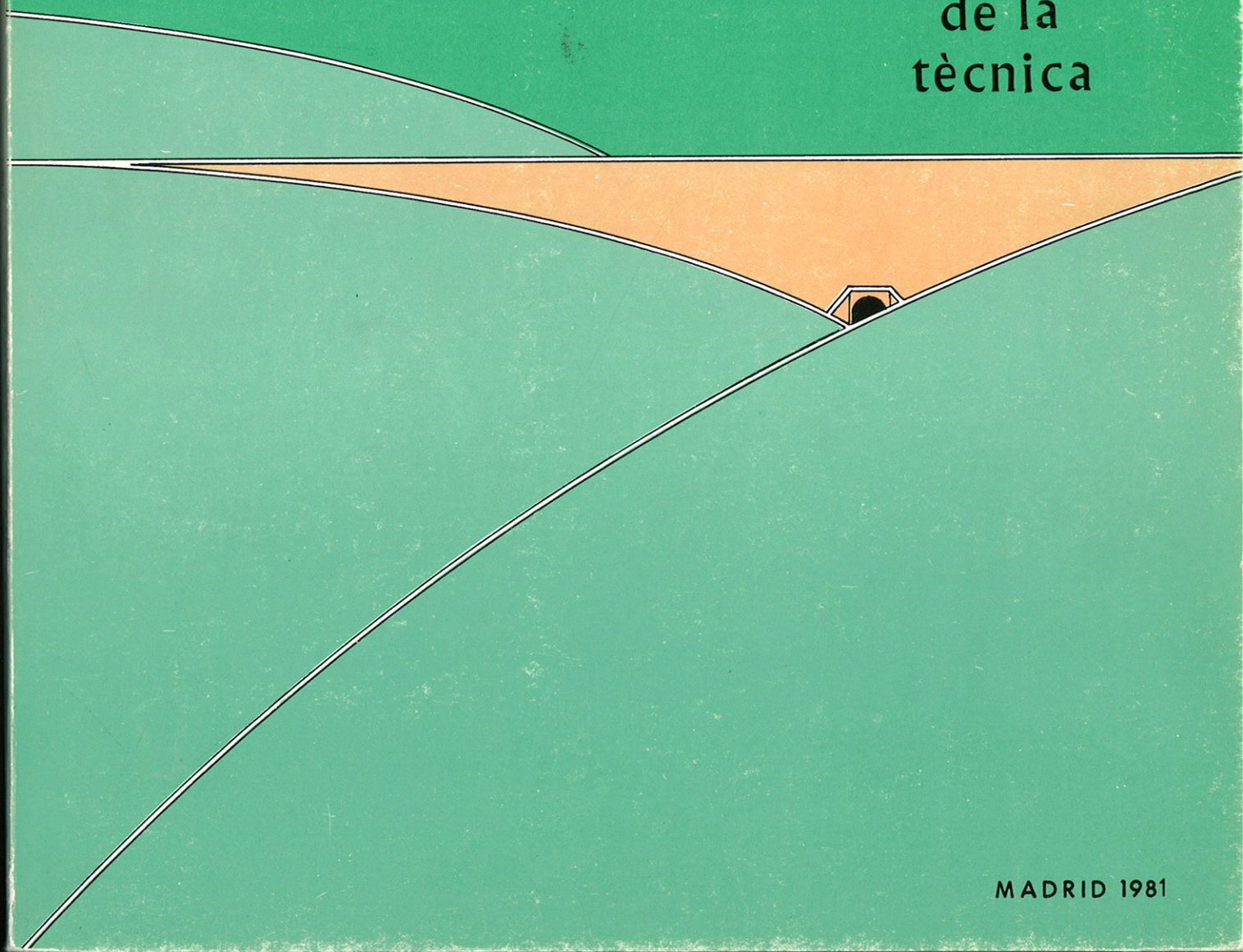
MOPU DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS

TERRAPLENES
Y
PEDRAPLENES

estado actual de la tècnica



MADRID 1981

M.O.P.U. - DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS

TERRAPLENES Y PEDRAPLENES

Estado actual de la Técnica

Ventura Escario
Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.
M. S. Harvard Univ.
Subdirector del «Laboratorio de Carreteras y Geotecnia José Luis Escario», del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.

