecidos. Entre ellos se van a describir dos. El denominado del «compactómetro», que se ha extendido rápidamente por su gran utilidad práctica, y el del «comprímetro», aplicable solamente en casos restringidos y que aún no se ha empleado mucho.

##### 5.3.4.4.1 El compactómetro

El «compactómetro» es un instrumento que se utiliza en compactadores vibratorios y que permite al operador conocer en cada momento el estado de compactación del terreno, de forma que puede racionalizar su trabajo para obtener un aprovechamiento óptimo del tiempo y del equipo.

Tiene la ventaja, frente a otros métodos convencionales de control, de evitar los tiempos de parada para permitir la realización de ensayos, obteniendo al mismo tiempo una información menos local y dispersa que éstos.

El principio de su funcionamiento se basa en la medición y análisis de la interacción dinámica entre el rodillo y el terreno. En la figura 5.6 se muestra cómo se acopla el sistema de medida a un compactador vibratorio. El dispositivo consta de un acelerómetro colocado en el soporte del rodillo y del compactómetro propiamente dicho, que va situado en el salpicadero del vehículo.

Un sensor registra continuamente la aceleración del rodillo, mandando una señal que pasa por un filtro con dos canales que corresponden a la frecuencia fundamental y al primer armónico de las vibraciones del rodillo. El valor a medir, que se puede reflejar sobre una pantalla, representa el cociente entre la amplitud de la aceleración del primer armónico y la amplitud de la frecuencia fundamental, generalmente en valores medios para intervalos de cinco o treinta segundos. Cuando se supera una determinada magnitud, un dispositivo óptico preparado al efecto puede avisar al operador de que la compactación ha alcanzado la calidad deseada. También se detecta fácilmente cuándo se comienza a producir el fenómeno de sobrecompactación.

Si se compacta un determinado perfil con un rodillo vibratorio, se puede observar que la señal del acelerómetro cambia su forma al incrementar el número de pasadas. Durante la primera pasada (fig. 5.6) la señal es casi sinusoidal y progresivamente se va produciendo una cierta distorsión que aumenta con el número de pasadas.

La razón física principal para que se produzca la distorsión de la señal del transductor está en la reducción de la zona de contacto entre el rodillo vibratorio y el suelo durante una parte del ciclo de la excéntrica. El contacto es tanto más reducido cuanto más rígido es el suelo.

Se pueden diseñar los «compactadores» para diferentes frecuencias, por ejemplo, 1.500 1/min (25 Hz). Pero posteriormente es necesario comprobar que la

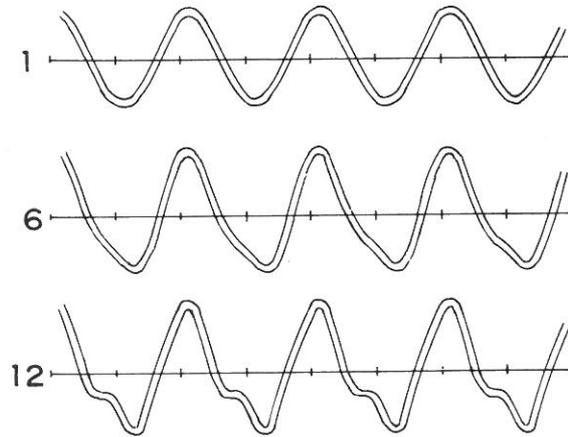
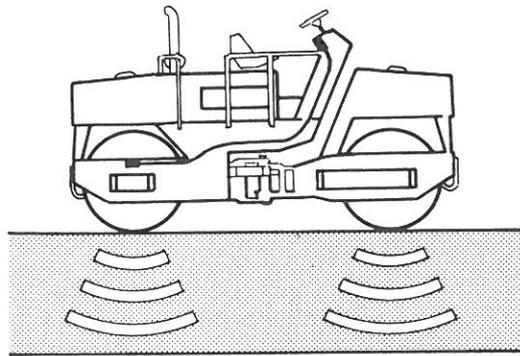


FIGURA 5.6

COMPACTOMETRO. LOCALIZACION DEL DISPOSITIVO DE MEDIDA. VARIACION DE LA SEÑAL CON EL NUMERO DE PASADAS

frecuencia del compactador no difiere de la nominal en más de las tolerancias que se establezcan.

Para interpretar debidamente los resultados obtenidos con este aparato hay que tener en cuenta diversos factores que pueden influir en ellos:

— La velocidad debe mantenerse constante dentro de lo posible. A menores velocidades, mayores valores obtenidos con el «compactómetro».

— Los valores del «compactómetro» deben compararse trabajando el equipo en el mismo sentido de avance (hacia adelante o hacia atrás), pues este factor también parece influir algo en los resultados. Los valores algo superiores que se obtienen durante la marcha atrás podrían explicarse por el hecho de que la transmisión de los esfuerzos al suelo es más favorable a causa del ángulo con que estas fuerzas actúan sobre la superficie.

— El «compactómetro» obtiene valores medios para períodos de cinco o treinta segundos. A una velocidad del compactador de 3 km/h estos períodos corresponden a distancias de medida de 4 y 25 m, respectivamente. Normalmente se utilizan treinta segundos para minimizar la dispersión de los valores.

— Las variaciones grandes de los valores obtenidos con el «compactómetro» se deben fundamentalmente a variaciones en las propiedades del suelo, pues los resultados repiten bien cuando se opera sobre la misma zona.

— La zona de influencia del rodillo alcanza profundidades que pueden superar los 150 cm, lo que hay que tenerlo en cuenta a la hora de analizar los resultados. Así, si se está controlando una tongada de 50 cm de gravas sobre arcillas con alto contenido de humedad, se pueden obtener valores bajos y esencialmente

constantes debido a la influencia del material cohesivo, incluso teniendo en cuenta que la densidad de la grava aumenta durante la compactación.

— Antes de empezar a operar con el «compactómetro» hay que tararlo.

Los valores que alcanzan calidades normales de compactación para diferentes tipos de suelo, son (77):

Escollera: 60-90.

Gravas: 40-70.

Zahorras\*: 50-70.

Arenas: 25-40.

Limos\*: 20-30.

\* Con la humedad óptima (con contenidos de humedad por encima del óptimo se obtienen valores inferiores).

Se han determinado relaciones lineales entre los valores registrados por el «compactómetro» y los obtenidos mediante ensayos de densidad «in situ», con los módulos de deformación estáticos obtenidos a partir de ensayos de placa de carga, con los módulos de deformación dinámicos obtenidos con el defleómetro de impacto, y con las huellas dejadas al pasar vehículos.

El Instituto de Mecánica del Suelo y de las Rocas de la Universidad Técnica de Munich (Alemania) ha efectuado estudios sobre el control mediante «compactómetros» montados en rodillos vibrantes ligeros, que no se emplean para compactar, sino solamente para controlar.

Siguiendo las propuestas del citado Instituto, se construyó en 1981 un prototipo de «compactómetro» que puede instalarse en cualquier rodillo vibrante. Este «compactómetro» puede procesar las señales de dos acelerómetros montados a ambos lados del rodillo vibratorio.

Los rodillos utilizados para estos fines de medida tienen que ser dinámicamente estables, y encontrarse en muy buenas condiciones. Para ello es preciso investigar sus curvas de respuesta suspendidos libremente para comprobar que no incluyen distorsiones que podrían dar lugar a falsas interpretaciones.

#### 5.3.4.4.2 El «comprimetro»

Este aparato sirve para determinar el grado de compactación de arenas e incluso de zahorras de hasta unos 20 mm.

El principio del método se basa en la medición del volumen del bulbo superficial que se origina al hincar un pistón en un terreno granular, como se indica en la figura 5.7.

En la figura 5.8 puede verse una sección transversal del aparato utilizado. El ensayo consiste en esencia en introducir un pistón de 2,5 cm de diámetro en el terreno, a través del orificio central, y medir el volumen del bulbo que se produce como consecuencia de la hinca. Cuanto mayor sea la densidad del material, tanto más grande será el volumen del bulbo.

Dicho volumen se mide dejando el aparato inicialmente lleno de agua y midiendo el agua expulsada por el orificio de salida durante la hinca. Es, por tanto, un ensayo que puede realizarse en unos cinco minutos.

El volumen medido se expresa en relación con el volumen del pistón introducido a través de su cociente R. Se ha comprobado que existe una clara correlación entre el valor de R y la densidad relativa o el porcentaje de densidad referida al Proctor Normal (o en su caso al Modificado). Esta correlación resulta ser casi independiente, tanto de la granulometría como de la humedad de los materiales que se ensayan, siempre que la arena se encuentre húmeda (ni seca ni saturada, pero con una cierta tensión capilar).

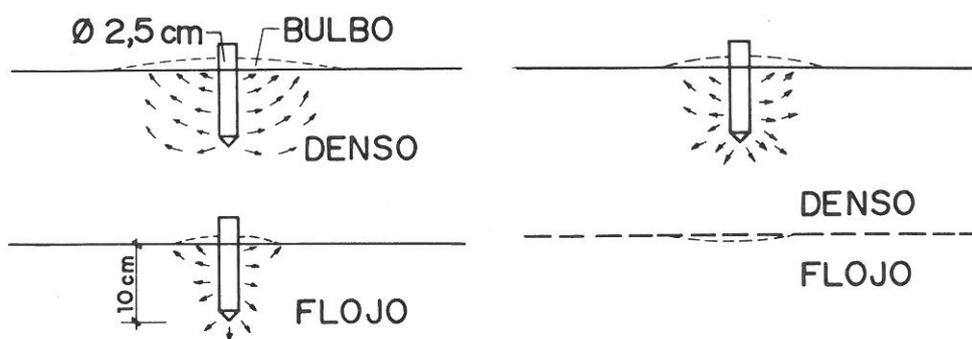


FIGURA 5.7

PRINCIPIO DEL «COMPRIMETRO» (49, 50)

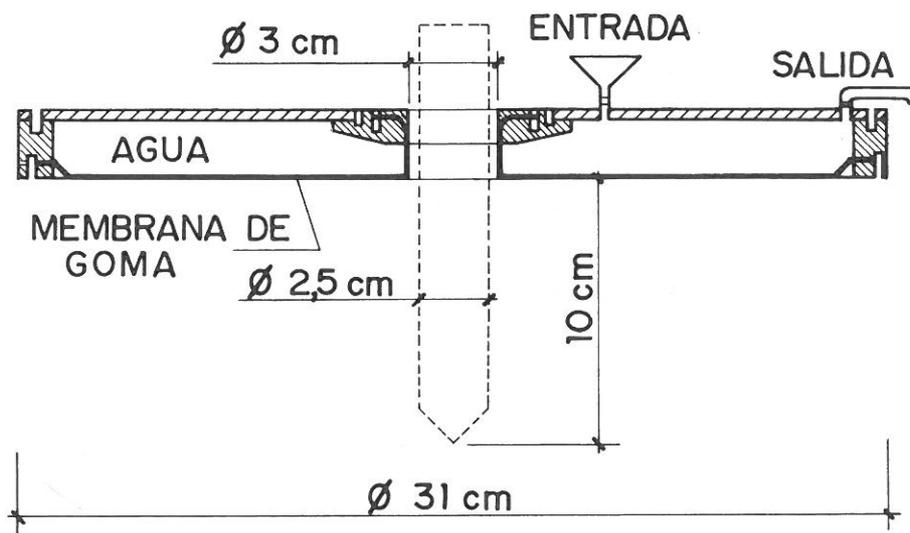


FIGURA 5.8

«COMPRIMETRO» (49, 50)

Se recomienda, sin embargo, no utilizar correlaciones de este tipo si es posible, sino especificar directamente un índice de compactación (que es igual al volumen del bulbo). Como orientación para ayudar a escoger los índices adecuados se puede recurrir a las curvas de calibración o a los valores del índice de compactación siguientes (que corresponden a una penetración de 10 cm).

Compactación	Muy baja	Baja	Media	Alta	Muy alta
Índice de compactación . . . . .	< 35	35-70	50-70	70-90	> 90

A pesar de que la penetración del pistón es de solamente 10 cm, se estima que la medida afecta hasta una profundidad de unos 25 cm. Esto se ha podido comprobar colocando una capa menos compactada por debajo de la superior bien compactada de 12,5 cm. En la capa inferior se producen desplazamientos hacia abajo en lugar de levantamiento, conduciendo el resultado global a un valor medio del grado de compactación del espesor total.

Este ensayo por su rapidez y precisión parece que puede ser útil para controlar la compactación de zanjas, capas de filtro o materiales granulares con tamaños máximos del orden de 20 mm.

#### 5.3.4.4.3 Métodos de control «a posteriori»

Como ya se ha indicado en apartados anteriores, no es recomendable llevar a cabo el control cuando se ha finalizado el relleno. Sin embargo, hay ocasiones en las que este tipo de control resulta necesario, bien como comprobación final de la obra o por no haberse seguido los procedimientos habituales de seguimiento según progresa la construcción.

En ocasiones se recurre a excavar pozos y efectuar los ensayos convencionales a distintas profundidades según avanza la excavación. Este procedimiento, además de costoso, tiene el inconveniente de que hay que rellenar después el pozo, dejándolo en condiciones similares a las del resto del relleno, lo que resulta muy difícil de conseguir.

Por ello, en algunos casos se ha recurrido a ejecutar ensayos «in situ» del tipo empleado en el estudio de cimentaciones. En un estudio comparativo en rellenos de arenas y arenas limosas y con grava, utilizando ensayos de penetración normales tipo estático y dinámico y ensayos presiométricos tipo Menard, los resultados obtenidos han sido muy satisfactorios, según se deduce de la comparación con ensayos de densidad y placas de carga. Con suelos cohesivos, sin embargo, la interpretación de los resultados puede presentar más dificultades.

Los ensayos presiométricos en suelos granulares se efectúan hincando directamente la célula en el terreno, ya sea por presión, por golpeo o incluso por vibración, para lo cual van protegidas por una cubierta de metal ranurado longitudinalmente. La alteración introducida no influye sensiblemente en los resultados. Los terrenos limosos y arcillosos en cambio no son totalmente insensibles a los citados tipos de hincas, por lo que no deberán utilizarse para estudios muy precisos de asientos.

#### 5.3.5 Tramos de prueba

Una manera muy recomendable de establecer «a priori» la forma más adecuada de efectuar la compactación consiste en construir tramos de prueba. En ellos se pueden probar distintos tipos de maquinaria, espesores de tongada, número de pasadas, humedades, etc. El control de los resultados que se van obteniendo se puede llevar con cualquiera de los procedimientos que se han descrito en los apartados anteriores si el material que se está tratando es apropiado para ellos.

Los tramos de prueba no suelen estar justificados más que si los materiales son relativamente homogéneos y se trata de yacimientos importantes, ya que de lo contrario resultan antieconómicos. Hay situaciones, sin embargo, en que pueden ser especialmente necesarios; es éste el caso de materiales cuyo comportamiento durante su puesta en obra y compactación es difícil de prever, como son las rocas blandas y evolutivas y los pedraplenes en general. En estas circunstancias normalmente no pueden hacerse ensayos de densidad «in situ» que sean representativos para compararlos con otros que se tomen como patrón de laboratorio. Por ello un procedimiento que suele utilizarse para ir controlando el efecto de la maquinaria consiste en seguir los asientos que se van produciendo después de las sucesivas pasadas de la maquinaria en la tongada considerada. Con este fin suelen colocarse clavos en puntos convenientemente distribuidos y que se señalan pintándolos con cal. También pueden utilizarse procedimientos análogos a los descritos en el apartado anterior.

Asimismo suelen abrirse calicatas para inspeccionar el estado en que queda el material. Incluso se determina el peso específico aparente en estas calicatas excavándolas con las dimensiones y forma apropiadas para determinar su volumen, además del correspondiente peso del material extraído, y deducir la porosidad que resulta.

Sin llegar a la construcción de tramos de prueba propiamente dichos, como pudieran considerarse los totalmente independientes del relleno a efectuar, pueden conseguirse resultados muy útiles recurriendo de forma experimental a

tongadas que quedan después incorporadas en el relleno primitivo, a menos que se consideren inadecuadas por algún motivo. En el apartado 5.3.2.3 se resume un procedimiento recomendado por la Federal Highway Administration.

### 5.3.6 Homogeneidad

Para el dimensionamiento de firmes es interesante el concepto de «homogeneidad» utilizado en Suiza (SNV 640585a) para las características de la explanada y la coronación.

Un tramo se considerará homogéneo si su comportamiento mecánico no varía más que dentro de ciertos límites. La dispersión admisible de las características que se midan se expresa por medio del coeficiente de variación.

$$CV = \frac{\sigma}{\bar{x}}$$

siendo,  $\sigma$  la desviación-tipo y  $\bar{x}$  la media aritmética de los valores obtenidos, que deben ser por lo menos 10.

Como el número de medidas necesarias es elevado habrá de recurrirse a ensayos sencillos. En las normas suizas se consideran a estos efectos el CBR «in situ», el ensayo de placa VSS, el peso específico aparente húmedo, el contenido de agua y la medida de las deflexiones. En la tabla 5.11 se dan los valores máximos admisibles del coeficiente CV.

TABLA 5.11  
VALORES ADMISIBLES DEL COEFICIENTE DE VARIACION PARA MEDIDA DE LA HOMOGENEIDAD (SNV 640585a)

Nivel del ensayo	Características	Tipo de ensayo	Coefficiente de variación CV (máximo)
Sobre la explanada	Capacidad portante	CBR «in situ» Placa VSS	0,45 0,50
	Peso específico aparente húmedo	Arena Muestra inalterada Aparato nuclear	0,05
	Humedad	Desecación de muestras Aparato nuclear	0,30
Sobre la base	Capacidad portante	Placa VSS Deflexiones	0,30

# 6

## LOS SUELOS EXPANSIVOS EN LAS CARRETERAS

### 6.1 INTRODUCCION

Existen materiales que sufren cambios de volumen al variar las condiciones del entorno. Los más típicos y extendidos son las denominadas arcillas expansivas. En este caso son los aumentos y disminuciones en su humedad los que provocan los incrementos volumétricos. Para que este fenómeno tenga lugar hacen falta, por consiguiente, dos condiciones:

- Que los minerales que componen la arcilla sean de naturaleza expansiva.
- Que se induzcan cambios de humedad, como suele suceder al construir una obra nueva, o simplemente por la influencia de las variaciones de las condiciones atmosféricas, lo que implica a las características climáticas en la zona.

Además en las arcillas expansivas hay otros materiales que pueden dar lugar a variaciones de volumen, ligadas a la existencia de diversos componentes salinos. Este es el caso, por ejemplo, de los que contienen piritas y determinados tipos de sulfatos.

Estos fenómenos afectan a toda clase de construcciones y han sido estudiados de manera general en la literatura técnica, en sus diversos aspectos, para prevenir y resolver los problemas que plantean.

En el Anexo 6 se hace una presentación, también general, sobre sus causas, métodos de identificación, evaluación de las características climáticas, perfiles de humedad y succión que se inducen en el terreno, y procedimientos para valorar los cambios volumétricos.

También se trata en dicho Anexo de manera somera el fenómeno de colapso, que puede afectar a todo tipo de materiales, aunque de manera más acentuada a los poco plásticos. Sin embargo, expansividad y colapso van con frecuencia asociados en los suelos plásticos, y es conveniente conocer los principios fundamentales del proceso para interpretar debidamente sus efectos.

En este capítulo se desarrollan solamente las aplicaciones a carreteras.

### 6.2 PROBLEMÁTICA GENERAL

La construcción de una carretera supone un cambio importante en las condiciones de equilibrio de humedad del terreno existente. Es lógico, por tanto, que si los suelos atravesados tienen características expansivas, se produzcan hinchamientos o retracciones, según que la humedad aumente o disminuya al tender a alcanzar las condiciones impuestas por el nuevo entorno.

Por otra parte, si los terraplenes que se construyen no tienen la humedad adecuada, sufrirán también cambios de volumen al adaptarse a las condiciones ambientales.

El equilibrio no tiene por qué ser estático sino que, tratándose de una obra que pudiéramos llamar superficial y, por tanto, muy afectada por las condiciones climatológicas, será generalmente cíclico o más concretamente estacional; y podrán, por tanto, esperarse movimientos a lo largo del año o en años especialmente secos o húmedos, incluso en calzadas ya antiguas, al menos en determinadas regiones.

Naturalmente, donde se acusan de manera más acentuada estos fenómenos es en el firme, y ello desde los dos puntos de vista comúnmente considerados en otros problemas de cimentaciones: capacidad portante y deformación. Las variaciones introducidas por las características expansivas de los materiales deberán, por tanto, estudiarse, por un lado, para el dimensionamiento del firme, cuya resistencia puede quedar afectada como consecuencia del reblandecimiento sufrido por el terreno al tomar agua, y por otro, por los movimientos diferenciales que los cambios de volumen originarán en la superficie, con las consiguientes incomodidades y riesgos para la circulación. Estos movimientos

### 6.3 VARIACION DE LAS CONDICIONES DE EQUILIBRIO INTRODUCIDAS POR LAS OBRAS

son especialmente acusados en las franjas laterales próximas a los bordes de la zona impermeabilizada, en las cuales se producen fenómenos de humectación y desecación estacionales, dando lugar al denominado «efecto de borde», que suele ser de particular importancia. Como consecuencia del mismo se forman agrietamientos longitudinales y pérdidas de capacidad de carga en sus proximidades.

Sobre obras de paso o drenaje transversal es también corriente que se acusen movimientos diferenciales por diversas causas, entre las que puede destacarse el muy distinto espesor de materiales expansivos que queda por debajo del firme. Además, el agua que suele acumularse en el fondo del conducto contribuye a aumentar los cambios de volumen del terreno próximo.

Con objeto de ordenar la exposición, en los apartados sucesivos se empezará por hablar de los cambios de volumen debidos a las variaciones en las condiciones de equilibrio introducidas por las obras. Seguidamente se tratarán los problemas de las filtraciones en general, efecto de borde y otros efectos especiales.

En este apartado se van a considerar los incrementos de volumen originados por los cambios ambientales y de contorno introducidos, así como por las condiciones de puesta en obra de los rellenos.

#### 6.3.1 Calzada construida a nivel del terreno existente

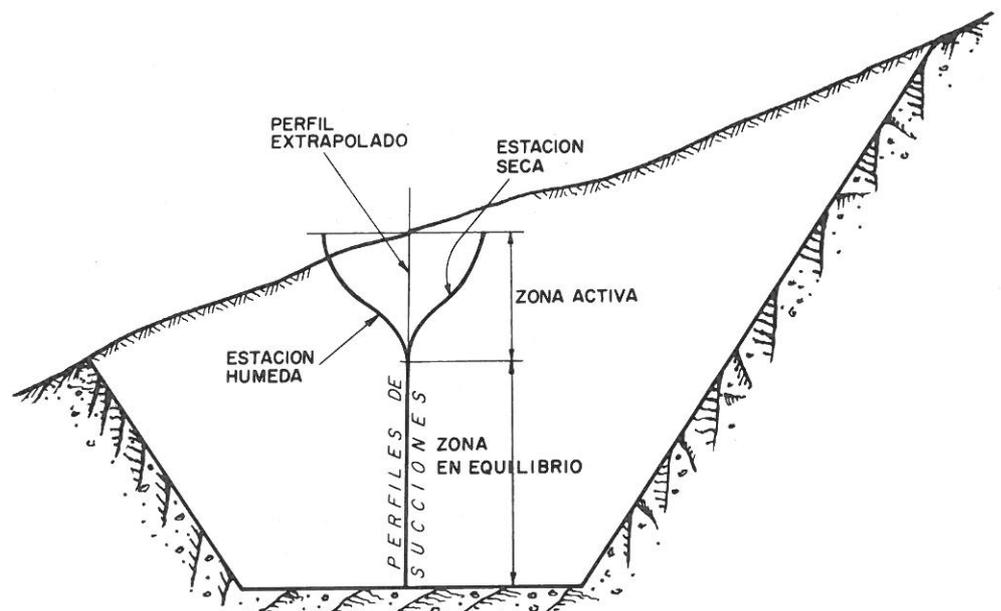
Si la calzada queda más o menos a nivel del terreno existente, la problemática es la expuesta de manera general en el apartado 7.1 del Anexo 6.

Al construir un pavimento relativamente ancho con relación a la profundidad de la zona activa (espesor afectado por las oscilaciones climáticas), suponiendo que sea suficientemente impermeable, su efecto equivaldrá a suprimir la desecación o la humectación producida por las variaciones meteorológicas. Como consecuencia, con el tiempo tenderá a alcanzarse un equilibrio en su zona central, homogéneo con las condiciones existentes por debajo de la zona activa.

Si las operaciones de construcción del firme se efectuaron en la época seca, el suelo situado debajo tenderá a humedecerse y se producirán hinchamientos o

FIGURA 6.1

DISPOSICION RELATIVA DE LAS DISTINTAS ZONAS DE EQUILIBRIO DE HUMEDAD DENTRO DEL AREA EXCAVADA



levantamientos del terreno. Si, por el contrario, las capas superficiales del terreno se encontraban demasiado húmedas, la pavimentación conducirá a una progresiva desecación y, por tanto, se originará una contracción o reducción de volumen de la explanada.

### 6.3.2 Desmontes

En el caso de desmontes pueden darse dos situaciones: que la excavación lleve a suprimir totalmente el espesor de la denominada «capa activa» o que, por el contrario, el fondo del desmonte quede dentro de ella.

En la figura 6.1 puede verse esquemáticamente dibujado el primer caso, suponiendo que la capa freática está relativamente profunda. En estas condiciones la explanada queda dentro de la zona de equilibrio. Pero, naturalmente, estas condiciones pueden cambiar si no se procede a construir el firme inmediatamente después de la excavación, o si no se protege la explanada contra las variaciones de humedad convenientemente, lo que raras veces suele hacerse. Así pues, las condiciones que apenas terminada la excavación podrían ser próximas a las de equilibrio, pueden sufrir alteraciones que conduzcan a hinchamientos o retracciones posteriores.

Pero además en el caso de desmontes hay que tener en cuenta no sólo los movimientos producidos por las variaciones en el equilibrio hídrico, sino también los levantamientos originados por efecto de la descarga que sufre el terreno a nivel de la explanada como consecuencia de la excavación de los materiales.

Si el fondo de la excavación queda dentro de la zona activa, los problemas que pueden originarse son análogos al caso de afirmado a nivel del terreno, aunque en principio su cuantía quedará reducida por el espesor suprimido. Habrá que añadir también aquí el efecto de descarga debido a la excavación, cuya importancia dependerá de la profundidad de la misma.

Esta ha sido una exposición simplificada del problema, ya que se ha supuesto que con la excavación no llega a alcanzarse el nivel freático y que, por tanto, todas las modificaciones son debidas a los cambios ambientales y de contorno, también considerados de una manera muy esquemática al no tener en cuenta el efecto de los taludes.

### 6.3.3 Terraplenes

Los problemas introducidos por los terraplenes son diferentes, a menos que se trate de rellenos de altura muy reducida, en cuyo caso las condiciones tienen aspectos comunes con los señalados para afirmados a nivel de terreno natural.

En los terraplenes los problemas los crea el mismo material del relleno, si tiene características expansivas. En efecto, la construcción se habrá llevado a cabo con un contenido de humedad determinado por una serie de factores dependientes de las circunstancias del proyecto y de las incidencias surgidas durante la construcción.

Posteriormente, al cabo de un cierto tiempo, se procede a la impermeabilización de la superficie mediante un afirmado. Como consecuencia, las condiciones de humedad variarán para tender hacia la nueva situación de equilibrio correspondiente a las condiciones de contorno establecidas. Hasta que se alcancen dichas condiciones, el terraplén sufrirá levantamientos o asentamientos según que los materiales tiendan a hinchar o a retraer.

En la figura 2.1 se resumen las distintas fuentes de filtración de agua a un terraplén que pueden alterar sustancialmente sus condiciones normales de equilibrio de humedad.

En este apartado se va a tratar solamente de las que se producen a través del firme.

## 6.4 FILTRACIONES A TRAVÉS DEL FIRME

La cantidad de agua que se infiltra a través de un firme depende de su permeabilidad y de su estado, es decir, de las posibles fisuras, juntas no selladas, etc. En un firme bien conservado, la infiltración a través del mismo se puede considerar que es inferior al 5 % de la precipitación. Sin embargo, si está fisurado o envejecido, la cantidad de agua que puede penetrar, aunque originalmente fuera impermeable, es superior al 50 %. Por una junta de borde con una abertura superior a 3 mm se puede infiltrar más del 50 % del agua llovida.

FIGURA 6.2

EFFECTO DE BORDE. FILTRACIONES POR LOS ARCENES

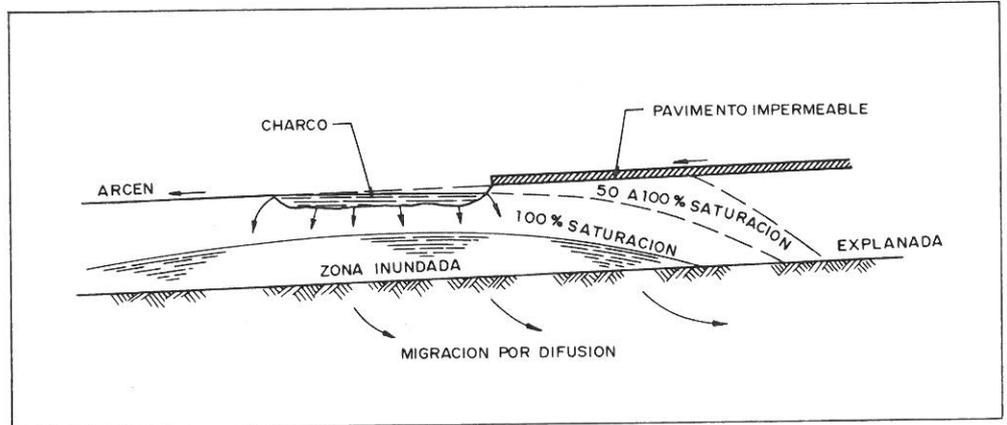
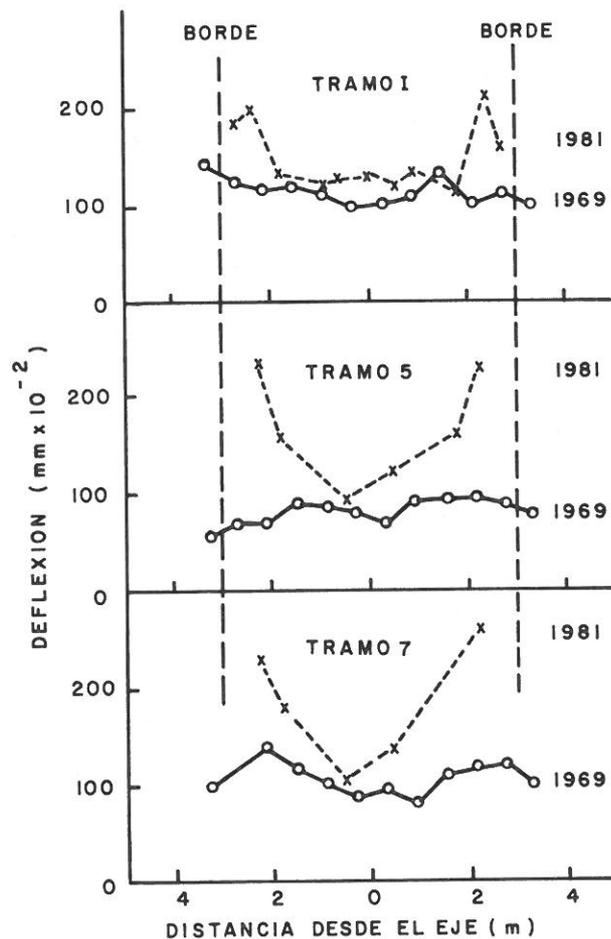


FIGURA 6.3

MEDIDAS DE DEFLEXION CON VIGA BENKELMAN MOSTRANDO EL EFECTO DE BORDE EN ARCILLAS EXPANSIVAS (83)



## 6.5 EFECTO DE BORDE

Para que se alcancen los valores mencionados es preciso que debajo del pavimento haya capas suficientemente permeables para ir absorbiendo las cantidades infiltradas. De lo contrario, el agua dejaría de penetrar escurriendo por la superficie.

El agua se filtra con gran facilidad por los arcenes si están sin pavimentar (fig. 6.2). Puede pasar directamente al firme como agua libre si las capas que hay debajo son suficientemente permeables. Asimismo, puede extenderse por debajo de la zona afirmada por succión capilar o difusión. Filtraciones importantes pueden también originarse en la junta entre calzada y arcenes, sobre todo donde existen discontinuidades, habiéndose citado en el apartado anterior cifras del orden del 50 % de la precipitación.

Estos fenómenos dan lugar a lo que se denomina efecto de borde. Según las diversas estaciones, los efectos de borde suelen variar en intensidad y sentido, conduciendo a los llamados efectos estacionales.

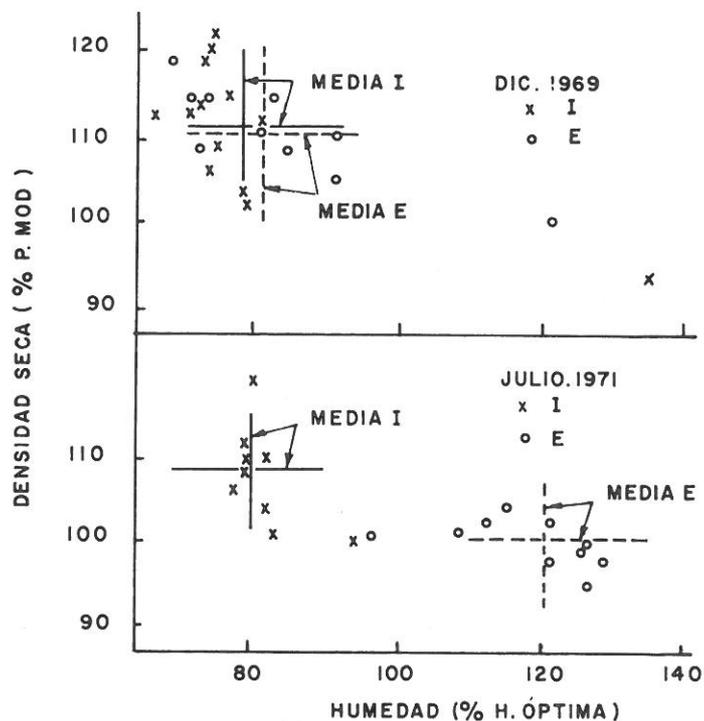
El efecto de borde se extiende hacia el inferior de la calzada hasta cierta distancia desde el extremo impermeabilizado, que se estima en 1,20 m en Inglaterra, 2 m en Bélgica, citándose cifras del orden de 1,5 m en Australia.

Por causa de los efectos de borde se suelen formar en los firmes situados sobre arcillas expansivas grietas longitudinales, ya que se introducen unas fuertes discontinuidades transversalmente a la calzada, que se repiten de manera más o menos uniforme a lo largo de la carretera. Al mismo tiempo, la capacidad portante de la franja más próxima al borde puede disminuir considerablemente por el aumento de su humedad en las correspondientes estaciones.

En la figura 6.3 se puede observar la pérdida de resistencia en las zonas de borde expresadas por las deflexiones en unos tramos experimentales en Australia. El terreno era una arcilla muy expansiva con un firme de espesor relativamente reducido. En la figura 6.4 se observa la variación sufrida por la densidad y la humedad al pasar el tiempo en la rodada, es decir, próxima al borde.

FIGURA 6.4

EFECTO DE BORDE EN ARCILLAS EXPANSIVAS REFLEJADO POR LOS VALORES DE LA DENSIDAD Y HUMEDAD DE LA RODADA EXTERIOR (E) CON RELACION A LA INTERIOR (I) (83)



Constituye este efecto el problema más agudo en arcillas expansivas, aunque lo es también en general para todo tipo de suelos y la mayoría de las soluciones existentes están dirigidas principalmente a paliar sus consecuencias.

## 6.6 HIDROGENESIS

Los gradientes térmicos originan movimientos de agua principalmente en su fase de vapor, aunque también en su fase líquida en forma de película termoosmótica.

La colocación de una estructura sobre el terreno introduce cambios de temperatura, generalmente disminuyéndola. Como consecuencia, el vapor de agua tiende a desplazarse desde las zonas vecinas más calientes hacia las más frías. Al llegarse a ellas se produce una condensación.

Según algunos autores la aportación de humedad puede provenir también directamente del aire del ambiente, que penetra por los extremos de las capas permeables que afloran al exterior. Este aire deja parte de su humedad adherida a la superficie de los áridos, produciéndose después su descenso hasta la explanada. Se puede comparar este fenómeno al de las torres de piedra para captación de agua del ambiente que construían los griegos quinientos años antes de Cristo. Parece ser que los habitantes del desierto utilizan métodos similares para recoger agua.

El fenómeno de captación citado no es debido a la condensación, ya que puede producirse con áridos a varios grados por encima de la temperatura del aire. La explicación es la siguiente: Por la noche, cuando la temperatura es baja, el agua es retenida en la superficie del árido por la tensión superficial; cuando aumenta la temperatura del árido durante el día, la tensión superficial disminuye y la película de agua retenida fluye por gravedad.

El fenómeno no parece estar totalmente claro y se comprende que puede depender mucho de las condiciones climatológicas de la zona y especialmente de las diferencias de temperatura entre el día y la noche que, por ejemplo, en el desierto pueden ser enormes.

## 6.7 PEQUEÑAS OBRAS DE PASO O DRENAJE TRANSVERSAL

Toda discontinuidad introducida en la infraestructura de una carretera constituida por materiales expansivos puede provocar movimientos diferenciales que se reflejan en la superficie del firme. Este es el caso de las pequeñas obras de paso o drenaje transversal, cuya presencia puede afectar a las construcciones de distinta manera según las condiciones específicas de que se trate.

Los factores que influyen en las diferencias de comportamiento respecto al resto del terraplén son los siguientes:

— Las filtraciones de agua que se producen desde el interior del conducto, si sus juntas no son estancas, originan hinchamientos del terreno de cimentación y del relleno circundante si son expansivos.

— Los rellenos alrededor de las pequeñas obras de paso o drenaje transversal, si son permeables y no están debidamente tratados, pueden provocar también aumentos de volumen de la cimentación y de los materiales circundantes, al servir de vía de acceso para el agua.

— Si el cuerpo del terraplén es expansivo, la diferencia de espesores de materiales existentes sobre la obra de paso o drenaje transversal y a sus costados es causa de movimientos diferenciales.

Como ejemplo de que los movimientos resultantes pueden ser de sentido opuesto, según las condiciones, se hace referencia a continuación a dos situaciones típicas.

Una pequeña obra de drenaje transversal apoyada sobre un terreno natural expansivo y atravesando un terraplén de materiales inertes provocará un levantamiento de la zona de firme situada sobre la misma si se producen filtraciones por su falta de estanqueidad. A ello contribuirán no sólo la proximidad del agua libre filtrada, que inducirá un incremento de humedad de equilibrio, sino tam-

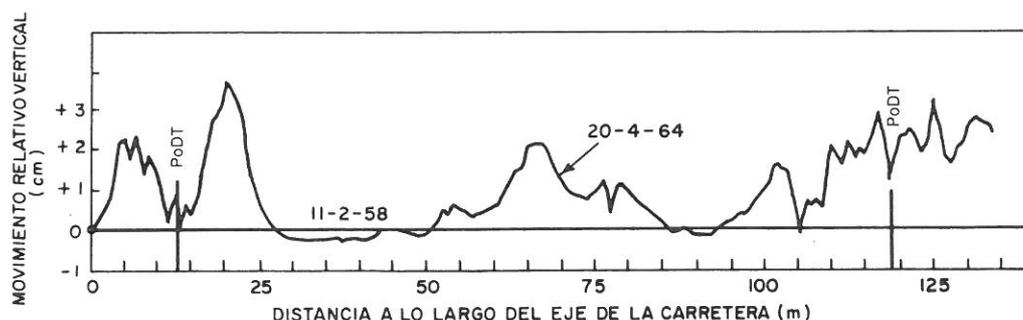


FIGURA 6.5

MOVIMIENTOS RELATIVOS VERTICALES EN LA CARRETERA WELKOM-KROONSTAD (SUDÁFRICA), DONDE SE REFLEJAN LOS ORIGINADOS POR LAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL (226)

bién la disminución de peso que la obra supone con relación al resto del terraplén.

Una pequeña obra de drenaje transversal apoyada sobre terreno inerte y rodeada de un terraplén expansivo provocará la formación de una depresión sobre ella, al sufrir un incremento de volumen los materiales circundantes, como consecuencia de las filtraciones de agua.

Se pueden dar situaciones más complejas que habrán de analizarse en cada caso. En la figura 6.5 se pueden observar los resultados de medidas realizadas en un tramo de carretera en Sudáfrica, donde se reflejan los movimientos en las pequeñas obras de drenaje transversal.

## 6.8 MOVIMIENTOS MAXIMOS Y DIFERENCIALES

En el apartado 8 del Anexo 6 se exponen los métodos generales para determinar el hinchamiento máximo que puede producirse en un terreno. Estos métodos son utilizables también, con las debidas adaptaciones, tanto a terraplenes como a desmontes.

A continuación se van a exponer algunos métodos especiales para terraplenes. Después se tratará del problema de los movimientos diferenciales que pueden originarse, de acuerdo con las características del suelo y condiciones climáticas, según un enfoque más específico para el caso de firmes de carreteras y aeropuertos.

### 6.8.1 Métodos especiales para terraplenes

En el caso de terraplenes es importante saber qué sucederá con el fenómeno de hinchamiento al variar las condiciones de densidad y humedad iniciales. De este modo, a partir de los resultados obtenidos no sólo se podrán decidir los márgenes de variación admisibles para estas características al objeto de limitar convenientemente los movimientos, sino que, además, se podrá estimar cuáles serían las consecuencias en caso de que los resultados se apartarán de las previsiones.

En la figura 6.6 pueden verse los resultados en un tramo de la Autopista Vasco-Aragonesa. Se midieron con edómetro los hinchamientos originados al inundar muestras de suelo compactadas con diferentes densidades y humedades. Cada una de las dos series de muestras ensayadas, sometidas a sobrecargas de 20 y 40 KPa (de las que se representa sólo la última), se pusieron en contacto con agua a presión atmosférica. Partiendo de los resultados se interpolaron las curvas de igual hinchamiento que se han representado.

Con una visión de conjunto como la proporcionada por gráficos de este tipo, resulta mucho más fácil tomar decisiones respecto a las medidas a adoptar. Por ejemplo, si efectuando un ensayo de hinchamiento con inundación en edómetro con una sobrecarga igual al peso del espesor de suelo más firme que

SOBRECARGA - 40 KPa

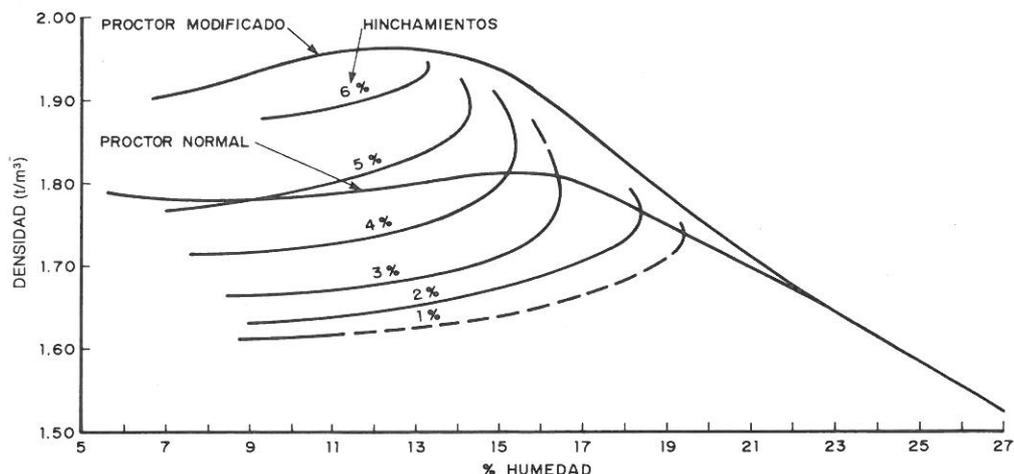


FIGURA 6.6

CURVAS DE IGUAL HINCHAMIENTO EN EL EDMETRO SEGUN LAS CONDICIONES INICIALES DE DENSIDAD Y HUMEDAD (60)

existe sobre el punto considerado, el aumento de volumen es superior a un 5 %, es probable que el relleno no se comporte debidamente. El criterio señalado es de tipo negativo, pero éste u otro similar pueden servir de punto de partida para, apoyándose en datos como los representados en la figura citada, tomar decisiones en cuanto a las condiciones a exigir.

Estos ensayos, en lugar de efectuarse en edómetro, podrían haberse realizado midiendo los hinchamientos en el molde CBR, como se hace con frecuencia. Sin embargo, ha de tenerse en cuenta que los resultados que se obtienen de esta forma son mucho menos de fiar, ya que, en primer lugar, por las condiciones geométricas del molde, las muestras sufren un fuerte rozamiento lateral, y además, el hinchamiento es más fuerte en la zona superior que en el conjunto del molde. Puede, sin embargo, haber casos en que los resultados obtenidos sirvan al menos como una primera orientación.

## 6.8.2 Movimientos diferenciales originados en un firme sobre arcillas expansivas

### 6.8.2.1 Consideraciones generales

Lo mismo que en las edificaciones, el problema no está en los movimientos máximos, sino en los diferenciales. Pero las consecuencias son de distinto tipo, pues mientras en las primeras lo que se originan son daños en los cerramientos y estructuras, en el caso de los firmes de carreteras y aeropuertos lo que se crea es una falta de comodidad y seguridad y una aceleración del deterioro del pavimento.

En un área afirmada, los movimientos diferenciales se producirán en dos direcciones: transversal y longitudinal. En carreteras, los movimientos transversales pueden ser muy importantes, debido a los comentados efectos de borde, y dan origen a grietas longitudinales, típicas en el caso de arcillas expansivas.

Los movimientos longitudinales pueden ser producidos por la presencia de discontinuidades como las pequeñas obras de drenaje transversal. Pero en este apartado los que se van a estudiar son los longitudinales debidos a la variación en las características expansivas del terreno, condiciones climatológicas y perfiles de succión correspondientes.

Las ondulaciones generales que se producen en un firme tienen el mismo origen que las que se observan en un terreno natural constituido por materiales

expansivos. Se ha observado que las funciones de densidad de probabilidad de longitudes de onda del pavimento eran similares a las determinadas en los terrenos próximos.

### 6.8.2.2 Definición del perfil longitudinal de la superficie

El perfil de un pavimento puede determinarse por simple nivelación a intervalos cortos o mediante algún tipo de perfilógrafo. La curva así obtenida interesa considerarla como la suma de una serie de sinusoides con amplitudes y frecuencias (o longitudes de onda) variables. Esto se consigue aplicando una transformación de Fourier (FFT).

Los resultados pueden representarse, como se indica en la figura 6.7, con las semiamplitudes  $A/2$  en ordenadas y las correspondientes frecuencias  $f$  en abscisas; en dicho gráfico los valores  $A/2$  son la media de una serie de tramos. En la figura 6.8 se reproduce una curva similar obtenida para el caso de aeropuertos en la que en ordenadas se fijan las amplitudes determinadas a través de la media cuadrática. Las curvas obtenidas se pueden representar mediante la expresión:

$$A/2 = c \cdot f^n$$

en la que solamente intervienen los parámetros  $c$  y  $n$ , que son complementarios pero no totalmente independientes.

En la figura 6.9 se representa la misma expresión a escala logarítmica, con longitudes de onda  $\lambda$ , en lugar de frecuencias ( $\lambda = 1/f$ ). Las dos rectas que aparecen corresponden a las rodadas interior y exterior; se han obtenido hallando valores medios de los tramos auscultados en Texas. Como era de prever, las amplitudes son mayores para la rodada exterior, debido al efecto de borde.

De gráficos como los de las figuras 6.7 y 6.8 se pueden determinar las longitudes de onda dominantes. La conclusión general a que se llega es que en los pavimentos analizados parecen dominar las longitudes de onda de alrededor de 3 m. Además, estas ondas parecen combinarse conduciendo a longitudes de onda dominantes múltiplos de 3 m, especialmente alrededor de 9 y 15 m.

En el citado trabajo se hace un estudio estadístico de los parámetros  $c$  y  $n$  en los tramos analizados que permite establecer sus valores para predicciones de comportamiento en función de diversas variables que definen características climáticas, propiedad del suelo, características del firme y tiempo transcurrido desde su construcción.

FIGURA 6.7

RELACION ENTRE AMPLITUDES Y FRECUENCIAS EN UNA CARRETERA SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS (214)

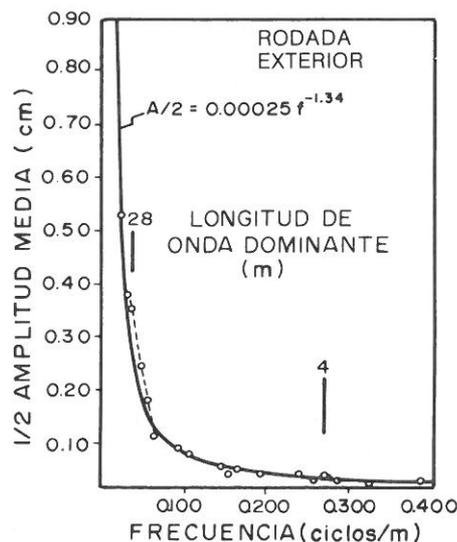
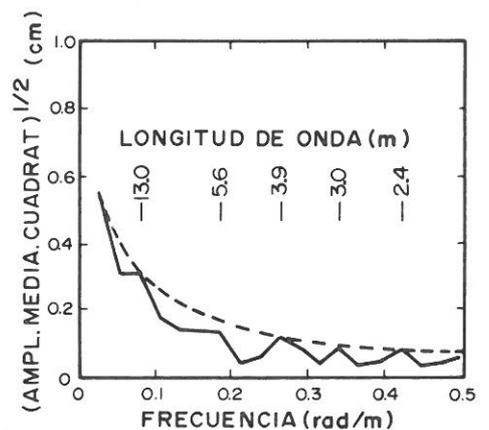


FIGURA 6.8

RELACION ENTRE AMPLITUDES Y FRECUENCIAS EN UN FIRME DE AEROPUERTO SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS (149)



### 6.8.2.3 Otras formas de enfocar el problema

Ya se ha indicado anteriormente cómo de forma similar se estudia la manera de definir la superficie de rodadura para el caso de aeropuertos.