MADRID, 1981

INDICE

Pág.

1. INTRODUCCION 9

2. EL TERRENO DE CIMENTACION 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 12
2.1.3. Terraplenes de poca altura 12

2.2. Terraplenes sobre suelos blandos 13
2.3. Terraplenes sobre laderas 14

2.3.1. Causas de desequilibrio 14
2.3.2. Medidas a adoptar 15

2.3.2.1. Espesores reducidos de materiales inestables 15
2.3.2.2. Espesores importantes de materiales inestables 19
2.3.2.3. Muros y otras medidas 22

2.4. Transiciones de desmonte a terraplén 26

3. MATERIALES 28

3.1. Clasificaciones generales de suelos y otros procedimientos clásicos de selección .. 28
3.2. Evolución de los sistemas de clasificación y selección 31

3.2.1. Clasificación francesa de suelos 33

3.3. Criterios generales para la utilización de materiales en la formación de terraplenes y pedraplenes 35
3.4. Características de los materiales para la formación del núcleo y cimiento de terraplenes 36

3.4.1. Limitaciones en las características intrínsecas del material 36
3.4.2. Limitaciones por razón de las dificultades de puesta en obra 39

3.4.2.1. Suelos con exceso de humedad 39

Pag.

3.4.2.2. Suelos muy secos 47
3.4.3. Limitaciones por razones de estabilidad y deformabilidad 48
3.5. Materiales para la coronación de terraplenes 48
3.5.1. Criterios en diversos países 48
a) Gran Bretaña 48
b) Estados Unidos 51
c) Suiza 51
d) Francia 51
3.5.2. Comentarios sobre las diversas tendencias existentes y su aplicación en España 53
a) Casos generales 53
b) Arcillas expansivas 54
3.6. Características de los materiales para la formación de pedraplenes 58
3.6.1. Consideraciones generales 58
3.6.2. Rocas sanas e inalterables 59
3.6.3. Rocas blandas y evolutivas 60

4. PROYECTO DE TERRAPLENES Y PEDRAPLENES 66

4.1. Consideraciones generales 66
4.2. Casos normales 67
4.3. Terraplenes y pedraplenes sobre laderas. Cálculos de estabilidad 67
4.4. Terraplenes construidos con suelos muy húmedos 72
4.5. Terraplenes y pedraplenes de gran altura 73

5. CONSTRUCCION DE TERRAPLENES Y PEDRAPLENES 82

5.1. Consideraciones generales 82
5.2. Acondicionamiento de la humedad 82
5.2.1. Criterios sobre la humedad de compactación 82
5.2.2. Técnicas para la corrección de la humedad 84
5.3. Extendido 84
5.4. Compactación 85
5.4.1. Consideraciones diversas 85
5.4.2. Criterios en diversos países y recomendaciones para la ejecución de la compactación y control por «procedimiento» 86
a) Gran Bretaña 86
b) Francia 90
c) Estados Unidos 91
5.4.3. Comentarios sobre la aplicación de los diversos criterios en España 92

Pág.

5.4.4. Prescripciones y control por producto terminado 93

5.4.4.1. Consideraciones generales 93
5.4.4.2. Prescripciones y control por densidad 93

a) Prescripciones 93
b) Procedimientos 93
c) Frecuencia e interpretación de los ensayos 98

5.4.4.3. Prescripciones y control por ensayos de carga 100

5.4.4.3.1. Ensayos de placa de carga 100
5.4.4.3.2. Ensayo de la huella (método suizo) 108

5.4.5. Secciones de ensayo 111
5.4.6. Homogeneidad 112

6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS 114

ANEJO I. — Extracto de las Recomendaciones Francesas para la compactación del Núcleo y Coronación de Terraplenes 123

1. INTRODUCCION

La construcción de terraplenes y pedraplenes ha pasado durante los últimos decenios por una serie de fases que, aún a riesgo de caer en 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 también 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 dejaba que se hicieran «añejos» con el agua y el tiempo, pues, si se aplicaba algún tipo de compactación, era más nominal que efectivo.

Cuando 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 pasamos, 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 nada más quedar 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 metros 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 será 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 de las 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 debida calidad de la obra. Debe por tanto tomarse como un reto y no como una facilidad.

Otro factor que así mismo está influyendo hoy día, tanto en el proyecto como incluso en la técnica de 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 por ello 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 de todo tipo. 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, etcétera.

En este trabajo se trata de exponer el estado actual de los conocimientos en las técnicas de proyecto, construcción y control de explanaciones, tanto en España como en el extranjero, sin la pretensión de llegar a ser exhaustivos. Por el contrario, se han recogido en general solamente los puntos de vista que se han considerado más característicos y autorizados, aún a riesgo de olvidar otros que también pudieran ser de valor, para, convenientemente ordenados y comentados, poder ofrecer al ingeniero los elementos de juicio que consideramos de interés para que pueda tomar decisiones en sus proyectos y obras.

2. EL TERRENO DE CIMENTACION

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

Son muy 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 permanentemente deformaciones en la superficie de la calzada.

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

2.1. Preparación 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 tiende a suavizar esta actitud, cuando van a quedar a suficiente profundidad. A título de orientación, los árboles pueden cortarse dentro de los 8 ó 10 cm de la superficie del terreno y dejar los tocones en su sitio, si la altura del terraplén es superior a 1,50 a 1,80 m (HRB, 1971). Las normas americanas de la Federal Higway Administration PF-74 (1974) establecen una profundidad mínima de 0,90 m desde la explanada o talud para no tener que extraer los tocones no perturbados. Cuando sea preciso arrancarlos, los huecos correspondientes deberán rellenarse y compactarse debidamente. Un criterio análogo podrá aplicarse cuando se trate de 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 para su posterior utilización donde se precise.

Sin embargo, puede evitarse su eliminación en terraplenes de mediana y gran altura, cuando su espesor sea reducido, de forma que los asientos a que pueda dar lugar sean pequeños con relación a los totales del relleno y siempre que su presencia no pueda implicar un riesgo como eventual superficie de deslizamiento. Además, debe tenerse en cuenta que su conservación sobre terrenos blandos puede mejorar la traficabilidad y condiciones de colocación de las primeras capas de relleno.

Independientemente de que sea necesaria o no la eliminación de la tierra vegetal desde el punto de vista de la calidad de la obra, 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 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 utiliza inmediatamente debe almacenarse en emplazamientos adecuados y en ningún caso en depresiones de 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 metros cuando hayan de ser de corta duración (un período de vegetación) y de 3 metros cuando la duración haya de ser mayor.»

Además de la eventual eliminación de la tierra vegetal, suele ser necesario escarificar y recompactar el terreno en una profundidad de unos 15 ó 20 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 y en las condiciones oportunas para reducir a un mínimo el tiempo de exposición.

2.1.3. 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; de esta forma se evitarán transiciones eventuales de desmonte a terraplén y se dará uniformidad al terreno de apoyo. Generalmente es recomendable disponer un espesor mínimo de relleno próximo a 1,0 metro.

A efectos de la distribución en profundidad de estos mínimos recomendables, debe tenerse en cuenta que, cuando exista la posibilidad de variar algo las rasantes, conviene mantenerlas lo más altas que sea posible por encima del terreno natural para mejorar las condiciones de drenaje.

2.2. Terraplenes sobre suelos blandos

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

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

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

Por otra parte, la excavación no tiene por qué extenderse necesariamente a toda la anchura del terraplén incluidos sus taludes y correspondiente prolongación, aunque ello fuera lo más seguro. Por ejemplo, en el caso de depósitos de poca profundidad (1 ó 2 metros) y características no excesivamente malas, puede adoptarse la solución de excavar solamente la anchura correspondiente a la calzada y arcenes, 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 sedimentos blandos resulta económica su eliminación, pues ello depende de muchos factores, entre los que hemos enumerado algunos. De manera genérica, sin embargo, puede ser ventajoso este tipo de solución cuando los espesores a excavar no pasan de 5 a 6 metros (HRB, 1971).