Hay otros procedimientos para resolver el problema en los aeropuertos. Así, por ejemplo, se puede descomponer, también por análisis de Fourier, la forma del pavimento en una serie de sinusoides y definir la densidad del espectro de potencia (PSD):

$$PSD = \lim_{\Delta\Omega \rightarrow 0} \frac{\Delta(y^2)}{\Delta\Omega}$$

siendo  $\Omega = 2\pi/L$ ,  $L$  la longitud de onda e  $y^2$  la media cuadrática de las desviaciones del pavimento con relación a su perfil medio. Los resultados de los PSD medidos se comparan con criterios como el indicado en la figura 6.10. También se puede utilizar como criterio la máxima desviación respecto a una regla de longitud variable colocada a lo largo del perfil.

## 6.9 PROYECTO, CONSTRUCCION Y CORRECCION DE FIRMES SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS

### 6.9.1 Consideraciones generales

Según se ha visto en los apartados anteriores, el proyecto de firmes sobre arcillas expansivas está condicionado por una serie de factores, todos ellos dependientes de las variaciones de humedad que se originan en el terreno. Entre los más importantes se encuentran el denominado efecto de borde y el debido a la presencia de pequeñas obras de paso o drenaje transversal.

Las soluciones que se aplican van dirigidas principalmente a paliar estos movimientos, junto a los asociados a la evolución general de todo el sistema hacia sus nuevas condiciones de equilibrio.

Muchas de estas soluciones son difíciles de valorar «a priori». Su grado de eficacia sólo puede comprobarse mediante la observación de los resultados obte-

FIGURA 6.9

GRAFICO MOSTRANDO LAS DIFERENCIAS EN LAS RELACIONES AMPLITUD/LONGITUD DE ONDA PARA LAS RODADAS INTERIOR Y EXTERIOR (214)

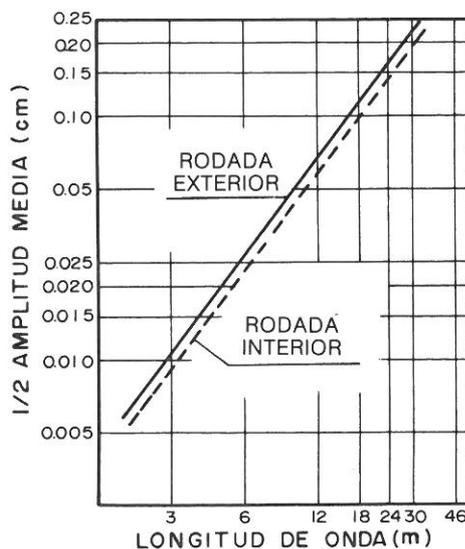
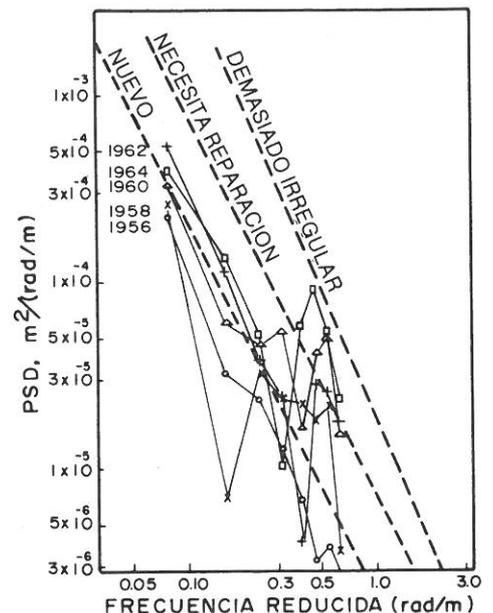


FIGURA 6.10

RELACION ENTRE EL PSD Y LA FRECUENCIA. MEDIDAS TOMADAS EN UN AEROPUERTO EN ISRAEL Y ESPECIFICACIONES SOBRE LAS CONDICIONES DE RUGOSIDAD DEL FIRME (219)



nidos en tramos de ensayo o en carreteras reales, después de transcurridos bastantes años, ya que los procesos de equilibrio finales y estacionales son muy lentos. Algunas observaciones ya bastante completas de este tipo se han realizado principalmente en los EE. UU., Australia, Israel y Africa del Sur y serán descritas en los apartados siguientes.

### 6.9.2 Espesor del firme

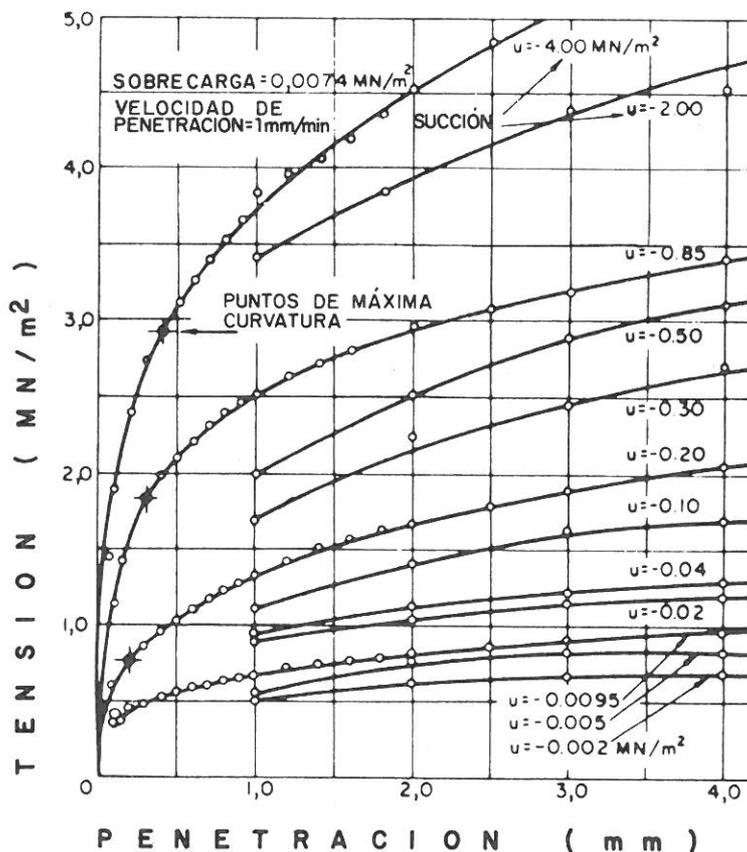
Al deducir el espesor del firme por cualquiera de los procedimientos normalmente utilizados, se obtiene un mínimo; pero las exigencias impuestas por la expansividad de los suelos pueden ser mayores.

Uno de los problemas que suscita la aplicación del CBR es decidir si las muestras se deben inundar o no antes de efectuar el ensayo de penetración. Como se verá más adelante, un criterio que con frecuencia se sigue en el proyecto de firmes sobre arcillas expansivas consiste en impermeabilizar cuidadosamente la explanada o acentuar más de lo normal la impermeabilización del pavimento de calzada y arceñes. El grado de impermeabilización que se alcance, según las medidas adoptadas, y la confianza que pueda depositarse respecto a la permanencia en el tiempo de la estanqueidad conseguida, serán factores que, junto a las condiciones climatológicas, deberán tenerse en cuenta al decidir si debe tomarse el CBR inundado, sin inundar o en condiciones intermedias.

A efectos de poder valorar aproximadamente la influencia de la succión o de la inundación total en los índices CBR, conviene recordar que, con el edómetro de succión controlada descrito en el Anexo 6, apartado 8.3, pueden hacerse también ensayos de penetración en la muestra con un pistón de 1 cm de diá-

FIGURA 6.11

VARIACION DE LA RESISTENCIA A LA PENETRACION DE UN PISTON DE 10 MM DE DIAMETRO CON LA SUCCION (61)



metro. Como estos ensayos se pueden realizar para una gama muy extensa de valores de la succión, a partir de los haces de curvas obtenidos (fig. 6.11) es posible deducir una orientación sobre cuál va a ser la influencia de la succión final del terreno. Evidentemente los ensayos a realizar son costosos y solamente aplicables a casos especiales.

También es interesante, si resulta posible, determinar un gráfico completo donde pueda verse cuál es la variación del índice CBR con la densidad y la humedad de compactación. En la figura 6.12 se ha reproducido el gráfico obtenido con unas muestras de la Autopista Vasco-Aragonesa (las mismas de la figura 6.6), para una sobrecarga de 20 KPa, tratándose en este caso de ensayos con inundación previa a la penetración.

En Israel se recomienda que el espesor mínimo de un firme sobre arcillas expansivas sea de 0,60 m, aunque no lo requiera el dimensionamiento estructural.

### 6.9.3 Procedimientos para controlar los movimientos originados por las arcillas expansivas

#### 6.9.3.1 Sustitución o mejora del material de coronación

Este sistema se basa en el hecho de que las sobrecargas situadas sobre los materiales expansivos disminuyen la magnitud del hinchamiento. Un procedimiento para evitar los daños puede consistir, por consiguiente, en colocar sobre el suelo expansivo el espesor necesario de materiales inertes para que la correspondiente sobrecarga conduzca a un hinchamiento nulo. Este criterio, sin embargo, puede requerir espesores muy grandes.

Normalmente será suficiente conformarse con espesores menores, cuyo efecto sea el preciso para disminuir los valores del hinchamiento total y suavizar los asentamientos diferenciales, de forma que las ondulaciones del pavimento resulten aceptables.

En desmontes el problema que presenta este procedimiento es que obliga a hacer una sobreexcavación, lo que puede resultar costoso si es importante.

En terraplenes, en cambio, bastará construir las capas de coronación con materiales adecuados, siempre que ello resulte económicamente admisible por la disponibilidad o posibilidades de tratamiento de los productos existentes.

FIGURA 6.12

VARIACION DEL INDICE CBR INUNDADO CON LAS CONDICIONES DE COMPACTACION INICIALES (65)

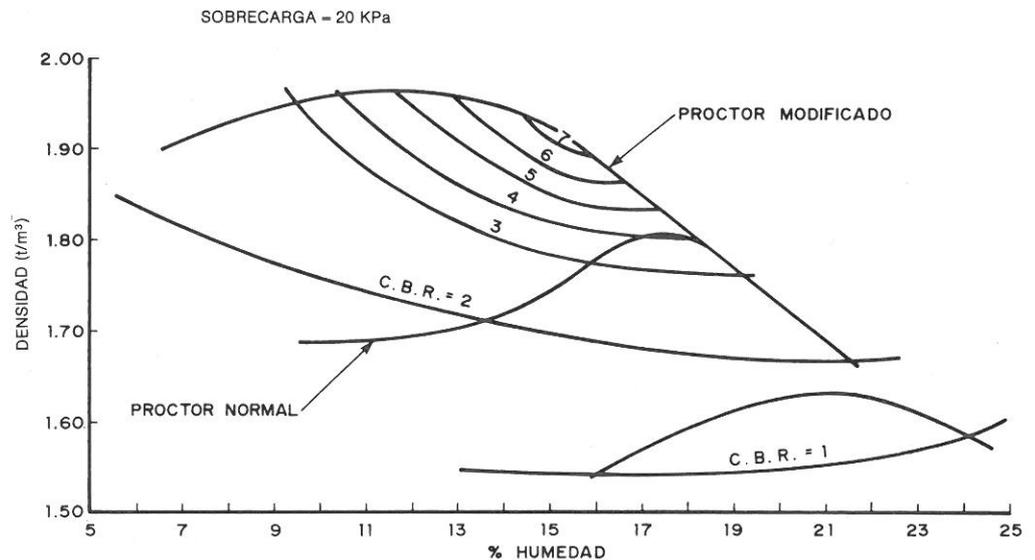


TABLA 6.1

RECOMENDACIONES DEL ESTADO DE COLORADO  
PARA DETERMINAR EL ESPESOR DE MATERIAL A  
SUSTITUIR O TRATAR POR DEBAJO DE LA  
EXPLANADA EN DESMONTES O TERRAPLENES

Carreteras principales	
Indice de plasticidad	Espesor de tratamiento (cm)
10-20	60
20-30	90
30-40	120
40-50	150
Carreteras secundarias	
10-30	60
30-50	90
> 50	120

La estimación del espesor preciso se puede hacer basándose en los procedimientos que se han descrito en apartados anteriores y en el Anexo 6. En el Estado de Colorado, tanto para desmontes como para terraplenes, se recomiendan los valores que se reflejan en la tabla 6.1, aunque, naturalmente, pudieran no ser adecuados en otras regiones.

Los materiales y procedimientos a utilizar para la aplicación de soluciones de este tipo pueden ser los siguientes:

a) *Materiales de aportación.* En caso de recurrirse a esta solución, el material que se coloque en coronación debe ser suficientemente impermeable para que, si se producen filtraciones de agua, no se acumule en el contacto con los materiales expansivos subyacentes, provocando un incremento de humedad.

De no disponerse más que de materiales permeables, deberá darse una pendiente transversal conveniente al contacto e impermeabilizarlo.

b) *Corrección de humedad y recompactación.* A veces, en desmontes se excava un cierto espesor del material que queda por debajo de la explanada y se procede a su corrección, volviéndose a recompactar con la densidad y humedad apropiadas. En caso de recurrir a este procedimiento, debe tenerse en cuenta que la corrección de humedad es importante, pues en general un suelo recompactado producirá mayores hinchamientos que en su estado original para el mismo grado de humedad y densidad. El motivo es que, en su estado natural, el material tiene sus partículas cementadas por los denominados enlaces diagenéticos, que se rompen cuando se remoldea. En la figura 6.13 se pueden ver unas curvas comparativas.

En desmontes la colocación de una capa de material de aportación o del mismo material convenientemente tratado, cualquiera que sea el procedimiento que se emplee, además del efecto de sobrecarga, cumple la función de uniformizar las capas superiores de la explanación y disminuir, por tanto, los movimientos diferenciales posteriores, ya que las formaciones naturales pueden ser heterogéneas.

En terraplenes, a veces es preciso utilizar el mismo material del núcleo en la zona de coronación, si no se dispone de otros de mejor calidad a precio asequible. En este caso la humedad debe controlarse con mucho cuidado, así como las condiciones de compactación, con objeto de que resulte suficientemente estable; será en todo caso difícil evitar los efectos estacionales, a menos que se tomen precauciones adicionales.

Los criterios para fijar tanto en desmontes como en terraplenes la humedad para la compactación, así como la densidad a exigir, pueden obtenerse haciendo una serie completa de ensayos como la presentada en la figura 6.6, donde se determina el hinchamiento correspondiente a cada par de valores de dichas

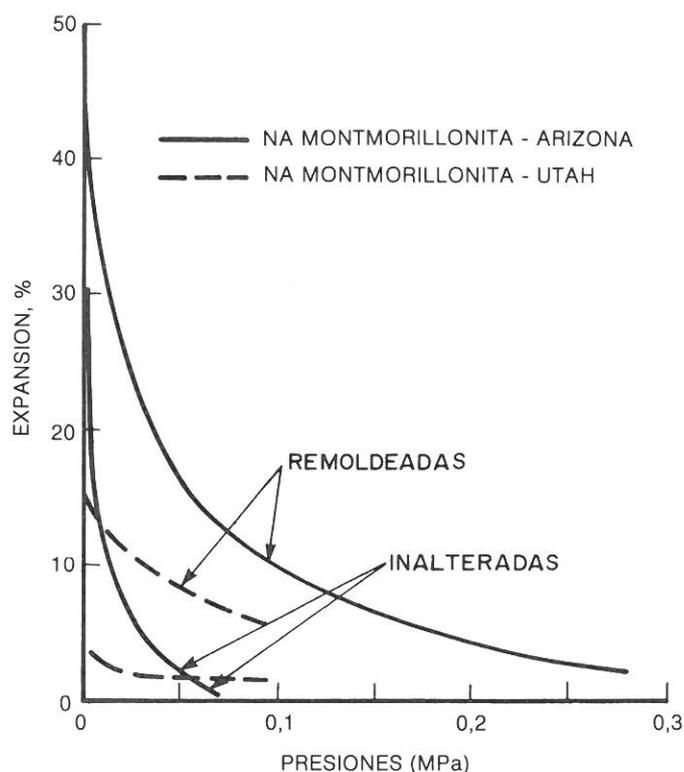


FIGURA 6.13

CURVAS COMPARATIVAS DEL HINCHAMIENTO SUFRIDO POR MUESTRAS INALTERADAS DESPUES DE REMOLDEADAS Y COMPACTADAS (91)

variables. Si no se dispone de los ensayos precisos para ello, puede seguirse la norma de no compactar excesivamente, fijándose un límite superior e inferior respecto a la densidad máxima Proctor Normal. La humedad de compactación deberá ser próxima a la óptima.

La utilización del mismo material compactado en condiciones convenientes de humedad es una solución a la que debe recurrirse con reservas, ya que, si es muy expansivo, puede presentar no sólo dificultades constructivas para mezclarlo y compactarlo con la humedad deseada, sino también hinchamientos posteriores si, en la práctica, se han producido desviaciones superiores a las previstas. Además siempre quedará el problema de los efectos estacionales anteriormente mencionados si no se toman medidas adicionales.

c) *Estabilización con cal.* Una solución que se viene utilizando con éxito tanto en desmontes como en terraplenes es la estabilización con cal de las capas de coronación.

Para los desmontes en casos normales se sobreexcavan de 15 a 30 cm de material, que son después tratados y recompactados. Sin embargo, en muchos casos esto no es suficiente. Con la maquinaria hoy día disponible se pueden ripar y trabajar profundidades mayores. Incluso se puede recurrir a procedimientos mixtos, como el utilizado en Oklahoma, donde para estabilizar una profundidad de 1,20 m se excavan y dejan en caballeros los 0,60 m superiores. Luego se ripan los 0,60 m siguientes, tratándolos con agua y cal, para después recompactarlos con rodillos pesados. A continuación se vuelven a colocar y compactar los 0,60 m superiores en tongadas con el material debidamente mezclado con cal.

El efecto de la cal es doble. Por un lado, los cationes de calcio suministrados sustituyen a otros cationes de cambio de la capa doble, como el sodio, el potasio y también en cierta medida el magnesio. Como consecuencia de estas reacciones, que se producen con relativa rapidez, la plasticidad de la arcilla se reduce, originándose un cambio aparente de textura del material por floclula-

ción y aglomeración de partículas. Las características expansivas del material disminuyen y aumenta su trabajabilidad.

El otro efecto, que puede tardar hasta varios meses en producirse, es una reacción de tipo puzolánico entre la cal y la sílice y alúmina de las partículas de arcilla, para formar silicatos y aluminatos de calcio. Estas reacciones cementantes dan lugar a un considerable incremento de resistencia.

Dadas las características de las reacciones expuestas, se comprende que su mayor o menor intensidad dependerá de la naturaleza de las partículas de arcillas y de sus cationes de cambio. Por ello, es preciso hacer ensayos previos de laboratorio para ver cuál es la respuesta del material a tratar y cuál la proporción de cal precisa. A veces, para intensificar la reacción puzolánica, puede ser útil añadir cenizas volantes.

También influye en la dosificación la utilización que se vaya a dar a los materiales. Para las capas de coronación, puede variar entre el 2 y el 8 %. Para el núcleo de los terraplenes las proporciones suelen ser menores (generalmente entre el 0,5 y el 4 %).

Los materiales estabilizados con cal, además del efecto de sobrecarga e igualación de movimientos diferenciales que ya se han mencionado, presentan la ventaja constructiva de proporcionar una mejor plataforma de trabajo para la maquinaria, especialmente en condiciones meteorológicas desfavorables.

#### 6.9.3.2 Impermeabilización

Puesto que los cambios de volumen que se originan bajo un firme son debidos a las variaciones de humedad, es natural que se haya pensado en resolver el problema recurriendo a medidas de impermeabilización, que impidan por un lado las filtraciones de agua y reduzcan en lo posible los movimientos estacionales. La evolución general a las nuevas condiciones de equilibrio no será, por supuesto, posible evitarla. A continuación se exponen algunas de las técnicas utilizadas a estos efectos.

a) *Impermeabilización superficial.* La medida más elemental de impermeabilización superficial consiste en construir un pavimento suficientemente estanco, tal como una mezcla bituminosa densa. Sin embargo, como ya se ha comentado anteriormente, incluso los materiales de este tipo pueden llegar a fisurarse con el tiempo, en cuyo caso darían lugar a filtraciones superiores al 50 % de las precipitaciones. Por ello, es reconocido que el mejor remedio para mantener un firme en buenas condiciones consiste en proceder a su frecuente impermeabilización mediante renovaciones superficiales.

Uno de los procedimientos que suele recomendarse para conseguir un firme impermeable consiste en la utilización de bases asfálticas.

La impermeabilización de la calzada conviene continuarla sobre los arcenes. De esta forma se evita o, mejor dicho, se aleja de la calzada propiamente dicha el denominado efecto de borde.

Hay muchas formas de impermeabilizar los arcenes. Como normal general, debe evitarse una discontinuidad fuerte con la calzada, para que no se produzcan agrietamientos que sirvan de vías de acceso para el agua.

Mejor que impermeabilizar solamente la calzada y los arcenes es extenderse incluso a las cunetas, que constituyen otra zona de fácil penetración del agua hacia el firme. En la figura 6.14 puede verse una solución de este tipo, en la que se ha utilizado una membrana asfáltica para estos fines, combinada con un pavimento y base también asfálticos.

b) *Impermeabilización de la explanada.* Otra posible solución consiste en impermeabilizar la superficie de la explanada de forma que, si se produjeran filtraciones a través del firme o arcenes, el agua no pueda llegar a humedecer el terreno. Esta medida se puede tomar sola o conjuntamente con una buena impermeabilización superficial.

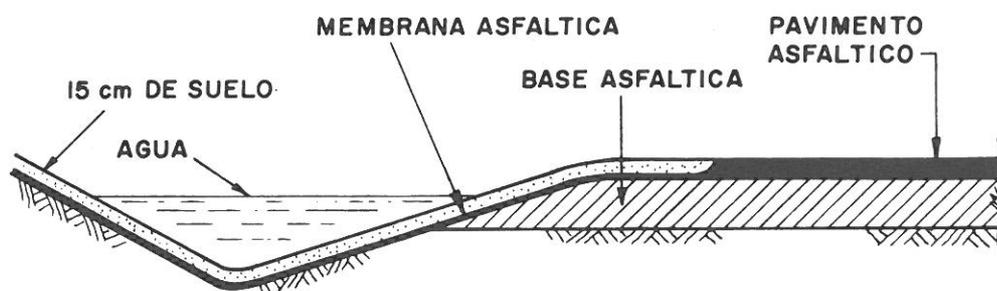


FIGURA 6.14

IMPERMEABILIZACION CON BASE ASFALTICA Y MEMBRANA HASTA LAS CUNETAS (197)

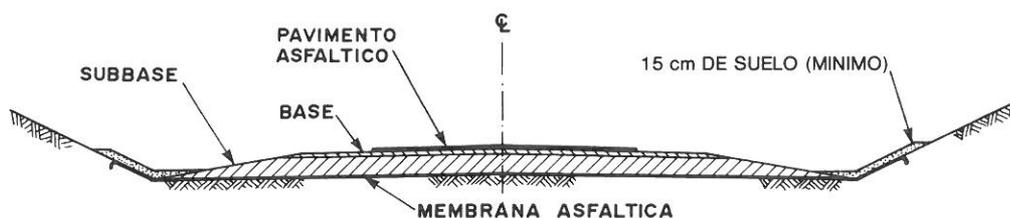


FIGURA 6.15

IMPERMEABILIZACION DE LA EXPLANADA CON MEMBRANA ASFALTICA (197)

Para impermeabilizar la superficie de la explanada se puede recurrir a la utilización de membranas asfálticas, así como también a determinados productos asfálticos, como puede verse por ejemplo en la figura 6.15. Donde se recurra a este procedimiento, debe ponerse un especial cuidado para evitar dañar las membranas durante la construcción.

Es frecuente la solución de proteger la explanada mediante una estabilización con cal. Normalmente el espesor estabilizado es de 15 a 30 cm. Esta capa actúa además como sobrecarga y para igualar los movimientos diferenciales, aparte de proporcionar una mejor plataforma de trabajo, según ya se mencionó anteriormente.

c) *Impermeabilización de taludes.* En algunos casos en que se han utilizado materiales expansivos (carreteras económicas) hasta la misma explanada para la construcción de terraplenes de altura reducida, se ha recurrido a impermeabilizar los taludes y arcenes colocando una membrana de plástico grueso en la forma que se indica en la figura 6.16. Los empalmes se obtienen solapando las láminas 1 m o utilizando técnicas de cosido en obra. Sobre la membrana se coloca como protección la misma arcilla expansiva con un talud 1:4, ya que en estado desecado es muy erosionable. La profundidad de 0,3 m a que se hace penetrar la membrana en el terreno natural se recomienda bajarla hasta 1,0.

d) *Pantallas verticales de impermeabilización.* Para aislar la zona de terreno situada bajo la calzada de las fluctuaciones de humedad que se producen en las áreas adyacentes no impermeabilizadas, se han instalado en algunos casos pantallas verticales de impermeabilización a los lados de la misma.

Este procedimiento ha sido utilizado para la rehabilitación de una autopista construida sobre arcillas expansivas muy plásticas.

En la figura 6.17 se da un esquema de la sección transversal, en la que se ha impermeabilizado la mediana. A cada uno de los lados se ha construido una pantalla vertical de 2,5 m de profundidad. La membrana de impermeabilización se colocó con una zanjadora que estaba convenientemente adaptada para poder mover una entibación metálica deslizante y efectuar con facilidad y rapidez la operación, desenrollándola de un carrete con eje vertical, con un rendimiento

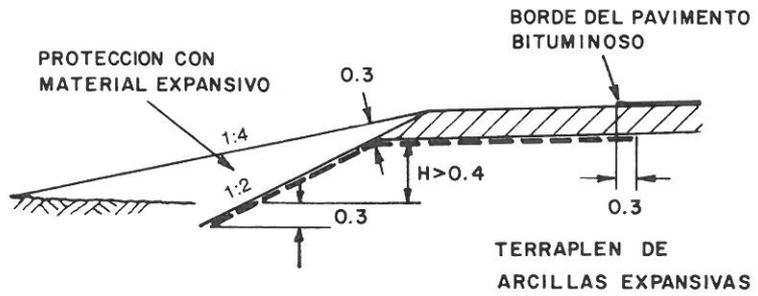


FIGURA 6.16

IMPERMEABILIZACION DE TALUDES EN CARRETERAS CON ARCILLAS EXPANSIVAS (138)

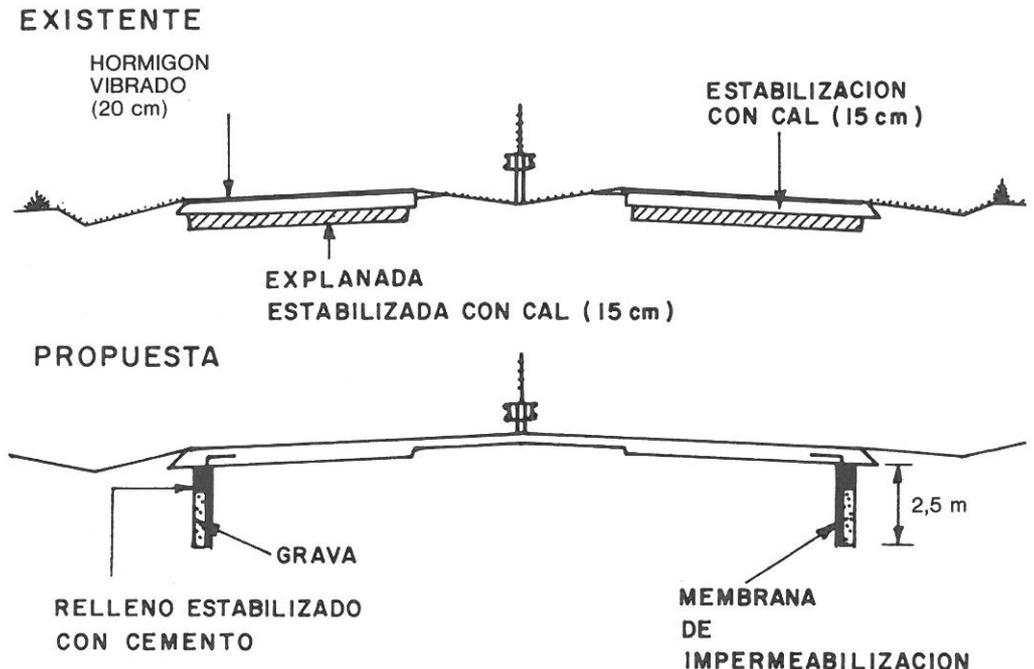
de unos 100 m/día. La zanja se rellenaba de grava con una tubería de drenaje al fondo y los 0,90 m superiores se sellaban con un suelocemento.

Se instalaron células para medir la succión en diversos puntos a un lado y otro de las membranas. Se ha podido comprobar así que las pantallas han cumplido su misión de mantener razonablemente constante las condiciones de humedad en la zona protegida. La regularidad superficial se mantiene también mejor que en los tramos no tratados. El tiempo transcurrido es, sin embargo, todavía demasiado breve para llegar a conclusiones definitivas.

Dentro de este tipo de soluciones puede incluirse la construcción de zanjas laterales rellenas de materiales granulares para la transmisión del agua por capilaridad de los arceles más húmedos a las zonas impermeabilizadas de la calzada. Este concepto ha sido manejado en Bélgica por el Centre de Recherches Routiers (CRR) y ha sido objeto de la redacción de la Recomendación CRR-R48/81 para controlar el efecto de borde, pero no para el caso de arcillas expansivas, que no son allí problema, dadas sus condiciones climatológicas, sino para evitar la pérdida de capacidad portante de la franja próxima a los arceles por aumento de la humedad.

FIGURA 6.17

PANTALLAS VERTICALES DE IMPERMEABILIZACION PARA REDUCIR LOS CAMBIOS DE HUMEDAD (203)



Soluciones de este estilo se han aplicado también al caso de arcillas expansivas, siguiendo unas experiencias, al parecer con éxito, en Israel.

En todos estos tipos de soluciones, sin embargo, existe el peligro de que las zanjas se conviertan en depósitos de agua si no se protegen debidamente contra las filtraciones y no van provistas de los medios de evaluación adecuados y pendientes apropiadas para evitar su acumulación, en caso de que por causas imprevistas pudiera penetrar en ellas.

e) *Formación de un colchón impermeable.* Consiste este procedimiento en envolver totalmente la capa superior de coronación por medio de láminas de materiales plásticos, formando a modo de un colchón de terreno totalmente estanco a las variaciones exteriores de humedad. Este método, sin embargo, no parece que haya sido utilizado más que en muy contados casos y, por tanto, se desconocen sus resultados y posibilidades económicas.

### 6.9.3.3 Otras técnicas

a) *Inundación previa.* Si el suelo se encuentra más seco de lo que corresponde a las nuevas condiciones de equilibrio que le serán impuestas, un procedimiento para evitar hinchamientos posteriores consiste en tratar de humedecerlo «in situ». Este tratamiento puede ser de utilidad si existe una extensa red de grietas o fisuras en el material.

La inundación se puede conseguir construyendo balsas en la superficie, método que ha sido utilizado con éxito en diversas ocasiones. Se recomienda un período de inundación previa de unos 30 días. Como la superficie queda muy reblandecida, hay que hacer después una estabilización con cal de la capa superior para crear una buena plataforma de trabajo. Esta capa sirve además para impermeabilizar y evitar las pérdidas posteriores de humedad.

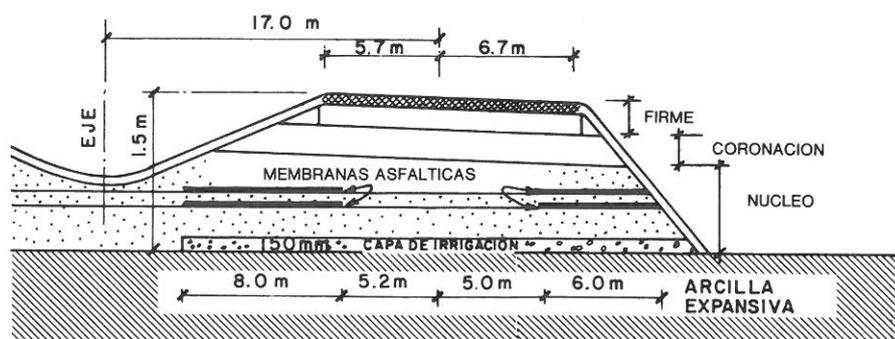
En otros casos, en vez de la inundación superficial o además de la misma, se han perforado taladros para acelerar el proceso. En un estudio que se hizo con perforaciones de 10 cm de diámetro y 6 m de profundidad a 3 m de distancia, los resultados obtenidos fueron buenos. Es posible proyectar la distancia entre taladros partiendo de ensayos de laboratorio y aplicando la teoría normal de la consolidación. Para alcanzar la mayor parte del hinchamiento puede ser necesario esperar algunos meses. Se citan, sin embargo, otros casos en los que solamente la utilización de perforaciones rellenas de grava o arena no fue eficaz.

En algunos sitios como en Sudáfrica se utiliza con éxito la técnica de labrar el terreno bastante antes de la construcción para que acumule las precipitaciones durante un largo período, lo mismo que se hace con fines agrícolas. La eliminación de la vegetación suprime el consumo de humedad que la existencia de la misma supone.

El método de inundación o irrigación previa ha sido utilizado en Sudáfrica en

FIGURA 6.18

MEDIDAS TOMADAS EN UNA CARRETERA EN SUDAFRICA PARA PALIAR LOS EFECTOS DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS DEL TERRENO NATURAL (223)



una carretera cuyo problema básico es la fuerte expansividad del terreno natural sobre el que se apoya, formado desde la superficie por unos 3 m de arcilla, unido a las adversas condiciones climatológicas, con una precipitación media de 640 mm que se produce en su mayor parte en verano. En la figura 6.18 se da la sección transversal típica con las medidas que se tomaron. En la figura 6.19 se indican las variantes de las soluciones adoptadas en unos tramos de prueba.

La medida básica adoptada consistió en la irrigación previa sobre una capa permeable de 150 mm de espesor con la lluvia natural, complementada con

FIGURA 6.19

CARACTERISTICAS DE LOS DISTINTOS TRAMOS DE PRUEBA PARA EL ESTUDIO DE LA MISMA CARRETERA DE LA FIGURA ANTERIOR (223)

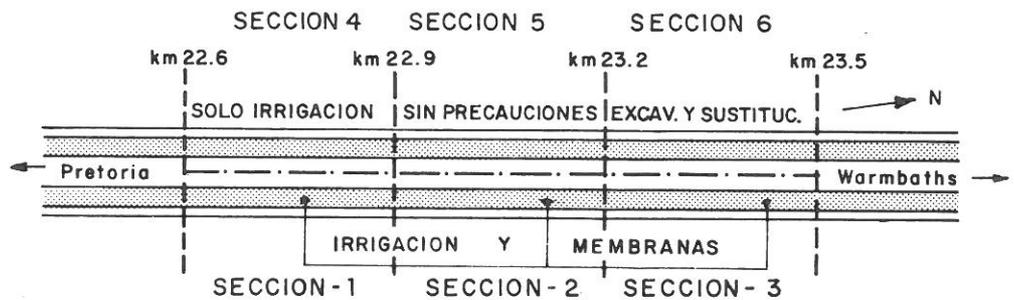
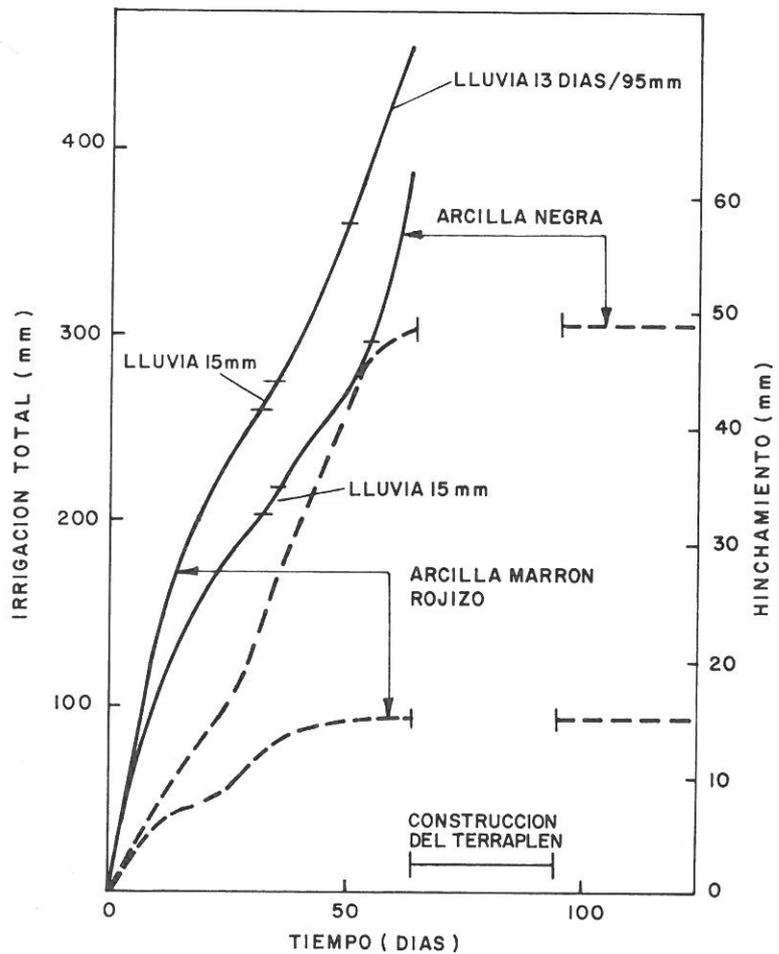


FIGURA 6.20

CURVAS DE IRRIGACION E HINCHAMIENTO PARA EL ESTUDIO DE LA CARRETERA DE LAS FIGURAS 6.18 Y 6.19 (212)



riego artificial. En la figura 6.20 se dan las curvas de irrigación e hinchamiento para dos de los materiales típicos de la carretera.

Aparte de las capas de firme, se especificaba un espesor mínimo de 700 mm de relleno no expansivo (incluida la capa permeable de irrigación). Esto da lugar a un espesor mínimo y típico de 1,30 m sobre la arcilla expansiva. Las previsiones de hinchamiento con este espesor y sin tomar medida adicional alguna, eran de 75 mm. Los movimientos máximos observados han sido de solamente 2 a 4 mm en un período de cinco años, con las diversas soluciones adoptadas; en el tramo en que no se tomó precaución alguna fueron superiores, pero quedaron muy por debajo de las previsiones por haberse producido también en él una cierta inundación previa por causas imprevistas.

A la vista de los resultados obtenidos con las distintas variantes, la conclusión a que se llegó fue que la solución de irrigación previa solamente sobre la capa permeable de 15 cm era la más económica y suficiente para obtener un comportamiento satisfactorio de la carretera.

En cambio, en los emplazamientos de las pequeñas obras de drenaje transversal el riego previo no fue suficiente, por lo que se recomienda, además de una buena impermeabilización de las mismas, sustituir bajo su cimentación, por materiales no expansivos, un espesor equivalente a la reducción de peso que supone la obra de drenaje con relación al espesor total del terraplén.

Como se ve, los métodos de inundación tienen sus adeptos en algunos países. Otros opinan, sin embargo, que el frente de humedad artificial que se crea en el terreno produce problemas hasta que llega a estabilizarse.

b) *Inyección de cal.* Para alcanzar mayores profundidades que las que normalmente se obtienen mediante los métodos descritos anteriormente (apartado 6.9.3.1.c) para las estabilizaciones con cal (ripado y excavación) se ha acudido en varias ocasiones a la perforación de taladros.

En unos casos se ha procedido simplemente a rellenar los taladros con lechada de cal. El diámetro que se recomienda es del orden de los 30 cm con una separación de 1,5 m.

Parece ser que en muchos casos se han llegado a conseguir resultados satisfactorios cuando el suelo está cruzado por un sistema de grietas y fisuras.

Los factores que, según se indica, contribuyen a mejorar la situación son varios. Por un lado, el agua penetra por las fisuras y terreno ayudada por la presencia de cal, aunque esta última sólo suele afectar a la periferia del taladro. Además las perforaciones permiten la expansión lateral de la arcilla, reduciendo así los movimientos verticales.

Para aumentar la eficacia del tratamiento se ha recurrido a la inyección de lechada a presión, que puede ser eficaz para control del hinchamiento en ciertas condiciones. La más favorable para el éxito es la existencia de una extensa red de fisuras y grietas a través de la cual pueda penetrar la lechada. Los factores que contribuyen a los resultados son: el humedecimiento conseguido, el desarrollo de barreras contra los cambios de humedad, constituidas por las capas de suelo-cal formadas a lo largo de las fisuras, y la reducción de la expansividad en la limitada cantidad de productos suelo-cal formados.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

### NOTA

La numeración que figura entre paréntesis y al margen sirve para identificar las referencias bibliográficas que aparecen en algunos cuadros y tablas.

- (1) AASHTO, M., 57-80, 1982: «Standard Specification for Materials for Embankments and Subgrades».
- (2) AASHTO, M., 145-82: «Recommended Practice for the Classification of Soils and Soil-aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes».
- (3) AITCHINSON, G. D., y RICHARDS, B. G., 1965: «A Broad-scale Study of Moisture Conditions in Pavements Subgrade Throughout Australia». Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, Butterworth, Sydney, Australia.
- (4) ALCAIDE, A., 1975: «XV Congreso Mundial de Carreteras». Tema I, *Report de España*. México, 1975.
- (5) ALONSO, E. E.; GENS, A., y HIGHT, D. W., 1987: «Special Problem Soils». General Report, Session 5. 9th European Conf. SMFE, Dublin.
- (6) ARROWSMITH, E. J., 1971: «Earthworks on Motorways from the Viewpoint of the Design Engineer». *Highways and Traffic Engineering*, abril-mayo, pp. 518-20.
- (7) BARTON, N., y KJAERNSLI, B., 1981: «Shear Strength of Rockfill». *ASCE, Journal Geotech. Eng.*, vol. 107, n.º GT7, pp. 873-892.
- (8) BAST, E., n.º 1: «Recomendaciones para la realización de ensayos de carga con placa». Traducido en el *Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo*, n.º 70, pp. 71-73, 1968.
- (9) BEEKMANN, G. G.; HUBBLE, G., y THOMPSON, C. H., 1970: *Gilgai Forms, Distribution and Soil Relationship in North-Eastern Australia*. Proc., Symposium on Soils and Earth Structures in Arid Climates, Institution of Engineers, Adelaida, Australia, pp. 88-93
- (10) BERTRAM, G., 1973: «Field Tests for Compacted Rockfill». *Embankment Dam Engineering*. Casagrande Volume.
- (11) BISHOP, A. W., y MORGENSTERN, N., 1960: «Stability Coefficients for Earth Slopes». *Geotechnique*, vol. 10, n.º 4, pp. 129-150.
- (12) BLACK, V. P. M., 1962: «A Method of Estimating the CBR of Cohesive Soils from Plasticity Data». *Geotechnique*, vol. 12.
- (13) BLASER, D. H., y SHERER, O. J., 1969: «Expansion of Soil Containing Sodium Sulfate Caused by Drop in Ambient Temperatures». Third Int. Conf. on Expansive Soils, Haifa, Israel.
- (14) BLASER, D. H., y ARULANANDAN, K., 1973: «Expansion of Soils Containing Sodium Sulfate». Third Int. Conf. on Expansive Soils, Haifa, Israel.
- (15) BLIGHT, G. E., 1965: «A Study of Effective Stress for Volume Change». *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils*. A Symposium in Print, Australia, Butterworths, pp. 259-269.
- (16) BLIGHT, G. E., y DE WET, J. A., 1965: «The Acceleration of Heave by Flooding». *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas: A Symposium in Print*. Butterworth.
- (17) BRAGG, G. H., Jr., y ZEIGLER, T. W., 1975: «Design and Construction of Compacted Shale Embankments». *Evaluation and Remedial Treatment of Shale Embankments*, vol. 2, Rep. n.º FHWA-RD, 75-62.
- (18) BRAKEY, B. A., 1970: «Road Swells: Causes and Cures». *Civil Engineering*. *ASCE*, vol. 40, n.º 12.
- (19) BRIDLE, R. J., et al, 1971: «Congreso Mundial de Carreteras». Tema I: *Report de Gran Bretaña*. Praga.
- (20) BRITISH STANDARD INSTITUTION, 1981: «Code of Practice for Earthworks». *BS*, 6031: 1981, 86 págs.
- (21) BURLAND, J. B., 1963: «Discusión a un trabajo de J. E. Jennings y J. E. Kerrik». *Trans. S. Afr. Inst. Civ. Eng.*, 5.
- (22) BURLAND, J. B., 1965: «Some Aspects of the Mechanical Behaviour of Partly Saturated Soils». *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils*. CSIRO, Australia.
- (23) CEDERGREEN, H. R., 1974: «Drainage of Highway and Airfield Pavements». John Wiley & Sons.
- (24) CENTRE DE RECHERCHES ROUTIERES, 1981: «Code de bonne pratique pour la réalisation d'écrans capillaires verticaux contre l'effet de bord sous les chaussées». *Recommandations*, CRR-R-48/81.
- (25) CHAPTAL, 1932: (Titulo desconocido). *La Nature*, n.º 2893, pp. 449-54.
- (26) CHARLES, J. A., 1973: «Correlation between Laboratory Behaviour of Rockfill and Field Performance with Particular Reference to Scammonden Dam». Ph. D. Thesis, University of London.
- (27) CHARLES, J. A., 1982: «An Appraisal of the Influence of a Curved Failure Envelope on Slope Stability». *Geotechnique*, 32, n.º 4, 389-392.
- (28) CHARLES, J. A., y SOARES, M. M., 1984: «Stability of Compacted Rockfill Slopes». *Geotechnique*, 34, n.º 1, pp. 61-70.
- (29) CHARLES, J. A., y WATTS, K. S., 1980: «The Influence of Confining Pressure on the Shear Strength of Compacted Rockfill». *Geotechnique*, 30, n.º 4, pp. 353-367.
- (30) CLEMENTS, R. P., 1984: «Post-construction Deformation of Rockfill Dams». *ASCE, Journal Geotech. Eng.*, vol. 110, n.º 7, pp. 821-840.
- (31) COSTA FILHO, L. M.; FROES, A. S., y ROMANEL, C., 1982: «Analise de estabilidade de taludes em solos como envoltoria de resistencia nao-linear». Proc. 3rd Latin American Conf. Numer. Meth. Eng., Buenos Aires.
- (32) COTHREN, S. M., 1984: «Roadbed Stabilization by Lime Slurry Injection Process». 5th Int. Conference on Expansive Soils, Adelaida, Australia.

- (33) CRAWFORD, C. B., y BURN, K. N., 1969: «Building Damage from Expansive Steel Slag Back-fill». *Journal ASCE*, vol. 95, SM6, pp. 1325-1334.
- (34) CUELLAR, V., 1978: «Análisis crítico de los métodos existentes para el empleo de arcillas expansivas en obras de carreteras y recomendaciones sobre las técnicas más idóneas para su uso habitual en España». Memoria no publicada del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo «José Luis Escario», para la Dirección General de Carreteras del MOPU.
- (35) DARCY, J., 1970: «Applications de la mécanique des roches aux terrassements rocheux». *Bull. Liaison Lab. P. et Ch.*, n.º 50.
- (36) DASCAL, O., 1987: «Post-construction, Deformation of Rockfill Dams». *ASCE, Journal Geotech. Eng.*, vol. 113, n.º 1, pp. 46-59.
- (37) DAWSON, R. F., 1959: «Modern Practices Used in the Design of Foundations for Structures on Expansive Soils». *1st Soil Mech. Conf. Quarterly of the Colorado School of Mines*, vol. 54, n.º 4, pp. 66-87.
- (38) DE MELLO, V. F. B., 1977: «Reflections on Design Decisions of Practical Significance to Embankment Dams». *17th Rankine Lecture, Geotechnique*, 27, n.º 3, 281-354.
- (39) DEPARTEMENT DES TRAVAUX PUBLICS DU CANTON DE VAUD, 1971 y 1973: «Autoroute du Léman». *Bulletin technique de la Suisse Romande*: «Tronçon Vevey-Villeneuve», mayo 1971, n.º 10. «Tronçon Chexbres-Vevey», octubre 1971, n.º 22. «Tronçon Venes-Chexbres», abril y mayo 1973, n.º 9.
- (40) DEPARTMENT OF TRANSPORT, 1986: «Specification for Highway Works» y «Notes for Guidance on the Specification Highway Works». Londres HMSO.
- (41) DEPARTMENT OF TRANSPORT HIGHWAYS AND TRAFFIC, 1987: «Structural Design of New Road Pavements». Departmental Standard HD 14/87 y Advice Note HA 35/87.
- (42) DER BUNDESMINISTER FÜR VERKEHR, 1976: «Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Strassenbau». ZTVE-StB 76.
- (43) DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS, MOPU, 1964: «Datos climáticos para carreteras».
- (44) DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS, MOPU, 1975: «Firmes flexibles». *Instrucción de Carreteras*, Norma 6.1 IC.
- (45) DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS, MOPU, 1975: «Firmes rígidos». *Instrucción de Carreteras*, Norma 6.2 IC.
- (46) DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS, MOPU, 1975: «Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes». PG3.
- (47) DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS, 1978: «Recomendaciones para el control de calidad en obras de carreteras».
- (48) DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS, MOPU, 1986: «Secciones de firme en autovías». *Area de Tecnología*, n.º 9.
- (49) EGGESTAD, A., 1974: «A new Method for Compaction Control of Sand». *Geotechnique*, vol. 24, n.º 2, pp. 141-153.
- (50) EGGESTAD, A., 1980: «Experiences of Compaction Control in Sand and Gravel». *Colloque Int. sur le Compactage*, vol. II, pp. 531-534. Paris.
- (51) EGUSQUIZA, J. M., 1980: «Un alarde de ingeniería: Construcción de los viaductos de Subijana en la Autopista del Ebro Bilbao-Zaragoza». *Obras*, n.º 139, pp. 8-17.
- (52) ESCARIO, V., 1959: «Un método rápido para la determinación del grado de compactación de obras de tierra». *Revista de Obras Públicas*, pp. 356-360, Madrid. También publicación n.º 8 del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo.
- (53) ESCARIO, V., 1965a: «Los fenómenos de hinchamiento de arcillas en España». International Panel Report, Simposio: *Engineering Effects of Moisture Changes in Soils*, Texas A & M, pp. 23-25. Traducido en Publ. n.º 20 del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, pp. 17-25. Madrid, 1966.
- (54) ESCARIO, V., 1965b: «Instability Induced in Some Slopes by Adjacent Compressible Fills». *6th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 464-466, Montreal.
- (55) ESCARIO, V., 1966: «Estabilidad de presas de tierra y escollera». Monografía n.º 1 del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo.
- (56) ESCARIO, V., 1967: «Measurement of the Swelling Characteristics of a Soil Fed with Water under Tension». International Cooperative Research on the Prediction of Moisture Content under Road Pavements, Grupo de Trabajo bajo los auspicios de la OCDE. Reunión de Madrid.
- (57) ESCARIO, V., 1969a: «Determination of the Geotechnical Characteristics of Expansive Soils». *Invited paper at the 2nd Int. Conf. on Expansive Clay Soils*, pp. 114-120, Texas A & M. Traducido en *Bol. Inf. Lab. Carret. y Geot.*, n.º 132 y *Bol. Soc. Esp. Mec. Suelo y Cim.*, marzo-abril, 1979.
- (58) ESCARIO, V., 1969b: «Swelling of Soils in Contact with Water at a Negative Pressure». *2nd International Conference on Expansive Clay Soils*, pp. 207-217, Texas A & M.
- (59) ESCARIO, V., 1970: «Los suelos de Madrid». *Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo*, publ. n.º 25, 24 págs.
- (60) ESCARIO, V., 1976: «Notas sobre la utilización de las arcillas del Mioceno en la construcción de los terraplenes del tramo Logroño-Calahorra». Informe no publicado para la Autopista Vasco-Aragonesa.
- (61) ESCARIO, V., 1980: «Suction Controlled Penetration and Shear Tests». *4th Int. Conf. on Expansive Soils*, vol. II, pp. 781-797, ASCE, Denver. Traducido en *Bol. Inf. Lab. Carret. y Geot.*, n.º 144, y *Bol. Soc. Esp. Mec. Suelo y Cim.*, marzo-abril, 1981.
- (62) ESCARIO, V., 1982: «Métodos para determinar el hinchamiento de un suelo con valores de la succión final distintos de cero». *Bol. Inf. Lab. Carret. y Geot.*, n.º 50, pp. 3-10, y *Bol. Soc. Esp. Mec. Suelo y Cim.*, n.º 56, pp. 3-10.
- (63) ESCARIO, V., 1985: «Síntesis geotécnica de los suelos de Madrid y su alfoz». Ministerio de Transportes, Turismo y Comunicaciones, 80 págs. y dos mapas.
- (64) ESCARIO, V.; HINOJOSA, J. A., y RODRIGUEZ MIRANDA, M. A., 1987: «Earthworks-Drainage-Subgrade». Question I, XVIII World Road Congress (AIPCR).
- (65) ESCARIO, V.; HINOJOSA, J. A., y RODRIGUEZ MIRANDA, M. A., 1987: «Memoria General Es-

- pañola sobre el Tema I: Explanaciones-Drenajes». XVIII Congreso Mundial de Carreteras, AIPCR, Bruselas.
- (66) ESCARIO, V., y JUSTO J. L., 1970: «La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos». Dossat, Madrid.
- (67) ESCARIO, V., y SAEZ, J., 1973a: «Measurement of the Properties of Swelling and Collapsing Soils under Controlled Suction». *3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa*, pp. 195-200. Reproducido en el *Boletín de Información n.º 100 del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo «José Luis Escario»*.
- (68) ESCARIO, V., y SAEZ, J., 1973b: «Gradual Collapse of Soils Induced by a Decrease in Suction». *III Int. Conf. on Soil Mech and Found. Eng.*, vol. 4.1, pp. 123-124, Moscú. Traducido en *Bol. Inf. Lab. Carret. y Geot.*, n.º 105, y *Bol. Soc. Esp. Mec. Suelo y Cim.*, septiembre-octubre, 1974.
- (69) ESCARIO, J. L.; ESCARIO, V., y BALAGUER, E., 1967: «Caminos». 5.ª edición. Dossat, Madrid.
- (70) ESCARIO, V.; DAPENA, J. E.; MUÑOZ, J. M., y MARTIN VIÑAS, J., 1976: «Diversos aspectos de los fenómenos de oxidación de las piritas y su influencia en las obras de ingeniería». Simposio Nacional sobre Rocas Blandas, Madrid.
- (71) FARRAR, D. M., 1971: «A Laboratory Study of the Use of Wet Fill in Embankments». Road Research Laboratory, Report LR 406.
- (72) FARRAR, D. M., y DARLEY, P., 1975: «The operation of Earthmoving Plan on Wet Fill». Road Research Laboratory, Report LR 688.
- (73) FAWCETT, R. G., y COLLIS-GEORGE, N., 1967: «A Filter-Paper Method for Determining the Moisture Characteristics of Soil». *Austr. Jour. Exp. Agricul.*, vol. 7.
- (74) FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 1985: «Standard Specifications for Construction of Roads and Bridges on Federal Highway Projects». FP-85.
- (75) FLOSS, R., 1977: «Zur Einführung der neuen Zusatzlichen Technischen Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Strassenbau». Ausgabe (ZTVE -StB 76), *Strassen und Autobahn*, n.º 1, pp. 9-17.
- (76) FLOSS, R.; GRUBER, N., y OBERMAYER, J., 1983: «A Dynamical Test Method for Continous Compaction Control». *VIII European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1.3, pp. 25-30, Helsinki.
- (77) FORSBLAD, L., 1980: «Compaction Meter on Vibrating Rollers for Improved Compaction Control». *Proc. of the International Conference on Compaction*, pp. 541-546, Paris.
- (78) FRANKLIN, J. A., y CHANDRA, R., 1972: «The Slake-durability Test». *International Journal Rock Mechanics and Mining Science*, vol. 9, n.º 3.
- (79) FREDLUNG, D. G., 1969: «Consolidometer Test Procedural Factors Affecting Swell Properties». *2nd Int. Research and Eng. Conf. on Expansive Clay Soils*, pp. 435-456, Texas A & M. Traducido en *Boletín n.º 132 (marzo-abril, 1979) del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo (CEDEX)*, pp. 11-33.
- (80) GARDNER, R. P.; DUNN, W. L.; McDOUGALL, F. H., y LIPPOLD, W. J., 1971: «Optimization of Density and Moisture Content Measurement by Nuclear Methods». Highway Research Board, Rep. 125.
- (81) GOMEZ LAA, G., y ROMERO HERNANDEZ, J. L., 1976: «Breve comentario a una estadística de presas españolas de materiales sueltos». *Simposio Nacional sobre Rocas Blandas*, tomo I, Madrid.
- (82) GOODE, J. C.; HAMBERG, D. J., y NELSON, J. D., 1984: «Moisture Content and Heave Beneath Slabs on Grade». 5th Int. Conf. on Expansive Soils, Adelaida, Australia.
- (83) GORDON, R. G., y WATERS, T. J., 1984: «A Case Study of Performance of Pavements on an Expansive Soil Subgrade». 5th Int. Conference on Expansive Soils, Adelaida, Australia.
- (84) GOULD, J. P., 1959: «Construction Pore Pressures Observed in Rolled Earth Dams». Technical Memorandum 650, Bureau of Reclamation, USA.
- (85) GRESSIN, J. C., 1965: «Control de la compactación mediante placas de carga». *Bulletin Liaison Labo. Rout.*, n.º 15, X-XI. Traducido en el *Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo*, n.º 42, febrero 1966, pp. 25-34.
- (86) GUARDIA, F., 1960: «Control de compactación en obras de tierra». *Revista de Obras Públicas*, septiembre, pp. 690-91.
- (87) HALL, E. B., y SMITH, T., 1971: «Special Test for Design of High Earth Embankments on US-101». *H. R. Record*, n.º 345, pp. 90-99.
- (88) HAMBERG, D. L., y NELSON, J. D., 1984: «Prediction of Floor Slab Heave». 5th. Int. Conf. on Expansive Soils, Adelaida, Australia.
- (89) HANSBO, S., y PRAMBORG, B., 1980: «Compaction Control». *Proc. of the International Conference on Compaction*, 1980, pp. 559-564, Paris.
- (90) HIGHWAY RESEARCH BOARD, 1971: «Construction of Embankments», NCHRP-8.
- (91) HOLZ, W. G., 1969: «Volume Change in Expansive Clay Soils and Control by Lime Treatment». *2nd Int. Conference of Expansive Soils*, pp. 157-174, Texas A & M Univ.
- (92) HOLZ, W. G., y GIBBS, H. J., 1956: «Engineering Properties of Expansive Clays». *Trans. ASCE*, vol. 121, pp. 641-663.
- (93) HORTA, J. C. de O. S., 1985: «Salt Heaving in the Sahara». *Geotechnique*, vol. 35, n.º 3, pp. 329-337.
- (94) HOUBOLT, J. C., 1961: «Runway Roughness Studies in the Aeronautical Field». *Proc. ASCE, Air Transport Division*, pp. 11-31.
- (95) HUANG, Y. H., 1975: «Stability Charts for Earth Embankments». *Transportation Research Record 548, Transportation Research Board*, pp. 1-12, Washington, D. C.
- (96) HUANG, Y. H., 1977a: «Stability of Mine Spoil Banks and Hollow Fills». Proceedings of the Conference on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials, Speciality Conference of the Geotechnical Engineer. *Division, ASCE, Ann Arbor, MI*, pp. 407-427.
- (97) HUANG, Y. H., 1977b: «Stability Coefficients for Sidehill Benches». *ASCE, Journal of Geotech. Eng. Div.*, vol. 103, n.º GT5, pp. 467-481. Traducido en el *Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo*, n.º 126 (marzo-abril, 1978).

- (98) HUANG, Y. H., 1978a: «Stability Charts for Sidehill Fills». *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 104, n.º GT5, pp. 659-663.
- (99) HUANG, Y. H., 1978b: «Stability of Spoil Banks and Hollow Fills Created by Surface Mining». Research Report IMMR34-RRR1-78, Institute for Mining and Mineral Research, University of Kentucky, Lexington, KY.
- (100) HUANG, Y. H., 1979: «Stability Charts for Refuse Dams». Proceedings of the 5th Kentucky Coal Refuse Disposal and Utilization Seminar and Stability Analysis of Refuse Dam Workshop, University of Kentucky. Lexington, KY, pp. 57-65.
- (101) HUANG, Y. H., 1980: «Stability Charts for Effective Stress Analysis of Non-homogeneous Embankments». *Transportation Research Record 749, Transportation Research Board*, pp. 72-74, Washington, D. C.
- (102) HUANG, Y. H., 1983: «Stability Analysis of Earth Slopes». Van Nostrand Rheinhold Company, 305 págs.
- (103) HUNTER, J. H., 1968: «Stability of Simple Cuts in Normally Consolidated Clays». Tesis Doctoral, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Colorado.
- (104) HUNTER, J. H., y SCHUSTER, R. L., 1968: «Stability of Simple Cuttings in Normally Consolidated Clays». *Geotechnique*, vol. 18, n.º 3, pp. 372-378.
- (105) JACOBSEN, M., 1970: «New Oedometer and New Triaxial Apparatus for Firm Soils». *Danish Geotechnical Institute Bull.*, n.º 27, pp. 7-20. Traducido en Boletín n.º 138 (marzo-abril de 1980) del *Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo (CEDEX)*, pp. 13-29.
- (106) JANBU, N., 1954: «Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters». *Harvard Soil Mech.*, Series n.º 46, 81 págs.
- (107) JAPAN ROAD ASSOCIATION, 1984: «Manual for Slope Protection». Highway Earthwork Series.
- (108) JENNINGS, J. E., y KNIGHT, K., 1957-58: «The Prediction of Total Heave Using the Oedometer Test». *Symposium on Expansive Clays, The South African Institute of Civil Engineers*, pp. 13-19.
- (109) JENNINGS, J. E.; FIRTH, R. A.; RALPH, T. K., y NAGER, N., 1973: «An improved method for Predicting Heave Using the Oedometer Test». *Proceedings, Third International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils*, vol. 2, pp. 149-154, Haifa, Israel.
- (110) JIMENEZ SALAS, J. A., 1955: «Informe sobre las condiciones del estrato de arcilla negra de la Base Aérea de Morón». No publicado.
- (111) JIMENEZ SALAS, J. A., 1976: «Lección sobre materiales de presas y materiales sueltos». Curso internacional de ingeniería de grandes presas. No publicado.
- (112) JIMENEZ SALAS, J. A., 1984: Discusión al IV Geotechnique Symposium in Print (1983): «Influence of Vegetation on the Swelling and Shrinking of Clays». *Geotechnique*, vol. 34, pp. 158-159.
- (113) JIMENEZ SALAS, et al, 1980: «Geotecnia y cimientos III». Editorial Rueda, Madrid.
- (114) JIMENEZ SALAS, J. A., y JUSTO, J. L., 1971: «Geotecnia y cimientos I». Editorial Rueda, Madrid.
- (115) JIMENEZ SALAS, J. A., y SERRATOSA, J. M., 1957: «Foundations on Swelling Clays». *4th Int. Conf. Soil. Mech. Found. Eng.*, 1: 424, Londres; Discusión por J. Salas, 3: 208.
- (116) JIMENEZ SALAS, J. A.; JUSTO, J. L., y SERRANO, A., 1976: «Geotecnia y cimientos II». Editorial Rueda, Madrid.
- (117) JIMENEZ SALAS, J. A.; URIEL, S., y BACH, V., 1976: «Estudios preliminares y comportamiento de dos terraplenes en margas arcillosas en la Autopista Martorell-Villafranca». *Simposio Nacional sobre Rocas Blandas*, tomo I, Madrid.
- (118) JIMENEZ SALAS, J. A.; JUSTO, J. L.; ROMANA, M., y FARACO, C., 1973: «The Collapse of Gypseous Silts and Clays of Low Plasticity in Arid and Semiarid Climates». 8th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Moscú.
- (119) JOHNSON, L. D., 1977: «Evaluation of Laboratory Suction Tests for Prediction of Heave in Foundation Soils». Tech. Rep. S-77-7. US Army Eng. Wat. Exp. Sta., Vicksburg, Miss.
- (120) JOHNSON, L. D., y SNETHEN, D. R., 1978: «Prediction of Potential Heave of Swelling Soils». *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, vol. 1, n.º 3, pp. 117-124, Philadelphia, Pa.
- (121) JUSTO, J. L., y CUELLAR, V., 1972: «Humedad de equilibrio en el terreno. Mapa de España del Índice de Thornthwaite». *Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo*, n.º 89, pp. 3-23.
- (122) JUSTO, J. L., y SAETERSDAL, R., 1979: «Design Parameters for Special Soil Conditions». *General Report. 7th European Conf. SMFE*, vol. 4, pp. 181-208, Brighton.
- (123) KARAKAS, I. K., 1973: «Le remblayage du Daley». *Bulletin Technique de la Suisse Romande*, n.ºs 9 y 10.
- (124) KASSIFF, G.; LIVNEH, M., y WISEMAN, G., 1969: «Pavements on Expansive Clays». Jerusalem Academic Press.
- (125) KASSIFF, G.; KOMORNIK, A.; WISEMAN, G., y ZEITLEN, J. G., 1965: «Studies and Design Criteria for Structures on Expansive Clays». Int. Res. Eng. Conf. on Expansive Clay Soils, Texas A & M.
- (126) KNOBEL, W., 1987: «Comunicación Personal».
- (127) KOMORNIK, A., y DAVID, D., 1969: «Prediction of Swelling Pressure of Clay». *Journal, Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers*, vol. 95, SM1, pp. 209-225.
- (128) LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES, 1971: «Autoroute de Menton». *Bulletin de Liaison*, Spécial R.
- (129) LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES, 1973: «Essai a la plaque». Dunod, 11 págs.
- (130) LAMBE, T. W.: «The Character and Identification of Expansive Soils». *Soil PVC Meter*, Publicación 701, diciembre, 1960. Federal Housing Administration, Washington, D. C.
- (131) LAWTON, F. L., y LESTER, M. D., 1964: «Settlement of Rockfill Dams». *Proceedings, Eighth International Congress on Large Dams*, vol. III, Q. 32 R.2, Edimburgo, Escocia.

- (132) LEE, R. K. C., y FREDLUND, D. G., 1984: «Measurement of Soil Suction Using MCS 6000 Sensor». *5th Int. Conf. of Expansive Soils*, pp. 50-54, Adelaida, Australia.
- (133) LEWIS, W. A., y PARSONS, A. W., 1973: «The Application of Belt Conveyors in Road Earthworks». *Proc. Inst. Civ. Engineers y Discusiones*, 1974.
- (134) LIVNEH, M., 1973: «Road and Airfiel Pavements, Pipe Lines, Floor Slabs». *General Report of Session 3 Div. 4. 3rd Int. Conference on Expansive Soil*, vol. II, pp. 155-165, Haifa, Israel.
- (135) LIVNEH, M.; KASSIFF, G., y WISEMAN, G., 1969: «The Use of Index Properties in the Design of Pavements on Expansive Clays». *2nd Int. Res. Eng. Conf. on Expansive Clay Soils*, pp. 218-234, Texas A & M.
- (136) LOWE, J., 1964: «Shear Strength of Coarse Embankment Dam Materials». *Proc. 8th Int. Congr. Large Dams*, 3, 745-761.
- (137) LUTTON, R. J., 1977: «Design and Construction of Compacted Shale Embankments», vol. 3. *Slaking Indexes for Design*, Federal Highway Administration, Report FHWA - RD-77-1.
- (138) LUTTRELL, B. J., y REEVES, I. N., 1984: «Experience and Developments with Road Construction on Expansive Clay Soils in North West Queensland». *5th Int. Conference on Expansive Soils*, Adelaida, Australia.
- (139) LYTTON, R. L., 1977: «The Characterization of Expansive Soils in Engineering». Presentation at the Symposium on Water Movement and Equilibrium in Swelling Soils, American Geophysical Union, San Francisco, California (no publicado).
- (140) LYTTON, R. L.; BOGGES, R. L., y SPOTTS, J. W., 1976: «Characteristics of Expansive Clay Roughness of Pavements». *TRB, Transportation Research Record*, 586, pp. 9-23.
- (141) MACAU VILAR, F., 1960: «Estabilización de taludes en desmontes y terraplenes». *Servicio Geológico de Obras Públicas*, boletín n.º 8.
- (142) MAKSIMOVIK, M., 1979: «Limit Equilibrium for Non-linear Failure Envelope and Arbitrary Slip Surface». *Proc. 3rd Int. Conf. Numer. Meth. Geomech. Aachen*, 2, 769-777.
- (143) MARACHI, N. D.; CHAN, C. K.; SEED, H. B., y DUNCAN, J. M., 1969: «Strenght and Deformation Characteristics of Rockfill Materials». Report TE-69-5, University of California, Berkeley.
- (144) MARGASON, G., y CROSS, J. E., 1966: «Settlement behind Bridge Abutments. The Use of Pulverised Fuel Ash in Constructing the Approach Embankments to Bridges on the Staines Bypass». *Road Research Laboratory, RRL Report*, n.º 48.
- (145) MARSAL, R. J., y RESENDIZ, D., 1975: «Presas de tierra y enrocamiento». Editorial Limusa, México.
- (146) McDONALD, E. B., 1973: «Experimental Moisture Barrier and Waterproof Surface». Final Report, South Dakota Dept. of Transportation.
- (147) McDOWELL, C., 1959: «The Relation of Laboratory Testing to Design for Pavements and Structures on Expansive Soils». *Quarterly Colorado School of Mines*, vol. 54, 4, pp. 127-153.
- (148) McDOWELL, C., 1965: «Remedial Procedures Used in the Reduction of Detrimental Effects of Swelling Soils». *1st Int. Conference on Expansive Soils*, pp. 239-254, Texas A & M Univ.
- (149) McKEEN, R. G., 1980: «Field Studies of Airport Pavements on Expansive Clay». *4th International Conference on Expansive Soils*, vol. I, pp. 242-261, Denver, Colorado.
- (150) McKEEN y NIELSEN, 1978: «Characterization of Expansive Soils for Airport Pavement Design». FAA-RD-78-59, US Dept. of Transportation Federal Aviation Administration.
- (151) McKEEN, R. G., y HAMBERG, D. J., 1981: «Characterization of Expansive Soils». *Shales and Swelling Soils, Tranp. Res. Record*, 790, TRB, pp. 73-77.
- (152) McQUEEN, I. S., y MILLER, R. F., 1968: «Calibration and Evaluation of a Wide-Range Gravimetric Method for Measuring Moisture Stress». *Soil Science*, vol. 106, n.º 3, pp. 225-231.
- (153) MENARD, L. (D/60): «Le Pressiomètre Louis Menard: Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations».
- (154) MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS, 1976: «General Conditions Standard Specifications and Supplemental Specifications», vol. 1, división 2. General Grading, Ontario, Canadá.
- (155) MITCHELL, J. K., 1976: «Fundamentals of Soil Behaviour». John Wiley and Sons Inc., New York.
- (156) MORAUX, C., 1975: «Comunicación personal». Centre de Recherches Routières.
- (157) NAYAK, N. V., y CHRISTENSEN, R. W., 1974: «Swelling Characteristics of Compacted Expansive Soils». *Clays and Clay Minerals*, vol. 19, n.º 4, pp. 251-261.
- (158) NETTERBERG, F., y BAM, A., 1984: «The Warmbaths Freeway Active Clay Roabed Experiment: Performance after Six Years». *5th Int. Conference on Expansive Soils*, Adelaida, Australia.
- (159) NEVILLE, F. A., 1979: «Base-course Gravel-compaction Control by the Comprimeter». *Transp. Research Record*, 690, pp. 34-37.
- (160) OTEO, C., 1986: «Las arcillas expansivas en España. Distribución y propiedades. Curso sobre cimentaciones en terrenos metaestables», Instituto Agustín de Bethencourt, Madrid.
- (161) OTEO, C.; SALINAS, J. L., y FERRER, M., 1987: «Metodología del Mapa Previsor de Riesgos por Expansividad de Arcillas en España a Escala 1:1.000.000». *Ingeniería Civil, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas*, n.º 61, pp. 37-43.
- (162) PANET, M., 1974: «Les terrassements rocheux dans les travaux routières et autoroutières». *La Technique Routière*, vol. XIX, n.º 1.
- (163) PARSONS, A. W., 1975: «Quelques développements récents des prescriptions et des procédés en matière de terrassements au Royaume-Uni». *La Technique Routière*, vol. XX, pp. 27-53.
- (164) PARSONS, A. W., 1978: «Moisture Condition Test for Assessing the Engineering Behaviour of Earthwork Material». *Symposium of Clay Fills*, ICE, 169-175, Londres. Traducido en *Boletín de Información del Lab. Transp. y Mec. Suelo*, mayo-junio, 1979.
- (165) PARSONS, A. W., 1979: «Construction and Placement of Clay Fills». *Raport General, Symposium of Clay Fills*, ICE, 307-314, Londres.
- (166) PARSONS, A. W., 1981: «The Assessment of Solis and Soft Rocks for Embankment Construction». *Quarterly Journal of Engineering Geology*, vol. 14, pp. 219-230, Londres.
- (167) PENMAN, A. D. M., 1971: «Rockfill». *CP 25/71, Building Research Establishment*, pp. 6-8, Garston, Watford, Reino Unido.

- (168) PICORNELL, M.; LYTTON, R. L., y STEINBERG, M. L., 1984: «Assessment of the Effectiveness of a Vertical Moisture Barrier». 5th Int. Conference on Expansive Soils, Adelaida, Australia.
- (169) PILOT, G., y KACMAZ, S., 1968: «Abaques de stabilité d'ensemble des remblais sur sols inclinés». *Bull. Liaison Lab. Routières P. et Ch.*, n.º 32, junio-julio, pp. 35-52.
- (170) PORTILLA, R.; SAMPEDRO, J. M.; GOMEZ PUYUELO, J., y GARCIA-PARDO, G., 1986: «Análisis del comportamiento del terraplén de Enterregueras». Autopista Campomanes-León. Simposio sobre Terraplens, Pedraplenes y Otros Rellenos, Madrid.
- (171) POULOVASSILES, A., 1962: «Hysteresis of Pore Water, An Application of the Independent Domains». *Soil Science*, 59: 405-415.
- (172) RALPH, T. K., y NAGAR, N., 1972: «The Prediction of Heave from Laboratory Test». International laboratory investigation as part of B. Sc. (Eng.) degree requirement, University of the Witwatersrand, Johannesburg.
- (173) REVIEW PANEL STATEMENT, 1965: «Engineering Concepts of Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils». *Symposium on Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas*, pp. 7-21, Butterworths, Australia.
- (174) RICHARDS, B. G., 1967: «Moisture Flow and Equilibria in Unsaturated Soils for Shallow Foundations». *Permeability and Capillarity of Soils, STP 411, ASTM*, pp. 4-32.
- (175) RICHARDS, B. G.; PETER, P., y MARTIN, R., 1984: «The Determination of Volume Change Properties in Expansive Soils». *5th Int. Conf. on Expansive Soils*, pp. 179-186, Adelaida, Australia.
- (176) RODRIGUEZ MIRANDA, M. A., 1986: «Pedraplenes». Ponencia General 2.3. *Simposio sobre Terraplens, Pedraplenes y Otros Rellenos, AIPCR*, pp. 219-248, Madrid.
- (177) RODRIGUEZ MIRANDA, M. A., 1987: «Utilización de rellenos de materiales con yesos». *Ingeniería Civil (CEDEX)*, n.º 63, pp. 45-49.
- (178) RODRIGUEZ MIRANDA, M. A., y GUTIERREZ MANJON, J. M., 1976: «Comportamiento de un pedraplén de 80 m de altura para una autopista». *Simposio Nacional sobre Rocas Blandas*, tomo I, Madrid.
- (179) RODRIGUEZ MIRANDA, M. A., y LANCHA MARTI, E., 1977: «Comportamiento de un gran pedraplén construido con un talud de 45 grados». *Revista de Obras Públicas*, n.º 3146.
- (180) RODRIGUEZ MIRANDA, M. A.; PASCUAL, F., y BOBET, A., 1986: «Diseño, construcción y comportamiento de rellenos de tipo sandwich en la autopista Bilbao-Segovia». *Simposio sobre Terraplens, Pedraplenes y Otros Rellenos*, pp. 281-292, Madrid.
- (181) RODRIGUEZ ORTIZ, J. M., 1975: «Las arcillas expansivas: su estudio y tratamiento». *Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo*, n.º 108, pp. 3-30.
- (182) RODRIGUEZ ORTIZ, J. M., 1986: «Patología de edificios en arcillas expansivas. Efectos de la vegetación». Curso sobre cimentaciones en terrenos metaestables: colapsables y expansivos. Fundación Agustín de Bethencourt, Madrid.
- (183) RODRIGUEZ ORTIZ, J. M., y SERRANO, A., 1984: «Discusión al IV Geotechnique Symposium in Print» (1983): «Influence of Vegetation on the Swelling and Shrinking of Clays». *Geotechnique*, vol. 34, pp. 155-158. Traducido en el *Boletín de Información del Laboratorio de Carreteras y Geotecnia* (enero-febrero, 1985).
- (184) RUSSAM, K., 1961: «Estimation of Subgrade Moisture Distribution». *Transportation and Communication Monthly Review*, vol. 176, pp. 151-159.
- (185) RUSSAM, K., 1965: «The Prediction of Sугrade Moisture Conditions for Design Purposes». *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas*. Butterworth, Sydney, Australia.
- (186) RUSSAM, K., y COLEMAN, J. D., 1961: «The Effect of Climatic Factors on Subgrade Moisture Conditions». *Geotechnique*, 11 (1), pp. 22-28.
- (187) SALLBERG, J. R., y SMITH, P. C., 1965: «Pavement Design Over Expansive Clays: Current Practices and Research in the United States». International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas A & M.
- (188) SEED, H. B.; WOODWARD, R. J., Jr., y LUNDGREN, R., 1962: «Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays». *Journal Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, vol. 88, n.º SM3, pp. 53-87.
- (189) SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES (SETRA). LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES (LCPC), 1972: «Recommandation pour le traitement en place des sols fins à la chaux».
- (190) SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES (SETRA). LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES (LCPC), 1976 y 1981: «Recommandation pour les terrassements routières: 1) Etablissement des projects et conduite des travaux de terrassements. 2) Utilisation des sols en remblai et en couche de forme. 3) Compactage des remblais et des couches de forme. 4) Contrôle de l'exécution des remblais et des couches de forme», 1981.
- (191) SHAMBURGER, J. H.; PATRICK, D. M., y LUTTON, R. J., 1975: «Design and Construction of Compacted Shale Embankments», vol. 1. «Survey of Problem Areas and Current Practices», Federal Highway Administration, Rep. n.º FHWA-RD-75-61.
- (192) SHERARD, J. L.; WOODWARD, R. J.; GZIENSKI, S. F., y CLEVENGER, W. A., 1963: «Earth-rock Dams». John Wiley and Sons, Inc.
- (193) SHERWOOD, P. T., y RILEY, M. D., 1966: «The Use of Stabilized Fuel Ash in Road Construction. A Laboratory Investigation». *Road Research Lab.*, n.º 49.
- (194) SMITH, T., y KLEIMAN, F., 1971: «Behaviour of High Earth Embankment of US-101». *H. R. Record*, n.º 345, pp. 100-110.
- (195) SMITH, T. W., y STAFFORD, G. V., 1957: «Horizontal Drains in California Highways». *Journal Soil Mec. and Found, Div. ASCE*, vol. 83, SM3.
- (196) SNETHEN, D., 1980: «Characterization of Expansive Soils Using Soil Suction Data». *4th International Conference on Expansive Soil*, vol. I, pp. 54-75, Denver, Colorado.
- (197) SNETHEN, D. R., 1979: «Technical Guidelines for Expansive Soils in Highway Subgrades». Final Report, Federal Highway Administration, Report n.º FHWA-RD-79-51.
- (198) SNETHEN, D. R.; JOHNSON, L. D., y PATRICK, D. M., 1977: «An Evaluation of Expedient Met-

- hology for Identification of Potentially Expansive Soils». Federal Highway Administration, Report n.º FHWA-RD-77-95, p. 43.
- (199) SNETHEN, D. R.; TOWNSEND, F. C.; JOHNSON, L. D.; PATRICK, D. M., y VEDROS, P. J., 1975: «A Review of Engineering Experiences with Expansive Soils in Highway Subgrades». Federal Highway Administration, Rep. n.º FHWA-RD-75-48.
- (200) SOWERS, G. F.; WILLIAMS, R. C., y WALLACE, T. S., 1965: «Compressibility of Broken Rock and the Settlement of Rockfills». 6.ª Conferencia Internacional de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, Montreal.
- (201) SOYDEMIR, C., y KJAERNSLI, B., 1975: «A Treatise on the Performance of Rockfill Dams with Unyielding Foundations in Relation to the Design of Storvass Dam». Report 53203, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Noruega.
- (202) SOYDEMIR, C., y KJAERNSLI, B., 1979: «Deformation of Membrane-faced Rockfill Dams». Presentada en la *Seventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 3, pp. 281-284, Brighton, Inglaterra.
- (203) STEINBERG, M. L., 1980: «Deep Vertical Fabric Moisture Seals». *4th Int. Conf. on Expansive Soils*, pp. 383-400, Denver.
- (204) SULLIVAN, R. A., y McCLELLAND, B., 1969: «Predicting Heave of Buildings on Unsaturated Clay». *Proceedings, Second International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils*, pp. 404-420, Texas A & M University, Collete Station, Texas.
- (205) TERZAGUI, K., y PECK, R. B., 1967: «Soil Mechanics in Engineering Practice». John Wiley & Sons Inc., 2.ª edición.
- (206) THOMPSON, M. R., y ROBNETT, Q. L., 1975: «Pressure Injection Lime Treatment of Swelling Soils». 54th Annual Meeting, Transportation Research Board, Washington, D. C.
- (207) TOMBS, S. G., 1969: «Strength and Deformation Characteristics of Rockfill». Ph. D. Thesis, University of London.
- (208) URIEL, S., 1980: «Geotecnia y Cimientos III». 2.ª parte, cap. 18.1.
- (209) URIEL, S., y DAPENA, J. E., 1976: «Indices para cuantificar la alterabilidad de las rocas». *Simpósio Nacional de Rocas Blandas*, 1, A-8, Madrid.
- (210) UZAN, J.; FRYDMAN, S., y WISEMAN, G., 1984: «Roughness of Airfield Pavement on Expansive Clay». 5th Int. Conference on Expansive Soils, Adelaida, Australia.
- (211) VAN DER MERWE, C. P., y AHRONOVITZ, M., 1973: «The Behaviour of Flexible Pavements on Expansive Soils in Rhodesia». *Proceedings of the 3rd International Conference on expansive soils*, vol. 1, pp. 267-276, Haifa, Israel.
- (212) VAN DER MERWE, D. H.; HUGO, F., y STEIN, A. P., 1980: «The Pretreatment of Clay Soils for Road Construction». *4th Int. Conf. on Expansive Soils*, vol. I, pp. 361-382, Denver.
- (213) VAN GANSE, 1978: «Infiltrations dans les chaussées; évaluation prévisionnelle». *Symposium on Road Drainage, Road Research Program, OCDE*, pp. 175-192, Berna.
- (214) VELASCO, M. O., y LYTTON, R. L., 1981: «Pavement Roughness on Expansive Clays». *Transportation Research Record 790, Transportation Research Board*, pp. 78-87, Washington.
- (215) VIJAYVERGIYA, V. N., y GHAZZALY, O. I., 1973: «Prediction of Swelling Potential for Natural Clays». *Proc. of the 3rd Int. Conf. on Expansive Soils*, vol. 2, pp. 227-236, Haifa.
- (216) VSS, 1966: «Coeficientes característicos de los suelos». Norma suiza SNV-70010.
- (217) VSS, 1967: «Compactación, métodos y equipos». Norma suiza SNV-640588.
- (218) VSS, 1972: «Compactación. Exigencias». Norma suiza SNV-640585a.
- (219) VSS, 1972: «Compactación. Métodos de control». Norma suiza SNV-640586.
- (220) VSS, 1973: «Compactación por eje de 10 t». Norma suiza SNV-670365.
- (221) VSS, 1975: «Explicaciones. Tierra vegetal, almacenamiento y puesta en obra». Norma suiza SNV-640581.
- (222) VSS, 1981: «Suelos. Ensayo de placa M<sub>E</sub>». Norma suiza SNV-670317a.
- (223) WESTON, D. J., 1980: «Expansive Roadbed Treatment for Southern Africa». *4th Int. Conference on Expansive Soils*, vol. I, pp. 339-360, Denver.
- (224) WIDMER, M., 1969: «Significado del ensayo de carga con placa en la construcción de carreteras». *Strassen und Verkehr*, n.º 4, abril. Traducido en el *Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo*, n.º 72, marzo-abril, pp. 22-40.
- (225) WILKINS, J. K., 1973: «Discusión». *11th Congress of Large Dams*, vol. V, pp. 406-411, Madrid.
- (226) WILLIAMS, A. A. B., 1965: «The Deformation of Roads Resulting from Moisture Changes in Expansive Soils in South Africa». *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils*, Symposium in Print, Australia Butterworth.
- (227) WILLIAMS, A. A. B., y DONALDSON, G., 1980: «Building on Expansive Soils in South Africa: 1973-1980». *4th Int. Conf. on Expansive Soils*, vol. II, pp. 834-844, Denver, USA.
- (228) WINTERKORN, 1930: «The Aerial Well or Hydrogenesis Problem». Princeton University, USA.
- (229) ZEITLEN, J. G., 1961: «Discusión a la sección 3A». *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Eng.*, 3, 200.

# ANEXOS

- 1 **PRESCRIPCIONES TECNICAS ESPAÑOLAS SOBRE MATERIALES PARA SU UTILIZACION EN TERRAPLENES**
- 2 **EXTRACTO DE LAS ESPECIFICACIONES BRITANICAS SOBRE CONSTRUCCION DE TERRAPLENES**
- 3 **EL INDICE MCV Y SU APLICACION AL EMPLEO DE MAQUINARIA EN LA CONSTRUCCION DE EXPLANACIONES**
- 4 **LA EXPLANADA EN LAS INSTRUCCIONES 6.1-IC y 6.2-IC**
- 5 **EXTRACTO DE LAS RECOMENDACIONES FRANCESAS PARA LA COMPACTACION DEL NUCLEO Y CORONACION DE TERRAPLENES**
- 6 **SUELOS EXPANSIVOS O COLAPSABLES**

# PRESCRIPCIONES TÉCNICAS ESPAÑOLAS SOBRE MATERIALES PARA SU UTILIZACIÓN EN TERRAPLENES (PG4/88, artículo 330)

### 330.1 DEFINICION

Esta unidad consiste en la extensión y compactación de suelos procedentes de las excavaciones, en zonas de extensión tal que permita la utilización de maquinaria de elevado rendimiento.

Su ejecución incluye las operaciones siguientes:

- Preparación de la superficie de asiento del terraplén.
- Extensión de una tongada.
- Humectación o desecación de una tongada.
- Compactación de una tongada.

Estas tres últimas, reiteradas cuantas veces sea preciso.

### 330.2 ZONAS DE LOS TERRAPLENES

En los terraplenes se distinguirán tres zonas:

*Cimiento.* Formado por aquella parte del terraplén que está por debajo de la superficie original del terreno y que ha sido vaciada durante el desbroce, o al hacer excavación adicional por presencia de material inadecuado.

*Núcleo.* Parte del terraplén comprendida entre el cimiento y la coronación.

*Coronación.* Formada por la parte superior del terraplén, con el espesor que figure en Proyecto.

Se considerará como coronación de terraplén el relleno sobre fondos de desmonte para la formación de la explanada.

### 303.3 MATERIALES

#### 303.3.1 Clasificación y condiciones generales

Los materiales a emplear en terraplenes serán suelos o materiales locales que se obtendrán de las excavaciones realizadas en la obra, o de los préstamos se definan en los Planos y Pliegos de Prescripciones Técnicas Particulares, o se autoricen por el Director de las obras.

Para su empleo en terraplenes, los suelos se clasificarán en los tipos siguientes:

Suelos inadecuados, suelos tolerables, suelos adecuados y suelos seleccionados, de acuerdo con las siguientes características:

— *Suelos inadecuados.* Son aquellos que no cumplen las condiciones mínimas exigidas a los suelos tolerables.

— *Suelos tolerables.* No contendrán más de un veinticinco por ciento (25 %), en peso, de piedras cuyo tamaño exceda de quince centímetros (15 cm).

Su límite líquido será inferior a cuarenta ( $LL < 40$ ) o simultáneamente: límite líquido menor de sesenta y cinco ( $LL < 65$ ) e índice de plasticidad mayor de seis décimas de límite líquido menos nueve [ $IP > (0,6 LL - 9)$ ].

La densidad máxima correspondiente al ensayo Proctor Normal no será inferior a un kilogramo cuatrocientos cincuenta gramos por decímetro cúbico ( $1,450 \text{ kg/dm}^3$ ).

El índice CBR será superior a tres (3).

El contenido de materia orgánica será inferior al dos por ciento (2 %).

— *Suelos adecuados.* Carecerán de elementos de tamaño superior a diez cen-

timetros (10 cm) y su cernido por el tamiz 0,080 UNE será inferior al treinta y cinco por ciento (35 %) en peso.

Su límite líquido será inferior a cuarenta ( $LL < 40$ ).

La densidad máxima correspondiente al ensayo Proctor Normal no será inferior a un kilogramo setecientos cincuenta gramos por decímetro cúbico ( $1,750 \text{ kg/dm}^3$ ).

El índice CBR será superior a cinco (5) y el hinchamiento, medido en dicho ensayo, será inferior al dos por ciento (2 %).

El contenido de materia orgánica será inferior al uno por ciento (1 %).

— *Suelos seleccionados.* Carecerán de elementos de tamaño superior a ocho centímetros (8 cm) y su cernido por el tamiz 0,080 UNE será inferior al veinticinco por ciento (25 %) en peso.

Simultáneamente, su límite líquido será menor que treinta ( $LL < 30$ ) y su índice de plasticidad menor que diez ( $IP < 10$ ).

El índice CBR será superior a diez (10) y no presentará hinchamiento en dicho ensayo.

Estarán exentos de materia orgánica.

Las exigencias anteriores se determinarán de acuerdo con las normas de ensayo NLT-105/72, NLT-106/72, NLT-107/72, NLT-111/72, NLT-118/59 y NLT-152/72.

El índice CBR que se considerará es el que corresponda a la densidad mínima exigida en obra en el apartado 330.5.4 de este Pliego.

### **330.3.2 Empleo**

En coronación de terraplenes deberán utilizarse suelos adecuados o seleccionados. También podrán utilizarse suelos tolerables, estabilizados con cal o con cemento, de acuerdo con los artículos 510 y 512 de este Pliego.

El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares señalará el tipo de suelo a emplear en cada caso.

En núcleos y cimientos de terraplenes deberán emplearse suelos tolerables, adecuados o seleccionados. Cuando el núcleo del terraplén pueda estar sujeto a inundación sólo se utilizarán suelos adecuados o seleccionados.

Los suelos inadecuados no se utilizarán en ninguna zona del terraplén.

Dadas las características de esta unidad, se recuerda especialmente que, según el apartado 100.2, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares puede modificar las prescripciones establecidas en el presente artículo.

Los equipos de extendido, humectación y compactación serán suficientes para garantizar la ejecución de la obra de acuerdo con las exigencias del presente artículo.

## **330.4 EQUIPO NECESARIO PARA LA EJECUCION DE LAS OBRAS**

## **330.5 EJECUCION DE LAS OBRAS**

### **330.5.1 Preparación de la superficie de asiento del terraplén**

Si el terraplén tuviera que construirse sobre un firme existente, se escarificará y compactará éste según lo indicado en el artículo 303 de este Pliego.

Si el terraplén tuviera que construirse sobre terreno natural, en primer lugar se efectuará, de acuerdo con lo estipulado en los artículos 300 y 320 de este Pliego, el desbroce del citado terreno y la excavación y extracción del material inadecuado, si lo hubiera, en toda la profundidad requerida en los Planos. A continuación, para conseguir la debida trabazón entre el terraplén y el terreno, se

escarificará éste, de acuerdo con la profundidad prevista en los Planos y con las indicaciones relativas a esta unidad de obra que figuran en el artículo 302 de este Pliego y se compactará en las mismas condiciones que las exigidas para el cimiento del terraplén.

En las zonas de ensanche o recrecimiento de antiguos terraplenes se prepararán éstos, a fin de conseguir su unión con el nuevo terraplén. Las operaciones encaminadas a tal objeto serán indicadas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o, en su defecto, por el Director. Si el material procedente del antiguo talud cumple las condiciones exigidas para la zona de terraplén de que se trate, se mezclará con el del nuevo terraplén para su compactación simultánea; en caso negativo, será transportado a vertedero.

Cuando el terraplén haya de asentarse sobre un terreno en el que existan corrientes de agua superficial o subálvea, se desviarán las primeras y captarán y conducirán las últimas, fuera del área donde vaya a construirse el terraplén, antes de comenzar su ejecución. Estas obras, que tendrán el carácter de accesorias, se ejecutarán con arreglo a lo previsto para tal tipo de obras en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o, en su defecto, a las instrucciones del Director.

Si el terraplén hubiera de construirse sobre terreno inestable, turba o arcillas blandas, se asegurará la eliminación de este material o su consolidación.

En los terraplenes a media ladera, el Director podrá exigir, para asegurar su perfecta estabilidad, el escalonamiento de aquella mediante la excavación que considere pertinente.

### **330.5.2 Extensión de las tongadas**

Una vez preparado el cimiento del terraplén, se procederá a la construcción del mismo, empleando materiales que cumplan las condiciones establecidas anteriormente, los cuales serán extendidos en tongadas sucesivas, de espesor uniforme y sensiblemente paralelas a la explanada. El espesor de estas tongadas será lo suficientemente reducido para que, con los medios disponibles, se obtenga en todo su espesor el grado de compactación exigido. Los materiales de cada tongada serán de características uniformes; y si no lo fueran, se conseguirá esta uniformidad mezclándolos convenientemente con maquinaria adecuada para ello. No se extenderá ninguna tongada mientras no se haya comprobado que la superficie subyacente cumple las condiciones exigidas y sea autorizada su extensión por el Director. Cuando la tongada subyacente se halle reblandecida por una humedad excesiva, el Director no autorizará la extensión de la siguiente.

Los terraplenes sobre zonas de escasa capacidad de soporte se iniciarán vertiendo las primeras capas con el espesor mínimo necesario para soportar las cargas que produzcan los equipos de movimiento y compactación de tierras.

Durante la ejecución de las obras, la superficie de las tongadas deberá tener la pendiente transversal necesaria para asegurar la evacuación de las aguas sin peligro de erosión.

Salvo prescripción en contrario, los equipos de transporte de tierras y extensión de las mismas operarán sobre todo el ancho de cada capa.

### **330.5.3 Humectación o desecación**

Una vez extendida la tongada, se procederá a su humectación si es necesario. El contenido óptimo de humedad se obtendrá a la vista de los resultados de los ensayos que se realicen en obra con la maquinaria disponible.

En el caso de que sea preciso añadir agua, esta operación se efectuará de forma que el humedecimiento de los materiales sea uniforme.

En los casos especiales en que la humedad natural del material sea excesiva

para conseguir la compactación prevista, se tomarán las medidas adecuadas, pudiéndose proceder a la desecación por oreo, o a la adición y mezcla de materiales secos o sustancias apropiadas, tales como cal viva.

#### **330.5.4 Compactación**

Conseguida la humectación más conveniente, se procederá a la compactación mecánica de la tongada.

En la coronación de los terraplenes, la densidad que se alcance no será inferior a la máxima obtenida en el ensayo Proctor Normal. Esta determinación se hará según la norma de ensayo NLT-107/72. En los cimientos y núcleos de terraplenes la densidad que se alcance no será inferior al noventa y cinco por ciento (95 %) de la máxima obtenida en dicho ensayo.

Las zonas que por su reducida extensión, su pendiente o proximidad a obras de fábrica, no permitan el empleo del equipo que normalmente se esté utilizando para la compactación de los terraplenes, se compactarán con los medios adecuados al caso, de forma que las densidades que se alcancen no sean inferiores a las obtenidas en el resto del terraplén.

Si se utilizan para compactar rodillos vibrantes, deberán darse al final unas pasadas sin aplicar vibración, para corregir las perturbaciones superficiales que hubiere podido causar la vibración y sellar la superficie.

#### **303.6 LIMITACIONES DE LA EJECUCION**

Los terraplenes se ejecutarán cuando la temperatura ambiente, a la sombra, sea superior a dos grados centígrados (2° C), debiendo suspenderse los trabajos cuando la temperatura descienda por debajo de dicho límite.

Sobre las capas en ejecución debe prohibirse la acción de todo tipo de tráfico hasta que se haya completado su compactación. Si ello no es factible, el tráfico que necesariamente tenga que pasar sobre ellas se distribuirá de forma que no se concentren huellas de rodadas en la superficie.

#### **330.7 MEDICION Y ABONO**

Los terraplenes se abonarán por metros cúbicos (m<sup>3</sup>), medidos sobre los Planos de perfiles transversales.

## EXTRACTO DE LAS ESPECIFICACIONES BRITANICAS SOBRE CONSTRUCCION DE TERRAPLENES

MINISTRY OF TRANSPORT (1986)

En los apartados 3.4.1.2, 3.4.2.1.A, 3.5.1.1 y 5.3.2.1 se comentan diversos aspectos de las prescripciones británicas. En este Anexo se incluyen las tablas a que se hace referencia en ellos.

Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que estas tablas no son una versión completa de las originales, sino un extracto de las mismas. Se han suprimido, en efecto, una serie de materiales de uso menos frecuente en España, como son las cenizas volantes, los caliches y algún otro.

También se han omitido algunas unidades especiales, como los rellenos de acceso a estructuras, materiales para tierra reforzada, etc., ya que lo que se pretende es presentar solamente los aspectos que se consideran de aplicación más general.