La eliminación de los materiales por desplazamiento es una técnica que también se ha empleado en múltiples ocasiones cuando 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. Cuando se recurre a soluciones de este tipo hay que llevar una supervisión muy cuidadosa, completada en todo caso por la ejecución de sondeos para controlar la posible formación de bolsadas.

Para construir los terraplenes sobre depósitos blandos hay que hacer un estudio geotécnico detallado de estabilidad y asientos, así como llevar un control durante la construcción que se salen fuera del tema de este trabajo.

Al hacer el estudio comparativo de las dos soluciones citadas, deberán tenerse en cuenta también las precauciones que será preciso adoptar con las obras de fábrica, 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 la fricción negativa y los empujes laterales que encarecen la obra. Por ello a veces se recurre a soluciones flotantes cuando resultan viables.

2.3. Terraplenes sobre laderas

2.3.1. 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, aún en el caso en que no hayan llegado a tal extremo, al alterar sus características pueden introducirse importantes factores de desestabilización del equilibrio de masas 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 (epíg. 4.3).

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. 1). Como consecuencia, puede provocarse incluso la formación de un nivel freático en el cuerpo del relleno, aunque sólo sea temporalmente.

Aun suponiendo que el drenaje superficial elimine rápidamente todo el agua de escorrentía, hay que tener en cuenta que es frecuente afluyan aguas hacia la ladera, pudiendo aparecer afloramientos en determinados puntos (fig. 1). Pues bien, el terraplén construido constituye una especie de enorme manto de impermeabilización que impide o al menos dificulta la salida del agua. Como consecuencia, se pueden originar subpresiones y formarse un nivel freático relativamente alto en el mismo.

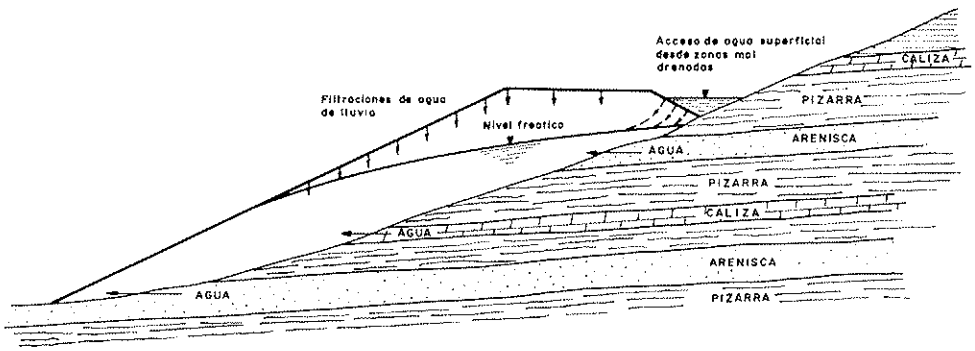


Figura 1. — Posibles fuentes de alimentación de agua al cuerpo de un terraplén.

No hay que olvidar tampoco que el empotramiento que es frecuente hacer en las laderas, ya sea en forma de escalonamiento o de cualquier otro modo, puede cortar el flujo de agua subterránea, que a veces discurre por las capas meteorizadas intermedias paralelamente al talud, a menos que se adopten las disposiciones oportunas a que se hará referencia más adelante.

Por último, mencionaremos también el hecho de que la carga introducida por el peso del terraplén tiende a cerrar las diaclasas en las rocas y a disminuir el índice de poros en los suelos, con la correspondiente disminución de la permeabilidad.

2.3.2. Medidas a adoptar

Pueden darse una gran diversidad de casos en la estructura y características de las laderas. Nos tendremos que limitar por tanto a exponer algunas condiciones y soluciones de tipo genérico que sirvan como orientación para resolver la situación particular que pueda presentarse. En todas ellas un drenaje superficial adecuado, eliminando eficazmente el agua de escorrentía y sellando grietas y otras fuentes de filtración que puedan existir, se considerará esencial y por tanto no volveremos a insistir en el mismo.