3) En los rodillos de pata de cabra, el extremo de cada pata debe ser superior a 0,01 m<sup>2</sup> y la suma de las áreas de las patas superiores al 15 % del área del cilindro definido por los extremos de las mismas. Se supone que la máquina se compone de dos rodillos en tándem. Si, por el contrario, en cada pasada sólo un rodillo pasa por cada punto, el número mínimo de pasadas indicado en la

TABLA A2.1

EXTRACTO DE LOS REQUERIMIENTOS DE CLASIFICACION Y COMPACTACION DE LAS PRESCRIPCIONES  
BRITANICAS PARA TERRAPLENES  
(Ministry of Transport, 1986)

Clase		Descripción	Propiedades de los materiales*	Requerimientos para la compactación (ver tabla A2.4)
Relleno granular general	1 A	Bien gradado	Coeficiente de uniformidad: $\geq 10$	Método 2
	1 B	Uniformamiento gradado	Coeficiente de uniformidad: $< 10$	Método 3
	1 C	Material grueso	Coeficiente de uniformidad: $\geq 5$	Método 5
Relleno cohesivo general	2 A	Muy húmedo	Humedad: $\geq LP - 4\%$	Método 1, excepto si el límite líquido es mayor de 50, en que se usarán solamente compactadores de pata de cabra o de rejilla.
	2 B	Seco	Humedad: $\leq LT - 4$	Método 2
	2 C	Con piedras		Método 2
	2 D	Limoso		Método 3

\* Además de las generales, de las que se fijan en la tabla A2.3 y de las que se señalen en el Pliego de Prescripciones técnicas particulares.

TABLA A2.2

EXTRACTO DE LOS REQUERIMIENTOS DE CLASIFICACION Y COMPACTACION DE LAS ESPECIFICACIONES  
BRITANICAS PARA RELLENOS GRANULARES SELECCIONADOS EN CORONACION  
(Ministry of Transport, 1986)

Clase	Descripción	Propiedades de los materiales*	Requerimientos para la compactación
6 F 1	Granulometría fina	Optima - 2 % $\leq$ Humedad $\leq$ óptima Ensayo del valor del 10% de finos** $\geq 30$ kN	Método 6
6 F 2	Granulometría gruesa	Optima - 2 % $\leq$ Humedad $\leq$ óptima	Método 6

\* Además de las generales, de las que se fijan en la tabla A2.3 y de las que se señalen en el Pliego de Prescripciones técnicas particulares.

\*\* Ensayo de calidad según BS 812, Parte 3, Método 8, modificado.

TABLA A2.3  
EXTRACTO DE LAS CONDICIONES GRANULOMETRICAS PARA MATERIALES  
DE TERRAPLENES ACEPTABLES  
(Ministry of Transport, 1986)

Clase	% en masa de material cernido por el tamiz indicado										
	Tamiz (mm)									Tamiz (µm)	
	500	300	125	90	75	37,5	10	5	2	600	63
1A	—	—	100	—	—	—	—	—	—	—	< 15
1B	—	—	100	—	—	—	—	—	—	—	< 15
1C	100	—	0-95	—	—	—	—	—	—	0-25	< 15
2A	—	100	—	—	—	—	—	—	80-100	—	15-100
2B	—	—	100	—	—	—	—	—	80-100	—	15-100
2C	—	—	100	—	—	—	—	—	15-80	—	15-80
2D	—	—	100	—	—	—	—	—	80-100	—	15-100
6F1	—	—	—	—	100	75-100	40-95	30-85	—	10-50	< 15
6F2	—	—	100	80-100	65-100	45-100	15-60	10-45	—	0-25	0-12

TABLA A2.4  
REQUERIMIENTOS DE COMPACTACION SEGUN LAS PRESCRIPCIONES BRITANICAS  
(Ministry of Transport, 1986)

Tipo de maquinaria	Categoría	Método 1		Método 2		Método 3		Método 4		Método 5		Método 6			
		D	N ≠	D	N ≠	D	N ≠	D	N	D	N	N para D=110 mm	N para D=150 mm	N para D=250 mm	
Rodillo liso	Masa por m de anchura rodillo														
	2.100 a 2.700 kg	125	8	125	10	125	10*	175	4	inadecuado		inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	2.700 a 5.400 kg	125	6	125	8	125	8*	200	4	inadecuado	16	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	más de 5.400 kg	150	4	150	8	inadecuado		300	4	inadecuado	8	16	inadecuado	inadecuado	inadecuado
Rodillo de rejilla	2.700 a 5.400 kg	150	10	inadecuado		150	10	250	4	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	5.400 a 8.000 kg	150	8	125	12	inadecuado		325	4	inadecuado	20	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	más de 8.000 kg	150	4	150	12	inadecuado		400	4	inadecuado	12	20	inadecuado	inadecuado	inadecuado
Rodillo pata cabra	más de 4.000 kg	225	4	150	12	250	4	350	4	inadecuado	12	20	inadecuado	inadecuado	inadecuado
Rodillo de neumáticos	Masa por rueda:														
	1.000 a 1.500 kg	125	6	inadecuado		150	10*	250	4	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	1.500 a 2.000 kg	150	5	inadecuado		inadecuado		300	4	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	2.000 a 2.500 kg	175	4	125	12	inadecuado		350	4	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	2.500 a 4.000 kg	225	4	125	10	inadecuado		400	4	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	4.000 a 6.000 kg	300	4	125	10	inadecuado		inadecuado		inadecuado	12	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	6.000 a 8.000 kg	350	4	150	8	inadecuado		inadecuado		inadecuado	12	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	8.000 a 12.000 kg	400	4	150	8	inadecuado		inadecuado		inadecuado	10	16	inadecuado	inadecuado	inadecuado
más de 12.000 kg	450	4	175	6	inadecuado		inadecuado		inadecuado	8	12	inadecuado	inadecuado	inadecuado	
Rodillo vibrante	Masa por m de anchura de rodillo vibrante:														
	270 a 450 kg	inadecuado		75	16	150	16	inadecuado		inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	450 a 700 kg	inadecuado		75	12	150	12	inadecuado		inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	700 a 1.300 kg	100	12	125	10	150	6	125	10	inadecuado	16	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	1.300 a 1.800 kg	125	8	150	8	200	10*	175	4	inadecuado	6	16	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	1.800 a 2.300 kg	150	4	150	4	225	12*	inadecuado		inadecuado	4	6	12	inadecuado	inadecuado
	2.300 a 2.900 kg	175	4	3	5	250	10*	inadecuado		400	5	3	5	11	inadecuado
	2.900 a 3.600 kg	200	4	200	4	275	8*	inadecuado		500	5	3	5	10	inadecuado
	3.600 a 4.300 kg	225	4	225	4	300	8*	inadecuado		600	5	2	4	8	inadecuado
	4.300 a 5.000 kg	250	4	250	4	300	6*	inadecuado		700	5	2	4	7	inadecuado
	más de 5.000 kg	275	4	275	4	300	4*	inadecuado		800	5	2	3	6	inadecuado
Bandejas vibrantes	Masa:														
	50 a 65 kg	100	3	100	3	150	3	125	3	inadecuado	4	8	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	65 a 75 kg	125	3	125	3	200	3	150	3	inadecuado	3	6	12	inadecuado	inadecuado
	75 a 100 kg	150	3	150	3	225	3	175	3	inadecuado	2	4	10	inadecuado	inadecuado
	más de 100 kg	225	3	200	3	225	3	250	3	inadecuado	2	4	10	inadecuado	inadecuado
Ranas (pisonos de explosión)	Masa:														
	100 a 500 kg	150	4	150	6	inadecuado		200	4	inadecuado	5	8	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	más de 500 kg	275	8	275	12	inadecuado		400	4	inadecuado	5	8	14	inadecuado	inadecuado
Compactador de impacto	Masa de la maza más de 500 kg														
	Altura de la caída:														
	1 a 2 m	600	4	600	8	450	8	inadecuado		inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado
	más de 2 m	600	2	600	4	inadecuado		inadecuado		inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado	inadecuado

D = Espesor máximo de la tongada compactada (mm).  
N = Número mínimo de pasadas.

tabla deberá duplicarse (más la correspondiente duplicación que pudiera exigir la nota 1).

- 4) En los rodillos de neumáticos la masa por rueda es la masa total del rodillo dividida por el número de ruedas.
- 5) Los rodillos vibrantes pueden ser arrastrados o autopropulsados, con medios para aplicar vibración a uno o más de sus rodillos lisos, excepto que los rodillos vibratorios empleados en el Método 5 de compactación deben ser de un sólo rodillo.
  - a) Los requerimientos de la tabla se basan en el uso de la marcha más baja en los autopropulsados con transmisión mecánica, y en una velocidad de 1,5 a 2,5 km/h en los arrastrados o autopropulsados con transmisión hidráulica. Si se utilizan marchas o velocidades más altas, se dará un mayor número de pasadas en proporción al incremento de velocidad.
  - b) Si la vibración se aplica a dos rodillos en tándem, el número mínimo de pasadas será la mitad del indicado en la tabla. Si los dos rodillos son diferentes, se tomará el número de pasadas correspondiente al de menor masa por metro. Alternativamente puede suponerse que se trata de una máquina con solamente un rodillo más pesado.
  - c) Este equipo debe manejarse con el mecanismo de vibración actuando con la frecuencia que produce la amplitud mayor, a menos que el fabricante recomiende otra cosa para el material que se está compactando. Los rodillos deben estar equipados con instrumentos que indiquen la frecuencia y velocidad con que trabajan.
- 6) Las placas vibrantes deben hacerse funcionar con la frecuencia recomendada por los fabricantes. Normalmente deberán trabajar a velocidades de menos de 1 km/h, pero si se utilizan velocidades mayores se aumentará el número de pasadas en proporción al aumento de velocidad.
- 7) Las bandejas vibrantes son máquinas en las que un mecanismo movido por motor actúa sobre un sistema de muelles, a través de los cuales se transmiten las oscilaciones a una placa.
- 8) Las ranas son máquinas accionadas por las explosiones de un cilindro interior de combustión, siendo cada una de ellas controlada manualmente por el operador.
- 9) En el caso de ranas y compactadores de impacto cada golpe se considerará como una pasada sobre el área en cuestión.
- 10) En los conceptos señalados con \* en el Método 3 los rodillos deberán ser arrastrados por tractores de orugas. Los autopropulsados son inadecuados.
- 11) Donde se utilice una combinación de compactadores, el espesor de tongada y el número de pasadas corresponderán, respectivamente, al equipo que requiera menor espesor y al equipo que requiera mayor número de pasadas.

#### **COMENTARIOS A LA TABLA A2.4**

- 1) En las columnas con el símbolo  $N \neq$ , el número de pasadas establecido debe duplicarse para los materiales de las Clases 1A, 1B, 2A, 2B, 2C y 2D en los 60 cm que quedan inmediatamente por debajo de la explanada o de la superficie de contacto con la coronación, en su caso.
- 2) Si un rodillo tiene más de un eje, la categoría de la máquina debe determinarse sobre la base del eje con mayor masa por metro de anchura.

## EL INDICE MCV Y SU APLICACION AL EMPLEO DE MAQUINARIA EN LA CONSTRUCCION DE EXPLANACIONES

### 1 APARATO DEL TRRL

El Transport and Road Research Laboratory británico (164, 165, 166) ha desarrollado un procedimiento para determinar la humedad de un suelo, que ha encontrado múltiples aplicaciones de otros tipos.

En la figura A3.1 se presenta un diagrama idealizado de las curvas de compactación de un mismo suelo con diferentes energías, situando en ordenadas las densidades húmedas. Como se ve, todas ellas tienden a converger en una curva única para humedades muy próximas a las que producen la densidad máxima húmeda.

La energía de compactación puede quedar representada por el número de golpes en un ensayo de características normalizadas. Se puede, por tanto, establecer una correlación como la de la figura A3.2, entre la humedad que contiene una muestra de suelo y el número de golpes que produce la máxima densidad húmeda.

Para definir el número de golpes que produce dicha densidad máxima se utiliza un aparato (fig. A3.3) con un molde de 100 mm de diámetro, donde se compacta una muestra de 1,5 kg de peso, con una maza guiada de aproximadamente el mismo diámetro del molde y con peso y altura de caída fijos. Según se van dando sucesivos golpes se va midiendo lo que desciende la superficie del suelo compactado por un procedimiento muy simple; se conviene en admi-

FIGURA A3.1  
RELACION IDEALIZADA ENTRE LA DENSIDAD HUMEDA Y LA HUMEDAD DE UN SUELO PARA DISTINTAS ENERGIAS DE COMPACTACION

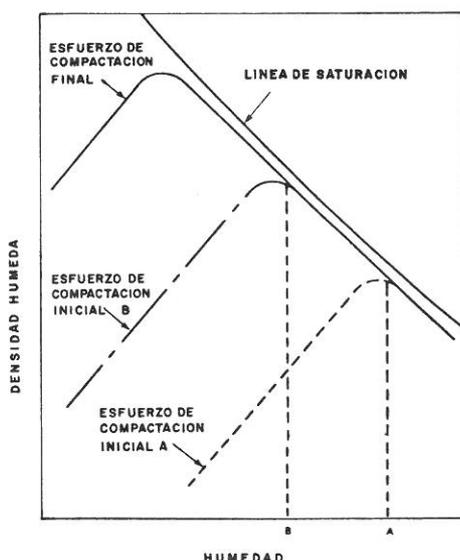
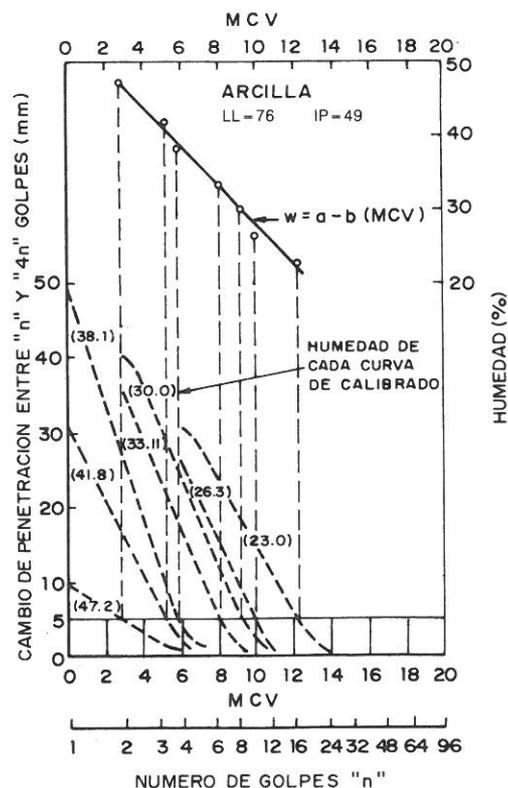


FIGURA A3.2  
CORRELACION ENTRE EL NUMERO DE GOLPES QUE PRODUCE LA MAXIMA DENSIDAD HUMEDA Y LA HUMEDAD DE UNA MUESTRA DE SUELO. SE REPRESENTAN DE TRAZOS LAS CURVAS DE CALIBRADO PARA CADA HUMEDAD



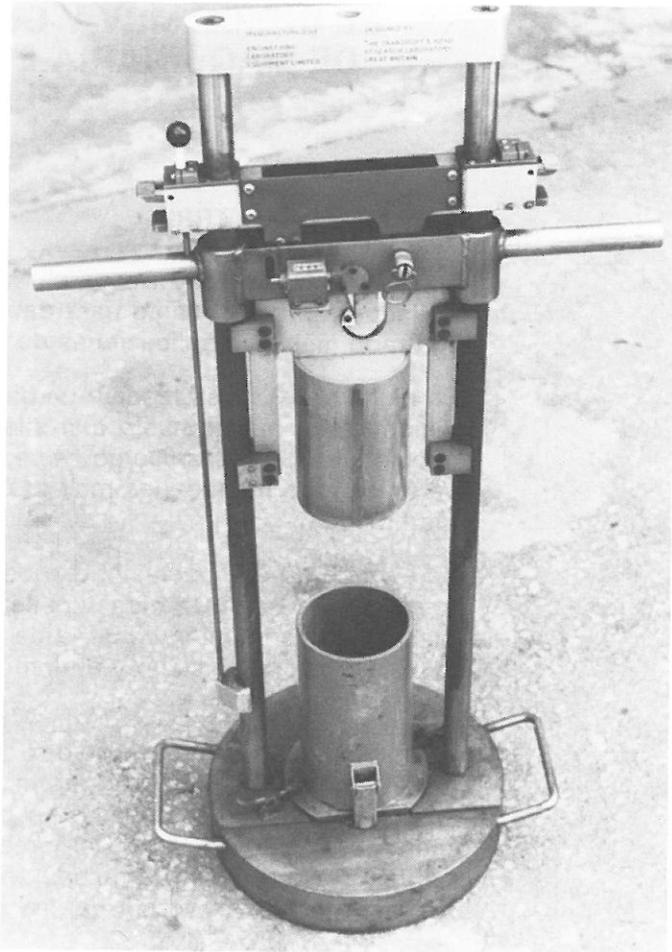


FIGURA A3.3  
APARATO MCV

tir que ya no aumenta la densidad con la energía de compactación ( $n$ , golpes) cuando, al aplicar  $3n$  golpes más, el incremento de descenso de la maza es inferior a 5 mm.

Partiendo de este ensayo, se define el índice MCV como 10 veces el logaritmo decimal del número de golpes correspondiente a un aumento de penetración de 5 mm.

## 2 CLASIFICACION DEL SUELO

La curva de calibrado de la humedad del suelo con relación al MCV da lugar a una ecuación de la forma:

$$w = a - b (\text{MCV})$$

Los parámetros «a» y «b» son indicativos del tipo de suelo. Así, el factor «b» es un índice de la sensibilidad del material a las variaciones de humedad. El parámetro «a» es la humedad correspondiente a una resistencia muy reducida, que podría utilizarse en forma análoga al límite líquido del suelo. En la figura A3.4 se representa una clasificación de suelos basada en estos parámetros.

## 3 RELACION DEL MCV CON EL INDICE DE LIQUEDEZ Y LA RESISTENCIA DEL SUELO

En la figura A3.5 se muestra la correlación entre el MCV y el índice de liquidez para dos tipos de suelos.

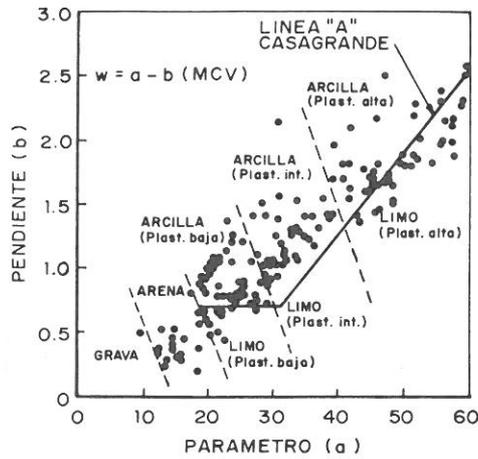


FIGURA A3.4

CLASIFICACION DE SUELOS EN FUNCION DE LOS PARAMETROS «a» Y «b» DEL MCV

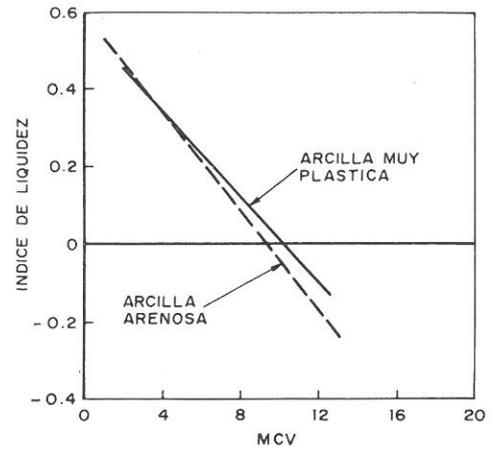


FIGURA A3.5

CORRELACION ENTRE EL MCV Y EL INDICE DE LIQUEDEZ

También se han efectuado una serie de ensayos con muestras de arcillas de plasticidad alta e intermedia, comparando el MCV con la resistencia no drenada obtenida mediante el ensayo del molinete. Los resultados se representan en la figura A3.6. Como puede observarse, la correlación que se obtiene en escala logarítmica es buena y queda representada por la recta:

$$\log C_u = 0,75 + 0,109 (\text{MCV})$$

Para cada tipo o grupo de tipos de suelos la correlación es diferente. Es posible, sin embargo, que pueda derivarse directamente, conociendo las características de la recta de calibración de humedades contra MCV.

También se han efectuado ensayos para correlacionar el CBR con el MCV. En la figura A3.7 se muestran los resultados obtenidos para una arcilla plástica y otra arenosa. La correlación parece buena y es posible que pueda llegar a utilizarse el MCV para la predicción de los valores del CBR de muestras remoldeadas.

#### 4 PREDICCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL EQUIPO DE EXPLANACION

El MCV puede utilizarse también como guía para prever el comportamiento de

FIGURA A3.6

CORRELACION ENTRE EL MCV Y LA RESISTENCIA NO DRENADA OBTENIDA MEDIANTE ENSAYOS DE MOLINETE

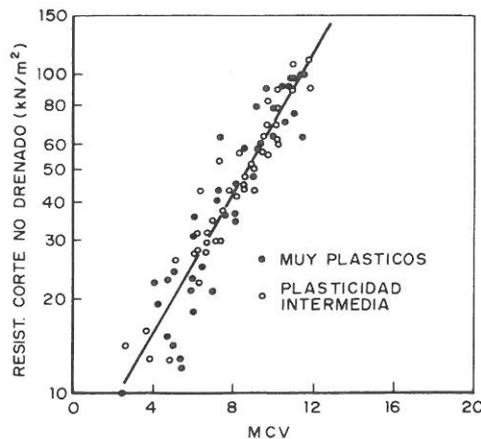
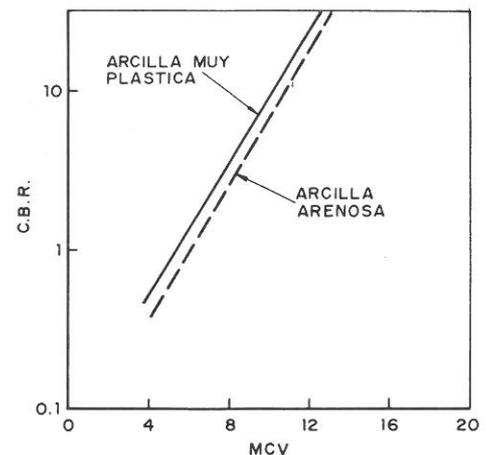


FIGURA A3.7

CORRELACION ENTRE EL MCV Y EL CBR



los distintos grupos de maquinaria de explanación, según las condiciones del terreno y, por consiguiente, puede servir como orientación para la selección de la misma.

En la figura A3.8 se dan las relaciones obtenidas entre el MCV y la velocidad de transporte en pistas de obra, la huella correspondiente a una pasada de la máquina, y las pérdidas de productividad debidas al embazamiento en las zonas de terraplén, para traillas con dos motores (con una capacidad enrasada entre 15 y 30 m<sup>3</sup>).

El primero de estos gráficos indica dónde se precisarán pistas de obra especialmente preparadas. El segundo, dónde la maquinaria dañaría las explanaciones terminadas u otras áreas ya preparadas. El último sirve para la selección del tipo de maquinaria apropiado a las condiciones del suelo a utilizar.

FIGURA A3.8

RELACION ENTRE EL MCV Y DIVERSAS CARACTERISTICAS DEL MOVIMIENTO DE TIERRAS PARA TRAILLAS CON DOS MOTORES CON UNA CAPACIDAD ENRASADA ENTRE 15 Y 30 m<sup>3</sup>

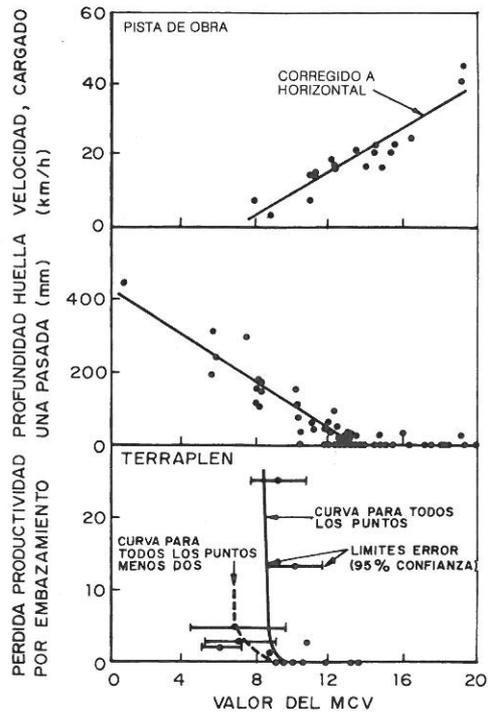


TABLA A3.1

VALORES MINIMOS DEL MCV PARA LA OPERACION EFICAZ DE DIVERSOS TIPOS DE MAQUINARIA

Tipo de maquinaria	MCV mínimo*
Trailla con dos motores .....	6-9
Trailla con un motor .....	8-11
Camión con volquete-3 ejes, chasis rígido, capacidad enrasado inferior a 15 m <sup>3</sup> .....	8,5-9,5
Camión volquete-2 ejes, chasis rígido, capacidad enrasado 15-25 m <sup>3</sup> .....	10-12
Camión volquete-3 ejes, chasis articulado, capacidad enrasado inferior a 15 m <sup>3</sup> .....	5-7
Trailla arrastrada .....	No determinado

\* Factores que afectan a los valores dentro de las gamas señaladas: carga por rueda, diámetro de la rueda, anchura del neumático, número de ruedas motrices.

En la tabla A3.1 se muestra un resumen de los valores límites del MCV para el trabajo de varios tipos de maquinaria de explanación.

## **5 COMPORTAMIENTO DEL SUELO DURANTE LA CONSTRUCCION DE LAS EXPLANACIONES**

Los valores del MCV a que se refieren los gráficos anteriores corresponden al momento de la construcción y pueden, por tanto, ser diferentes a los obtenidos durante las investigaciones previas. Interesa, por tanto, conocer los posibles cambios que sufrirá el MCV entre las dos fases citadas para hacer una previsión realista para la ejecución de las obras.

En el Reino Unido, donde los suelos, según se ve en la figura A3.4, tienden a situarse a lo largo de una línea común, se ha utilizado solamente el parámetro «a» (apartado 2) para describir el comportamiento del material en algunos casos. Concretamente, en una serie de investigaciones realizadas sobre obras reales, comparando dicho parámetro «a» con el cambio potencial del MCV debido a las condiciones meteorológicas, se ha llegado a las siguientes conclusiones provisionales: en suelos con valores de «a» inferiores a 25 los materiales en malas condiciones mejorarán considerablemente en tiempo seco, con sólo un deterioro, mínimo en tiempo húmedo, de forma que pueden considerarse trabajables a lo largo de todo el año. Con valores de «a» entre 25 y 50 existe una mayor sensibilidad al tiempo húmedo, aunque la mejora de calidad en tiempo seco es también significativa; los suelos de este tipo deben, por tanto, excavar para su utilización en rellenos solamente en períodos en que exista una gran probabilidad de desecación. Con valores de «a» por encima de 50 hay poca sensibilidad a las condiciones de humedecimiento o desecación y, por consiguiente, sólo es posible un cambio limitado de calidad, cualesquiera que sean las condiciones meteorológicas.

## LA EXPLANADA EN LAS INSTRUCCIONES 6.1-IC y 6.2-IC

### EXPLANADA

Se considerarán tres categorías de explanada, definidas principalmente por su índice CBR mínimo:

— E<sub>1</sub>:  $5 \leq \text{CBR} < 10$

— E<sub>2</sub>:  $10 \leq \text{CBR} < 20$ .

— E<sub>3</sub>:  $\text{CBR} \geq 20$ .

El índice CBR se determinará según la Norma NLT-111/78, en las condiciones más desfavorables de humedad y densidad que admita el Pliego de prescripciones técnicas particulares. Para asegurar su valor mínimo se recomienda realizar al menos un ensayo de identificación por hectómetro, aleatoriamente situado, donde la explanada esté construida por el terreno natural (eventualmente escarificado y compactado); y al menos un ensayo de CBR por cada tipo de suelo de la explanada.

No se admitirán las explanadas tipo E<sub>1</sub> para las categorías de tráfico pesado T0 y T1.

Los procedimientos para la definición y, en su caso, la obtención de las distintas categorías de explanada se exponen en la figura 1. Se recomienda la utilización de estabilizaciones con cal o cemento.

TABLA 1  
MATERIALES UTILIZABLES EN EXPLANADAS

Símbolo	Definición del material	Artículo correspondiente del PPTG	Prescripciones complementarias
0	Suelo tolerable.	330 Terraplenes.	
1	Suelo adecuado.	330 Terraplenes.	
2	Suelo seleccionado.	330 Terraplenes.	
3	Suelo seleccionado.	330 Terraplenes.	CBR $\geq 20$ .
T	Material de la zona de transición en pedraplenes.	331 Pedraplenes.	
S-EST 1	Suelo estabilizado «in situ» con cemento o con cal.	511 Suelos estabilizados con cemento. 510 Suelos estabilizados con cal.	CBR de la mezcla a los 7 días $\geq 5$ ; cemento o cal $\geq 2\%$ .
S-EST 2	Suelo adecuado estabilizado «in situ» con cemento o con cal.	330 Terraplenes. 511 Suelos estabilizados con cemento. 510 Suelos estabilizados con cal.	CBR de la mezcla a los 7 días $\geq 5$ ; cemento o cal $\geq 3\%$ .
S-EST 3	Suelo adecuado estabilizado «in situ» con cemento.	330 Terraplenes. 511 Suelos estabilizados con cemento.	Resistencia a compresión simple a los 7 días $\geq 1,5$ MPa.

TERRAPLENES Y PEDRAPLENES				E 1
TERRAPLENES Y PEDRAPLENES				E 2
TERRAPLENES Y PEDRAPLENES				E 3
DESMONTES				

Esesores en centímetros

FIGURA 1  
CLASIFICACION DE LA EXPLANADA

A efectos de definición de secciones de firme se unificarán las explanadas por su capacidad de soporte, de tal manera que no haya tramos diferenciados de menos de 500 m, salvo justificación en contrario.

En la tabla 1 se relacionan los posibles materiales a utilizar, para lo que el Pliego de prescripciones técnicas particulares deberá tener en cuenta las complementarias que se expresan en dicha tabla. Las explanadas con materiales no incluidos entre los considerados en la tabla 1 (escorias, cenizas volantes, etc.) serán clasificadas si fuera posible por analogía y, en otro caso, mediante estudio especial.

En terraplenes y pedraplenes la categoría de la explanada dependerá de las características de los materiales en su coronación.

En desmontes y en terraplenes de poca altura, la categoría de la explanada será función de las características del terreno natural en una profundidad mínima de 1 m desde la explanada, o de las características y espesor del material utilizado donde se proceda a sustituir o estabilizar «in situ» aquél. En suelo inadecuado, cuyo espesor haga inviable económicamente su sustitución o estabilización, se comprobará que no son de temer cambios de volumen o asentamientos que afecten a la explanada; de lo contrario, será necesario un estudio especial. En roca se recomienda el relleno, con hormigón tipo H 50 (art. 610 del Pliego de prescripciones técnicas generales), de las depresiones que retengan agua.

En secciones a media ladera, se adoptará para el desmonte la misma solución que para el terraplén.

La superficie de la explanada deberá quedar al menos a 60 cm por encima del nivel más alto previsible de la capa freática donde el suelo utilizado sea seleccionado, a 80 cm donde sea adecuado y a 100 cm donde sea tolerable. A tal fin se adoptarán medidas tales como la elevación de la rasante de la explanada, la colocación de drenes subterráneos, la interposición de geotextiles, de una capa drenante, etc.; y se asegurará la evacuación del agua infiltrada a través del firme de la calzada y arcenes, y de la junta entre éstos.

**EXTRACTO DE LAS RECOMENDACIONES FRANCESAS  
PARA LA COMPACTACION DEL NUCLEO Y  
CORONACION DE TERRAPLENES  
(SETRA y LCPC, 1976)****INTRODUCCION**

En el cuerpo de esta publicación se han extractado las «Recomendaciones para la construcción de terraplenes de carreteras» publicadas por el Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) y el Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), en enero de 1976.

En el apartado 3.2.2 se expone la correspondiente clasificación de suelos, recogida esquemáticamente en la tabla 3.4.

En el apartado 3.4.2.1.B y tabla 3.8 se dan de forma resumida las recomendaciones para la utilización de los diferentes tipos de suelos de la clasificación en terraplenes.

En el apartado 3.5.1.4 y tabla 3.10 se incluyen también de forma resumida las recomendaciones para la coronación.

Por fin, en el apartado 5.3.2.2 se exponen los criterios para la compactación tanto del núcleo como de la coronación de terraplenes.

En este Anexo se reproducen las tablas de compactación mencionadas en dichos apartados.

Para la utilización de estas tablas es esencial el conocimiento del contenido de los apartados mencionados, ya que aquí no se recogen más que los datos adicionales necesarios para definir las características y forma de operar de la maquinaria.

La publicación original francesa incluye una lista de maquinaria existente y clasifica los compactadores en los grupos que se indican a continuación.

**DATOS RELATIVOS A LA MAQUINARIA DE COMPACTACION****Rodillos de neumáticos**

La clasificación se hace según la carga por rueda:

P<sub>1</sub> – de 2,5 a 4 t.

P<sub>2</sub> – de 4 a 6 t.

P<sub>3</sub> – superior a 6 t.

**Rodillos vibratorios**

Una primera clasificación se hace a partir de la carga estática aplicada por unidad de anchura del cilindro vibratorio:

V<sub>1</sub> – de 1,5 a 2,5 t/m.

V<sub>2</sub> – de 2,5 a 3,5 t/m.

V<sub>3</sub> – de 3,5 a 4,5 t/m.

V<sub>4</sub> – superior a 4,5 t/m.

Cada una de estas clases se subdivide en los tipos a, b, c y d, definidos a partir de algunas características dinámicas de la maquinaria.

### **Rodillos de pata de cabra**

La clasificación se hace según la carga estática media por unidad de anchura del tambor:

PD<sub>1</sub> – de 3 a 6 t/m.

PD<sub>2</sub> – superior a 6 t/m.

SUELOS Y MODOS DE UTILIZACION			COMPACTADOR			NEUMATICOS			VIBRATORIO																PATA DE CABRA	
			P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	V <sub>1</sub>				V <sub>2</sub>				V <sub>3</sub>				V <sub>4</sub>				PD <sub>1</sub>	PD <sub>2</sub>			
						a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d					
A <sub>1</sub>	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION DEBIL	03	Q/S	0,08	0,12 <sub>1</sub>	0,30 <sub>1</sub>	0,105	0,105 <sub>10</sub>	0,11 <sub>10</sub>	0,095	0,20 <sub>1</sub>	0,20 <sub>1-5</sub>	0,18 <sub>1-3</sub>	0,18 <sub>1</sub>	0,30 <sub>1</sub>	0,30 <sub>1-3</sub>	0,20 <sub>1</sub>	0,20 <sub>1</sub>	0,50 <sub>1</sub>	0,33 <sub>1-6</sub>	2	0,08 <sub>4</sub>	0,10 <sub>4</sub>			
		*	e	0,30	0,50	1,0	0,30	0,30	0,30	0,25	0,60	0,60	0,40	0,40	1,0	1,0	0,40	0,40	2,0	1,0	0,30	0,30	0,40			
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION DEBIL	23	Q/S	0,08	0,12 <sub>1</sub>	○	0,105	0,105 <sub>10</sub>	0,11 <sub>10</sub>	0,095	0,165 <sub>1</sub>	0,165 <sub>1-5</sub>	0,18 <sub>1-3</sub>	0,18 <sub>1</sub>	0,20 <sub>1</sub>	0,20 <sub>1-3</sub>	0,20 <sub>1</sub>	0,20 <sub>1</sub>	○	0,22 <sub>6</sub>	2	0,08 <sub>4</sub>	0,10 <sub>4</sub>			
		e	0,30	0,50		0,30	0,30	0,30	0,25	0,50	0,50	0,40	0,40	0,50	0,50	0,40	0,40		0,50	0,30	0,30	0,40				
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION MEDIA	22	Q/S	0,05	0,08	0,15 <sub>1</sub>	0,06	0,06 <sub>10</sub>	0,06 <sub>10</sub>	0,05	0,10	0,10 <sub>5</sub>	0,08 <sub>3</sub>	0,08	0,15	0,15 <sub>5</sub>	0,09	0,09	0,20	0,165 <sub>6</sub>	2	0,05 <sub>4</sub>	0,07 <sub>4</sub>			
		e	0,30	0,40	0,50	0,30	0,30	0,25	0,25	0,40	0,40	0,30	0,30	0,50	0,50	0,30	0,30	0,50	0,50	0,30	0,30	0,30				
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION INTENSA	21	Q/S	0,03	0,05	0,07	0,03	0,03 <sub>10</sub>	0,035 <sub>10</sub>	0,03	0,05	0,05 <sub>5</sub>	0,05 <sub>3</sub>	0,05	0,07	0,07 <sub>5</sub>	0,055	0,055	0,10	0,08 <sub>6</sub>	2	○	○			
		e	0,20	0,30	0,50	0,20	0,20	0,20	0,20	0,30	0,30	0,25	0,25	0,50	0,50	0,25	0,25	0,50	0,50	0,50	0,50					
	TONGADA FINA Y COMPACTACION INTENSA	11	Q/S	0,03	0,04	0,06	○	○	○	○	0,04	0,04 <sub>5</sub>	0,04 <sub>3</sub>	0,04	0,07	0,07 <sub>5</sub>	0,045	0,045	0,10	0,08 <sub>6</sub>	2	○	○			
		e	0,20	0,20	0,30					0,25	0,25	0,20	0,20	0,30	0,30	0,20	0,20	0,30	0,30	0,30						
CORONACION			Q/S	0,025	0,045	0,065	0,025	0,025 <sub>10</sub>	0,030 <sub>10</sub>	0,025	0,045	0,045 <sub>5</sub>	0,05 <sub>3</sub>	0,05	0,065	0,065 <sub>5</sub>	0,055	0,055	0,09	0,075 <sub>6</sub>	2	○	○			
			e	0,20	0,30	0,50	0,20	0,20	0,20	0,30	0,30	0,25	0,25	0,50	0,50	0,25	0,25	0,50	0,50							
A <sub>2</sub>	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION DEBIL	03	Q/S	0,06	0,09	0,15	0,08	0,08 <sub>10</sub>	0,08 <sub>10</sub>	0,065	0,12	0,12 <sub>5</sub>	0,11 <sub>3</sub>	0,11	0,14	0,14 <sub>5</sub>	0,125	0,125	0,30	0,155 <sub>6</sub>	2	0,10 <sub>4</sub>	0,12 <sub>4</sub>			
		e	0,30	0,50	0,70	0,30	0,30	0,25	0,20	0,50	0,50	0,35	0,35	0,70	0,70	0,35	0,35	1,0	0,70	0,30	0,30	0,40				
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION DEBIL	23	Q/S	0,06	0,09	○	0,08	0,08 <sub>10</sub>	0,08 <sub>10</sub>	0,065	0,12	0,12 <sub>5</sub>	0,11 <sub>3</sub>	0,11	0,15	0,15 <sub>5</sub>	0,125	0,125	○	0,165 <sub>6</sub>	2	0,10 <sub>4</sub>	0,12 <sub>4</sub>			
		e	0,30	0,50		0,30	0,30	0,25	0,20	0,50	0,50	0,35	0,35	0,50	0,50	0,35	0,35		0,50	0,30	0,30	0,40				
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION MEDIA	22	Q/S	0,04	0,07	0,12	0,04	0,04 <sub>10</sub>	0,045 <sub>10</sub>	0,03	0,08	0,08 <sub>5</sub>	0,07 <sub>3</sub>	0,07	0,11	0,11 <sub>5</sub>	0,08	0,08	0,155	0,12 <sub>6</sub>	2	0,08 <sub>4</sub>	0,10 <sub>4</sub>			
		e	0,30	0,40	0,50	0,20	0,20	0,20	0,15	0,40	0,40	0,30	0,30	0,50	0,50	0,30	0,30	0,50	0,50	0,30	0,30	0,40				
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION INTENSA	21	Q/S	0,02	0,04	0,06	0,02	0,02 <sub>10</sub>	0,025 <sub>10</sub>	0,02	0,04	0,04 <sub>5</sub>	0,04 <sub>3</sub>	0,04	0,06	0,06 <sub>5</sub>	0,045	0,045	0,09	0,065 <sub>6</sub>	2	0,05	0,06			
		e	0,20	0,30	0,40	0,20	0,20	0,20	0,15	0,30	0,30	0,25	0,25	0,40	0,40	0,25	0,25	0,50	0,40	0,40	0,20	0,30				
	TONGADA FINA Y COMPACTACION INTENSA	11	Q/S	○	0,04	0,06	○	○	○	○	0,04	0,04 <sub>5</sub>	0,035 <sub>3</sub>	0,035	0,055	0,055 <sub>5</sub>	0,04	0,04	0,09	0,06 <sub>6</sub>	2	0,04	0,05			
		e		0,20	0,30					0,20	0,20	0,15	0,15	0,30	0,30	0,20	0,20	0,30	0,30	0,30	0,20	0,30				
CORONACION			Q/S	0,020	0,035	0,055	0,020	0,020 <sub>10</sub>	0,025 <sub>10</sub>	0,020	0,035	0,035 <sub>5</sub>	0,035 <sub>3</sub>	0,035	0,055	0,055 <sub>5</sub>	0,040	0,040	0,080	0,060 <sub>6</sub>	2	0,040 <sub>4</sub>	0,050 <sub>4</sub>			
			e	0,20	0,30	0,40	0,20	0,20	0,20	0,15	0,30	0,30	0,25	0,25	0,40	0,40	0,25	0,25	0,50	0,40	0,20	0,30				
A <sub>3</sub>	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION MEDIA	22	Q/S	0,02	0,04	0,06	○	○	○	○	0,04	0,04 <sub>5</sub>	0,045 <sub>3</sub>	0,045	0,06	0,06 <sub>5</sub>	0,05	0,05	0,10	0,07 <sub>6</sub>	2	0,06	0,09			
		e	0,20	0,30	0,40					0,30	0,30	0,25	0,25	0,40	0,40	0,25	0,25	0,50	0,40	0,30	0,40					
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION INTENSA	21	Q/S	○	0,03	0,05	○	○	○	○	0,02	0,02 <sub>5</sub>	0,02 <sub>3</sub>	0,02	0,04	0,04 <sub>5</sub>	0,03	0,03	0,06	0,05 <sub>6</sub>	2	0,05	0,06			
		e		0,20	0,30					0,20	0,20	0,15	0,15	0,30	0,30	0,20	0,20	0,30	0,30	0,30	0,20	0,30				
TONGADA FINA Y COMPACTACION INTENSA	11	Q/S	○	○	0,03	○	○	○	○	○	○	○	○	0,02	0,02 <sub>5</sub>	○	○	0,04	0,025 <sub>6</sub>	2	0,03	0,04				
	e			0,30										0,20	0,20			0,30	0,20	0,20	0,30					

OBSERVACIONES:

- i) VER EL SIGNIFICADO DE LAS LLAMADAS AL FINAL DE LAS TABLAS (NUMEROS DE TRAZO MAS GRUESO Y \*)
- ii) LOS VALORES DE Q/S Y LOS ESPESORES, e, DE TONGADA COMPACTADA QUE SE INDICAN DEBEN:
  - CONSIDERARSE MAXIMOS EN LOS CASOS DE COMPACTACION INTENSA Y MEDIA
  - VARIAR LO MENOS POSIBLE EN OBRA EN EL CASO DE COMPACTACION DEBIL (INTERVALO NORMALMENTE ACEPTABLE DE ± 20% PARA Q/S Y ± 15% PARA, e.)
- iii) LAS CONDICIONES DE EMPLEO PREVISTAS CORRESPONDEN A LAS SIGUIENTES VELOCIDADES MAXIMAS:
  - RODILLOS DE NEUMATICOS — 6 Km/h
  - RODILLOS VIBRANTES — 2 a 3 Km/h, DEBIENDO PROCURARSE TRABAJAR A 2 Km/h PARA COMPACTACION INTENSA
  - RODILLOS DE PATA DE CABRA — 12 Km/h
- iiii) LOS CODIGOS NUMERICOS INDICADOS EN LA CUARTA COLUMNA, TALES COMO 23, CORRESPONDEN AL TIPO DE COMPACTACION EXPLICADO EN LA TERCERA COLUMNA Y COINCIDEN CON LOS QUE SE DAN EN LA TABLA VIII DEL TEXTO

Q/S en metros

e en metros

○ Compactador no conveniente

# SUELOS B

SUELOS Y MODOS DE UTILIZACION		COMPACTADOR			VIBRATORIO																PATA DE CABRA		
		P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	V <sub>1</sub>				V <sub>2</sub>				V <sub>3</sub>				V <sub>4</sub>				PD <sub>1</sub>	PD <sub>2</sub>	
					a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d			
B <sub>1</sub>	VER CLASE D	VER CLASE D																					
B <sub>2</sub>	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION DEBIL	03	Q/S	0,10	0,20 <sub>1</sub>	0,40 <sub>1</sub>	0,15	0,15 <sub>10</sub>	0,16 <sub>10</sub>	0,12	0,30	0,30 <sub>5</sub>	0,26 <sub>3</sub>	0,26	0,50	0,50 <sub>5</sub>	0,285	0,285	1,0	0,55 <sub>6</sub>	2	0,10 <sub>4</sub>	0,10 <sub>4</sub>
		e	0,30	0,50	1,0	0,30	0,30	0,30	0,25	0,60	0,60	0,50	0,50	1,0	1,0	0,50	0,50	2,0	1,0	2	0,40	0,40	
	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION MEDIA	02	Q/S	0,08	0,12 <sub>1</sub>	0,30 <sub>1</sub>	0,10	0,10 <sub>10</sub>	0,085 <sub>10</sub>	0,08	0,20	0,20 <sub>5</sub>	0,20 <sub>3</sub>	0,20	0,30	0,30 <sub>5</sub>	0,22	0,22	0,50	0,35 <sub>6</sub>	2	○	○
		e	0,30	0,50	1,0	0,30	0,30	0,25	0,25	0,60	0,60	0,50	0,50	1,0	1,0	0,50	0,50	2,0	1,0	2	○	○	
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION MEDIA	22	Q/S	0,06	0,10	0,15	0,08	0,08 <sub>10</sub>	0,075 <sub>10</sub>	0,065	0,10	0,10 <sub>5</sub>	0,085 <sub>3</sub>	0,085	0,15	0,15 <sub>5</sub>	0,15	0,15	0,23	0,20 <sub>6</sub>	2	○	○
e		0,30	0,40	0,50	0,30	0,30	0,25	0,25	0,40	0,40	0,30	0,30	0,50	0,50	0,35	0,35	0,50	0,50	2	○	○		
TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION INTENSA	21	Q/S	0,04	0,06	0,08	0,04	0,04 <sub>10</sub>	0,05 <sub>10</sub>	0,045	0,06	0,06 <sub>5</sub>	0,06 <sub>3</sub>	0,06	0,08	0,08 <sub>5</sub>	0,065	0,065	0,12	0,105 <sub>6</sub>	2	○	○	
	e	0,20	0,30	0,40	0,20	0,20	0,20	0,20	0,30	0,30	0,25	0,25	0,40	0,40	0,30	0,30	0,40	0,40	2	○	○		
CORONACION		Q/S	0,035	0,055	0,070	0,035	0,035 <sub>10</sub>	0,040 <sub>10</sub>	0,035	0,055	0,055 <sub>5</sub>	0,050 <sub>3</sub>	0,050	0,070	0,070 <sub>5</sub>	0,060	0,060	0,10	0,080 <sub>6</sub>	2	○	○	
e	0,20	0,30	0,40	0,20	0,20	0,20	0,20	0,30	0,25	0,25	0,40	0,40	0,40	0,30	0,30	0,40	0,40	2	○	○			
B <sub>3</sub>	VER CLASE D	VER CLASE D																					
B <sub>4</sub>	VER CLASE B <sub>2</sub>	VER CLASE B <sub>2</sub>																					
B <sub>5</sub>	VER CLASE A <sub>1</sub>	VER CLASE A <sub>1</sub>																					
B <sub>6</sub>	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION DEBIL	03	Q/S	0,08	0,12	0,20	0,10	0,10 <sub>10</sub>	0,105 <sub>10</sub>	0,085	0,15	0,15 <sub>5</sub>	0,155 <sub>3</sub>	0,155	0,30	0,30 <sub>5</sub>	0,18	0,18	0,40	0,33 <sub>6</sub>	2	0,10 <sub>4</sub>	0,15 <sub>4</sub>
		e	0,30	0,50	0,80	0,30	0,30	0,30	0,25	0,50	0,50	0,40	0,40	0,80	0,80	0,40	0,40	1,0	0,80	2	0,30	0,40	
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION DEBIL	23	Q/S	0,08	0,12	○	0,10	0,10 <sub>10</sub>	0,105 <sub>10</sub>	0,085	0,15	0,15 <sub>5</sub>	0,155 <sub>3</sub>	0,155	0,25	0,25 <sub>5</sub>	0,18	0,18	○	0,28 <sub>6</sub>	2	0,10 <sub>4</sub>	0,15 <sub>4</sub>
		e	0,30	0,50	○	0,30	0,30	0,30	0,25	0,50	0,50	0,40	0,40	0,50	0,50	0,40	0,40	○	0,50	2	0,30	0,40	
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION MEDIA	22	Q/S	0,05	0,08	0,12	0,05	0,05 <sub>10</sub>	0,05 <sub>10</sub>	0,045	0,09	0,09 <sub>5</sub>	0,075 <sub>3</sub>	0,075	0,12	0,12 <sub>5</sub>	0,10	0,10	0,20	0,18 <sub>6</sub>	2	0,10 <sub>4</sub>	0,15 <sub>4</sub>
		e	0,30	0,40	0,50	0,30	0,30	0,25	0,25	0,40	0,40	0,30	0,30	0,50	0,50	0,30	0,30	0,50	0,50	2	0,30	0,40	
TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION INTENSA	21	Q/S	0,02	0,04	0,06	0,02	0,02 <sub>10</sub>	0,025 <sub>10</sub>	0,02	0,04	0,04 <sub>5</sub>	0,04 <sub>3</sub>	0,04	0,06	0,06 <sub>5</sub>	0,05	0,05	0,10	0,09 <sub>6</sub>	2	○	○	
	e	0,20	0,30	0,40	0,20	0,20	0,20	0,20	0,30	0,30	0,25	0,25	0,40	0,40	0,30	0,30	0,40	0,40	2	○	○		
TONGADA FINA Y COMPACTACION INTENSA	11	Q/S	0,02	0,04	0,06	○	○	○	○	0,04	0,04 <sub>5</sub>	0,04 <sub>3</sub>	0,04	0,055	0,055 <sub>5</sub>	0,05	0,05	0,08	0,07 <sub>6</sub>	2	○	○	
	e	0,20	0,30	0,30	○	○	○	○	0,30	0,30	0,25	0,25	0,30	0,30	0,25	0,25	0,30	0,30	2	○	○		
CORONACION		Q/S	0,020	0,040	0,055	0,020	0,020 <sub>10</sub>	0,025 <sub>10</sub>	0,020	0,040	0,040 <sub>5</sub>	0,040 <sub>3</sub>	0,040	0,055	0,055 <sub>5</sub>	0,050	0,050	0,085	0,065 <sub>6</sub>	2	○	○	
e	0,20	0,30	0,40	0,20	0,20	0,20	0,20	0,30	0,30	0,25	0,25	0,40	0,40	0,30	0,30	0,40	0,40	2	○	○			

**OBSERVACIONES:**

- i) VER EL SIGNIFICADO DE LAS LLAMADAS AL FINAL DE LAS TABLAS (NUMEROS DE TRAZO MAS GRUESO Y \* )
- ii) LOS VALORES DE Q/S Y LOS ESPESORES, e, DE TONGADA COMPACTADA QUE SE INDICAN DEBEN:
  - CONSIDERARSE MAXIMOS EN LOS CASOS DE COMPACTACION INTENSA Y MEDIA
  - VARIAR LO MENOS POSIBLE EN OBRA EN EL CASO DE COMPACTACION DEBIL (INTERVALO NORMALMENTE ACEPTABLE DE ± 20% PARA Q/S Y ± 15% PARA, e. )
- iii) LAS CONDICIONES DE EMPLEO PREVISTAS CORRESPONDEN A LAS SIGUIENTES VELOCIDADES MAXIMAS:
  - RODILLOS DE NEUMATICOS — 6 Km/h
  - RODILLOS VIBRANTES — 2 a 3 Km/h, DEBIENDO PROCURARSE TRABAJAR A 2 Km/h PARA COMPACTACION INTENSA
  - RODILLOS DE PATA DE CABRA — 12 Km/h
- iiii) LOS CODIGOS NUMERICOS INDICADOS EN LA CUARTA COLUMNA, TALES COMO 23, CORRESPONDEN AL TIPO DE COMPACTACION EXPLICADO EN LA TERCERA COLUMNA Y COINCIDEN CON LOS QUE SE DAN EN LA TABLA VIII DEL TEXTO

Q/S en metros

e en metros

○ Compactador no conveniente

SUELOS Y MODOS DE UTILIZACION			COMPACTADOR			NEUMATICOS												VIBRATORIO												PATA DE CABRA	
			P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	V <sub>1</sub>				V <sub>2</sub>				V <sub>3</sub>				V <sub>4</sub>				PD <sub>1</sub>	PD <sub>2</sub>								
						a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d										
C <sub>1</sub>	NUCLEO	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION DEBIL	03	Q/S	0,06 7	0,10 7	0,20	0,06 7	0,06 7-10	0,07 9-10	0,06 7	0,11 7	0,11 7-5	0,12 8-3	0,12 8	0,20	0,20 5	0,14 8	0,14 8	0,30	0,24 6	0,08 4-7	0,08 4-7								
		* e	0,30	0,50	0,80	0,30	0,30	0,30	0,30	0,50	0,50	0,40	0,40	0,80	0,80	0,80	0,80	0,40	0,40	1,0	0,80	0,30	0,50								
		02	Q/S	○	0,07 7	0,10	○	○	○	○	0,07 7	0,07 7-5	0,065 8-3	0,065 9	0,13	0,13 5	0,075 9	0,075 9	0,15	0,14 6	0,05 4-7	0,08 4-7									
* e	0,40	0,60	○	○	○	○	○	0,40	0,40	0,30	0,30	0,70	0,70	0,35	0,35	0,80	0,70	○	0,30	0,40											
01	Q/S	○	0,04 7	0,06 7	○	○	○	○	0,045 7	0,045 7-5	0,04 9-3	0,04 9	0,07 7	0,07 7	0,05 9	0,05 9	0,10	0,085 6-7	○	0,05 7											
* e	0,30	0,40	○	○	○	○	○	0,30	0,30	0,30	0,30	0,50	0,50	0,30	0,30	0,70	0,50	○	0,40												
C <sub>2</sub>	NUCLEO	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION DEBIL	03	Q/S	0,08 7	0,12	0,30	0,08 7	0,08 7-10	0,09 9-10	0,08 7-10	0,15	0,15 5	0,135 8-3	0,135 8	0,30	0,30 5	0,185 9	0,185 9	0,40	0,32 6	0,10 4	0,10 4								
		* e	0,30	0,50	0,80	0,30	0,30	0,30	0,30	0,50	0,50	0,40	0,40	0,80	0,80	0,40	0,40	1,0	0,80	0,40	0,40										
		02	Q/S	○	0,05 7	0,08	0,10	0,05 7	0,05 7-10	0,055 9-10	0,05 7-10	0,095	0,095 5	0,10 9-3	0,10 9	0,12	0,12 5	0,12 9	0,12 9	0,20	0,15 6	○	○								
* e	0,30	0,40	0,50	0,30	0,30	0,30	0,30	0,40	0,40	0,35	0,35	0,50	0,50	0,40	0,40	0,70	0,50	○	0,50												
01	Q/S	○	0,02 7	0,04 7	0,06	0,03 7	0,03 7-10	0,035 9-10	0,03 7	0,05	0,05 5	0,045 9-3	0,045 9	0,07	0,07 5	0,055 9	0,055 9	0,08	0,075 6	○	○										
* e	0,20	0,30	0,40	0,30	0,30	0,30	0,30	0,40	0,40	0,30	0,30	0,50	0,50	0,30	0,30	0,60	0,50	○	0,60												
CORONACION			Q/S	0,02 7	0,035 7	0,055	0,030 7	0,030 7-10	0,035 9-10	0,030 7	0,050	0,050 5	0,045 9-3	0,045 9	0,065	0,065 5	0,050 9	0,050 9	0,075	0,070 6	○	○									
			* e	0,20	0,30	0,40	0,30	0,30	0,30	0,40	0,40	0,30	0,30	0,50	0,50	0,30	0,30	0,60	0,50	○	0,50										
C <sub>3</sub>	NUCLEO	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION DEBIL	03	Q/S	○	0,10 7	0,20	○	○	○	○	0,12 7	0,12 7-5	○	○	0,25	0,25 5	○	○	0,35	0,27 6	0,10 4-7	0,10 4-7								
		* e	0,50	0,80	○	○	○	○	0,50	0,50	○	○	0,80	0,80	1,0	0,80	0,40	0,40													
		02	Q/S	○	0,08 7	0,12 7	○	○	○	○	0,08 7	0,08 7-5	○	○	0,12	0,12 5	○	○	0,20	0,14 6	○	○									
* e	0,40	0,60	○	○	○	○	○	0,40	0,40	○	○	0,70	0,70	○	○	0,80	0,70	○	○												
01	Q/S	○	0,05 7	0,08 7	○	○	○	○	0,06 7	0,06 7-5	○	○	0,10	0,10 7-5	○	○	0,12	0,105 7-6	○	○											
* e	0,40	0,50	○	○	○	○	○	0,40	0,40	○	○	0,60	0,60	○	○	0,80	0,60	○	○												

OBSERVACIONES:

- i) VER EL SIGNIFICADO DE LAS LLAMADAS AL FINAL DE LAS TABLAS (NUMEROS DE TRAZO MAS GRUESO Y \* )
- ii) LOS VALORES DE Q/S Y LOS ESPESORES, e, DE TONGADA COMPACTADA QUE SE INDICAN DEBEN:
  - CONSIDERARSE MAXIMOS EN LOS CASOS DE COMPACTACION INTENSA Y MEDIA
  - VARIAR LO MENOS POSIBLE EN OBRA EN EL CASO DE COMPACTACION DEBIL (INTERVALO NORMALMENTE ACEPTABLE DE ± 20% PARA Q/S Y ± 15% PARA, e.)
- iii) LAS CONDICIONES DE EMPLEO PREVISTAS CORRESPONDEN A LAS SIGUIENTES VELOCIDADES MAXIMAS:
  - RODILLOS DE NEUMATICOS — 6 Km/h
  - RODILLOS VIBRANTES — 2 a 3 Km/h, DEBIENDO PROCURARSE TRABAJAR A 2 Km/h PARA COMPACTACION INTENSA
  - RODILLOS DE PATA DE CABRA — 12 Km/h
- iiii) LOS CODIGOS NUMERICOS INDICADOS EN LA CUARTA COLUMNA,TALES COMO 23, CORRESPONDEN AL TIPO DE COMPACTACION EXPLICADO EN LA TERCERA COLUMNA Y COINCIDEN CON LOS QUE SE DAN EN LA TABLA VIII DEL TEXTO

Q/S en metros

e en metros

○ Compactador no conveniente

# SUELOS D

SUELOS Y MODOS DE UTILIZACION		COMPACTADOR		NEUMATICOS				VIBRATORIO												PATA DE CABRA				
		NUCLEO	02	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	V <sub>1</sub>				V <sub>2</sub>				V <sub>3</sub>				V <sub>4</sub>	PD <sub>1</sub>	PD <sub>2</sub>			
							a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d				a	b	c
D <sub>1</sub>	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION MEDIA	Q/S	0,08	0,12	0,15	0,12	0,12 <sub>10</sub>	0,10 <sub>5-3</sub>	0,10	0,15	0,15 <sub>5</sub>	0,18 <sub>3</sub>	0,18	0,25	0,25 <sub>5</sub>	0,20	0,20	0,40	0,28 <sub>6</sub>	2	○	○		
		e	0,40	0,60	0,90	0,60	0,60	0,50	0,50	0,90	0,90	0,60	0,60	1,2	1,2	0,60	0,60	2,0	1,2	2	○	○		
	CORONACION	Q/S	0,060	0,070	0,085	0,065	0,065 <sub>10</sub>	0,060 <sub>5-3</sub>	0,060	0,085	0,085 <sub>5</sub>	0,080 <sub>3</sub>	0,080	0,010	0,010 <sub>5</sub>	0,090	0,090	0,40	0,011 <sub>6</sub>	2	○	○		
		e	0,35	0,50	0,70	0,40	0,40	0,35	0,35	0,55	0,55	0,40	0,40	0,70	0,70	0,50	0,50	0,70	0,70	2	○	○		
D <sub>2</sub>	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION MEDIA	CORONACION	TRATADO	Q/S	0,07	0,10	0,12	0,10	0,10 <sub>10</sub>	0,09 <sub>5-3</sub>	0,09	0,12	0,12 <sub>5</sub>	0,115 <sub>3</sub>	0,115	0,20	0,20 <sub>5</sub>	0,13	0,13	0,25	0,23 <sub>6</sub>	2	○	○
				e	0,30	0,50	0,70	0,50	0,50	0,40	0,40	0,70	0,70	0,50	0,50	0,90	0,90	0,50	0,50	1,2	0,90	2	○	○
			NO TRATADO	Q/S	0,055	0,070	0,085	0,060	0,060 <sub>10</sub>	0,055 <sub>5-3</sub>	0,055	0,075	0,075 <sub>5</sub>	0,070 <sub>3</sub>	0,070	0,10	0,10 <sub>5</sub>	0,080	0,080	0,40	0,11 <sub>6</sub>	2	○	○
				e	0,30	0,45	0,60	0,35	0,35	0,30	0,30	0,45	0,45	0,35	0,35	0,60	0,60	0,45	0,45	0,60	0,60	2	○	○
	CORONACION	Q/S	0,060	0,080	0,10	0,070	0,070 <sub>10</sub>	0,070 <sub>5-3</sub>	0,070	0,090	0,090 <sub>5</sub>	0,080 <sub>3</sub>	0,080	0,13	0,13 <sub>5</sub>	0,10	0,10	0,40	0,145 <sub>6</sub>	2	○	○		
		e	0,30	0,50	0,70	0,40	0,40	0,35	0,35	0,55	0,55	0,40	0,40	0,80	0,80	0,50	0,50	0,80	0,80	2	○	○		
D <sub>3</sub>	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION MEDIA	CORONACION	Q/S	0,05	0,08	0,10	0,06	0,06 <sub>7</sub>	○	0,06	0,10	0,10 <sub>3</sub>	○	○	0,15	0,15 <sub>5</sub>	○	○	0,20	0,17 <sub>6</sub>	2	○	○	
			e	0,30	0,40	0,50	0,30	0,30	○	0,30	0,40	0,40	○	○	0,70	0,70	○	○	1,0	0,70	2	○	○	
	CORONACION	Q/S	0,040	0,065	0,080	0,045	0,045 <sub>7</sub>	○	0,045	0,070	0,070 <sub>5</sub>	○	○	0,11	0,11 <sub>3</sub>	○	○	0,14	0,12 <sub>6</sub>	2	○	○		
		e	0,30	0,40	0,50	0,30	0,30	○	0,30	0,40	0,40	○	○	0,60	0,60	○	○	0,80	0,60	2	○	○		
D <sub>4</sub>	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION MEDIA	CORONACION	Q/S	○	0,08	0,12	○	○	○	0,10	0,10 <sub>7</sub>	○	○	0,15	0,15 <sub>5</sub>	○	○	0,20	0,17 <sub>6</sub>	2	○	○		
			e	○	0,40	0,60	○	○	○	0,50	0,50	○	○	0,70	0,70	○	○	1,0	0,70	2	○	○		

## OBSERVACIONES:

- i) VER EL SIGNIFICADO DE LAS LLAMADAS AL FINAL DE LAS TABLAS (NUMEROS DE TRAZO MAS GRUESO)
- ii) LOS VALORES DE Q/S Y LOS ESPESORES, e, DE TONGADA COMPACTADA QUE SE INDICAN DEBEN:
  - CONSIDERARSE MAXIMOS EN LOS CASOS DE COMPACTACION INTENSA Y MEDIA
  - VARIAR LO MENOS POSIBLE EN OBRA EN EL CASO DE COMPACTACION DEBIL (INTERVALO NORMALMENTE ACEPTABLE DE ± 20% PARA Q/S Y ± 15% PARA, e.)
- iii) LAS CONDICIONES DE EMPLEO PREVISTAS CORRESPONDEN A LAS SIGUIENTES VELOCIDADES MAXIMAS:
  - RODILLOS DE NEUMATICOS — 6 Km/h
  - RODILLOS VIBRANTES — 2 a 3 Km/h, DEBIENDO PROCURARSE TRABAJAR A 2 Km/h PARA COMPACTACION INTENSA
  - RODILLOS DE PATA DE CABRA — 12 Km/h
- iiii) LOS CODIGOS NUMERICOS INDICADOS EN LA CUARTA COLUMNA, TALES COMO 23, CORRESPONDEN AL TIPO DE COMPACTACION EXPLICADO EN LA TERCERA COLUMNA Y COINCIDEN CON LOS QUE SE DAN EN LA TABLA VIII DEL TEXTO

Q/S en metros

e en metros

○ Compactador no conveniente

### Significado de las llamadas de las tablas

- 1) Si fuera posible el paso de los equipos.
- 2) Aparentemente, no existe ningún compactador que pertenezca a esta categoría.
- 3) Para los rodillos tándem con dos cabezas vibratorias Q/S puede ser un poco mayor.
- 4) Prever un compactador adicional para borrar las huellas dejadas por los pies.
- 5) Se podrán aplicar condiciones de utilización ligeramente más favorables a los compactadores con frecuencia variable si ésta corresponde a la frecuencia de resonancia.
- 6) Valores que tienen en cuenta el hecho de que el único compactador de esta categoría es uno mixto vibrante-neumáticos próximo al límite superior de la clase  $V_3$  a - b.
- 7) Impone que  $D_{\text{máx.}} < 2/3$  del espesor de la tongada.
- 8) Impone que  $D_{\text{máx.}} < 1/5$  del espesor de la tongada.
- 9) Impone que  $D_{\text{máx.}} < 1/4$  del espesor de la tongada.
- 10) Deberán aplicarse condiciones de utilización ligeramente menos favorables a los compactadores menos pesados de esta clase.

### 1 CAUSAS DEL FENOMENO DE EXPANSIVIDAD DE LAS ARCILLAS

Aunque en esta publicación no es posible hacer un estudio detallado de las causas que dan origen al fenómeno de expansividad de los suelos, lo cual, por otra parte, puede encontrarse en tratados convencionales de Mecánica del suelo y en los más especializados sobre el tema, para una más fácil comprensión de algunas de las ideas que se utilizan es conveniente exponer muy brevemente ciertos conceptos en los que se apoyan.

Se entiende por expansividad de los suelos a la tendencia que tienen algunos a aumentar de volumen, como consecuencia de un incremento en su humedad, provocando una disminución de ésta el proceso inverso.

Intervienen, por tanto, dos factores fundamentales: las características del suelo y las variaciones de humedad. En este apartado se va a tratar solamente el primero. Las variaciones de humedad van asociadas a las condiciones climatológicas o a efectos locales especiales y serán estudiadas aparte en los correspondientes apartados.

El fenómeno de expansividad está íntimamente ligado a la constitución fisicoquímica de los suelos y al tamaño de sus partículas. Las arcillas están formadas por láminas muy delgadas de silicatos que, por la disposición de sus átomos en las respectivas mallas cristalinas, dejan cargas negativas libres en sus caras. En los bordes que se forman por la rotura de las láminas, las cargas pueden ser positivas o negativas.

Las cargas negativas de las partículas atraen a su superficie el extremo positivo de los dipolos de agua y cationes salinos de diversa naturaleza. A su vez los cationes, cuya carga no queda totalmente neutralizada, atraen a su alrededor a otras moléculas de agua.

Todo este conjunto constituye lo que suele denominarse la capa doble difusa (negativa en la superficie de la partícula de arcilla y positiva en la zona próxima con alta concentración de cationes). La fuerza de atracción de las caras de las partículas de arcilla va disminuyendo con la distancia y, como consecuencia, con la distancia también va decreciendo la concentración de iones. Estos dos aspectos del fenómeno quedan representados esquemáticamente en la figura A6.1.

La variación de la concentración con la distancia es una de las causas de que, al poner el suelo en contacto con agua libre, ésta tienda por ósmosis a entrar en la capa doble, para diluir el mayor contenido salino de las proximidades de las caras de las partículas de suelo e igualar la concentración en el conjunto. Como consecuencia se origina un cambio de volumen.

Dependiendo de las características de las distintas arcillas, habrá más o menos cargas libres en la superficie de sus partículas y, por tanto, podrán absorberse mayor o menor número de cationes. Por otra parte, los cationes pueden intercambiarse y, por ello, se denominan cationes de cambio. Según la naturaleza de estos cationes, la arcilla tomará más o menos agua, variando sus características expansivas. Es, por ejemplo, muy conocido que una bentonita sódica es mucho más expansiva que la misma bentonita cálcica.

En la sucinta descripción del fenómeno de expansividad que se ha hecho se han omitido otros factores que intervienen. Entre ellos pueden citarse las fuerzas de Van der Waals, la relajación elástica de las partículas al variar los enlaces diagenéticos, y los posibles cationes o aniones que pueden ser adsorbidos en los extremos de las partículas. Estos factores, sin embargo, influyen en general en menor grado en el proceso y pueden por ello ignorarse en primera aproximación.

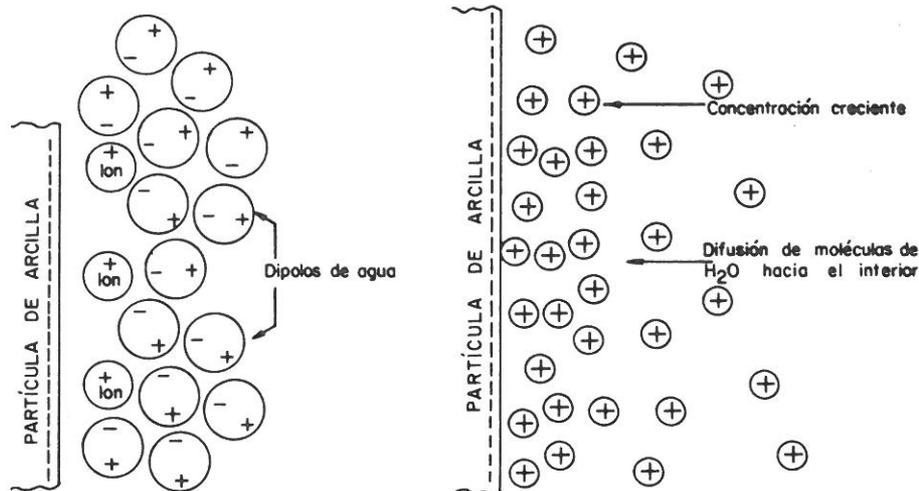


FIGURA A6.1

ESQUEMA DE LA CAPA DOBLE DIFUSA DE UNA PARTICULA DE ARCILLA (155)

Según sea la estructura y composición de los silicatos que constituyen los minerales de la arcilla, se pueden distinguir los siguientes grupos principales, que se relacionan junto con su capacidad de cambio de cationes.

Mineral de arcilla	Capacidad de cambio de cationes (millequivalentes por 100 g)
Caolinita .....	3-15
Halloysita, 2H <sub>2</sub> O .....	5-10
Montmorillonita .....	80-150
Illita .....	10-40
Vermiculita .....	100-150
Clorita .....	10-40

En general, las características expansivas de los minerales de arcilla aumentan con la capacidad de cambio de cationes. Así se ve que la montmorillonita y la vermiculita, que es semejante a la primera, forman efectivamente el grupo más expansivo.

La illita, a pesar de su semejanza estructural con las dos anteriores, no es prácticamente expansiva, debido a los iones K<sup>+</sup> no hidratados que se sitúan entre las láminas y que no son intercambiables. Se denominan también «micas hídricas», por ser micas de segunda formación.

La caolinita y la halloysita son de estructura semejante, formando la segunda a modo de hojas enrolladas. Ninguna de las dos es expansiva.

Hay otro grupo menos común, pero abundante en algunas zonas de España, que es el de la sepiolita y atapulgita. Estos minerales tienen forma de agujas y no son expansivos. Con frecuencia, sin embargo, van asociados con montmorillonitas (concretamente en el área de Madrid), que dan al conjunto un carácter expansivo.

En la figura A6.2 se representan en el gráfico de Casagrande varios puntos de los suelos atravesados por la Línea VI del Metro de Madrid. Los correspondientes a las cotas 560 a 610 son en su mayoría las denominadas «peñuelas», que con frecuencia dan lugar a fenómenos de expansividad. Los situados entre las cotas 610 y 640 pertenecen en su mayor parte a un nivel activo, situado entre el «tosco» y la «peñuela» con bentonitas y sepiolitas (las sepiolitas puras aparecen muy por debajo de la línea A).

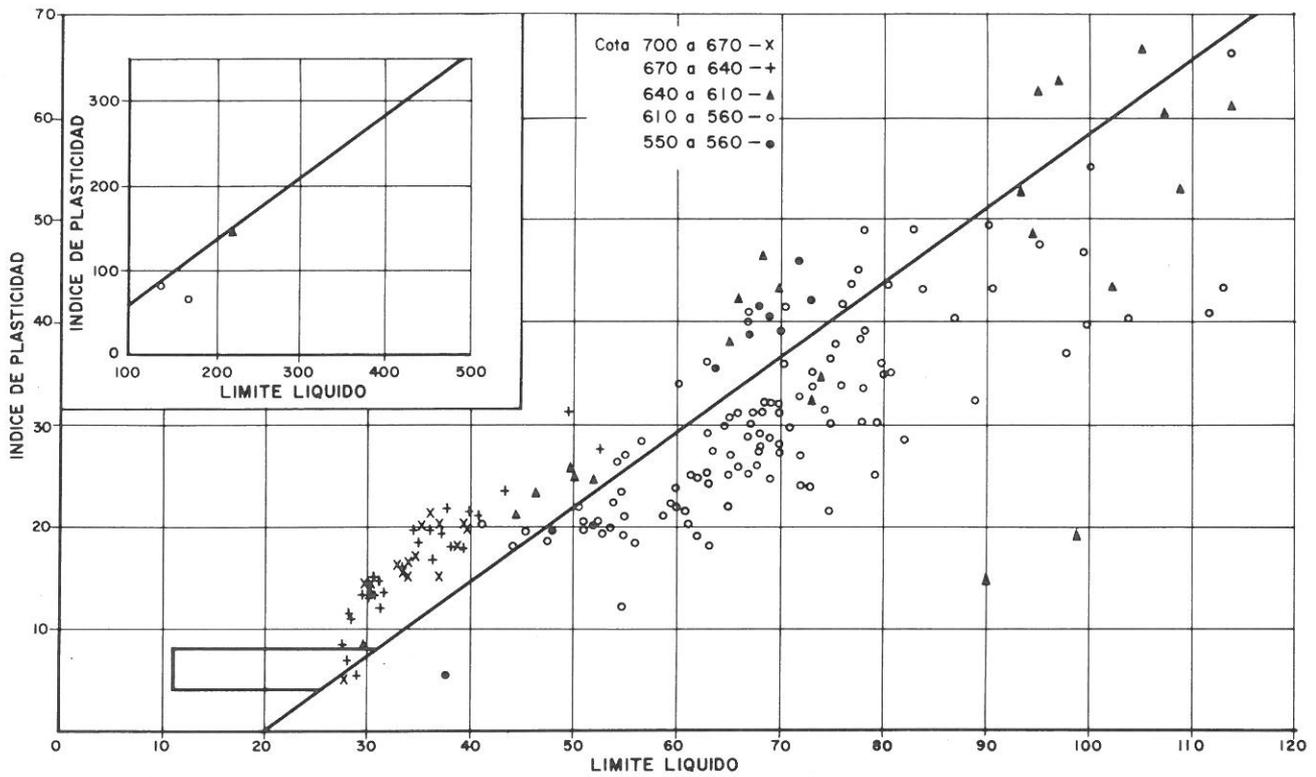


FIGURA A6.2

GRAFICO DE PLASTICIDAD DE CASAGRANDE CON LOS SUELOS DE LA LINEA VI DEL METRO DE MADRID, INCLUYENDO NIVELES TÍPICOS DE ARCILLAS EXPANSIVAS (63)

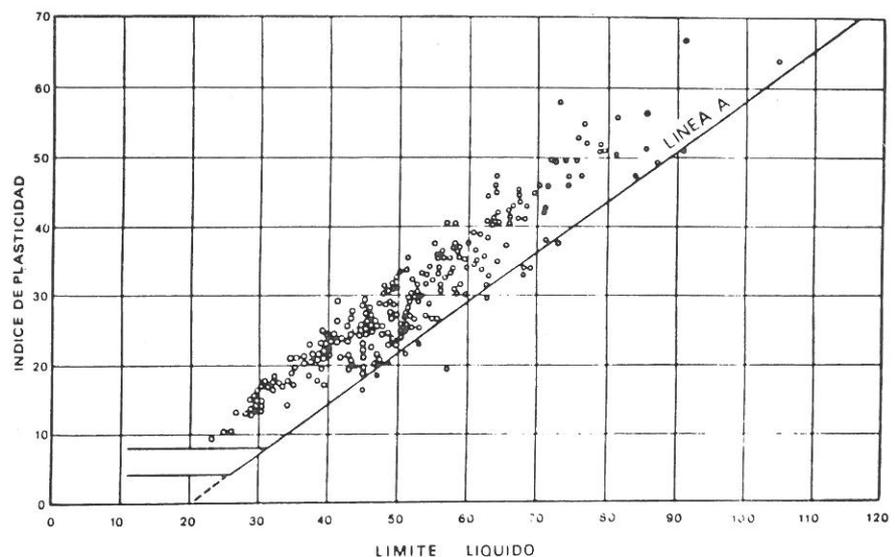
En la figura A6.3 se representan las propiedades plásticas de algunas arcillas expansivas andaluzas que, como se ve, quedan muy por encima de la línea A, lo mismo que se ve en la figura A6.4 para arcillas de Israel y EE. UU.

## 2 OTROS MATERIALES EXPANSIVOS NO ARCILLOSOS

Existen diversos materiales que pueden dar origen a fenómenos de expansividad de distinta naturaleza a los expuestos de manera somera para los minera-

FIGURA A6.3

PROPIEDADES PLASTICAS DE ALGUNAS ARCILLAS EXPANSIVAS ANDALUZAS (113)



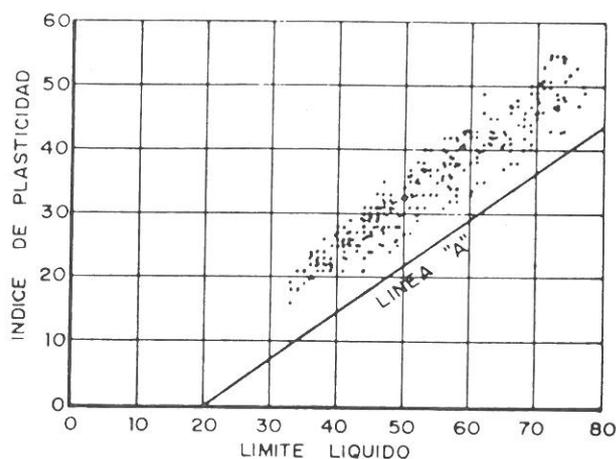


FIGURA A6.4

GRAFICO DE PLASTICIDAD DE CASAGRANDE CON ARCILLAS EXPANSIVAS DE ISRAEL Y ESTADOS UNIDOS (215)

les de arcilla. Con objeto de evitar confusiones al respecto, a continuación se citan algunos de los más conocidos.

La oxidación de las piritas u otros sulfuros de hierro similares puede provocar fenómenos de hinchamiento. La correspondiente reacción libera al mismo tiempo ácido sulfúrico y las aguas se convierten en fuertemente agresivas. Es por esta última causa por la que es más conocido el fenómeno, especialmente debido a la frecuente presencia de minerales de este tipo en las pizarras de diversos puntos de España y del mundo. Se ha observado en efecto la destrucción de revestimientos de hormigón en varios túneles, ataque a anclajes en presas y gran cantidad de obras de hormigón que han tenido que demolerse por haberse utilizado áridos conteniendo piritas, como hace algunos años en Cataluña.

Pero la componente del hinchamiento debida a la oxidación propiamente dicha y a las reacciones secundarias no había sido tenida en cuenta, al menos hasta hace relativamente pocos años. En la literatura extranjera se citan diversos casos como el levantamiento de hasta 30 cm en la ribera del lago Erie y de hasta 10 cm en Ottawa durante un período de varios años y que puede continuar durante décadas.

En el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX se ha prestado bastante atención al tema por su incidencia en España. La oxidación de los sulfuros de hierro, al menos en algunas de sus múltiples formas, precisa la activación a través de determinados agentes catalizadores o biológicos. Entre los primeros se encuentran la pirrotita monoclinica ( $\text{FeS}_{1,14}$ ). Los procesos biológicos son complicados e intervienen en ellos distintas especies de ferrobacilos y thiobacilos.

El sulfato sódico da origen a fenómenos de hinchamiento en las regiones áridas de Nevada y sudeste de California, donde las temperaturas diurnas son de unos  $32^\circ\text{C}$  y por la noche descienden por debajo de los  $4^\circ\text{C}$ .

Durante el día, con las temperaturas altas, el sulfato sódico se disuelve en el agua de los poros del suelo. Al descender la temperatura por la noche, se forman cristales con su correspondiente agua de cristalización, dando lugar a un aumento de volumen. Un efecto similar puede ser originado por el enfriamiento permanente, aunque no tan pronunciado, debido a la construcción de un edificio. La temperatura a que se deshidrata y disuelve en su propia agua de cristalización el sulfato sódico ( $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ ) es de  $32^\circ\text{C}$ . Sin embargo, al estar mezclado con otras sales, esta temperatura crítica varía; concretamente con  $\text{NaCl}$  desciende a  $20^\circ\text{C}$ . Aunque no se han puesto en evidencia fenómenos de esta naturaleza en España, un programa experimental ha podido comprobar la realidad de este fenómeno.

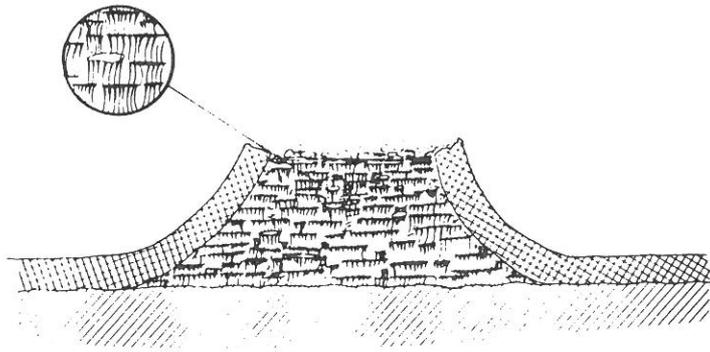


FIGURA A6.5

SECCION TRANSVERSAL ESQUEMATICA DE ACUMULACIONES DE HALITA (NaCl) (93)

Otras sales dan lugar a fenómenos de hincamiento en los pavimentos por mecanismos diferentes. La halita (NaCl) ha originado muchos problemas en el Sáhara y en otras regiones semiáridas de Argelia. Pero el fenómeno no se debe, como con el sulfato sódico, a procesos de cristalización con un elevado número de moléculas de agua al rebasar una temperatura crítica, ya que la sal común es un producto anhidro. En este caso la fuerte evaporación, debida a la aridez del clima, provoca una migración de agua cargada de sales hacia la superficie. La sobresaturación de las capas superiores es causa de la formación de cristales que originan abultamientos debajo del pavimento.

Como se ve en la figura A6.5, la estructuración de las acumulaciones de material está constituida por capas sucesivas que contienen las formaciones verticales de halita, con costras horizontales de granos de arcillas, limos, etc.

El fenómeno descrito es en cierto modo semejante al conocido con el nombre de acción de la helada, que no tiene nada que ver con el aumento de volumen del agua al congelarse. Al solidificarse por el frío el agua en las capas superficiales, se disminuye la humedad y se aumenta la succión. Esto origina una especie de bombeo del agua de las capas más profundas, que se va sucesivamente congelando en lentejones horizontales, al aproximarse a la superficie, provocando un levantamiento del terreno. En este caso el problema más grave se produce después, al descongelarse la gran cantidad de agua acumulada.

Las escorias de horno de acero también han dado lugar a fenómenos de hinchamiento de importancia. A diferencia de las de horno alto, que no originan problemas, conservan proporciones significativas de óxidos de calcio y magnesio. Los primeros se hidratan con relativa rapidez y el correspondiente cambio de volumen se produce en unas pocas semanas. En cambio, los óxidos de magnesio se hidratan lentamente, originando cambios de volumen que pueden continuar durante muchos años.

### 3 EL FENOMENO DE COLAPSO

#### 3.1 Consideraciones generales

Al aumentar la humedad de un suelo parcialmente saturado, bajo carga exterior constante, puede producirse un hinchamiento o aumento de volumen del mismo. Pero también puede suceder que se origine una disminución de volumen, que suele denominarse colapso, a diferencia del clásico fenómeno de asentamientos producidos por aumento de las cargas exteriores. Esta forma de reacción puede tener lugar en cualquier tipo de suelo, pero es más típica de materiales poco cohesivos. Aunque el fenómeno de expansividad es el tema principal de este capítulo, por ser el de incidencia más acusada en carreteras, se van también a dar unas nociones fundamentales sobre colapso, por tratarse de un problema que puede surgir en determinadas circunstancias.

El término colapso induce a pensar en un fenómeno brusco, como si fuera de

rotura interna de la masa del suelo, y el origen de la palabra se refiere efectivamente a reacciones de esta naturaleza. De hecho, así es como puede producirse si lo que se hace es inundar la muestra. En efecto, un suelo parcialmente saturado está sometido a presiones intersticiales negativas. Al inundarlo se origina un cambio brusco en ellas al reducir las a cero, y la deformación correspondiente es también brusca. Pero el mismo proceso se puede llevar a cabo paulatinamente, como se verá más adelante, y entonces progresa poco a poco, dando lugar a lo que se ha denominado colapso gradual, aunque pueda parecer un contrasentido.

El que un suelo parcialmente saturado se hinche o colapse depende de una serie de factores, entre los que se encuentran su propia naturaleza y condiciones de humedad y densidad, pero también de su estado de tensiones. Incluso un suelo puede empezar hinchándose, al tender hacia cero la presión intersticial desde sus valores negativos iniciales, y finalmente colapsar, o viceversa, como se comentará en los apartados sucesivos.

Antes de pasar a exponer las causas que originan este comportamiento, se va a hacer una breve descripción de otros fenómenos, también denominados de colapso, que obedecen a causas diferentes de las aquí estudiadas, para evitar posibles confusiones.

Las arenas flojas forman una estructura inestable a modo de castillo de naipes. No es sorprendente, por tanto, que, al ser sometidas a algún tipo de sacudida, como puede ser una explosión o un movimiento sísmico, colapsen. Si se encontraban secas, se producirá un asiento importante al reducirse el índice de huecos inicial. Si estuvieran saturadas de agua, esta reducción de su índice de huecos no puede producirse instantáneamente, por necesitar el agua un cierto tiempo para ser expulsada. Como consecuencia se originará una fuerte presión intersticial inicial y se convertirá la arena en una especie de masa fluida, dando lugar a lo que suele denominarse licuefacción.

Los loess son suelos formados por depósitos eólicos, muy conocidos por los peligrosos fenómenos de colapso a que pueden dar lugar. Se trata de materiales de grano muy fino y uniforme (0,05 a 0,01 mm), cuyos contactos están débilmente cementados predominantemente por arcilla o carbonatos. Al inundarlos, se produce muy rápidamente un reblandecimiento de estos enlaces, originándose importantes asientos como consecuencia del colapso inducido.

Así como en España no se encuentran apenas depósitos de loess típicos, sí son frecuentes los de limos yesíferos, de estructura también floja y con lazos formados por sulfatos. Del mismo modo que en el caso de los loess, la inundación de un terreno de este tipo produce la disolución de dichos lazos y, como consecuencia, un asiento rápido o colapso.

La escollera o, en general, cualquier material granular sometido a una cierta carga en estado seco, asienta bruscamente si se moja o inunda. El motivo, en este caso, parece ser la rotura de las aristas de contacto, como consecuencia de la penetración del agua en las fisuras que en las mismas se han formado por las elevadas tensiones a que se encuentran sometidas.

### **3.2 Colapso de materiales granulares**

Se comienza por el caso de suelos granulares, por ser más sencillo de interpretar, para luego pasar al más complejo de materiales cohesivos.

Considérese en primer lugar un suelo saturado. La introducción de un sistema de fuerzas isotrópico en el material que inicialmente se encontraba descargado origina un reajuste de las partículas. Como consecuencia de este proceso de carga, en los puntos de contacto entre partículas quedan actuando fuerzas normales  $P$  y tangenciales  $T$ . Según la magnitud de la carga exterior aplicada, la relación  $T/P$  estará más o menos próxima al coeficiente de rozamiento entre partículas  $\mu$ .

Supóngase ahora que otra muestra de suelo, inicialmente saturada, se somete a un proceso de desecación (fig. A6.6). En una primera fase (a) llegarán a for-

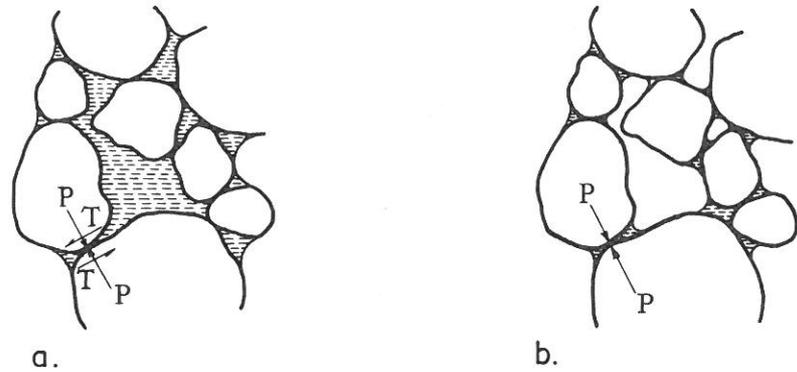


FIGURA A6.6

TENSIONES INTERGRANULARES ORIGINADAS POR UN PROCESO DE DESECACION: a) CON EL SUELO AUN SATURADO, b) CON EL SUELO PARCIALMENTE SATURADO Y MENISCOS CAPILARES UNIENDO LOS GRANOS ENTRE SI (22)

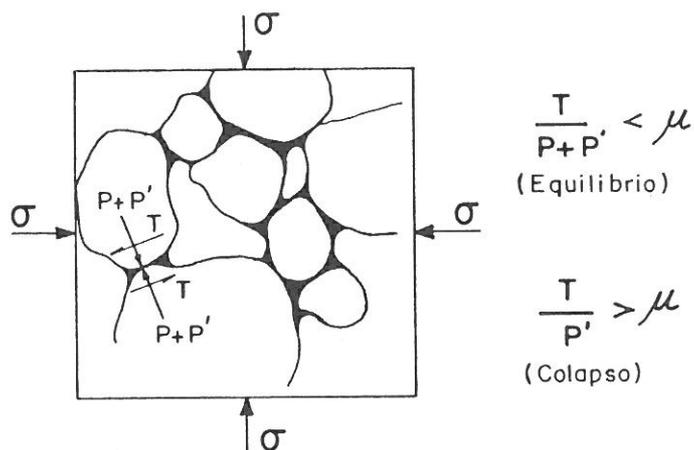
marse meniscos en la superficie, pero manteniéndose la saturación de su masa y, por tanto, con los poros totalmente llenos de agua. En estas condiciones la situación será análoga a la descrita anteriormente para el caso de aplicación de fuerzas exteriores, quedando los puntos de contacto entre granos con fuerzas normales P y tangenciales T, cuya relación será más o menos próxima al coeficiente de rozamiento  $\mu$ , según el grado de desecación y, por tanto, de la carga aplicada.

Si se continúa el proceso de desecación, se pasará a una situación como la indicada en la parte derecha (b) de la figura A6.6. Entrará aire en los poros y quedarán una serie de meniscos capilares uniendo a los granos entre sí. En este caso, como se indica en la misma figura, en los contactos entre granos no quedarán prácticamente tensiones tangenciales, sino esencialmente las fuerzas normales P. Un suelo parcialmente desecado y con aire en sus poros queda, por tanto, en una situación tal que el agua capilar hace a modo de «cola» que une a los granos entre sí, dando lugar a lo que se ha denominado cohesión aparente.

Cuando el suelo parcialmente saturado, anteriormente descrito, se somete a un incremento de carga exterior (fig. A6.7), al aumentar la carga exterior, aunque sea de manera isótropa, se producirá un incremento de la carga normal entre granos P' y aparecerá una carga tangencial T. Si el aumento de las cargas exteriores es suficientemente grande, se llegará a un estado en que la relación

FIGURA A6.7

TENSIONES INTERGRANULARES EN UNA MUESTRA PARCIALMENTE SATURADA SOMETIDA A UN INCREMENTO DE CARGA EXTERIOR (22)



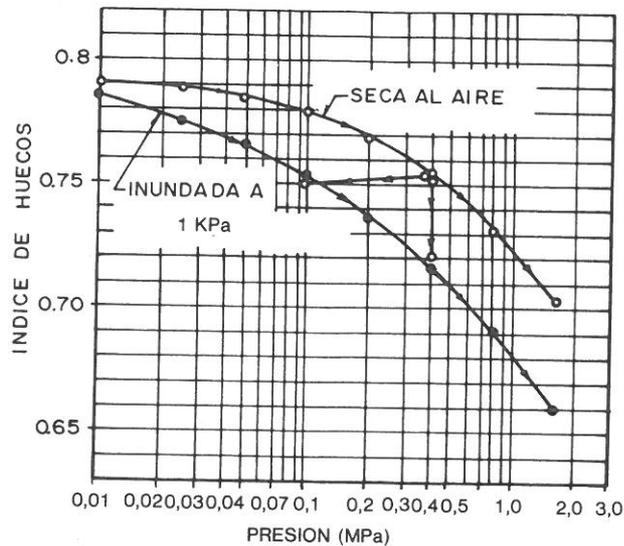


FIGURA A6.8

CURVAS DE CONSOLIDACION DE DOS MUESTRAS DEL MISMO LIMO: UNA SATURADA Y OTRA SECA AL AIRE (22)

$T/(P + P')$  será aproximadamente igual al coeficiente de rozamiento  $\mu$ . Si, después de alcanzadas estas condiciones de equilibrio, se inunda la muestra, la carga normal entre granos disminuirá, quedando reducida a solamente la originada por las cargas exteriores, ya que desaparecen las tensiones capilares. Como consecuencia, el nuevo valor de la relación  $T/P'$  será superior a  $\mu$ , originándose movimientos y, por tanto, un nuevo ajuste de la estructura con los correspondientes asentos, es decir, un colapso.

En definitiva, lo que se ha hecho al inundar ha sido hacer desaparecer las uniones existentes entre partículas debido a la existencia de los meniscos capilares, con lo cual disminuye la resistencia del suelo y se produce la correspondiente redistribución de granos.

En la figura A6.8 se han dibujado las curvas de consolidación de una muestra de limo: la superior corresponde a la muestra seca al aire y la inferior a la misma muestra después de saturada. Si para un valor cualquiera de la carga se procede a inundar la muestra seca al aire, descenderá bruscamente hasta alcanzar la curva edométrica correspondiente a la muestra inicialmente saturada. Experimentalmente se ha podido comprobar que en suelos granulares la saturación del material, cualquiera que sea la fase en que se encuentre, conduce a aproximadamente la misma curva final.

### 3.3 Hinchamiento y colapso de arcillas

Es difícil representar de manera simplificada la arcilla por un solo modelo, ya que hay muchos tipos de suelos de esta clase. Sin embargo, a efectos prácticos, se puede imaginar que está formada por unos granos más gruesos, de tipo arena fina o limo, que están rodeados por partículas de arcilla agrupados en «paquetes», según se indica en la figura A6.9. Los granos de limo y arena y los paquetes de arcilla están unidos entre sí a través de meniscos de agua de gran curvatura en sus puntos de contacto. El comportamiento volumétrico de un material de este tipo depende no solamente de los movimientos relativos entre los granos, sino también de las características de expansividad y retracción de los paquetes de arcilla que se encuentran entre ellos.

Supóngase un material de esta naturaleza que se encuentra en equilibrio sometido a una serie de cargas exteriores. Si se pone en contacto con el agua, tenderán a disminuir o desaparecer las tensiones capilares. Como consecuencia, la relación  $T/P$  en los contactos entre granos tiende a aumentar y, por con-

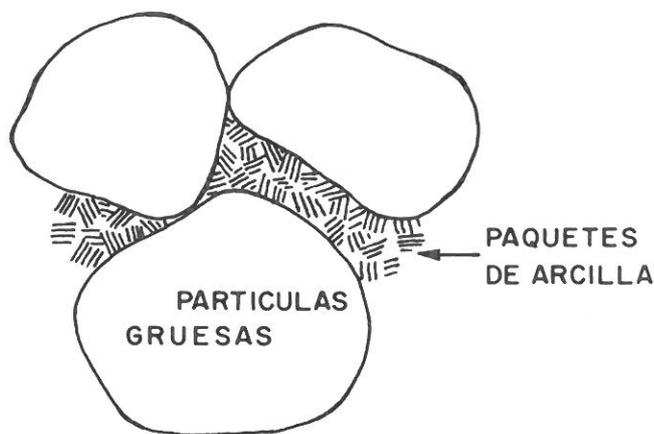


FIGURA A6.9

MODELO SIMPLIFICADO DE ARCILLA A EFECTOS DEL FENOMENO DE COLAPSO

siguiente, a producirse movimientos y asentamientos si se supera el valor de  $\mu$ . Por otro lado, el agua reblandece los productos arcillosos, con lo cual el valor de  $\mu$  disminuye, aumentando aún más la tendencia al movimiento entre granos. Simultáneamente, sin embargo, se producen otros efectos en sentido opuesto, como es la tendencia de los materiales arcillosos a hincharse si son de naturaleza expansiva, originando un aumento de volumen del conjunto de las partículas.

El resultado final de esta serie de respuestas depende de factores tales como la carga exterior aplicada, la magnitud de las características expansivas de los materiales interpuestos entre los granos, la permeabilidad del material y, por tanto, el tiempo que tardan en ponerse en acción cada uno de los efectos mencionados, etc. Por ejemplo, puede originarse primero una disminución de volumen al aplicar la carga exterior al material parcialmente saturado, seguida de un hinchamiento si el agua continúa actuando sobre los materiales expansivos. Sin embargo, para valores altos de la carga exterior este hinchamiento puede ser insuficiente y continuar el asiento, por predominar el efecto reductor de volumen de la carga, ayudado por la disminución de resistencia al corte entre los granos.