2.3.2.1. Espesores reducidos de materiales inestables

Es muy frecuente, el caso de una ladera en roca u otro material firme recubierta por un coluvión o simplemente por los productos de meteorización de la misma roca. Si el coluvión o material problemático no tiene mucho espesor (por ejemplo, menos del orden de 6 metros) y sus características de estabilidad son muy dudosas o se supone que puede dar lugar a deformaciones importantes, lo más recomendable suele ser eliminarlo y apoyar la base del terraplén en terreno más firme.

Es práctica muy extendida escalonar la superficie del terreno firme o roca, si su pendiente normalmente al eje de la carretera es más fuerte que el 2 (H) : 1 (V) (FHWA, 1974). En otros sitios se recurre a criterios más conservadores recomendando el escalonamiento en cuanto la pendiente es superior a 4 (H) : 1 (V) ó 6 (H) : 1 (V) (HRB, 1971). Naturalmente, la decisión a adoptar depende de las condiciones de estabilidad previstas para la obra.

Las banquetas deben de 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.

Cuando 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. Esto, sin embargo, puede no ser suficiente, por lo menos cuando 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, cuando se dispongan banquetas puede ser conveniente poner uno o más drenes en cada escalón intermedio, según se indica en las figuras 3 y 4. Dependiendo de las circunstancias concretas de que se trate, será recomendable o necesario incluso cubrir todo el contacto escalonado o no con un manto continuo permeable. Pero el espesor de esta capa drenante no será inferior a 0,30 m y deberá estar protegida contra los arrastres y penetración por presión de los materiales circundantes; además podrá ser necesario interponer en ellas tuberías porosas cuando los caudales lo justifiquen.

Otra solución más económica puede ser del tipo de las señaladas esquemáticamente en la figura 5, donde se disponen zonas drenantes en forma de mantos o drenes en espina en las partes donde se ve que efectivamente aflora el agua, uniendo después cada una de estas captaciones a una o

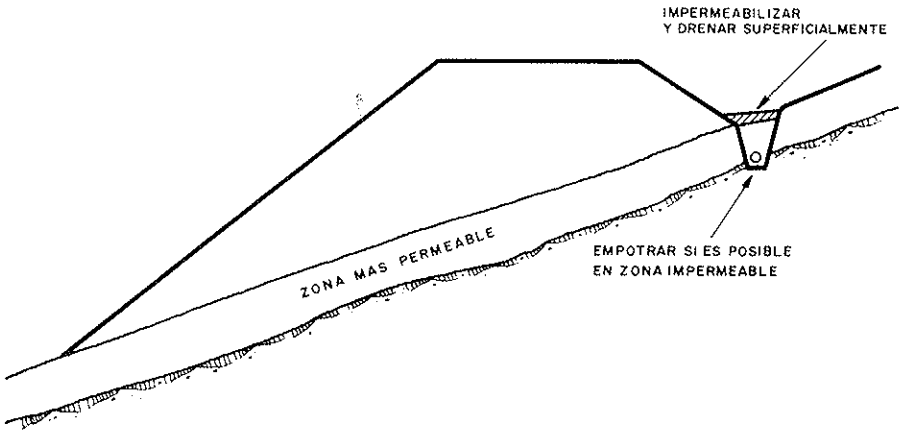


Figura 2. — Dren longitudinal de interceptación de aguas.

varias salidas comunes. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, al aplicar este tipo de solución, que la construcción del terraplén puede alterar la distribución de los puntos de salida de agua sustancialmente. Así mismo, las banquetas con sus dientes de sierra, al cortar precisamente la zona meteorizada, pueden interceptar con el relleno posterior las capas más permeables por donde anteriormente circulaba el agua, provocando una imprevista distribución de flujos.

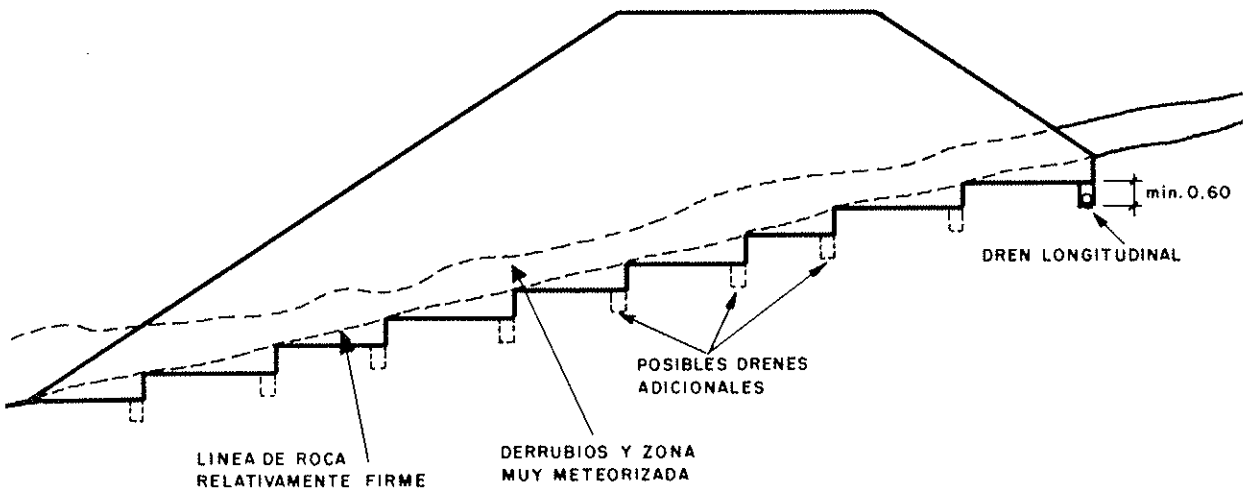


Figura 3. — Abancalamiento y drenaje.

Los drenes de pie del tipo de los empleados en presas de tierra (fig. 6) son a veces muy eficaces. Por un lado sirven para rebajar los niveles freáticos en el cuerpo del terraplén y evitar los arrastres y reblandecimientos de su parte inferior, que con frecuencia son el origen de muchos males. Por otra

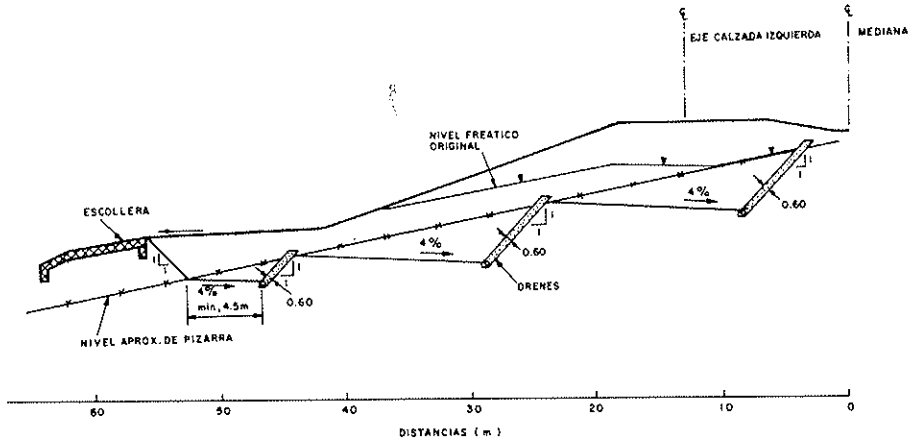


Figura 4. — Disposición de drenajes en banquetas en la I-74, Indiana, como corrección de un corrimiento (tomada de Bragg y Zeigler, 1975).

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.