En la figura A6.10 pueden verse unos ensayos efectuados con una arcilla remodelada de Madrid (Peñuela) consolidada a una presión de 0,25 MPa. La succión fue después reduciéndose progresivamente, desde la inicial de compactación hasta la saturación total. Las tres curvas representadas corresponden a tres humedades iniciales diferentes. Como puede verse, en todos los casos, al disminuir la succión, o sea, al ir inundando la muestra, se produce en primer lugar un hinchamiento que luego se convierte en un asiento o colapso. Es decir, que puede pasarse de un estado al otro, incluso dentro del mismo ensayo, según las condiciones particulares de que se trate.

En la figura A6.11 se ha representado, como para el caso de materiales granulares, la curva edométrica para una muestra de arcilla seca (curva MN) y para muestras idénticas después de saturadas bajo diferentes cargas (curva PQ).

Como se ve, al saturar la muestra bajo presión nula o muy reducida, se produce un hinchamiento que puede ser importante, representado por el segmento MP. En cambio, si la muestra seca ha sido consolidada a una presión fuerte, al inundarla se produce un colapso, representado por el segmento NQ en la misma figura. Las dos curvas se cruzan, por tanto, en un punto que da la denominada presión de hinchamiento del suelo, que es aquella para la cual no se produce hinchamiento ni colapso al inundarla.

Así como la curva PQ del suelo saturado es única para el caso de suelos granulares, independientemente del proceso que se haya seguido, no parece que en todas las condiciones sucederá necesariamente lo mismo en el caso de arcillas.

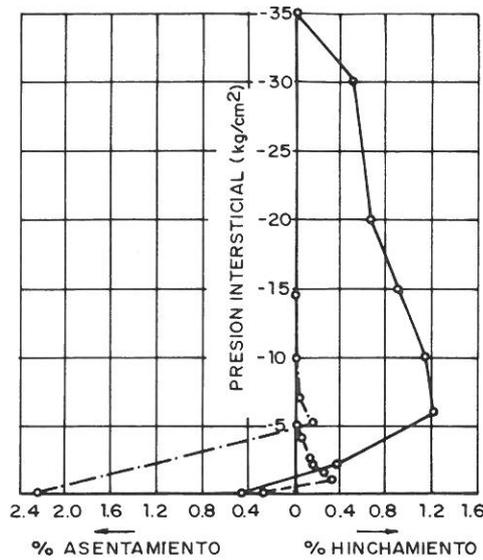


FIGURA A6.10

HINCHAMIENTO SEGUIDO DE COLAPSO EN UNA ARCILLA GRIS DE MADRID (PEÑUELA), REMOLDEADA Y COMPACTADA HASTA UN 90 % PROCTOR NORMAL, CON TRES HUMEDADES DISTINTAS. SOBRECARGA DE 0,25 MPa (67)

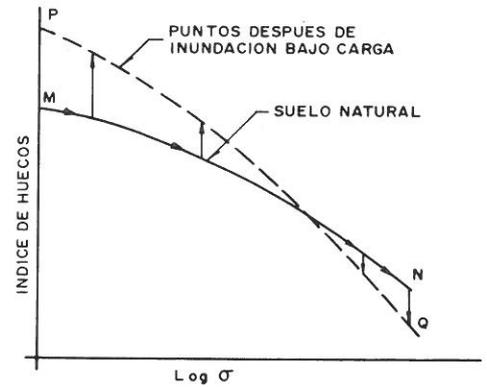


FIGURA A6.11

VARIACION DEL INDICE DE HUECOS DE UNA ARCILLA AL INUNDAR LAS MUESTRAS SECAS DESPUES DE APLICAR DIVERSAS CARGAS

#### 4 IDENTIFICACION DE LOS SUELOS POTENCIALMENTE EXPANSIVOS

##### 4.1 Consideraciones generales

Al estudiar el terreno donde vayan a situarse carreteras, lo primero que hay que hacer, en lo que a arcillas expansivas se refiere, es conocer si existe tal problema, así como establecer un orden de magnitud de su importancia, recurriendo para ello a métodos aproximados rápidos y sencillos. A la vista de la información preliminar obtenida, se puede pasar a una valoración cuantitativa más detenida, si procede.

El método más obvio y directo para conocer la expansividad de un suelo consiste en hacer ensayos edométricos inundando las muestras y determinar el hinchamiento que se produce o la presión de hinchamiento. Este ensayo, sin embargo, no puede considerarse ni rápido ni demasiado sencillo, aunque el equipo preciso para su realización está disponible en la mayoría de los laboratorios de suelos.

Por ello se han efectuado ensayos de este tipo y otros similares y se han correlacionado con características del suelo más fáciles de determinar, como los límites de Atterberg, etc. Las relaciones empíricas así obtenidas sirven para facilitar la identificación y valoración aproximada del fenómeno.

Pero hay otros procedimientos con los que, realizando ensayos sencillos, se hace una valoración puramente cualitativa del fenómeno, que también pueden ser de gran utilidad para tener una primera idea de si existe o no problema.

Hay que tener en cuenta, sin embargo, que algunas de las correlaciones empíricas que aparecen en la literatura pueden ser aplicables solamente al área geográfica o geológica en que fueron determinadas y, por tanto, pudiera no ser válida su extrapolación a otras zonas.

El valor de los métodos empíricos de cuantificación aproximada de la expansividad no se reduce solamente a obtener una primera información sobre el tema. Pueden también ser útiles para interpolar o, incluso en algunos casos,

extrapolar resultados menos numerosos obtenidos mediante ensayos más elaborados.

Se comenzará seguidamente por describir brevemente el ensayo de hinchamiento por medio del edómetro como simple ensayo de identificación, ya que su utilización para la predicción de los incrementos volumétricos se tratará en los correspondientes apartados. Después se describirán los métodos empíricos más importantes, ya sean puramente cualitativos o cuantitativos.

#### **4.2 Ensayos de identificación de la expansividad con edómetro**

Se coloca en el edómetro una muestra inalterada o compactada en las condiciones de humedad y densidad deseadas, según sea el caso. Normalmente el diámetro es de unos 70 mm y el espesor de 20 mm, aunque se puede reducir a sólo 10 ó 12 mm. Acto seguido, y después de aplicar las cargas verticales que se estime oportuno, se da acceso al agua para simular las condiciones de inmersión total.

Se procede de manera distinta según se trate de medir lo que se suele denominar hinchamiento libre o bien la presión de hinchamiento. Para medir el hinchamiento libre se coloca sobre la muestra una sobrecarga muy reducida (generalmente de 7 KPa). A continuación se pone en contacto con el agua y se espera hasta que llegue a alcanzar su hinchamiento máximo, que normalmente se suele expresar en forma de porcentaje del espesor de la muestra ensayada.

El ensayo de presión de hinchamiento es algo más laborioso porque, después de inundar la muestra, si no se dispone de sistemas automáticos, hay que estar de manera prácticamente continua incrementando la carga sobre el edómetro para conseguir que el hinchamiento que se produzca sea nulo, pero sin llegar a provocar tampoco asientos.

Una vez alcanzada la presión máxima de hinchamiento, lo que puede requerir un tiempo relativamente largo, se procede a ir descargando progresivamente, dejando que se estabilice la deformación para cada decremento de carga. Se llega así hasta una descarga total, midiéndose también el hinchamiento libre.

Debe tenerse en cuenta que los valores del hinchamiento libre a que se llega por los dos procedimientos apuntados no suelen ser iguales. El motivo es que el proceso de carga seguido, denominado historial de carga, es diferente en ambos. Los hinchamientos alcanzados por el segundo procedimiento pueden ser bastante menores que los obtenidos directamente por el ensayo de hinchamiento libre.

En la figura A6.12 se han representado unas curvas completas de la variación del hinchamiento con las cargas, obtenidas por el segundo método de ensayo. Como puede apreciarse, la presión de hinchamiento desciende muy rápidamente al producirse pequeñas deformaciones verticales. Por este motivo, la presión de hinchamiento máxima determinada puede no ser muy precisa, como se deduce fácilmente de la descripción del procedimiento de ensayo seguido.

Un aspecto que hay que tener muy en cuenta al efectuar ensayos de presión de hinchamiento en edómetro es que, si no se toman las precauciones oportunas, la deformabilidad propia del aparato y sistema de medida pueden conducir a errores importantes. A estos efectos se debe tener presente que conducen a errores de este tipo la colocación de papeles filtro intermedios, que debe proscribirse totalmente, y el empleo de rótulas inadecuadas, por producirse en ellas ajustes al iniciar la carga; las piedras porosas deben dejarse pegadas a las cabezas para evitar movimientos de acoplamiento. No se entra en más detalles de este problema por salirse fuera del objetivo de este texto, pero, a efectos de dar una idea de su importancia, recuérdese lo que anteriormente se indicó sobre la presión de hinchamiento máxima, que es muy sensible a pequeñas deformaciones.

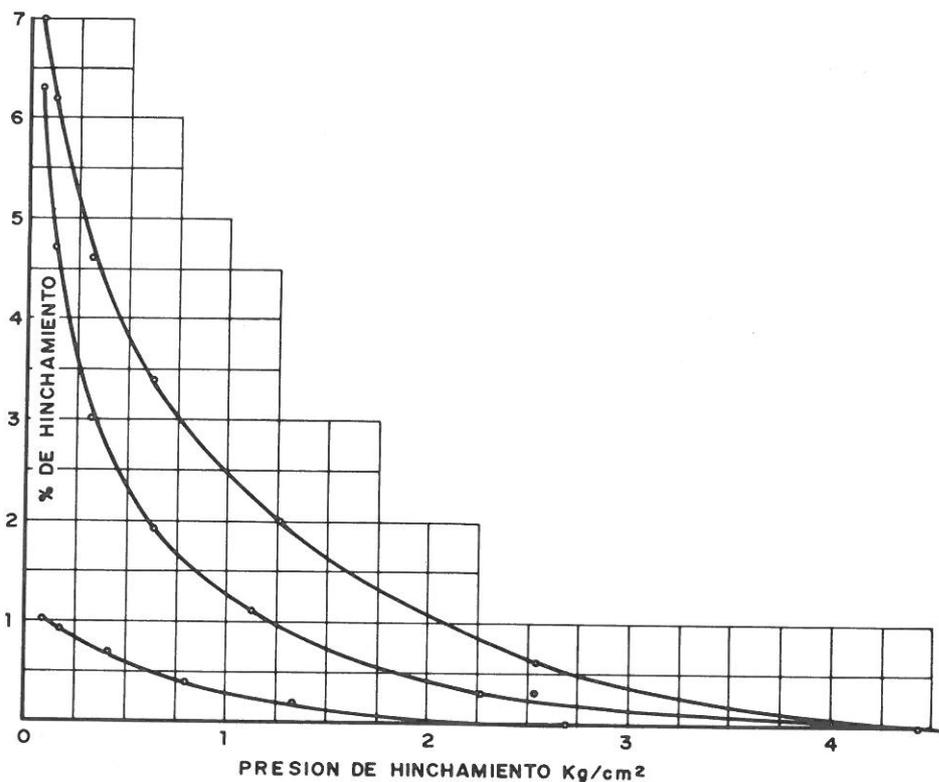


FIGURA A6.12

HINCHAMIENTOS ORIGINADOS AL DISMINUIR LAS CARGAS DESDE LA PRESION DE HINCHAMIENTO MAXIMA

### 4.3 Métodos empíricos de identificación y valoración

Entre estos métodos hay que citar en primer lugar la determinación de las características mineralógicas de las arcillas. Es evidente que con ello se tendrá un primer conocimiento de la posible existencia de problemas. Si se trata de montmorillonitas, por ejemplo, es probable que haya que enfrentarse con la presencia de fenómenos de expansividad acusados, lo que no sucederá si resulta tratarse de una caolinita. Este tipo de ensayos es, por tanto, en principio útil y aconsejable, pero hay que recurrir a técnicas complicadas, como la de difracción de rayos X, que además resultan costosas. No se podrá, por tanto, contar con ellos más que en pocas ocasiones y para un número muy reducido de muestras.

Los ensayos físico-químicos, como la determinación de la capacidad de cambio de cationes de la arcilla, son de realización más sencilla y sirven para, al menos, tener una indicación cualitativa de la posible expansividad, ya que, en general, ésta aumenta con dicha capacidad y varía con el tipo de cationes. En el apartado 1 se da una tabla para esta característica según los diferentes tipos de arcillas.

Los métodos empíricos más corrientemente utilizados se basan en las características normalmente determinadas para la identificación del suelo, tales como los límites de Atterberg, límite de refracción, proporción de arcilla, o en algún otro ensayo de sencilla realización. A continuación se tratará separadamente cada uno de ellos, incluido el de Lambe, que, aunque requiere un ensayo directo de presión de hinchamiento, puede considerarse también como método empírico.

#### *Criterios basados en los límites de Atterberg*

Entre los diversos criterios de este tipo existentes se encuentra el del Departamento de Transportes de Louisiana:

LL (%)	IP (%)	Hinchamiento potencial
20-49	15-24	Bajo a medio
50-70	25-46	Alto
> 70	> 46	Muy alto

### Relación humedad/limite plástico

El límite plástico  $W_p$  es uno de los parámetros más utilizados para obtener una idea del orden de magnitud de la humedad de equilibrio a través de la relación  $w/W_p$ , siendo  $w$  la humedad natural. No es de extrañar, por tanto, que los valores de dicha relación sirvan también para dar una idea de la expansividad de un material que se encuentre en unas condiciones determinadas de humedad.

Seguidamente se da un criterio sencillo a estos efectos. Sin embargo, en el apartado 7.1.3, al hacer referencia a la determinación aproximada de la humedad de equilibrio, se darán unas orientaciones adicionales sobre este tema.

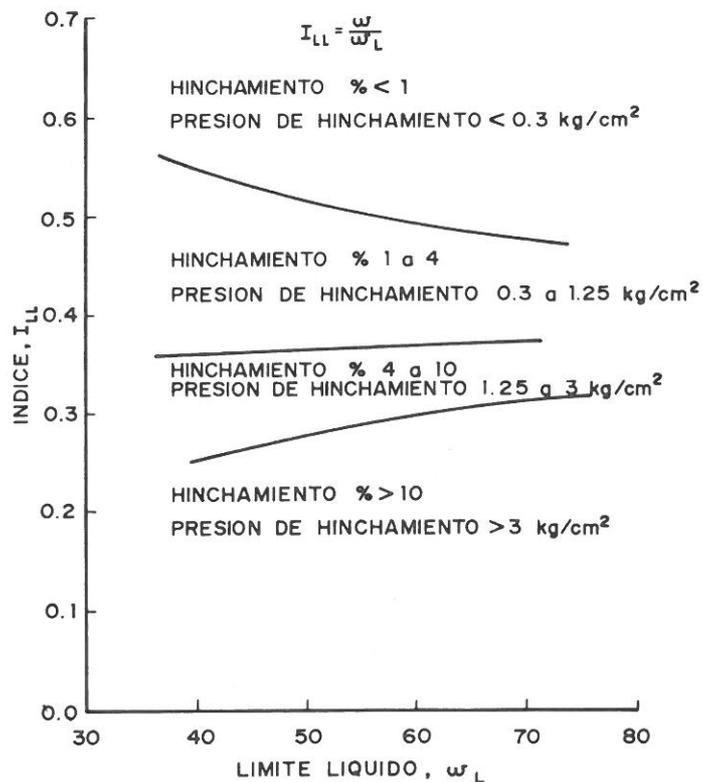
Humedad Límite plástico	Hinchamiento posible
< 0,6	Muy alto
0,6-0,8	Alto
0,8-1,0	Bajo
> 1,0	Muy bajo

### Límite líquido y humedad natural

Partiendo de los ensayos de hinchamiento efectuados con muestras inalteradas se puede establecer una correlación entre la presión de hinchamiento e hincha-

FIGURA A6.13

GRAFICO PARA DETERMINAR EL POTENCIAL EXPANSIVO EN FUNCION DEL LIMITE LIQUIDO Y LA HUMEDAD NATURAL (215)



miento libre en edómetro (el correspondiente a la descarga después de alcanzar la presión de hinchamiento máxima), el límite líquido  $w_L$  y la humedad natural  $w$ .

En función de la relación  $I_{LL} = \frac{w}{w_L}$ , la citada correlación se representa en

la figura A6.13, en la que se delimitan en diversas zonas los hinchamientos y presiones de hinchamiento y, por tanto, la peligrosidad que puede esperarse según el índice  $I_{LL}$ .

También se han determinado las siguientes expresiones para estimar el hinchamiento  $S$  (en tanto por ciento) y la presión de hinchamiento  $P_h$ :

$$\log S = \frac{1}{12} (0,4 w_L - w + 5,5)$$

$$\log P_h = \frac{1}{12} (0,4 w_L - w - 0,4)$$

### Límite de retracción

El límite de retracción  $w_R$  es un índice que también se utiliza para estimar la expansividad de un suelo. Se puede determinar con muestras inalteradas o remodeladas. Este ensayo, sin embargo, se utiliza actualmente poco, entre otras cosas porque, conociendo los demás límites de Atterberg, se puede deducir aproximadamente su valor, lo que hace innecesaria su determinación directa, que, por otra parte, puede conducir a resultados diferentes según la técnica aplicada. Pero además hay arcillas con índice de retracción alto que también resultan expansivas.

Otros autores utilizan el parámetro  $IS$  en lugar del  $w_R$ , siendo  $IS = w_L - w_R$ . Sin embargo, no parecen mejorar sustancialmente las predicciones.

Entre los diversos criterios existentes, a continuación se reproduce el de Sowers en combinación con el  $IP$ :

$w_R$	$IP$	Cambio potencial de volumen
> 12	< 15	Probablemente bajo
10-12	15-30	Probablemente moderado
< 10	> 30	Probablemente alto

### Actividad

La actividad se define como la relación:

$$A = \frac{IP}{\% < 2 \mu m}$$

siendo el denominador el porcentaje de material inferior a 0,002 mm.

El valor de  $A$  es indicativo de la actividad coloidal de la arcilla, y Skempton estableció una escala según los valores.

Modificando la definición de la siguiente forma:

$$A_{SWL} = \frac{IP}{(\% < 2 \mu m) - 10}$$

se tiene el criterio de hinchamiento potencial representado en la figura A6.14.

### Volumen de sedimentación

Este sencillo ensayo consiste en verter lentamente 10 cm<sup>3</sup> de suelo seco pasado por el tamiz UNE 420 μm en una probeta de 100 cm<sup>3</sup> llena de agua. Las partículas de suelo se hinchan al entrar en contacto con el agua, y quedan formando una suspensión en la parte inferior de la probeta. El incremento de volumen de esta suspensión respecto al volumen inicial (10 cm<sup>3</sup>), expresado en porcentaje, constituye el denominado volumen de sedimentación.

Si el valor obtenido es superior al 100 %, el suelo puede calificarse como peligroso. Si, por el contrario, es inferior al 50 %, es de esperar que no presente cambios de volumen importantes.

### Otras expresiones empíricas para la obtención de la presión de hinchamiento e hinchamiento libre

Con muestras inalteradas de arcillas andaluzas con índice de plasticidad entre 10 y 20, se ha hallado la siguiente correlación:

$$\log P_h = \frac{4}{5} \left( \frac{w_L - 10}{5 + \log M} \right)^{0.7} - 5,66$$

siendo

$$M = \frac{\gamma_d (\text{desexada}) - \gamma_d (\text{natural})}{\gamma_d (\text{desexada})}$$

Las densidades que aparecen en la expresión anterior se determinan en terrones de suelo mediante desplazamiento de mercurio. Las densidades «desechadas» corresponden a terrones mantenidos veinticuatro horas en estufa a 105°. Puede parecer extraño que, al aumentar la retracción, disminuya P<sub>h</sub>. Pero debe tenerse en cuenta que la capacidad expansiva del suelo queda caracterizada en esta fórmula por el límite líquido. M mide, en cambio, qué parte de esta expansión se ha producido ya a partir de la desecación.

Se han obtenido estadísticamente para suelos compactos las siguientes corre-

FIGURA A6.14

GRAFICO DE SEED, WOODWARD Y LUNDGREN  
PARA DETERMINAR EL POTENCIAL  
EXPANSIVO EN FUNCION DE LA ACTIVIDAD Y EL  
CONTENIDO DE ARCILLA (188)

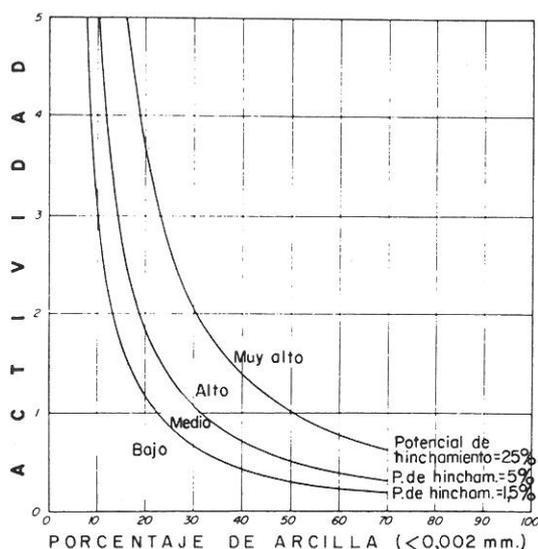
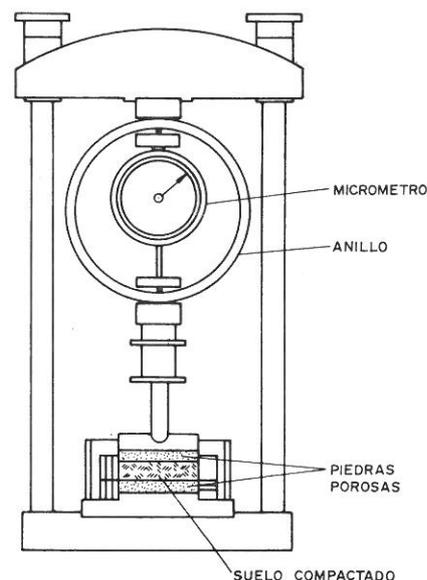


FIGURA A6.15

APARATO PARA DETERMINAR EL  
HINCHAMIENTO POR EL METODO  
DE LAMBE



laciones para la determinación del hinchamiento libre  $S$  y de la presión de hinchamiento  $P_h$  (en libras/pulgada cuadrada):

$$S = (2,29 \times 10^{-2}) (IP)^{1,45} \frac{C}{w_i} + 6,38$$

$$P_h = (3,5817 \times 10^{-2}) (IP)^{1,12} \frac{C^2}{w_i^2} + 3,7912$$

siendo  $C$  el contenido de arcilla (%) y  $w_i$  la humedad inicial.

Por otra parte, se ha deducido estadísticamente con muestras inalteradas la siguiente correlación para la presión de hinchamiento  $P_h$  (MPa):

$$\log P_h = -0,2132 + 0,00208(LL) + 0,0665(\gamma_d) - 0,00269(w_i)$$

siendo  $\gamma_d$  el peso específico seco del suelo natural ( $t/m^3$ ).

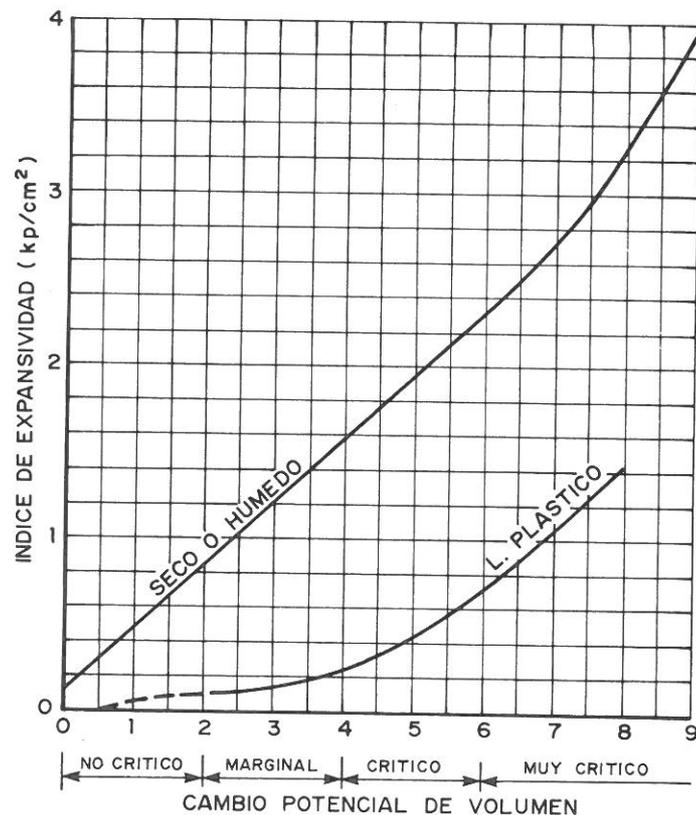
*Ensayo de Lambe.* El método de Lambe consiste en esencia en efectuar un ensayo de presión de hinchamiento de una muestra remoldeada colocada en un anillo de dimensiones determinadas, como puede verse en la figura A6.15.

La muestra se prepara compactándola directamente en el molde mediante la maza Proctor Normal. La compactación se efectúa con el suelo en uno de los tres estados que resulten más convenientes desde el punto de vista práctico: seco, húmedo o con la humedad del límite plástico. La muestra «seca» se prepara desmenuzándola y dejándola secar al aire en un ambiente con una humedad relativa del 50 %. La muestra «húmeda» se prepara de la misma forma, pero en un ambiente con humedad relativa del 100 %. En cada uno de los tres casos se especifica la energía de compactación que ha de aplicarse.

La presión de hinchamiento se determina utilizando un anillo dinamométrico bastante rígido, de manera que no sea preciso efectuar ajustes durante el en-

FIGURA A6.16

APLICACION DEL METODO DE LAMBE



sayo, por suponerse que la deformación es insignificante. Una vez colocado el anillo se inunda la muestra y, en vez de esperar a la estabilización de las lecturas, se mide la presión que actúa sobre el suelo al cabo de dos horas, con lo cual el ensayo resulta bastante rápido.

La presión medida se denomina «índice de expansividad». Conocido el índice de expansividad, se obtiene el denominado «cambio potencial de volumen» mediante el gráfico de la figura A6.16, según las condiciones iniciales de humedad de la muestra.

Este índice da una idea de la peligrosidad potencial del suelo, y es de utilidad siempre que se mueva dentro de este limitado propósito. Pero se debe ser muy prudente en su utilización para juzgar sobre el comportamiento del mismo suelo inalterado. Debe tenerse en cuenta, en efecto, que un suelo remoldeado puede ser más expansivo que el mismo material inalterado, por haberse destruido los enlaces diagenéticos. Es posible prever condiciones en que se produzca la respuesta contraria.

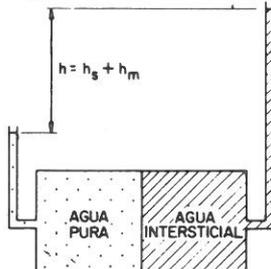
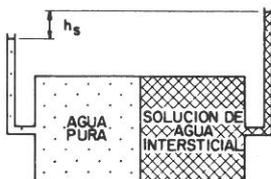
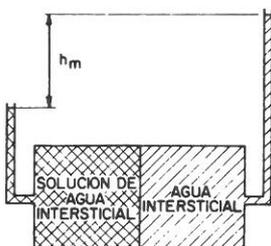
## 5 LA SUCCION Y SU MEDIDA

### 5.1 El concepto de succión

Un suelo parcialmente saturado tiene el agua de sus poros sometida a una tensión de tracción si la presión del aire intersticial es igual a la atmosférica. Aunque el suelo esté saturado, puede también el agua intersticial estar en un estado de tracción. Al valor de dicha tensión negativa se le suele llamar succión.

Hablando estrictamente, el término succión es aplicable solamente a un suelo sin cargas exteriores. Si existen cargas exteriores se debería utilizar la denominación de presión intersticial negativa. Sin embargo, la palabra succión, quizá por su brevedad y sentido directo, se suele emplear para ambos casos y, por ello, en este texto se utilizarán indistintamente ambas denominaciones.

TABLA A6.1  
DEFINICION DE LA SUCCION (173)

Término	Símbolo	Definición	Esquema ilustrativo
Succión total	$h$	La presión negativa, relativa a la exterior de gas que actúa en el agua intersticial, a que debe someterse un recipiente de agua pura para estar en equilibrio, a través de una membrana semipermeable (permeable solamente a las moléculas de agua) con el agua intersticial.	
Succión osmótica (del soluto)	$h_s$	La presión negativa a que debe someterse un recipiente de agua pura para estar en equilibrio, a través de una membrana semipermeable, con otro recipiente que contenga una solución idéntica en composición con el agua intersticial.	
Succión matriz	$h_m$	La presión negativa, relativa a la exterior de gas que actúa en el agua intersticial, a que debe someterse una solución de composición idéntica a la del agua intersticial, para estar en equilibrio, a través de un elemento poroso permeable, con el agua intersticial.	

Si el agua de los poros del suelo se pone en contacto con agua libre de idéntica composición química, tenderá a producirse una absorción, en respuesta a la componente de la succión que se denomina «matriz».

Pero si el agua intersticial contiene sales y se pone en contacto con agua pura a través de una membrana semipermeable (que deja pasar sólo el agua y no las sales) para evitar su difusión hacia el exterior, se producirá una tracción adicional, que se denomina succión «osmótica» o succión del soluto.

La succión matriz incluye las componentes de tensión superficial entre el suelo y el agua, y las fuerzas de adsorción a la superficie de las partículas de arcilla descritas en el apartado 1.

La succión total será la suma de todas las componentes matriciales y osmóticas.

En la tabla A6.1 se da una definición más precisa de las tres componentes, junto con unos gráficos explicativos que facilitan su comprensión. De modo análogo podría hacerse la definición en términos energéticos.

La magnitud de la succión se puede expresar en cualquiera de las unidades de presión habituales. Con frecuencia, sin embargo, se utiliza el denominado pF, que es el logaritmo en base 10 de la succión, medida en centímetros de altura de agua.

## 5.2 Procedimientos de medida de la succión

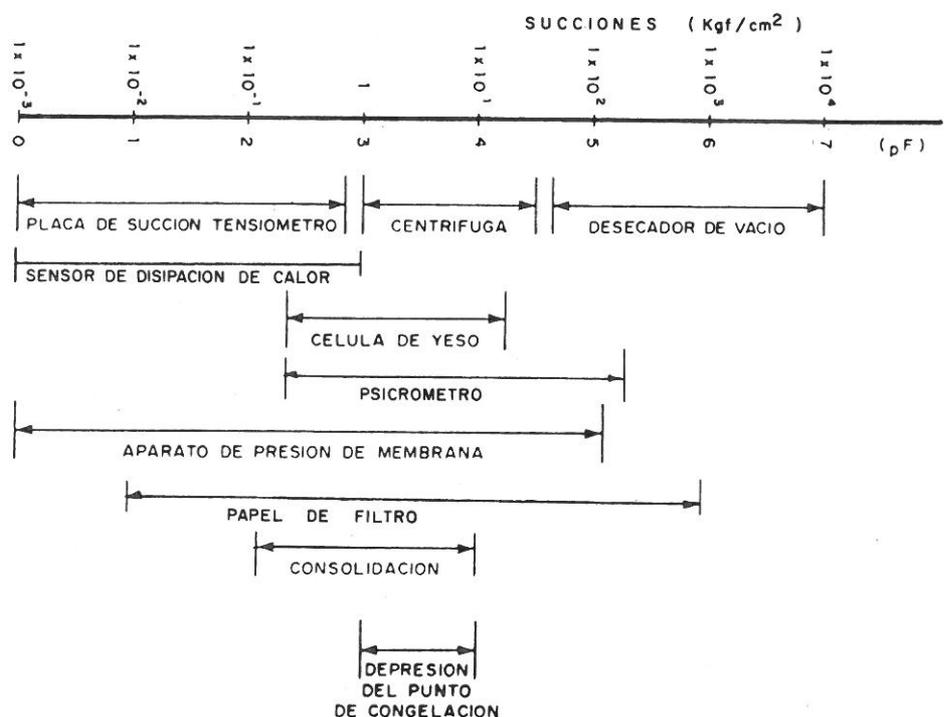
### 5.2.1 Descripción general

Existen muchos procedimientos para la medida de la succión en el laboratorio, algunos de ellos también aplicables para determinaciones «in situ». En el gráfico de la figura A6.17 se dan los rangos de succiones a que pueden aplicarse los más conocidos.

El procedimiento de la placa de succión para ensayos de laboratorio, y el tensiómetro para ensayos «in situ», consisten en aplicar el principio de un piezó-

FIGURA A 6.17

RANGO DE VALORES DE pF A QUE PUEDE APLICARSE CADA METODO DE MEDIDA DE SUCCIONES



metro hidráulico convencional a la determinación de presiones negativas. Con ellos no se pueden medir succiones superiores a algo menos de una atmósfera, pues se produciría cavitación en el sistema.

Bastante utilizado en el laboratorio es el método del desecador de vacío. Consiste en introducir una muestra de suelo en una campana de desecación, en cuyo interior se ha colocado una solución de ácido sulfúrico de una concentración conocida. Según el valor de dicha concentración, se establecerá en el recipiente estanco una humedad relativa determinada; la muestra de suelo se equilibrará al cabo de un cierto tiempo con la correspondiente succión. Operando de este modo con distintas porciones de la muestra y diferentes succiones se obtendrá la relación succión/humedad.

Las células de yeso han sido muy utilizadas para la medida de la succión «in situ», pero presentan muchos inconvenientes, por lo que han sido sustituidas por otros procedimientos más confiables.

Desde el punto de vista de la práctica, los procedimientos más empleados son: el psicrómetro para medidas de laboratorio e «in situ», y el aparato de presión de membrana y el método del papel de filtro para el laboratorio. Para medidas «in situ» de succiones bajas se ha desarrollado el sensor de disipación de calor, que complementa el rango de medidas del psicrómetro. Seguidamente se hace una breve descripción de estos procedimientos.

### **5.2.2 Método de la membrana de presión**

En este método, la muestra se coloca sobre una membrana semipermeable (celulosa regenerada) apoyada sobre una piedra porosa alimentada con agua a presión atmosférica. La muestra queda dentro de una cámara a la que se aplica una presión de aire (en realidad nitrógeno). Pasado un cierto tiempo, es fácil demostrar que la succión a que se equilibra el suelo es igual a dicha presión de aire.

Aplicando distintas presiones de aire a diversas muestras y pesándolas después de equilibrarse, se obtiene la relación succión-humedad.

La función de la membrana es permitir el paso del agua e impedir la salida del aire a presión. En su lugar se pueden utilizar piedras porosas de alta resistencia a la penetración del aire; existen piedras comerciales que soportan presiones de hasta 1,5 MPa. Con la membrana se puede llegar a succiones por encima de los 10 MPa, pero tienen una mayor impedancia al paso del agua.

En la práctica, disponiendo de varios aparatos se efectúan simultáneamente dos ensayos con presiones altas, que tiendan a secar las muestras, y otros dos con presiones reducidas, que permitirán a las muestras tomar agua. Con las ramas de las dos curvas correspondientes, que relacionan la succión con el incremento de peso, se puede determinar fácilmente el valor de la presión que no hubiera originado variación alguna; o sea, la succión de la muestra que se busca.

### **5.2.3 Método del psicrómetro**

El psicrómetro sirve para medir la humedad relativa de su entorno. Como consecuencia, colocado en una cámara con la muestra, o «in situ» en una cavidad, se puede utilizar para determinar la succión total del terreno (suma de la matriz y la osmótica), que está directamente relacionada con dicha humedad relativa.

En la figura A6.18 se da un esquema de un psicrómetro para efectuar medidas «in situ», para lo cual va protegido por una cápsula cerámica que permite que se establezca el equilibrio de la humedad relativa en su interior.

El principio de funcionamiento es el siguiente. Haciendo circular una débil corriente en la dirección apropiada, la junta del termopar se enfría por el efecto Peltier hasta alcanzar el punto de rocío. Se condensa entonces una gota de

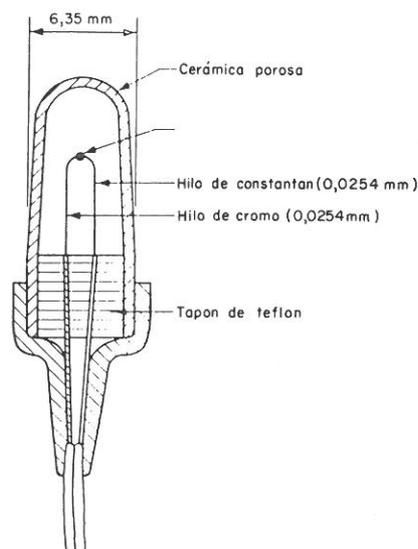


FIGURA A6.18  
PSICROMETRO

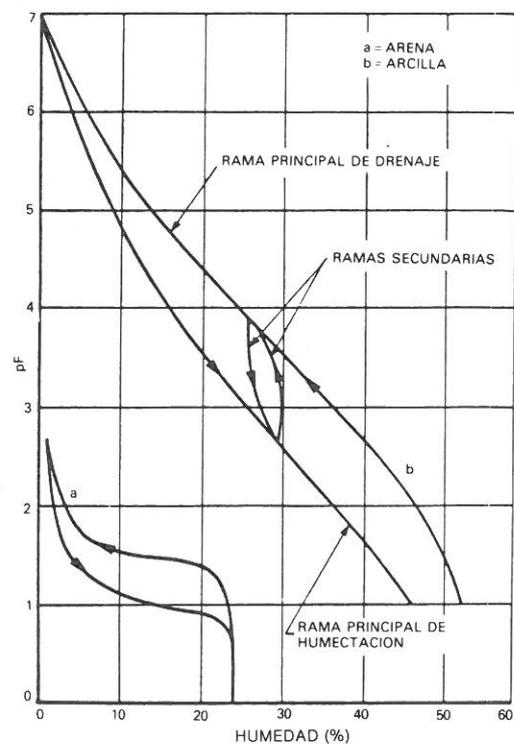


FIGURA A6.19  
RELACIONES TÍPICAS SUCCION/HUMEDAD CON CICLOS DE HISTERESIS

agua. Conseguido esto, lo que sucede en unos quince segundos, se corta la corriente y se deja evaporar la gota. Al evaporarse el agua, toma calor de la junta. La magnitud de la depresión originada depende de la humedad relativa y la temperatura del aire que le rodea. Esta reducción de temperatura dará lugar a una fuerza electromotriz debida al efecto Seebeck, que se mide con un galvanómetro. En la práctica, lo que se hace es tarar cada psicrómetro con soluciones para las que se conoce perfectamente la humedad relativa.

Como se ha indicado anteriormente, con el psicrómetro se determina la succión total. Si se quiere obtener la componente osmótica, basta seguir haciendo determinaciones con humedades elevadas, con las que la componente matriz es ya muy reducida. Se obtendrán así curvas del tipo de las presentadas en las figuras A6.21 y A6.22, en que la succión llega a estabilizarse en un valor igual a la osmótica. Por diferencia se puede determinar para cada punto la succión matriz, aunque ello supone admitir que la succión del soluto no ha variado con el contenido de humedad.

Para las medidas «in situ» debe tenerse en cuenta que los psicrómetros son susceptibles de corrosión.

#### 5.2.4 Método del papel de filtro

Este procedimiento es de una gran sencillez y precisión y abarca toda la gama de medidas de succiones entre pF 0 y 7.

Se comienza por calibrar previamente el papel de filtro hallando su relación succión-humedad. Esto se consigue equilibrando en recipientes herméticos trozos de papel de filtro con soluciones acuosas de distintas concentraciones.

Para hallar la succión de una muestra de suelo, se colocan en el interior de un recipiente estanco, con un disco de papel de filtro en su interior, manteniéndola durante una semana. Pesando el papel de filtro al extraerlo, se obtendrá a través de su curva de calibración la correspondiente succión.

Hay que aclarar qué succión es la que se mide por este procedimiento. Si el papel de filtro no toca a la muestra, se equilibrará a través de la presión del vapor y, por tanto, medirá la succión total. Si el papel toca el suelo, la transmisión de humedad se efectuará a través de la fase líquida (a menos que el suelo esté muy seco) y, por tanto, se medirá la succión matricial.

Humedeciendo el suelo hasta que la succión matriz sea nula, un papel de filtro que no esté en contacto con el mismo medirá su presión osmótica.

A los discos de papel de filtro se les da un tratamiento previo para evitar su descomposición biológica. Para ello se sumergen en una solución al 2 % o 3 % de pentaclorofenol en etanol, dejándose secar después.

### **5.2.5 Sensor de disipación de calor (MCS 6000)**

Para efectuar medidas directamente «in situ», los procedimientos actualmente en uso son solamente dos: el del tensiómetro y el del psicrómetro. Sus rangos de medida se complementan, como se ve en la figura A6.17.

Como todo piezómetro hidráulico, el tensiómetro es delicado de manejo, y más aún al tener que medir presiones negativas que, para evitar el fenómeno de cavitación, deberán quedar bastante por debajo de 0,1 MPa. Por ello, parece de utilidad práctica el sensor que se describe seguidamente, puesto a punto para medidas geotécnicas, que cubre con mayor amplitud el rango del tensiómetro.

La teoría del sensor se basa en el principio de disipación del calor de materiales porosos. La conductividad de un material poroso es, en efecto, función de su humedad, ya que el agua es mejor conductora.

El procedimiento consiste en introducir una célula porosa en el terreno, cuya succión se equilibrará con la del suelo que la circunda al cabo de un cierto tiempo. Se suministra al centro del bloque poroso una cantidad de calor controlada, de forma muy precisa y a razón constante, y se mide el incremento de temperatura en el mismo punto al cabo de un período de tiempo fijo. Dicho incremento es inversamente proporcional a la humedad en el bloque poroso. Las temperaturas medidas se calibran para dar directamente succiones matriciales.

El sensor es muy sensible y preciso para succiones bajas, de hasta 0,1 MPa, y puede proporcionar lecturas estables durante un período de varios años. Hasta 0,1 MPa la dispersión de las medidas es del orden de 6 KPa; después el sensor pierde sensibilidad, con fluctuaciones de  $\pm 10\%$  hasta presiones de 0,2 MPa. Para valores mayores la dispersión es considerable.

## **5.3 Relaciones succión-humedad**

El conocimiento de la relación entre la succión y la humedad de un suelo es importante desde el punto de vista práctico. Su obtención es sencilla y pueden utilizarse para ello, en principio, cualesquiera de los métodos de laboratorio citados, teniendo en cuenta el tipo de succión que se está midiendo y las limitaciones en sus rangos de aplicación.

Se ha observado experimentalmente en las curvas determinadas que las ramas correspondientes a los procesos de drenaje y de humectación pueden no coincidir, con lo que, para un valor específico de la succión, la humedad retenida puede ser mayor en el primero que en el segundo proceso (figs. A6.19 y A6.20). Este fenómeno de histéresis puede ser atribuido a diversas causas:

— La geometría de los poros, formados por ensanchamientos y pasajes estrechos; los ensanchamientos pueden quedar llenos de agua en un proceso de drenaje y, en cambio, no llenarse en un proceso de saturación, aunque la succión final sea la misma.

— El efecto del ángulo de contacto que, debido a la rugosidad de la superficie, varía según que el menisco avance (humectación) o retroceda (desección).

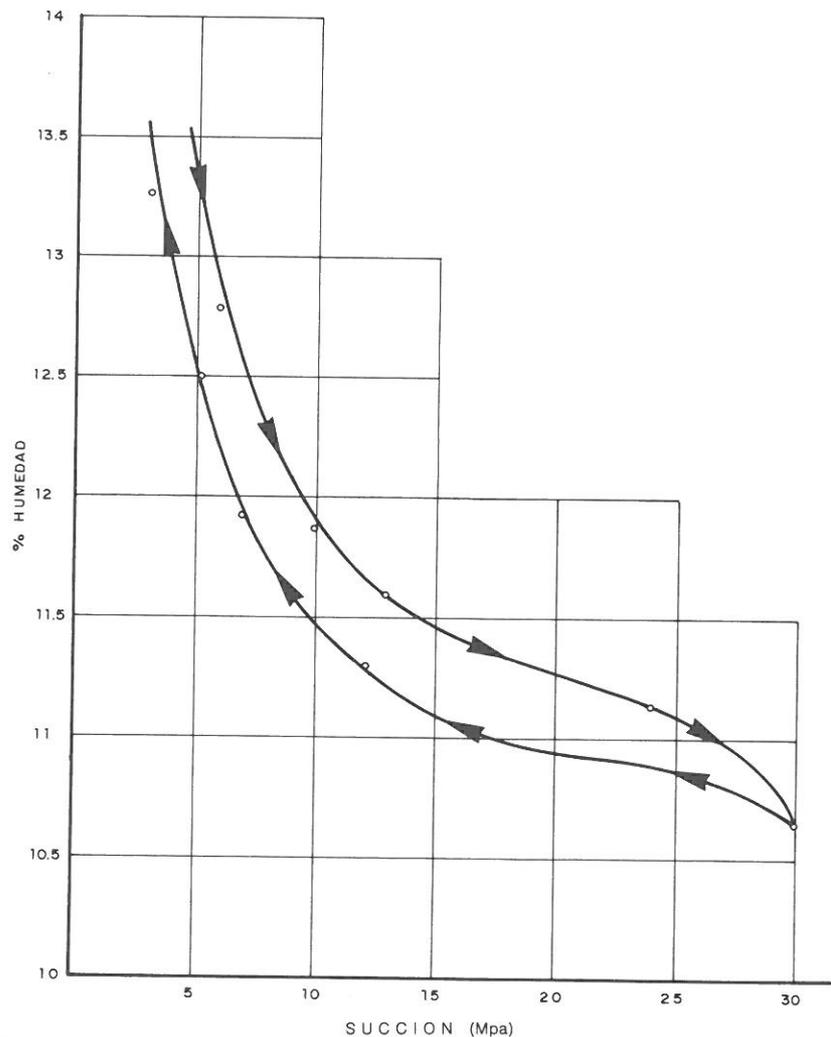


FIGURA A6.20

RELACION SUCCION/HUMEDAD EN UNA MUESTRA INALTERADA DE TRILLO (LL = 44,7, IP = 25,6)

— El aire que puede quedar atrapado en los poros, que indudablemente tenderá a reducir el contenido de humedad en el proceso de humectación.

— Fenómenos tales como el hinchamiento y la retracción, que dan lugar a cambios de la estructura del suelo, dependiendo de su historial de humectación o desecación.

— La disolución gradual de aire, o la liberación de aire disuelto en el agua, pueden también tener un efecto diferencial sobre las curvas succión-humedad en los procesos de humectación y desecación.

A las dos ramas de la curva de succión-humedad se las denomina principales si los ciclos de humectación y desecación se han complementado, es decir, si se ha recorrido todo el campo de variación de la humedad desde el grado de saturación uno hasta el cero, y después desde este grado de saturación hasta el uno. En caso de que en un determinado valor de la succión se invierta el proceso, se producirá un ciclo interior que se denomina secundario (fig. A6.19).

Sin embargo, determinando la relación succión-humedad por medio del psicrómetro no parece acusarse apenas el fenómeno de histéresis. La forma en que se determina esta relación con el psicrómetro es partiendo de la humedad natural y humedeciendo o desecando las muestras. Si hubiera habido histéresis, debería apreciarse un quiebro en el punto correspondiente a la humedad natural, lo que no se ha observado. Las causas de estas diferencias se atribuyen al método operativo corrientemente utilizado con el aparato de presión de mem-

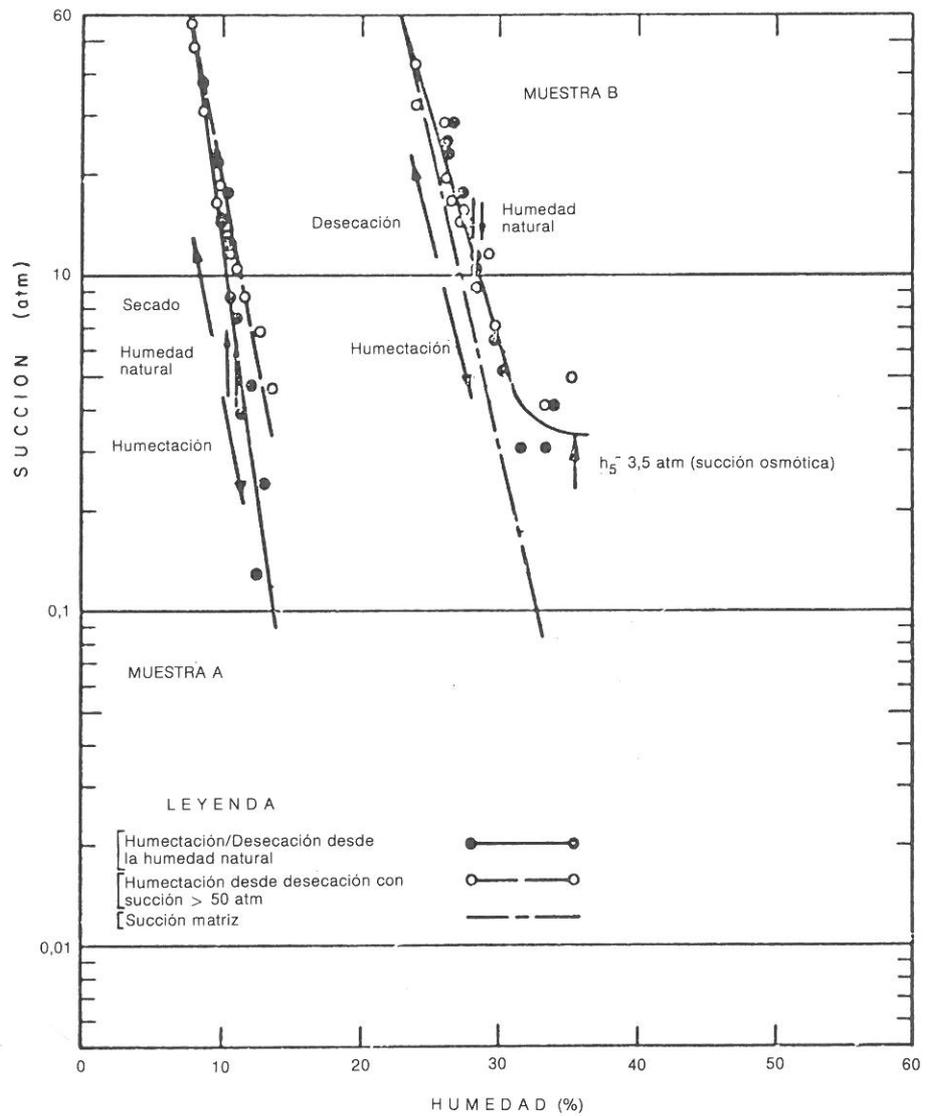


FIGURA A6.21

RELACIONES SUCCION/HUMEDAD EN DOS MUESTRAS DE ESQUISTOS ARCILLOSOS SIGUIENDO DISTINTOS PROCESOS DE HUMECTACION Y SECADO. EN LA MUESTRA SE APRECIA EL EFECTO DE UN INTENSO SECADO PREVIO (119)

brana, en el que se aplica presión de aire a los poros. Sin embargo, las razones que se aducen no son muy claras.