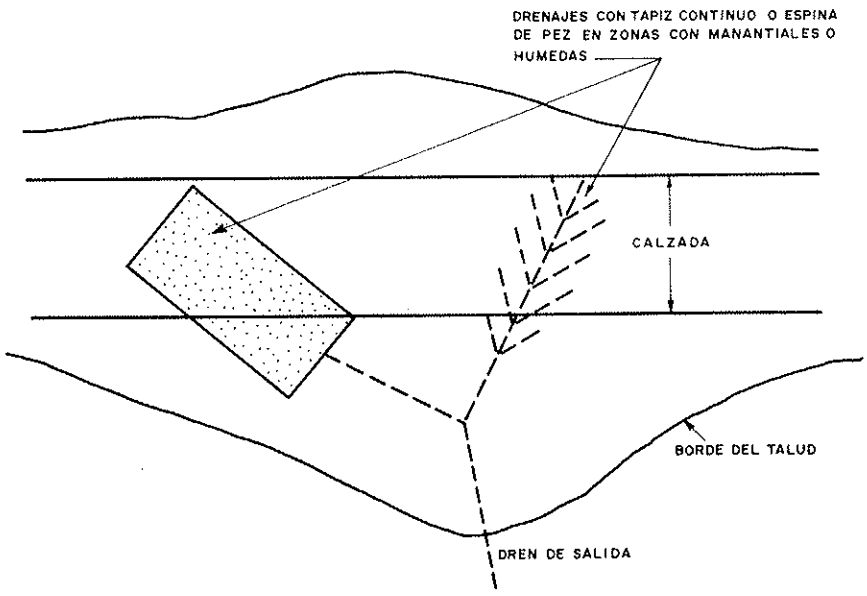
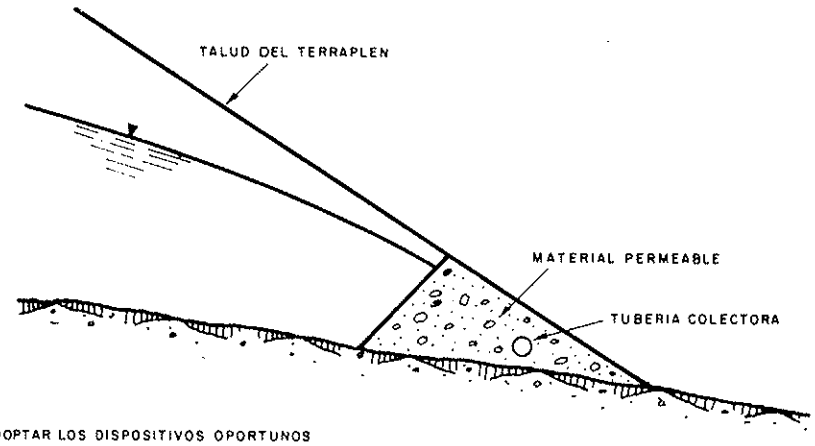
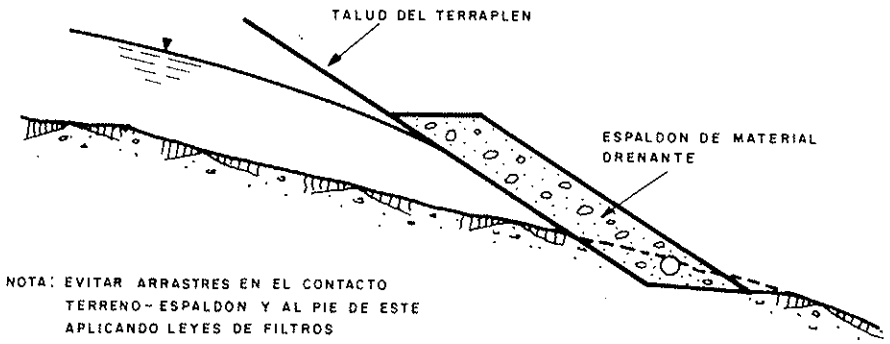


Figura 5. — Disposición en planta de drenajes en el contacto entre un terraplén y el terreno natural.

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 de apoyarse en terreno firme. En caso de que por alguna circunstancia no pueda alcanzarse el terreno estable, deberán de instalarse con pendientes más bien exageradas, para que los posibles asientos o distorsiones no impidan su posterior desagüe.



a) DREN EN TERRAPLEN NUEVO



b) DREN PARA PROTECCION CONTRA ARRASTRES Y REBLANDECIMIENTOS DE PIE DE TERRAPLEN CONSTRUIDO

Figura 6. — Drenes de pie de terraplenes.

2.3.2.2. Espesores importantes de materiales inestables

Si el coluvión o material inestable que yace sobre el terreno firme tiene un espesor considerable o su excavación puede ocasionar movimientos 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 detenido de la estabilidad del conjunto terraplén-terreno inestable. Las soluciones a arbitrar 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 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 solucionar el problema.