En unos ensayos con la muestra A representados en la figura A6.21, se observan, sin embargo, diferencias cuando el ensayo de humectación se efectúa después de secado en estufa. Se achaca en este caso la variación a la perturbación correspondiente de la estructura, citada anteriormente como una de las causas de histéresis. Este fenómeno no se produce, sin embargo, en el otro suelo representado en la misma figura.

Prescindiendo de este posible efecto, la relación succión matriz-humedad obtenida con el psicrómetro puede representarse mediante la expresión:

$$\log h_m^0 = A - B w$$

siendo:

$h_m^0$  = Succión matriz sin sobrecarga.

A, B = Parámetros que dependen de la mineralogía o composición de la arcilla y su estructura.

w = Humedad.

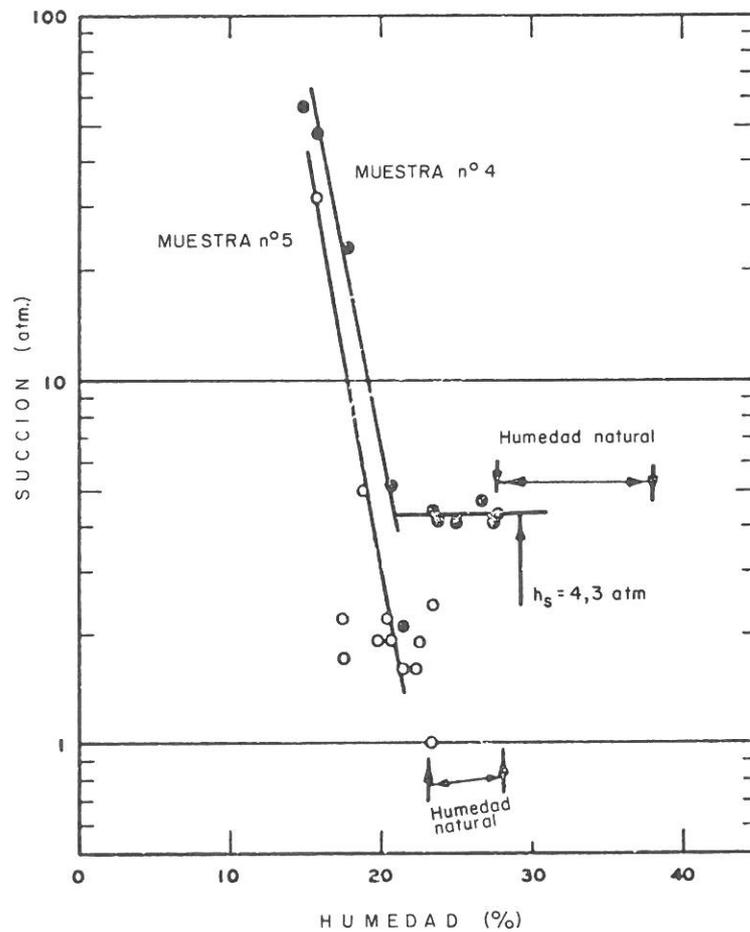


FIGURA A6.22

RELACIONES SUCCION/HUMEDAD DETERMINADAS CON EL PSICROMETRO EN UNA ARCILLA ARENOSA. EN LA MUESTRA n.º 4 SE DETECTA CLARAMENTE LA COMPONENTE OSMOTICA (119)

Según se indicó en el apartado 5.2.3, la componente osmótica puede obtenerse mediante el psicrómetro, continuando el ensayo de medida de succiones totales con valores crecientes de la humedad; si existe componente osmótica se reflejará en un valor final constante (figs. A6.21 y A6.22), que puede deducirse de la total para obtener la matriz.

## 6 EVALUACION DE LAS CARACTERISTICAS CLIMATICAS

Como se indicó en el apartado 1, para que se produzcan los fenómenos de expansividad no sólo hace falta que existan suelos potencialmente expansivos, sino también que las condiciones climatológicas sean adecuadas para dar lugar a los mismos.

Naturalmente pueden concurrir además fenómenos especiales de cambio de humedad, como una desecación del terreno debida a la existencia anterior de hornos, la rotura de conducciones de agua, la presencia de ciertos árboles en las proximidades, etc., algunos de los cuales serán tratados en el apartado 7.

Si  $P$  es la precipitación y  $E$  la evapotranspiración, el cambio de humedad en un cierto espesor de la superficie del terreno será  $w = P - E$ .

Si  $C$  es la denominada «capacidad en campo», o humedad que puede retener dicha capa de terreno, y  $w$  excede de  $C$ , se producirá un drenaje:

$$D = P - E - C$$

Si en el período considerado es E mayor que P y la diferencia entre ambas superior a C, se producirá un déficit

$$d = E - P - C$$

El valor real de E es difícil de estimar y, por ello, se toma en su lugar la evapotranspiración potencial  $E_p$ , definida como la cantidad de agua que sería devuelta a la atmósfera si tanto el suelo como la vegetación se alimentaran continuamente con agua libre.

C es la cantidad de agua retenida en el horizonte de terreno que sufre oscilaciones de humedad, después de pérdida el agua por gravedad y alcanzado el equilibrio. Como su estimación es también difícil, se suele tomar el valor de 100 mm.

Se puede obtener una primera aproximación de la disponibilidad de humedad durante el período de un año en la capa superior del terreno, partiendo de las variables y valores citados anteriormente, por medio del índice de Thornthwaite:

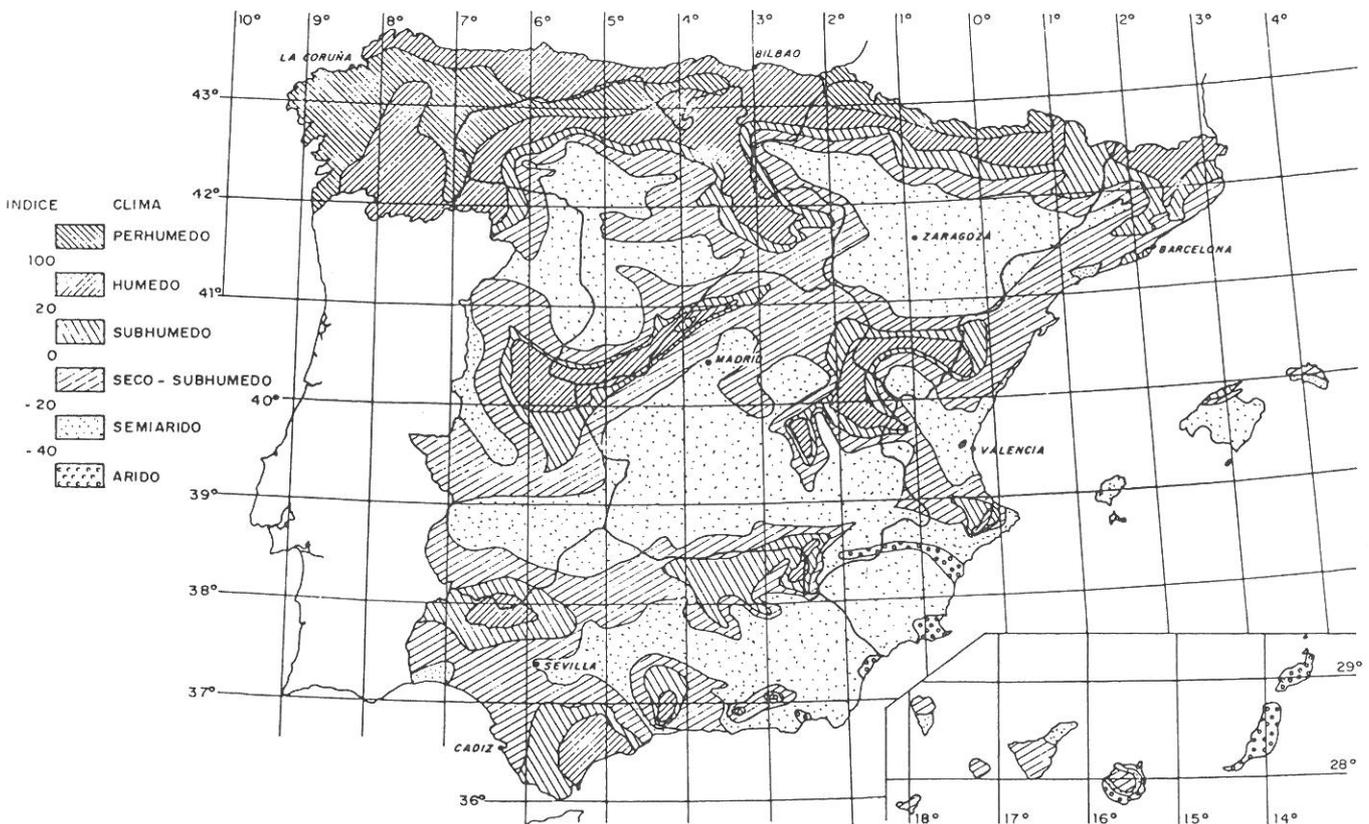
$$I = \frac{100D - 60d}{E_p}$$

En el Laboratorio de Transporte y Mecánica del Suelo «José Luis Escario» se elaboró un mapa con las curvas de igual valor de I en España. Posteriormente se ha completado para llegar al que se representa en la figura A6.23.

Combinando estos datos climáticos con las características del terreno, se ha elaborado el «Mapa de Previsión de Riesgos por Expansividad de Arcillas en España» (1986) que se reproduce en la figura A6.24, en versión reducida del publicado a escala 1:1.000.000 por el Instituto Geológico y Minero y el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX.

FIGURA A 6.23

MAPA CLIMATICO SIMPLIFICADO CON LOS INDICES DE THORNTHWAITE (121, 181, 160)



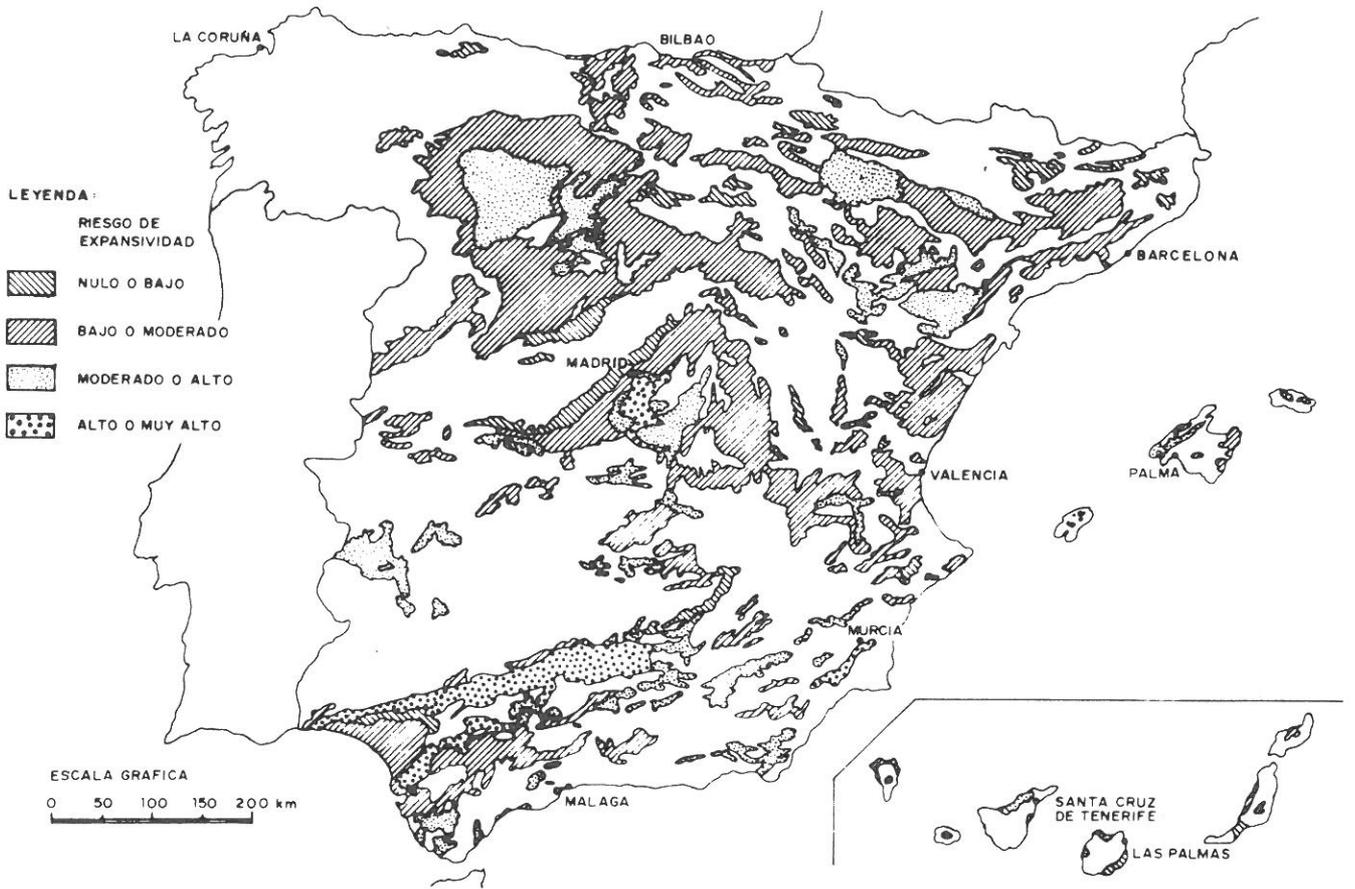


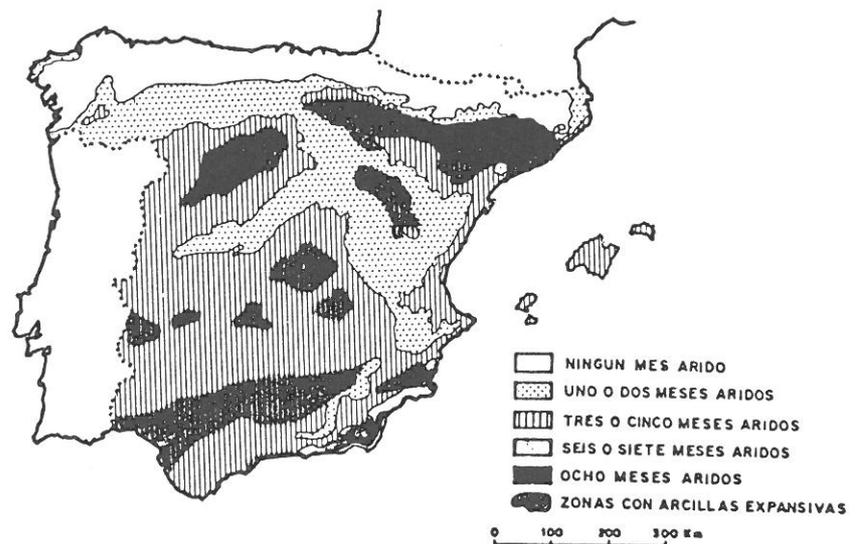
FIGURA A6.24

MAPA DE RIESGOS DE EXPANSIVIDAD. VERSION REDUCIDA DEL ORIGINAL A ESCALA 1:1.000.000 PREPARADO POR EL INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO Y EL LABORATORIO DE GEOTECNIA (CEDEX) (161)

También es de interés el mapa de la figura A6.25, en el que se representan las diversas zonas de España según el número de meses de aridez (con déficit de humedad), circunstancia de gran influencia desde el punto de vista de la expansividad. Superpuestas se sitúan las áreas con arcillas expansivas.

FIGURA A6.25

CONDICIONES CLIMATICAS EN ESPAÑA SEGUN LOS PERIODOS DE ARIDEZ Y ZONAS CON ARCILLAS EXPANSIVAS (183)



## 7 PERFILES DE HUMEDAD Y SUCCION EN EL TERRENO

### 7.1 Consideraciones generales

El movimiento del agua en un suelo parcialmente saturado sometido a la acción de los distintos potenciales que lo solicitan se puede estudiar en tres dimensiones a través de la denominada «ecuación de la difusión». El proceso matemático es relativamente complicado, pero puede simplificarse mucho para el caso de flujo estrictamente vertical. Aun así, la aplicación de los resultados a las condiciones reales es cuestionable por diversas causas, tales como las dificultades para determinar el parámetro denominado «difusividad», la frecuente presencia de fisuras que pueden alterar sensiblemente el fenómeno, etc. Por estos motivos, el problema se suele acometer desde el punto de vista práctico de una manera simplista.

En primer lugar, se va a tratar de los efectos climáticos generales y los correspondientes perfiles de equilibrio bajo superficies cubiertas. El denominado «efecto de borde», las filtraciones a través del firme, la acción de la vegetación próxima y algunos otros tipos de factores que inciden sobre las condiciones de humedad se irán tratando en los apartados sucesivos.

Otros efectos locales, como pueden ser la rotura de conducciones de agua o los calentamientos artificiales por hornos o similares, deberán ser objeto de consideración especial en cada caso, y no serán considerados específicamente en este texto.

### 7.2 Efectos climáticos generales

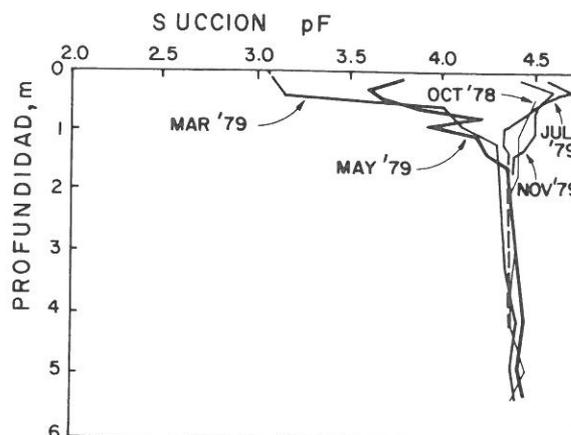
Las capas superficiales del terreno están sometidas a la influencia del clima reinante. A partir de una cierta profundidad, sin embargo, los efectos climáticos no se dejan ya sentir. A la capa de terreno situada por encima de dicho nivel se le llama «capa activa».

En la figura A6.26 se representan las oscilaciones que sufre la succión al pasar de la época seca a la húmeda para un emplazamiento en Nuevo México, EE. UU. Estas variaciones dan lugar a los correspondientes hinchamientos o retracciones. Conviene recordar, sin embargo, que la profundidad de la capa activa puede ser mayor que la efectuada por las variaciones estacionales. Esto depende de una serie de factores, entre los que se encuentra la velocidad de reacción del tipo de terreno de que se trate, pues la profundidad real de la zona activa refleja en cierta medida los valores extremos de las condiciones climatológicas.

En el Reino Unido, cuyo clima tiene cierta semejanza con el de la franja cantábrica en España, el espesor afectado por las variaciones estacionales oscila entre 0,9 y 1,7 m. En Australia dicho espesor suele variar entre 0,9 y 2,0 m, o

FIGURA A6.26

VARIACION DE LA SUCCION SEGUN LAS ESTACIONES EN NUEVO MEXICO (EE. UU.) (149)



más, en el caso de arcillas expansivas, para condiciones climatológicas semejantes a las andaluzas. En Israel, con un clima mediterráneo más seco que el medio español, la profundidad afectada llega a los 2,5 o 3,0 m.

Se han descrito muchos casos en Israel, Canadá y otros lugares en que el espesor que ha afectado a las construcciones es superior al estacional. Se ha citado un clima de tipo mediterráneo en el que los levantamientos han llegado a profundidades de 3,5 a 4,5 m, aunque los puramente estacionales eran de 2 m. Hay otros ejemplos en que las profundidades afectadas son aún mayores. Notables son las mencionadas en Sudáfrica en pizarras muy meteorizadas, en que los movimientos han afectado a profundidades de 15 a 20 m; en uno de ellos al menos se cita, sin embargo, la presencia de árboles del tipo de los eucaliptos, existentes antes de la construcción, que habían provocado una profunda desecación.

Al cubrir la superficie del terreno con una construcción, como el firme de una carretera, se produce una impermeabilidad y una eliminación al menos parcial de la evaporación que, si es de extensión suficiente con relación a la profundidad de la capa activa, conducirá a unas condiciones de equilibrio a partir de una cierta distancia de sus bordes. La determinación del perfil de equilibrio depende de diversas condiciones que se tratan separadamente a continuación.

### 7.2.1 Capa freática alta

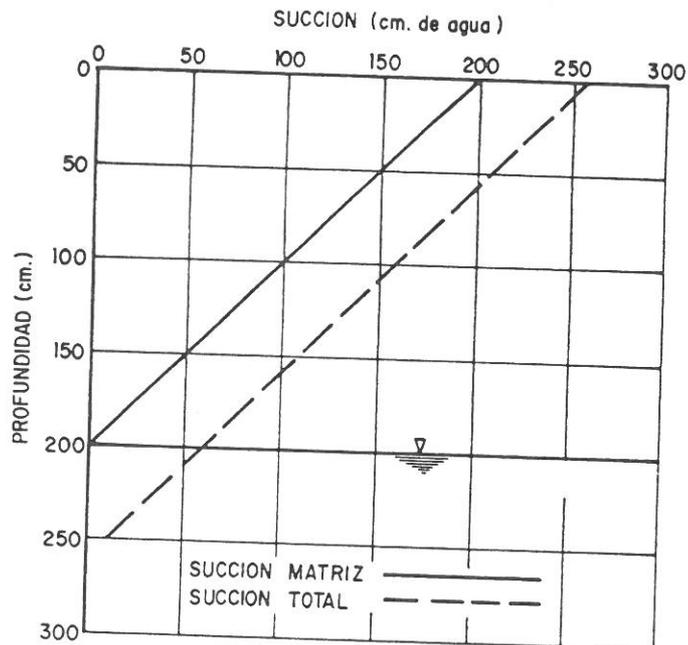
Este es un caso que admite un tratamiento sencillo y relativamente riguroso. Para que el método sea estrictamente aplicable, hay que suponer que la superficie de terreno está impermeabilizada en una extensión indefinida a efectos prácticos. Al quedar suprimidos los procesos de desecación y humectación en la capa activa, la distribución de presiones intersticiales al alcanzarse el nuevo equilibrio estático será solamente función de la distancia a la capa freática, independientemente de las condiciones climáticas. La ley de succiones capilares (matriz),  $s_m$ , vendrá definida por la expresión:

$$h_m = z_w - z$$

siendo  $z_w$  y  $z$  las profundidades del nivel freático y del punto de que se trate, respectivamente, medidas desde la superficie del terreno.

FIGURA A6.27

PERFIL DE EQUILIBRIO BAJO UNA ZONA IMPERMEABLE CON NIVEL FREÁTICO ALTO



Esta correlación queda representada, como se ve en la figura A6.27, mediante una simple línea a 45° a partir del nivel freático. A partir de esta ley de distribución de presiones intersticiales se pueden obtener las correspondientes humedades si se conoce la relación succión-humedad del suelo determinada en el laboratorio, y aplicando la corrección debida al efecto de la variación de carga,  $\Delta P$ , a través de la expresión:

$$\Delta h_m = \alpha \Delta P$$

siendo  $\alpha$  un coeficiente al que se hará referencia en el apartado 8.5.2.

La línea paralela que figura en el gráfico representa la succión total para los casos en que, además, exista una succión osmótica.

En cuanto a qué se considera como capa freática alta, base de la que se ha partido para la deducción del método, suele tomarse una profundidad inferior a 6 m en arcillas, a 3 m en arenas arcillosas y a 1 m en arenas.

### 7.2.2 Capa freática profunda

Donde la profundidad de la capa freática es superior a la indicada anteriormente, las condiciones de humedad del suelo en profundidad o bajo el firme están determinadas por el balance entre las precipitaciones y la evapotranspiración. Dentro de este grupo se pueden considerar a su vez también dos casos:

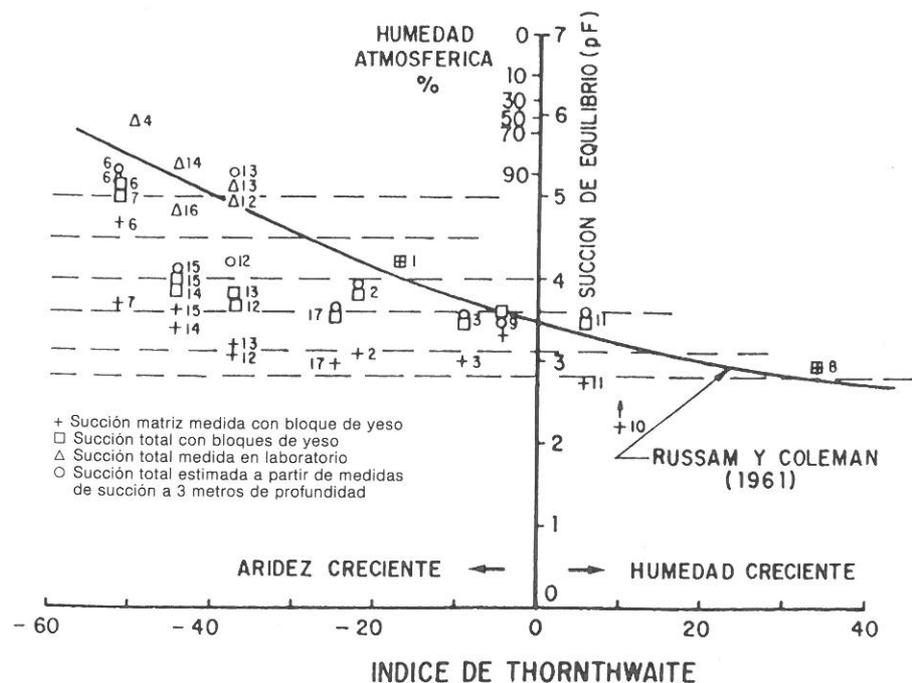
- Zonas en que la precipitación durante por lo menos dos meses del año excede a la evapotranspiración; la lluvia en tales zonas es generalmente superior a 250 mm al año.
- Zonas en que la precipitación anual es inferior a 250 mm, caso que sólo afecta en España a áreas del sur de Levante y parte de las Islas Canarias.

a) Zonas con precipitación anual superior a 250 mm

En este caso, que corresponde a los climas semiáridos, lo que más influye en las condiciones de humedad del terreno es la presencia de esta lluvia, suple-

FIGURA A6.28

SUCCION DE EQUILIBRIO BAJO UNA ZONA IMPERMEABILIZADA EN ARCILLAS EN FUNCION DEL INDICE DE THORNTHWAITE Y CON MEDIDAS EFECTUADAS EN AUSTRALIA (3)



mentada por la escorrentía que actúa en la periferia de la zona impermeabilizada.

La succión de equilibrio bajo la zona central se puede estimar a partir de índices climáticos, como el de Thornthwaite descrito en el apartado 6, a través de relaciones experimentales como la representada en la figura A6.28 para arcillas. Esta correlación es presumiblemente válida solamente para condiciones medias de drenaje. Los puntos señalados en la figura corresponden a observaciones efectuadas en Australia; las discrepancias observadas pueden, en general, explicarse en términos simples y lógicos.

En zonas de este tipo, con capa freática profunda, en climas semiáridos (en los que no existe desecación superficial permanente), otra forma de determinar la succión de equilibrio consiste en extrapolar el perfil de succiones desde niveles inferiores a la profundidad de la capa activa, como se indica en la figura A6.29. La expresión que daría así la succión capilar  $h_m$  a una profundidad  $z$  sería:

$$h_m = h_{m_0} + z_0 - z$$

siendo:

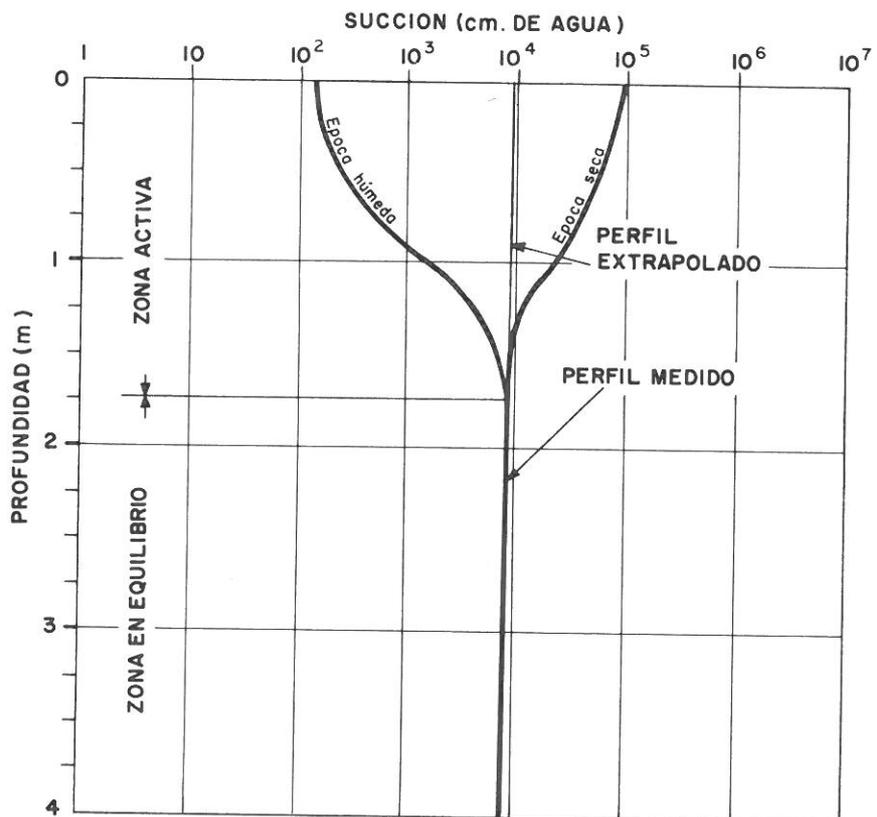
$h_{m_0}$  = La succión a una profundidad  $z_0$  superior a la de la zona activa.

Obsérvese que las curvas de la figura mencionada están dibujadas a escala semilogarítmica, y no resultan por ello a 45° los tramos extrapolados, como sucedería a escala natural.

La mayoría de las veces se obtiene una buena aproximación suponiendo simplemente que la succión bajo el área impermeabilizada será igual a la existente por debajo de la capa activa, ya que ésta es con frecuencia superior a 1 MPa.

FIG. A6.29

OSCILACIONES DE LA SUCCION Y DETERMINACION DEL PERFIL DE EQUILIBRIO EN CLIMA SEMIARIDO (174)



b) Zonas con precipitación anual inferior a 250 mm

En estos casos de climas áridos, la construcción de un pavimento casi no influye en la distribución de humedades, que es la misma para distintas profundidades en el terreno natural y bajo el firme, salvo poco tiempo después de una lluvia. La humedad, tanto en el terreno natural como bajo el firme, queda, por tanto, en principio controlada por la humedad atmosférica.

En la figura A6.30 se puede ver la aplicación del sistema de extrapolación de un perfil de equilibrio con una zona permanente desecada relativamente profunda. Donde dicha zona es poco profunda, no es fiable esta extrapolación. Aplicando la correspondiente a climas no áridos (apartado a), los resultados obtenidos, como se ve en la figura, dan sólo el máximo cambio posible, cuya estimación será conservadora.

7.2.3 Determinación aproximada de la humedad de equilibrio

Si no se dispone de medios para la determinación del perfil de equilibrio según las directrices señaladas en el apartado anterior, se puede recurrir a procedimientos aproximados deducidos de las numerosas observaciones efectuadas directamente bajo pavimentos, tanto de carreteras como de aeropuertos.

Para ello suelen utilizarse los denominados «índices de desecación». El más conocido es la relación  $w/w_p$  entre la humedad  $w$  y el límite plástico  $w_p$  al que se ha hecho referencia en el apartado 4.3. Se ha observado, en efecto, que esta relación es aproximadamente constante para las condiciones de equilibrio bajo un área impermeabilizada dentro de una zona climática determinada. Por consiguiente, la forma de operar consistirá simplemente en hallar el valor de dicha relación debajo de firmes existentes en las proximidades, y multiplicarla por el límite plástico del suelo considerado. Si no existieran superficies cubiertas en las proximidades se puede actuar de forma análoga, determinando el índice de desecación a una profundidad igual o superior a la de la capa activa.

En suelos que contengan materiales retenidos por el tamiz UNE 420  $\mu\text{m}$  se efectúa una corrección aproximada utilizando en lugar del límite plástico el va-

FIGURA A6.30  
OSCILACIONES DE LA SUCCION Y PERFIL DE EQUILIBRIO EN UN CLIMA ARIDO (174)

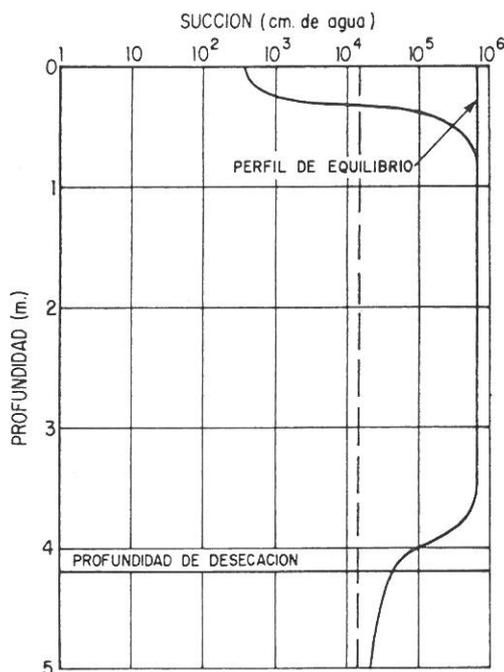
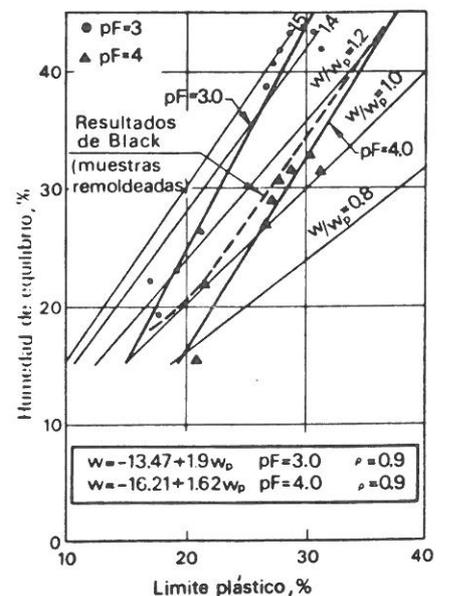


FIGURA A6.31  
RELACION ENTRE LA HUMEDAD DE EQUILIBRIO Y EL LIMITE PLASTICO BAJO UNA SUPERFICIE IMPERMEABILIZADA (135)



lor  $(w_p \times p) + (w_r \times r)$ , siendo  $p$  y  $r$  las proporciones cernidas y retenidas respectivamente en el tamiz UNE 420 $\mu$ m y  $w_r$  la humedad del material retenido (saturado con superficie seca).

En el caso de capa freática poco profunda (apartado 7.2.1) se recomienda a estos efectos tomar la humedad unos 60 cm por encima del nivel freático. Para las condiciones de clima árido (apartado 7.2.2 b), la humedad de equilibrio de la explanada diferirá poco de la del suelo descubierto a la misma profundidad, salvo durante poco tiempo después de las lluvias.

También se ha observado como dato orientativo que, en climas semiáridos con capa freática profunda, la relación humedad/limite plástico de equilibrio es del orden o algo inferior a la unidad. La humedad óptima (Proctor Normal) puede ser asimismo una guía conservadora para determinar la humedad bajo un firme en estas condiciones.

Se han definido otros índices de desecación, como por ejemplo:

$$ID = \frac{\log w_p - \log w}{\log w_p - \log w_h}$$

siendo  $w_h$  la humedad correspondiente a  $pF=6$ , que se determina siguiendo una técnica sencilla de ejecutar. Admitiendo una relación lineal entre este índice y el  $pF$  en el intervalo  $w_p - w_h$ , y que para  $w = w_p$  el  $pF$  es igual a 3,5, el  $pF$  de un suelo sería:

$$pF = 3,5 + 2,5 ID$$

lo cual no puede tomarse, evidentemente, más que como una primera aproximación.

El índice de desecación  $w/w_p$  no es una buena medida del estado del suelo, pero puede ser corregido en función de  $w_p$  utilizando la figura A6.31. En la misma figura aparece representada una línea de trazos con los resultados obtenidos en suelos apisonados bajo cubierta impermeable en el sur de Inglaterra. Como se ve, parece corresponder a un  $pF$  inferior a 4, lo que es congruente con la climatología de la zona. También en la figura se representan dos expresiones obtenidas para determinar la humedad en función del limite plástico para valores del  $pF$  de 3 y 4 en muestras remodeladas de arcillas expansivas.

### 7.3 Efecto de la vegetación

La vegetación puede tener una influencia importante en los fenómenos de expansividad y retracción. Las plantas, para su desarrollo requieren una cantidad de agua considerable que extraen de sus inmediaciones, provocando una disminución de la humedad del suelo. Este efecto puede verse incrementado por circunstancias especiales, como puede ser una época seca, una poda, la aportación de fertilizantes o cualquier otro proceso que active el crecimiento. A la inversa, una tala puede dar lugar a fenómenos de hinchamiento al desaparecer el efecto de disminución de la humedad debido a la vegetación existente. Se cita un caso en la arcilla de Londres con hinchamientos de 5 a 15 cm en un edificio junto a una fila de olmos que fue talada y que a los veinte años los movimientos no estaban aún estabilizados.

Los daños producidos por el arbolado suelen tardar bastante tiempo en presentarse (seis-doce años) hasta que alcanzan su desarrollo adulto.

El grado de peligrosidad de los árboles depende de su naturaleza. En la tabla A6.2 se da una relación establecida a estos efectos en Canadá. Aunque en dicha tabla se citan distancias a las cuales normalmente no se producen daños, se ha visto que en determinados casos la influencia puede llegar a distancias bastante mayores. Por el contrario, se ha observado que no se han producido daños con árboles muy próximos.

En la tabla A6.3 se dan las distancias máximas a que se han registrado daños

TABLA A6.2

PELIGROSIDAD DE LOS ARBOLES EN ARCILLAS EXPANSIVAS, SEGUN EL CRITERIO DEL CONSEJO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS DE CANADA

Muy peligrosos	Alamo, chopo Aliso Acacia Sauce Olmo
Peligrosos	Arce Abedul Fresno Haya Encina
Poco peligrosos	Alerce Cedro Abeto Pino

Observaciones:

Existe la posibilidad de que se produzcan daños a una distancia equivalente a la altura del árbol. La probabilidad es casi nula a una distancia igual a vez y media de altura, excepto si los árboles están en fila muy cerrada, caso en el que la interferencia entre las raíces de unos y otros hace que el desarrollo sea más intenso en sentido lateral. Los movimientos típicos debidos a los árboles son asientos diferenciales, máximos en el punto más próximo a los mismos, y a veces verdaderas traslaciones de hasta 5 cm hacia una fila de árboles. En la tabla se puede apreciar que los más peligrosos son los de hoja caduca y los más inocuos las coníferas.

según las distintas especies vegetales, y aquellas en las que quedaba comprendido el 50 % de los casos. Esta recopilación corresponde a Inglaterra, por lo que las condiciones podrían ser más críticas en España.

Las coníferas también tienen una gran demanda de agua, pero son capaces de extraerla de profundidades mucho mayores que otras especies. Se llama la atención sobre la posible presencia de finas raíces muy por debajo de la profundidad en que son perceptibles, llegando a alcanzar el nivel freático, aunque se ha dicho que rara vez sobrepasan la mitad de la profundidad del mismo.

En general se duda de la fiabilidad de índices o criterios sencillos como  $pF > 3$ ,  $w/w_p < 1$ ,  $w_n < 0,4 w_L$ ,  $w_n < w_p + 2 \%$ ,  $I_c = (w_L - w_n)/(w_L - w_p) > 0,9$ . En lo posible se aconseja la medida de succiones. Se sugiere comparar algunas propiedades ( $w_n$ ,  $r_d$  o  $I_c$ ) entre muestras tomadas junto a los árboles y otras en zonas sin vegetación.

## 8 DETERMINACION DE LA MAGNITUD DEL HINCHAMIENTO

### 8.1 Consideraciones generales

Las variaciones de volumen que experimenta un suelo expansivo dependen de una serie de factores que, básicamente, son de dos tipos. Por un lado, su propia naturaleza o constitución físico-química, su estado natural o remoldeado, sus condiciones iniciales de densidad y humedad y su historial de carga. Por otro, las condiciones finales tanto de carga como de humedad o succión a que quedará sometido o, hablando de forma más general, sus nuevas condiciones de equilibrio, ya sea estático o estacional, así como el camino de tensiones seguido hasta alcanzar dicho equilibrio final.

La predicción de los cambios de volumen se puede efectuar por distintos procedimientos que se pueden agrupar en la siguiente forma:

— Métodos empíricos que, partiendo de las características básicas del material, permiten valorar aproximadamente el hinchamiento que experimentará al

TABLA A6.3  
PELIGROSIDAD DE DISTINTAS ESPECIES VEGETALES (182)

Especie	Profundidad de las raíces	Distancias en que se han registrado daños	
		Dmáx (m)	50 % de daños
a) <i>Arboles</i>			
Abeto	Grande	2	
Ailanto		3	
Higuera		5	
Magnolio-tejo		5	
Nogal		8	
Pino	Variable	8	
Manzano-peral	Escasa	9	4
Cerezo-ciruelo	Escasa	11	3
Abedul	Escasa	10	4
Espino	Media	12	5
Falsa acacia		13	7
Plátano	Media	15	5,5
Haya	Escasa	15	6
Ciprés	Media	20	2,5
Arce	Grande	20	6
Tilo	Media	20	6
Fresno	Grande	21	6
Castaño de Indias	Variable	23	7,5
Olmo	Grande	25	8
Roble	Grande	30	9,5
Alamo-chopo	Grande	30	11
Sauce	Grande	40	7
b) <i>Arbustos</i>			
Rosal		3	
Jazmín		4	
Aligustre		4	
Hiedra		8	
Madreselva		8	
Viñas		8	

inundarlo. Los métodos de este tipo más conocidos ya fueron expuestos en el apartado 4.3 junto a los métodos de identificación cualitativos.

— Métodos basados en el ensayo edométrico normal. En todos ellos se procede a saturar la muestra siguiendo diversos sistemas. La interpretación de los resultados obtenidos puede, sin embargo, adaptarse para tener en cuenta el valor de la succión final si es distinta de cero.

— Método del edómetro con succión controlada. Con este método se aplica en cada momento la succión y presión vertical previstas, reproduciendo a voluntad los procesos de carga y de humectación o desecación deseados.

— Métodos basados en relaciones succión/cambio de volumen obtenidas a través de ensayos sencillos y expresiones aproximadas para su aplicación.

— Métodos que se apoyan en las relaciones succión/humedad obtenidas mediante ensayos de laboratorio.

En los apartados sucesivos se describirán los procedimientos más importantes correspondientes a cada uno de estos grupos.

## 8.2 Métodos de predicción basados en el ensayo edométrico normal

### 8.2.1 Consideraciones generales

El aparato que desde un principio se ha utilizado para estudiar el fenómeno de hinchamiento ha sido el edómetro, normalmente empleado para las prediccio-

nes de los procesos de consolidación. En el apartado 4.2 ya se comentó su aplicación como ensayo de identificación. Aquí se expondrán sus posibilidades como método de valoración cuantitativa.

El criterio seguido con más frecuencia ha sido el de inundación de las muestras, determinando el hinchamiento en las condiciones más favorables de succión final igual a cero. Este procedimiento ha sufrido numerosas variantes en su desarrollo, que difieren entre sí en los procesos de carga seguidos y en el momento en que se somete a la muestra a las condiciones de inundación.

La utilización de las curvas obtenidas en laboratorio también admite diversas variantes, pero esencialmente se reducen a dos. La primera y más antigua consiste en la ya señalada de suponer que las cargas finales que actúan, además de la sobrecarga del terreno, son solamente las exteriores, admitiendo que las presiones intersticiales son nulas, lo que equivale a admitir la inundación del suelo.

La segunda considera de manera más o menos aproximada la succión final prevista en el terreno, que no tiene necesariamente por qué ser igual a cero.

La expresión empleada para determinar el hinchamiento  $\Delta H$  experimentado por un estrato de espesor  $H$  es la misma utilizada para los procesos de consolidación:

$$\Delta H = H \left( \frac{e_f - e_i}{1 + e_i} \right)$$

siendo  $e_i$  y  $e_f$  los índices de huecos inicial y final. La integración de movimientos debe hacerse en la profundidad que se ha denominado activa, salvo que por razones especiales sea de esperar una variación de la humedad por debajo de la misma.

La mayoría de estos métodos adolecen del defecto de no seguir el camino real de tensiones en el terreno, lo que puede conducir a resultados que se aparten de la realidad. Los tiempos precisos para su realización son relativamente largos, ya que el equilibrio de las presiones intersticiales, al variar las condiciones de carga y saturación, puede requerir un período de por lo menos varios días. En cambio, tienen la ventaja de poder realizarse con un equipo normal de laboratorio y técnicas sencillas.

El problema de la deformabilidad de los aparatos, mencionado en el apartado 4.2 debe en todo momento tenerse muy en cuenta, pues de lo contrario puede alterar seriamente los resultados.

Entre los muchos procedimientos disponibles de este tipo se exponen solamente los más conocidos, para que sirvan como orientación general.

### **8.2.2 Método directo**

El método operatorio que primero se tiene para determinar los hinchamientos a partir de los datos del edómetro consiste en comenzar por aplicar una carga  $P_0$  igual al peso del terreno situado por encima del punto considerado (fig. A6.32). Una vez alcanzada la estabilización, y habiendo tenido cuidado de evitar la evaporación, se aplica el incremento de presión  $\Delta p$ , que la estructura inducirá sobre el punto de estudio, y seguidamente se inunda la muestra. Después de haber alcanzado de nuevo el equilibrio, se continúa la carga como en un ensayo edométrico normal.

En unos ensayos comparativos hechos en Sudáfrica con un caso real, parece ser que los valores obtenidos de este modo fueron aproximadamente la mitad de los observados. Estos resultados fueron atribuidos a que la sobrecarga inicial cierra las fisuras y el agua tiene más dificultades para penetrar, por lo que habría que esperar mucho tiempo para que fueran realmente representativos. Este problema es común a otros métodos que se describen después. Pero lo que constituye una dificultad específica para el mismo es que cada ensayo solamente sirve para un incremento de carga vertical,  $\Delta p$ , por lo que puede resultar muy laborioso de aplicación.

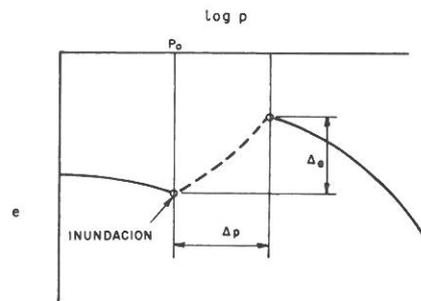


FIGURA A6.32  
METODO DIRECTO

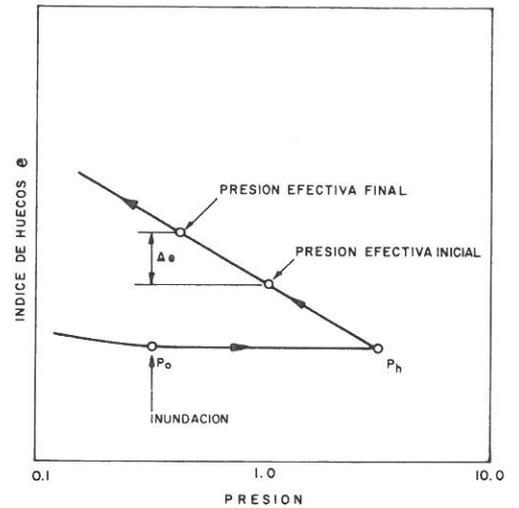


FIGURA A6.33  
METODO DE SULLIVAN Y McCLELLAND (204)

### 8.2.3 Método de Sullivan y McClelland

Se empieza por realizar un ensayo edométrico (fig. A6.33) en el que la muestra se carga con una presión igual al peso del terreno  $P_o$ . Seguidamente se inunda, añadiéndole cargas para no dejarla hinchar, hasta alcanzar la estabilización a volumen constante bajo la presión  $P_h$ . A continuación se descarga hasta una presión nominal de 10 KPa.

Es la rama de descarga la que se utiliza para hacer el cálculo del hinchamiento, pero a través de las presiones efectivas,  $\sigma$ , que incluyen la componente debida a las intersticiales,  $u$ , y se determinan con las expresiones:

$$\sigma'_i = P_o + \chi u_i$$

$$\sigma'_f = P_o + \Delta p + \chi u_f$$

con los sufijos  $i$  y  $f$  para indicar las condiciones iniciales y finales y siendo  $\chi$  el factor que relaciona la parte de succión que contribuye a las presiones efectivas.

Después del hinchamiento bajo la presión nominal de 10 KPa se puede complementar este método volviendo a cargar la muestra en escalones sucesivos, hasta alcanzar valores superiores a los de la presión de hinchamiento,  $P_h$ , para utilizar la correspondiente curva en caso de que fuera necesario por la magnitud de las cargas finales.

El inconveniente de este método es, además de las incertidumbres asociadas a los valores de las succiones  $u_i$  y  $u_f$ , el hecho de que el camino de tensiones seguido en el ensayo es muy distinto del real. Ya se comentó, por ejemplo, en el apartado 4.2, cómo el hinchamiento libre obtenido por este procedimiento puede ser muy inferior al que resulta dejando hinchar a la muestra libremente desde el principio.

### 8.2.4 Método SO

Este método se denomina así en los EE. UU. por la secuencia operatoria utilizada («Swelling after overburden», hinchamiento después de la sobrecarga de suelo).

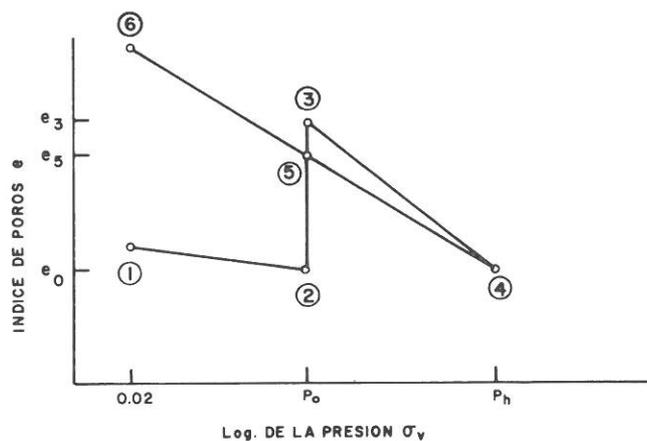


FIGURA A6.34

METODO SO

Se empieza (fig. A6.34) por aplicar una pequeña carga de asiento durante treinta minutos (punto 1). Después se coloca una sobrecarga igual al peso del terreno,  $P_0$ , durante otros treinta minutos (punto 2). Acto seguido se inunda la muestra hasta que se estabilizan los movimientos (punto 3). Después se carga de nuevo hasta conseguir la estabilización para el índice de poros inicial  $e_0$  (punto 4). Seguidamente se vuelve a dejar a la muestra hinchar hasta alcanzar la reducida carga inicial.

El valor obtenido en el punto 3 se puede utilizar para calcular el hinchamiento con presión intersticial nula. La curva de hinchamiento 4, 5, 6 se puede emplear para predecir el hinchamiento con distintas presiones efectivas, teniendo en cuenta la succión final, siguiendo el mismo procedimiento descrito en el apartado 8.2.3 u otro similar.

La diferencia obtenida entre los puntos 3 y 5 al pasar dos veces por el mismo valor  $P_0$  muestra el comentado efecto debido al camino de tensiones seguido, que puede ser importante.

### 8.2.5 Método del doble edómetro y derivados

Dos muestras que en principio deberían ser idénticas se ensayan en el edómetro: una de ellas en su estado natural y la otra después de inundarla con una sobrecarga muy pequeña (normalmente de 1 KPa). El ensayo se prolonga hasta cargas relativamente elevadas, pues se supone que las curvas de compresión virgen deberían coincidir. La falta de coincidencia se atribuye a que las dos muestras en la práctica no son idénticas, y se hace una corrección desplazando verticalmente la ensayada en condiciones naturales (fig. A6.35).

En este método se supone que la trayectoria de tensiones no influye en los resultados, y se pasa de las condiciones iniciales ( $e_0$ ,  $p_0$ ) a las finales ( $e_f$ ,  $p_f$ ) siguiendo un camino diferente al real. El aumento en el índice de huecos  $\Delta e$  viene dado por la diferencia ( $e_f - e_0$ ).

La curva inferior está en presiones totales y, por tanto, para determinar el índice de huecos inicial  $e_0$  hay que entrar con la presión inicial total  $P_0$  existente al nivel considerado.

La curva del suelo inundado está en presiones efectivas. Por tanto, se deberá entrar con un valor de  $P_f$  igual a la presión efectiva final. Dicha presión efectiva es igual a la inicial  $P_0$ , más un incremento que se compone de dos sumandos: el incremento de presión debido a las nuevas construcciones establecidas  $\Delta p$ , y la componente efectiva de las presiones intersticiales negativas de equilibrio; ya que se está admitiendo que el nivel freático, si existe, se encuentra por debajo del punto considerado.

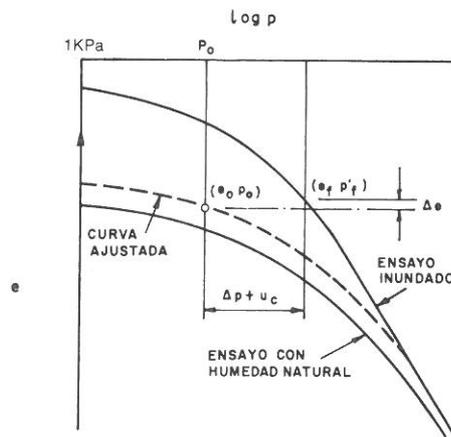


FIGURA A6.35  
MÉTODO DEL DOBLE EDÓMETRO (108)

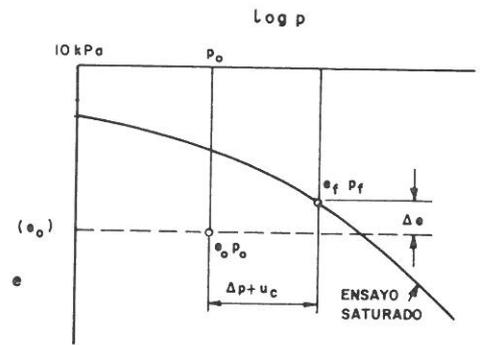


FIGURA A6.36  
MÉTODO DEL DOBLE EDÓMETRO SIMPLIFICADO (109)

Esta segunda componente es difícil de determinar con precisión, pues es igual a la presión intersticial del agua multiplicada por un parámetro de valoración y características muy debatidas según se indicó en el apartado 8.2.3. Se supone que dicho parámetro es igual a 1 y que, por tanto, la componente de la presión efectiva debido al fluido intersticial es igual a la tensión capilar  $u$ . Por otra parte, para el caso de capa freática relativamente superficial, el valor de  $u$  es igual a la altura del punto con referencia al nivel freático, según se vio en el apartado 7.1.1.

El método del doble edómetro ha sido muy utilizado en Sudáfrica, al parecer con buenos resultados. En ciertas circunstancias se ha sospechado, sin embargo, que los valores previstos eran superiores a los reales, especialmente en el caso de arcillas arenosas muy secas.

La hipótesis seguida en este método de que las dos curvas tienen que coincidir para tensiones altas no es correcta, pues como se vio en el apartado 3.3 se cruzan como consecuencia del colapso que se produce a presiones elevadas.

El método del doble edómetro ha sido simplificado hasta llegar al procedimiento que se describe a continuación.

Se efectúa un solo ensayo edométrico. Para ello (fig. A6.36) la muestra en su estado natural se somete a una pequeña sobrecarga de 1 KPa y el índice de poros correspondiente es el valor inicial  $e_o$ . La muestra se inunda a continuación y después de llegar a su equilibrio se va cargando para obtener la curva edométrica. La diferencia entre  $e_o$  y  $e_f$ , valor correspondiente a la presión efectiva final, da el valor buscado de  $\Delta e$ .

Esta modificación del ensayo elimina la necesidad de llegar a presiones elevadas para definir la rama de compresión virgen y, al precisarse de un solo ensayo edométrico, simplifica y hace más económico el proceso.

Se atribuye a estos métodos el mérito de dejar hinchar la muestra sin carga, lo que permite una fácil penetración del agua por las fisuras, contrariamente al modo operatorio de los descritos anteriormente.

### 8.2.6 Método de McDowell (1959)

Este método corresponde al grupo de procedimientos que, partiendo de unas condiciones iniciales, supone que el terreno llega hasta la inundación como situación final. El ensayo de partida puede ser el del edómetro, pero no necesariamente.

Su principal originalidad consiste en la utilización del gráfico de la figura A6.37 para determinar el efecto de las cargas en el proceso de hinchamiento.

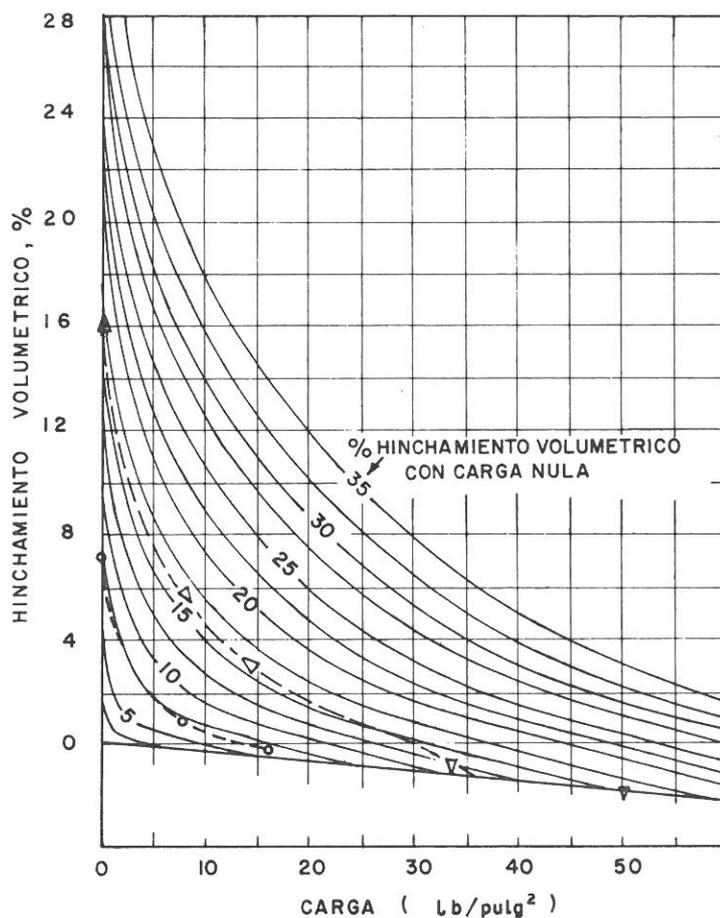


FIGURA A6.37

METODO DE McDOWELL (147)

En dicho gráfico se da un haz de curvas, cada una de las cuales representa, para cualquier tipo de suelo, la deformación volumétrica correspondiente a cada presión de confinamiento cuando se satura la muestra. Los números que figuran en las curvas indican la deformación volumétrica para una presión de confinamiento nula y por ello cortan al eje de ordenadas en el correspondiente valor.

El procedimiento operatorio consiste básicamente en determinar, con una muestra del suelo que se estudia y en las condiciones iniciales de humedad y densidad, el hinchamiento que se produce bajo una presión determinada, que en principio puede ser cualquiera. De este modo ya se puede representar un punto en el gráfico y, como consecuencia, queda definida la curva de la familia correspondiente al suelo y condiciones iniciales de que se trate. Siguiendo esta curva se obtiene el hinchamiento para cualquier sobrecarga.

El punto inicial que define el comportamiento expansivo del suelo puede obtenerse de diversas maneras. Una de ellas consiste en esencia en dejar entumecer muestras de la arcilla en el aparato triaxial bajo una presión de confinamiento determinada. Pero también puede obtenerse mediante ensayos de hinchamiento en edómetro o partiendo de otros procedimientos empíricos.

El entumecimiento volumétrico total correspondiente a las condiciones de saturación se obtiene integrando los valores parciales de cada capa subyacente, con la sobrecarga que actúa sobre la misma. Para determinar el entumecimiento vertical se aplica un coeficiente de 1/3 al volumétrico.

Se llama la atención sobre una ley que liga el hinchamiento  $S$  de una muestra de arcilla expansiva con la presión aplicada, a través de la expresión:

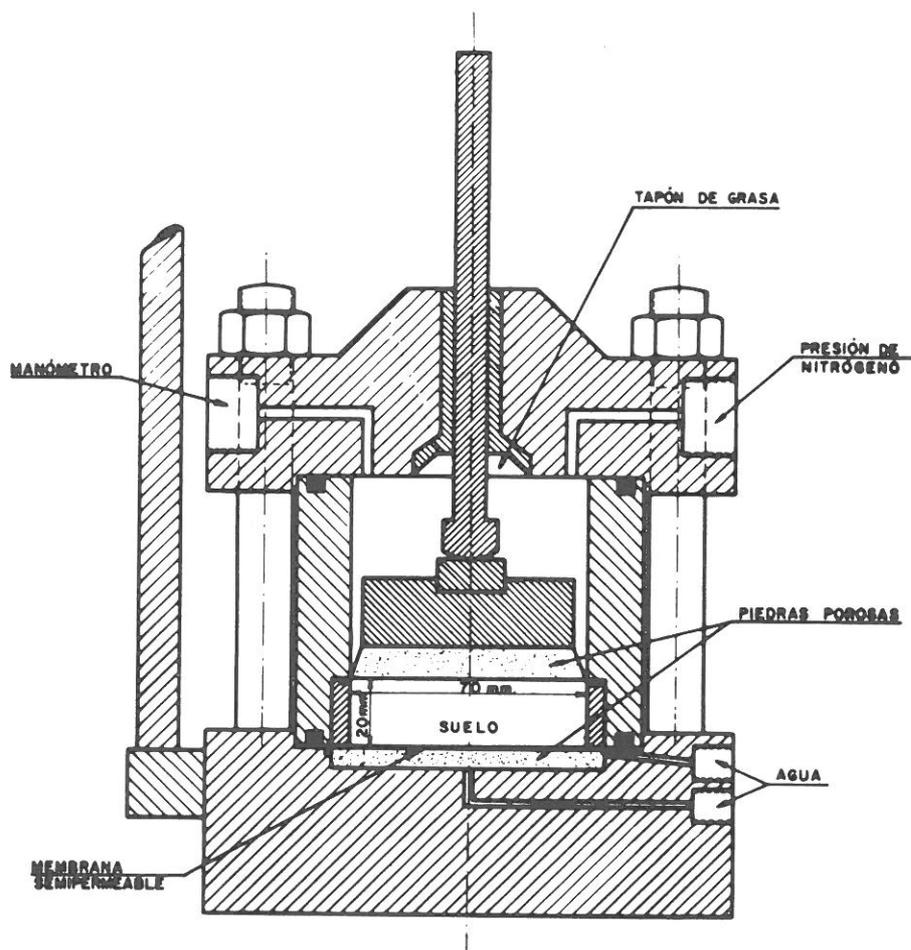


FIGURA A6.38

EDOMETRO DE SUCCION CONTROLADA (56, 58)

$$S = K_s \log \frac{p_h}{p}$$

siendo  $p_h$  la presión de hinchamiento,  $p$  la presión aplicada y  $K_s$  una constante que puede determinarse si se conoce algún dato de la curva de hinchamiento y que, en caso contrario, puede tomarse  $K_s = 0,188 p_o$  ( $p_o$  en MPa y  $S$  en tanto por uno).

### 8.3 Edómetro de succión controlada. Aparato de corte directo con succión controlada.

Con el fin de poder reproducir directamente en una muestra de suelo, ya sea inalterada o remoldeada, la variación de succiones a que va a quedar sometida en el terreno, así como los cambios previstos en las cargas exteriores, se ha desarrollado un aparato, denominado edómetro de succión controlada. Esquemáticamente se representa una sección del mismo en la figura A6.38.

La muestra se monta confinada lateralmente en un anillo, similar al de un edómetro normal, con su cara inferior en contacto con una membrana semipermeable. Se inunda la membrana por su parte inferior a través de una piedra porosa.

Entre la parte superior de la muestra y el pistón para aplicación de las cargas verticales se coloca otra piedra porosa de grano grueso, que permite la acción sobre los poros del suelo del aire (nitrógeno) a presión que se hace actuar en la cámara superior.

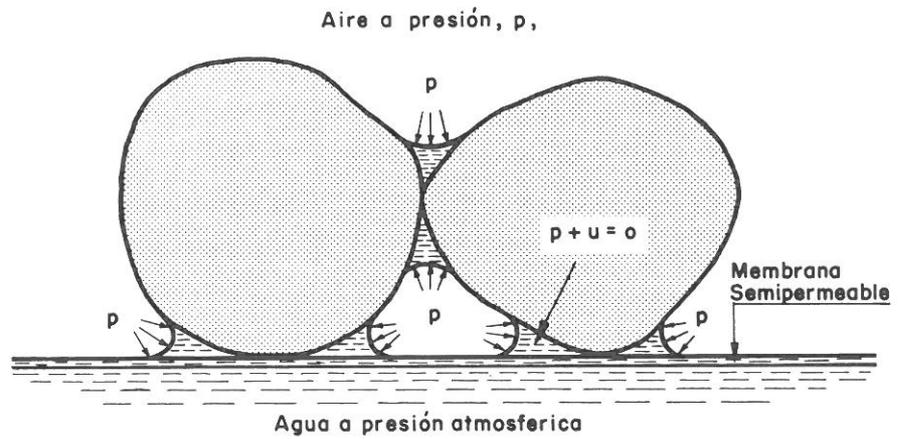


FIGURA A6.39

PRINCIPIO DEL METODO DE SUCCION CONTROLADA

La función de la membrana semipermeable consiste en permitir el libre acceso de agua a la muestra por su parte inferior, sin dejar en cambio que la presión de aire se pierda a través de la misma, misión que cumple por ser permeable al agua e impermeable al paso del aire.

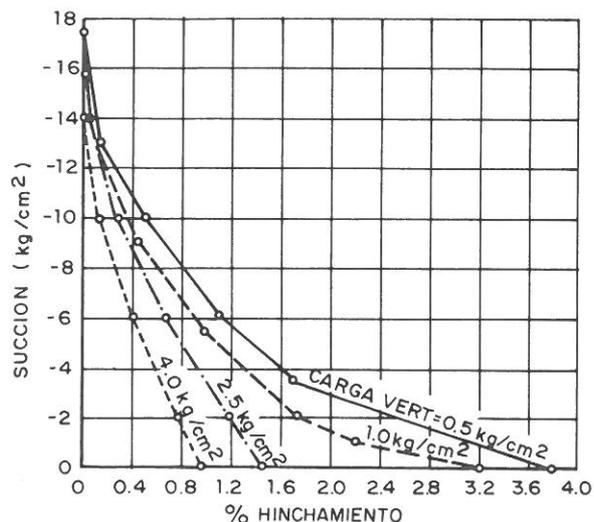
Se demuestra (fig. A6.39) que la succión que se establece en la muestra de suelo al llegar al equilibrio al cabo de un cierto tiempo es igual a la presión de aire aplicada. Para ello basta tener en cuenta que como el agua de los poros de la muestra se puede considerar en contacto directo con el agua a presión atmosférica de la parte inferior, y la presión del aire,  $p$ , se suma a la tensión capilar,  $u$ , se puede establecer la relación:

$$p + u = 0$$

El sistema que se establece con este aparato es sumamente ágil, ya que se pueden variar a voluntad los valores de la succión y de la carga vertical a través del vástago que sale hasta el exterior, midiendo al mismo tiempo las deformaciones que se originan en el suelo. Es posible, por tanto, someter a la muestra al historial de cargas tanto interiores como exteriores que se desee.

FIGURA A6.40

ENSAYOS DE HINCHAMIENTO CON SUCCION CONTROLADA EN MUESTRAS DE ARCILLA GRIS (PEÑUELA) DE MADRID, REMOLDEADAS A LA MISMA DENSIDAD Y HUMEDAD INICIAL (67)



En la figura A6.40 pueden verse unas curvas de hinchamiento obtenidas con muestras de arcilla gris de Madrid (peñuela) compactadas con la densidad máxima Proctor Normal y una humedad del 23,7 % (humedad óptima = 33,7 %).

Del mismo modo puede estudiarse el fenómeno del que se ha denominado colapso gradual. En figura A6.41 se representan unas curvas de este tipo obtenidas con arenas de miga de Madrid (15,5 % pasa tamiz n.º 200, densidad máxima Proctor = 1,98, humedad óptima = 11 %) compactadas en las condiciones de humedad y densidad indicadas, después de consolidarse con las sobrecargas que se señalan y la succión correspondiente a su estado inicial.

Un aspecto que hay que tener en cuenta al utilizar esta aparato, como en el caso del edómetro normal, es su deformabilidad. La membrana semipermeable es muy compresible y este efecto no puede despreciarse. Para ello un procedimiento que se puede seguir consiste en trabajar a carga vertical constante, como se hizo en los ensayos representados en la figura A6.40. En la actualidad se están utilizando, en lugar de membranas, piedras porosas con una resistencia a la penetración al aire muy fuerte con valores de hasta unos 1,5 MPa. De esta forma, aunque no es posible alcanzar presiones de aire tan elevadas como con la membrana (que pueden ser superiores a los 10 MPa), se puede trabajar con valores suficientemente altos y se elimina totalmente el problema de las deformaciones.

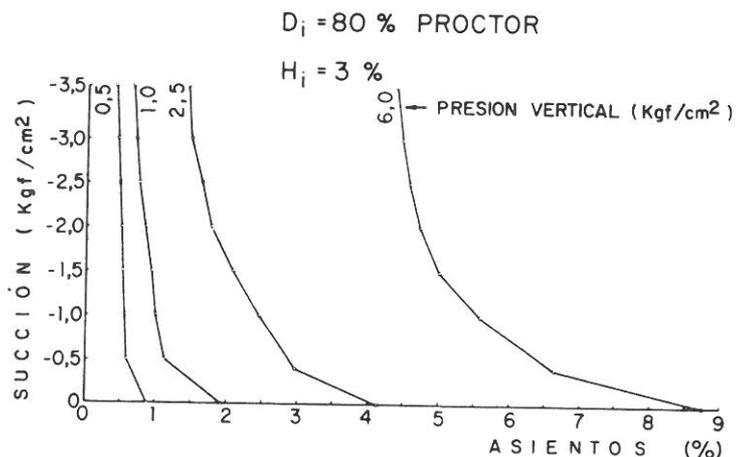
La determinación de los levantamientos del terreno se efectúa aplicando los mismos criterios que con el edómetro normal una vez conocidas las variaciones de los índices de huecos a distintas profundidades y las condiciones de constricción lateral.

Utilizando los mismos principios del edómetro de succión controlada se ha desarrollado (fig. A6.42) el aparato de corte directo con succión controlada. Un pistón horizontal permite aplicar el esfuerzo cortante a una muestra de 50 x 50 mm<sup>2</sup>, que previamente se ha equilibrado con la succión deseada. La carga vertical se transmite a través de unos rodamientos de bolas que dejan libre el movimiento horizontal de la mordaza superior de la caja de corte.

Para succiones elevadas, la piedra porosa de alta resistencia a la penetración de aire se sustituye, como en el caso del edómetro, por otra de grano grueso recubierta por una membrana semipermeable.

Este aparato puede ser de gran utilidad para estudiar la resistencia a esfuerzo cortante de suelos parcialmente saturados, ya sean expansivos o no, y acometer así más racionalmente muchos problemas de estabilidad de taludes y de otros tipos.

FIGURA A6.41  
COLAPSO GRADUAL DE ARENAS DE MIGA, DE MADRID



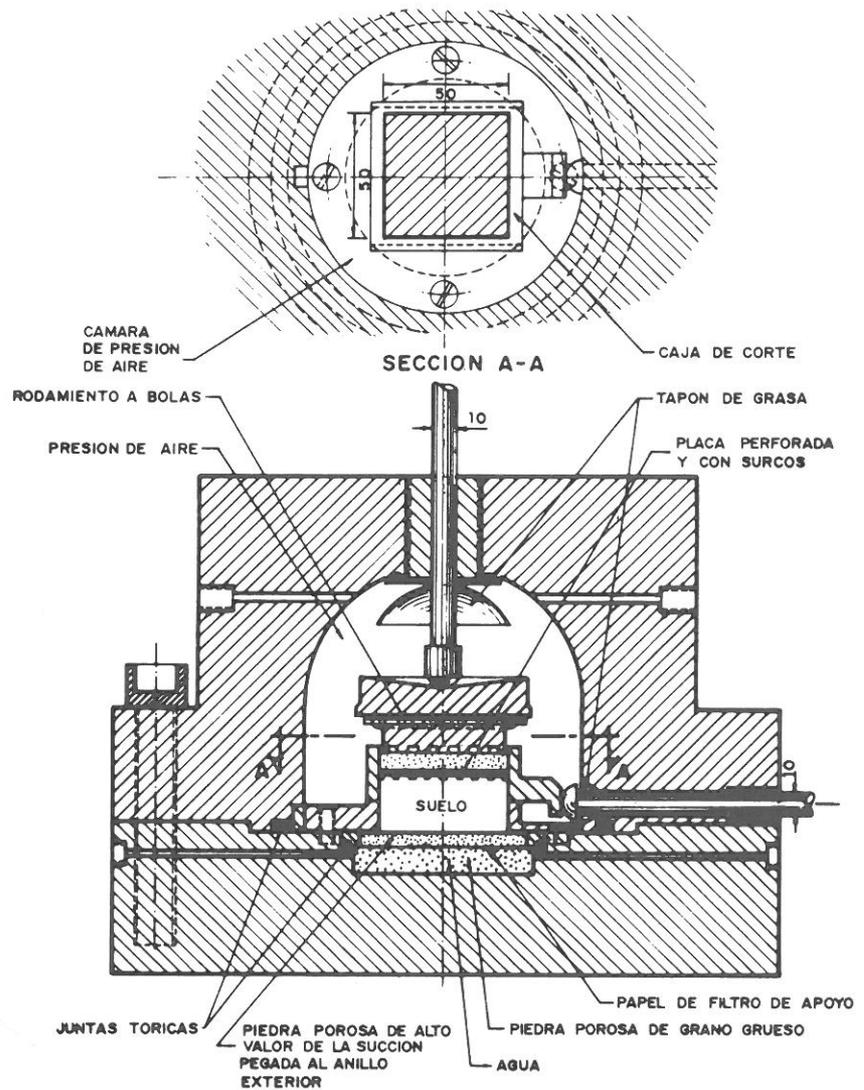


FIGURA A6.42

ENSAYO DE CORTE DIRECTO CON SUCCION CONTROLADA. PARA SUCCIONES ELEVADAS, LA PIEDRA POROSA DE ALTA SUCCION SE SUSTITUIRA POR OTRA DE GRANO GRUESO RECUBIERTA POR UNA MEMBRANA SEMIPERMEABLE (61)

#### 8.4 Métodos basados en relación aproximada entre la variación de succión y el incremento de volumen

##### 8.4.1 Consideraciones generales

El aparato de medida de hinchamiento con control de succión que se ha descrito en el apartado anterior sirve para efectuar ensayos en los que se pueden manejar a voluntad todas las variables: carga vertical, succión e hinchamiento, pudiéndose por ello seguir en el laboratorio de manera muy aproximada el mismo camino de tensiones que se espera en la realidad. Constituye, por tanto, en principio, el aparato ideal para efectuar este tipo de ensayos.

Sin embargo, dado lo reciente de su desarrollo, aún está poco extendido y en su fase experimental. Por otra parte, hay que tener en cuenta que en muchas ocasiones, como ocurre cuando se trata de carreteras y aeropuertos, el problema no está concentrado, sino extendido a lo largo de muchos kilómetros, pudiendo variar con frecuencia las características esenciales de los suelos, por lo que puede resultar conveniente recurrir a procedimientos aproximados.

Con este objeto se han desarrollado métodos semiempíricos para atacar el problema partiendo del mismo principio del conocimiento de la relación entre la

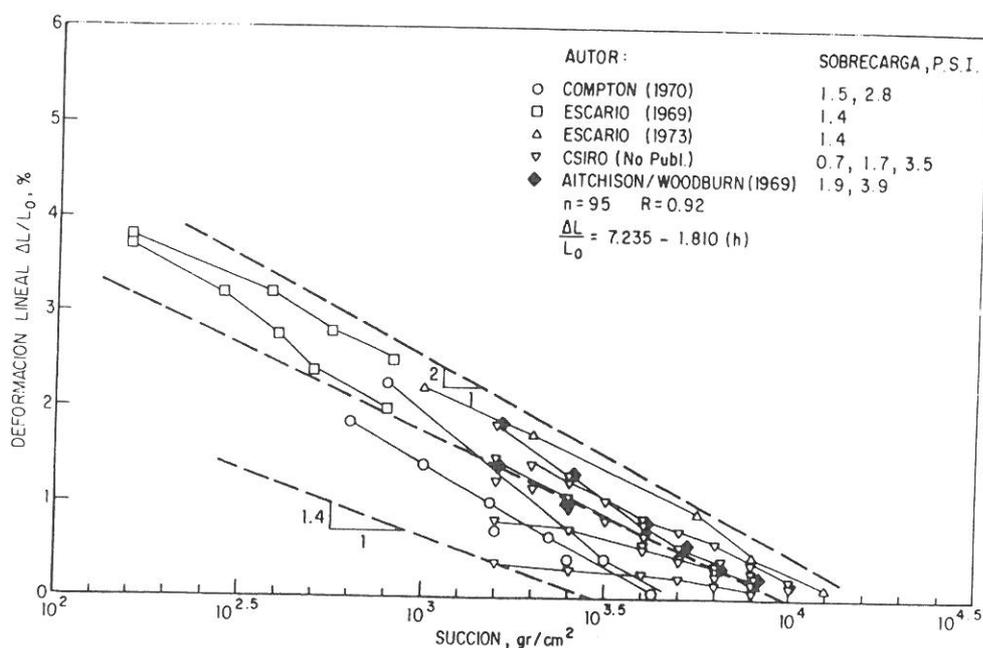


FIGURA A6.43

DATOS EXISTENTES RELACIONANDO LA DEFORMACION LINEAL CON LA SUCCION (150)

succión y el incremento de volumen o hinchamiento, pero a base de un método sencillo que permita en poco tiempo efectuar un gran número de ensayos.

Para ello se ha partido en cierta medida de las experiencias que sobre el particular o sobre temas similares se han efectuado en el campo de la agricultura, concretamente por el Servicio de Preservación de Suelos de los EE. UU., a las que se va a hacer referencia.

#### 8.4.2 Ensayos succión-cambio de volumen

En la figura A6.43 se reproducen unos datos que relacionan la succión con la deformación unitaria para suelos expansivos. Estos datos representan una cierta gama de cargas verticales y fueron realizados en países distintos. Las conclusiones que se obtienen del gráfico son, por un lado, que las pendientes de estas relaciones no varían mucho con el tipo de suelo, oscilando entre 2 y 1,4 para las condiciones representadas. Asimismo, señalan cómo al aumentar la carga vertical se reducen dichas pendientes.

Con el fin de poder determinar estas relaciones por medio de ensayos sencillos, se recurre al ensayo puesto a punto hace ya tiempo por el Servicio de Preservación de Suelos, denominado COLE («Coefficient of Linear Extensibility», Coeficiente de extensión lineal).

El COLE se determina por medio de terrones de suelo con un volumen de 50 a 200 cm<sup>3</sup>. En ensayo consiste básicamente en medir el volumen del terrón en dos estados diferentes: uno de ellos corresponde a una succión de 1/3 de atmósfera y el otro a la muestra seca en estufa. A partir de estos datos se obtiene el COLE por medio de la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta L}{L} = \left( \frac{\gamma_D}{\gamma_{2.5}} \right)^{1/3} - 1 = \text{COLE}$$

siendo

$\Delta L/L$  = Deformación lineal unitaria.

$\gamma_D$  = Densidad del terrón seco en estufa.

$\gamma_{2.5}$  = Densidad del terrón con una succión de 1/3 de atmósfera (1/3 atm = 2,5 pF = 10<sup>2.5</sup> cm agua).

El procedimiento operatorio para determinar el COLE consiste esencialmente en, apenas tomado el terrón del terreno, sumergirlo en una solución de un plástico especial que permite la transferencia de humedad de la muestra por fase vapor, pero que en cambio es impermeable al agua. En laboratorio, después de reforzar este tratamiento superficial, se equilibra el terrón a 1/3 de atmósfera por el método de la placa de succión. A continuación se determina su peso y volumen por el principio de Arquímedes. Seguidamente se seca en estufa y se determina de nuevo el peso y volumen para aplicar a continuación la fórmula anterior indicada.

Este procedimiento operatorio ha sido modificado, pero sin variar esencialmente los principios. Los terrones apenas extraídos se introducen en cajas que se sellan contra variaciones de humedad, después de colocar en su interior un papel de filtro calibrado que sirve para determinar posteriormente la succión del conjunto mediante su simple pesada, una vez equilibrada su humedad durante un período de siete días (ver apartado 5.2.4).

Después de obtenida de este modo la succión del terrón, se recubre con el plástico anteriormente citado para el COLE con objeto de determinar su densidad. A continuación se seca en estufa y se obtiene su densidad seca.

Con esta variante se consigue una mayor facilidad operativa y al mismo tiempo se suprime el efecto de constricción que, según parece, ejerce la membrana restringiendo en parte el hinchamiento libre del terrón.

Como se ve, por tanto, en definitiva, lo que se ha obtenido ha sido el hinchamiento correspondiente a un determinado cambio en la succión en el suelo, que en la variante está entre su humedad natural y el secado en estufa.

#### 8.4.3 Cálculo del hinchamiento debido a una variación de succión

Para calcular los levantamientos se parte de una expresión básica que para una carga exterior constante es la siguiente:

$$\frac{\Delta V}{V} = \lambda_h \frac{\Delta h}{h}$$

siendo

V = El volumen.

h = La succión.

$\lambda_h$  = Un parámetro positivo.

Por integración y conveniente transformación se llega a la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta V}{V} = -\gamma_h \cdot \log \frac{h_f}{h_i}$$

siendo  $h_f$  y  $h_i$  las succiones final e inicial respectivamente, y  $\gamma_h = 2,3026$ ;  $\lambda_h$  = índice de compresibilidad por cambios de succión.

Es evidente que el coeficiente  $\gamma_h$  está relacionado con cualquiera de los dos parámetros semiempíricos anteriormente definidos, ya sea el COLE o el modificado.

Para determinar esa relación hay que conocer no sólo el cambio de volumen experimentado por el terrón, sino también las succiones entre las que se ha producido. De ellas, la correspondiente a la desecación en estufa es la que hay que definir, ya que a partir de un cierto punto dejan de producirse disminuciones de volumen. Dicho punto corresponde a un pF de 5,5 en los materiales tratados. Aplicando la expresión anterior a los datos así obtenidos resulta:  $\gamma_h = \text{COLE}$ .

El coeficiente  $\gamma_h$  puede determinarse también directamente por métodos total-

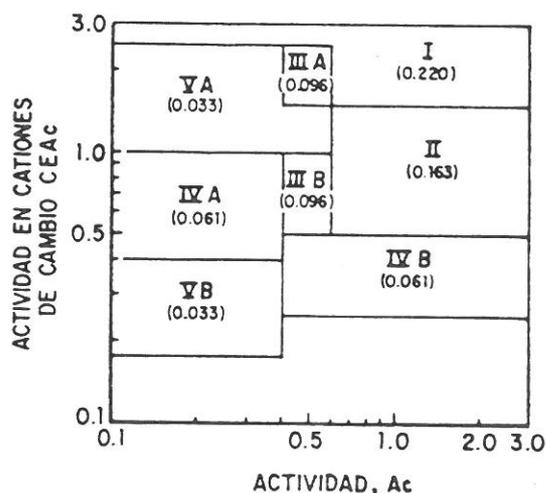


FIGURA A6.44

GRAFICO PARA LA PREDICCIÓN DE  $\gamma_h$  (149)

mente empíricos. Así, se ha propuesto una relación representada en el gráfico de la figura A6.44, en la que los valores de entrada son los siguientes:

$$A_c = \frac{IP}{\% \text{ arcilla}} \quad \text{CEA}_c = \frac{CEC}{\% \text{ arcilla}}$$

siendo

$A_c$  = Actividad.

IP = Índice de plasticidad.

CEC = Capacidad de cambio de cationes (me/100 g).

% arcilla = % < 2 micrones.

Los valores de  $\gamma_h$  que aparecen en el gráfico son para suelos con un 100 % de arcilla. Para su aplicación deberán multiplicarse, por tanto, por la proporción real de arcilla.

Los valores de  $\gamma_h$  se refieren a cambios volumétricos. La determinación de los levantamientos del terreno  $\Delta H$  depende de las condiciones de constricción lateral, como ya se indicó anteriormente. Si la constricción es completa el coeficiente de paso de una a otra magnitud será la unidad. En cambio, si el suelo parte de un estado totalmente agrietado por desecación, dicho coeficiente será, al menos inicialmente, de 1/3, aunque al cerrarse las grietas irá gradualmente aumentando. En conjunto, por tanto, variará entre 1 y 1/3 según las condiciones de que se trate.

Los valores de  $\gamma_h$  varían con la carga que actúa sobre el elemento de suelo (en el apartado siguiente se tratará específicamente este aspecto).

#### 8.4.4 Efectos de las cargas exteriores

En todo lo anterior se ha hecho referencia a los cambios de volumen que se originan por las variaciones de la succión. Por otra parte, el efecto de la variación de carga a succión constante puede estudiarse de manera análoga a través de la expresión base:

$$\frac{\Delta V}{V} = -\lambda_\sigma \frac{\Delta \sigma}{\sigma}$$

siendo  $\sigma$ , la tensión aplicada, y  $\lambda$  un parámetro (positivo) por variaciones de carga.

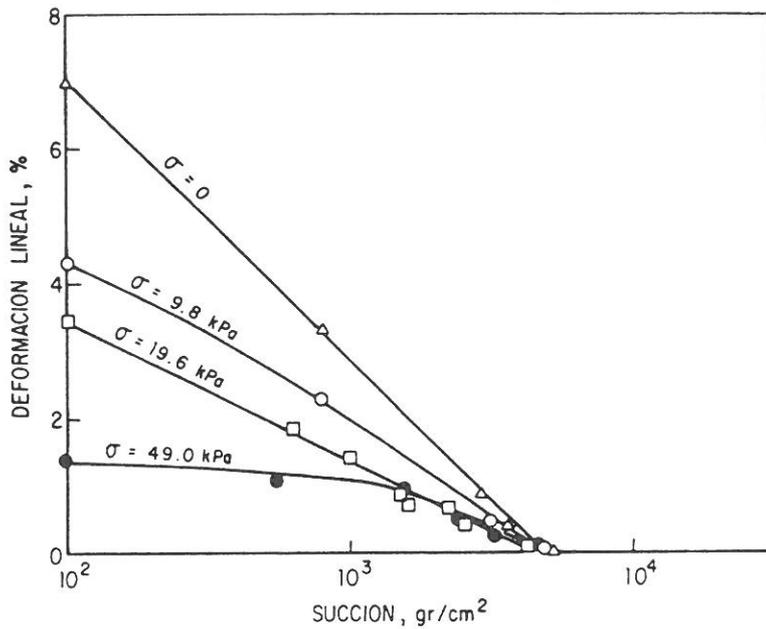


FIGURA A6.45

DATOS DE HINCHAMIENTO DE COMPTON (150)

Esta expresión al integrarla conduce, como en el caso anterior, a:

$$\frac{\Delta V}{V} = -\gamma_{\sigma} \log \frac{\sigma_f}{\sigma_i}$$

El parámetro  $\gamma_{\sigma}$  se determina realizando ensayos edométricos, en los que se inunda la muestra y se añaden las cargas positivas para mantener el volumen constante. Una vez alcanzada la presión máxima, se deja hinchar el material para obtener la curva de descarga, con la que se obtiene el valor de  $\gamma_{\sigma}$ . El ensayo se hace con deformación controlada en lugar de con control de cargas como es habitual. A este procedimiento se atribuyen ciertas ventajas.

En aeropuertos se prefiere valorar el efecto de las cargas exteriores incorporándolo directamente en el coeficiente  $\gamma_h$  anteriormente presentado. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que este efecto es diferente al anterior. Es posible que esta postura pueda, sin embargo, estar justificada en el caso de los aeropuertos con cargas exteriores reducidas.

El proceso seguido es el siguiente. El efecto de las cargas exteriores en  $\gamma_h$  queda claramente patente en la figura A6.45. Este efecto puede normalizarse recurriendo a un gráfico adimensional respecto a tensiones y deformaciones, como el que se muestra en la figura A6.46, en el que se han incorporado ensayos de distintas procedencias. Como se ve, quedan todos ellos dentro de una curva bien definida.

Conociendo el valor de la presión de hinchamiento, obtenido mediante ensayos directos o por relaciones empíricas, se puede aplicar el correspondiente coeficiente reductor a  $\gamma_h$  multiplicándolo por la relación  $S_{\sigma}/S_0$  determinada a través de la expresión:

$$\frac{S_{\sigma}}{S_0} = -0,0812 x + 2,4794 x^2 - 6,3843 x^3 + 4,9861 x^4$$

siendo

$S_{\sigma}$  = Hinchamiento bajo la presión considerada.  
 $S_0$  = Hinchamiento con carga nula.

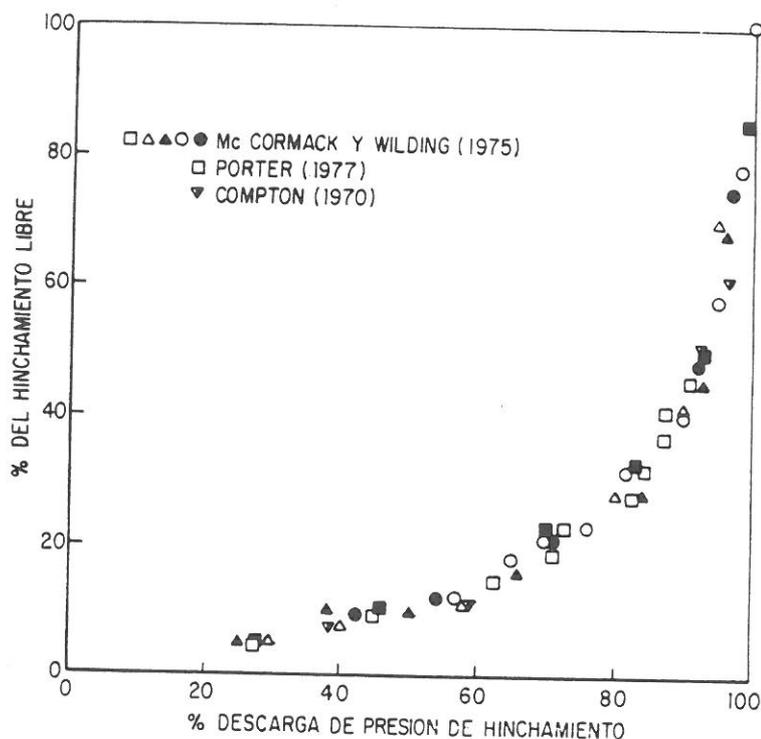


FIGURA A6.46

DATOS NORMALIZADOS PARA EL EFECTO DE LA PRESION APLICADA (150)

$$x = \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_0}\right)$$

$\sigma$  = Presión aplicada.

$\sigma_0$  = Presión aplicada para hinchamiento nulo (presión de hinchamiento).

#### 8.4.5 Aplicaciones similares

El coeficiente  $\gamma_h$  es similar al denominado en Australia «Índice de Inestabilidad»,  $I_p$ , aunque se utilizan allí técnicas algo diferentes. Ha de tenerse en cuenta que  $I_p$  no es una simple constante, sino que varía en función de la tensión, deformación, tipo y concentración del soluto, e historia y condiciones iniciales. Estos factores explican las diferencias observadas en los valores  $I_p$  determinados con las distintas técnicas experimentales. Sin embargo, utilizando la misma técnica, es posible establecer una valoración relativa entre distintos suelos. Los valores obtenidos para  $I_p$  en una sección experimental instrumentada en el terreno natural resultaron significativamente superiores a los determinados en laboratorio. Esto sugiere que las medidas tomadas en laboratorio, en muestras pequeñas y con intervalos de tiempo reducidos, pueden infravalorar los cambios de volumen de arcillas para periodos de tiempo largos.

### 8.5 Otros métodos basados en la relación succión/humedad

#### 8.5.1 Método de Richards

Este método es interesante por su gran sencillez y es aplicable a carreteras cuando el efecto de las cargas exteriores sea despreciable con relación a la succión.

La determinación del hinchamiento se hace a través de las humedades, utilizando las relaciones succión-humedad. Se parte de la hipótesis de que las muestras de arcilla permanecen saturadas hasta succiones de más de  $10^5$

cm de agua. Como consecuencia, los cambios de volumen experimentados por el suelo serán iguales a los debidos a los cambios de humedad.

Si se supone que los cambios de volumen son iguales en las tres dimensiones, entonces la deformación unitaria en sentido vertical vendrá dada por la expresión:

$$\frac{\Delta L}{L} = \frac{1}{3} \quad \frac{\Delta V}{V} = \frac{1}{3} \quad \frac{(w_1 - w_2) G_s}{100 + w_1 G_s}$$

siendo

$w_1$  = Humedad inicial.

$w_2$  = Humedad final.

$G_s$  = Peso específico de las partículas.

En la práctica el coeficiente 1/3 será aplicable aproximadamente al caso en que el suelo esté agrietado al comenzar el proceso y se aproximará a 1 cuando la constricción lateral sea completa.

Conociendo los perfiles de succiones antes y después de la constricción, se pueden determinar, a través de las curvas succión/humedad, las humedades iniciales y finales a distintas profundidades y, por integración, obtener los movimientos verticales totales.

### 8.5.2 Método de Johnson

El método que a continuación se reseña brevemente se basa también en la relación succión/humedad del suelo, pero no precisa la hipótesis de saturación total del método de Richards. La expresión que da el hinchamiento es la siguiente:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{C_h}{1 + e_o} [(A - B w_o) - \log (h_{mf} + \alpha \delta_t)]$$

Los significados de cada uno de los signos son los siguientes:

$H$  = Espesor del estrato.

$C_h$  = Índice de succión =  $\alpha G_s/100 B$ .

$e_o$  = Índice de huecos inicial.

$A - B w_o$  = Logaritmo de la succión capilar matriz inicial del suelo sin cargas exteriores (en Kgf/cm<sup>2</sup>).

$w_o$  = Humedad inicial del suelo en tanto por ciento.

$A$  y  $B$  = Constantes (ordenada al origen y pendiente, respectivamente, de la curva succión/humedad obtenidas en la forma que se detalla más adelante).

$h_{mf}$  = Succión capilar matriz final (en Kgf/cm<sup>2</sup>).

$\alpha$  = Coeficiente de compresibilidad.

$\sigma_t$  = Presión exterior final (en Kgf/cm<sup>2</sup>).

El índice de succión  $C_h$  refleja el cambio en el índice de huecos con respecto a la succión del suelo, y se calcula fácilmente conociendo el factor de compresibilidad  $\alpha$  y el peso específico de los granos del suelo  $G_s$ .

El coeficiente de compresibilidad  $\alpha$  relaciona el cambio de volumen con el correspondiente cambio de humedad. Su valor se determina calculando la pendiente de la relación entre el volumen específico (inverso de la densidad seca) y la humedad. Para arcillas de alta plasticidad este coeficiente se toma normalmente igual a la unidad, pues los huecos de estos suelos están prácticamente rellenos de agua para una gama de humedades muy amplia. A falta de datos determinados experimentalmente, este factor de compresibilidad se puede estimar aproximadamente a partir del índice de plasticidad de la siguiente manera:

IP < 5	$\alpha = 0$
PP > 40	$\alpha = 1$
5 < TP < 40	$\alpha = 0,0275 \text{ PI} - 0,125$

El primer término que aparece en el corchete de la expresión anterior es la relación, particularizada para  $w_0$ .

$$\log h_m = A - B w$$

Esta relación es la representación analítica de una recta trazada a lo largo de todos los puntos obtenidos mediante las determinaciones de laboratorio entre la succión y la humedad. Esta relación se obtiene utilizando el psicrómetro, partiendo de muestras en su estado natural y determinando los restantes puntos mediante nuevas porciones de muestra original que se humedecen o desecan (muestra fresca cada punto).

El gráfico para la obtención de esta relación se dibuja con las succiones en escala logarítmica y las humedades en escala natural. En caso de que los puntos se desviaran algo en su parte superior o inferior, se toma el tramo comprendido entre aproximadamente 0,2 y 2 MPa. El valor de la pendiente B se determina calculando la inversa de la variación del contenido de agua en un ciclo de la escala de succiones. La ordenada al origen A se calcula aplicando la expresión anterior para una succión de 0,1 MPa.

Se demuestra que la expresión de Johnson puede transformarse incluyendo el efecto de la cargas haciendo:

$$h_f \left[ \frac{\sigma_f}{\sigma_i} \right] \gamma_\sigma / \gamma_h = h_f \cdot \alpha \sigma_f$$