Los dos tipos de soluciones citadas van muchas veces combinados con otras, como la construcción de muros más o menos flexibles, que se mencionarán en el apartado 2.3.2.3.

a) Zanjas transversales de reconocimiento y drenaje. Ocurre en no pocas ocasiones que el reconocimiento geotécnico no ha definido suficientemente la masa de terreno de apoyo que puede crear problemas. Este suele ser especialmente el caso cuando se trata de coluviones con bolos y rocas meteorizadas donde los ensayos de penetración y la toma de muestras resulta muy difícil. Por ello suele ser práctico, una vez adjudicada la obra, empezar por excavar zanjas transversales a la carretera hasta alcanzar la roca o la mayor profundidad posible; esto es normalmente sencillo, pues entonces ya se dispone de maquinaria para hacer trabajos de este tipo. Estas zanjas, además de poder 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 pasamos a referirnos.

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 convenientemente protegido contra los arrastres, o bien como el resto del terraplén, intercalando una capa de filtro según se indica en la figura 7. Normalmente, se coloca un colector poroso que se desagua a distancias convenientes mediante zanjas transversales con sus correspondientes tuberías.

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 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 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 puede admitir muchas variantes según las condiciones particulares del caso de que se trate.

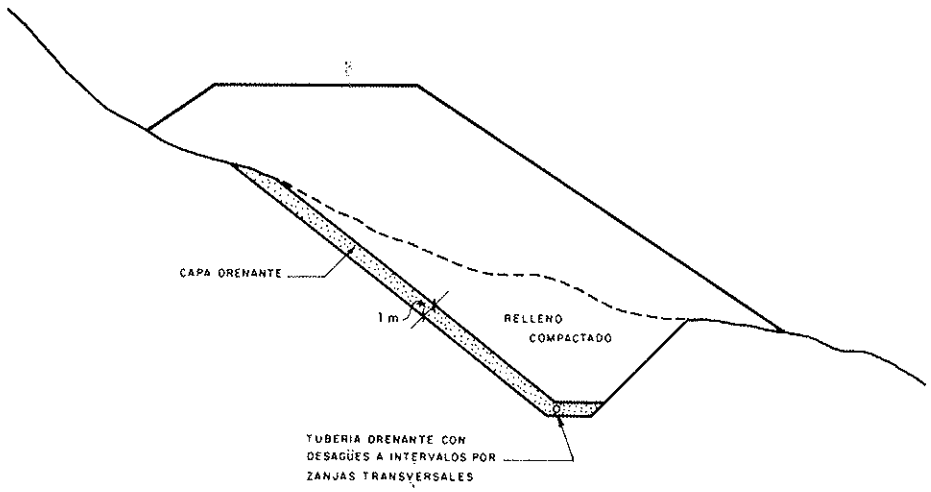


Figura 7. — Zanja longitudinal de drenaje.

c) Drenes horizontales. Los drenes horizontales fueron desarrollados en California en 1939 y desde entonces han experimentado una gran difusión, por 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 perforadas 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 metros, habiéndose llegado en algunos casos hasta los 200 metros (Macau, 1960).

Las tuberías pueden ser metálicas o de plástico con perforaciones. Para disminuir el peligro de arrastres deben recubrirse antes de su introducción con un textil filtrante tejido o no tejido, de los que actualmente se encuentran en el mercado o recurriendo a cualquier otro procedimiento adecuado. Para evitar el crecimiento de raíces, debe colocarse tubería sin perforaciones en los últimos 6 metros de salida. De todas formas deben limpiarse periódicamente cada 3 a 10 años (Smith et al 1957) con elementos especiales para ello.

Con este tipo de solución, que ya puede considerarse clásica, se perforan drenes a través del cimiento, como se indica en la figura 8. También pueden colocarse sobre el nivel de la carretera e incluso en la masa del terraplén cuando 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 cuando sea posible deben colocarse únicamente en el terreno natural (Bragg y Zeigler, 1975).

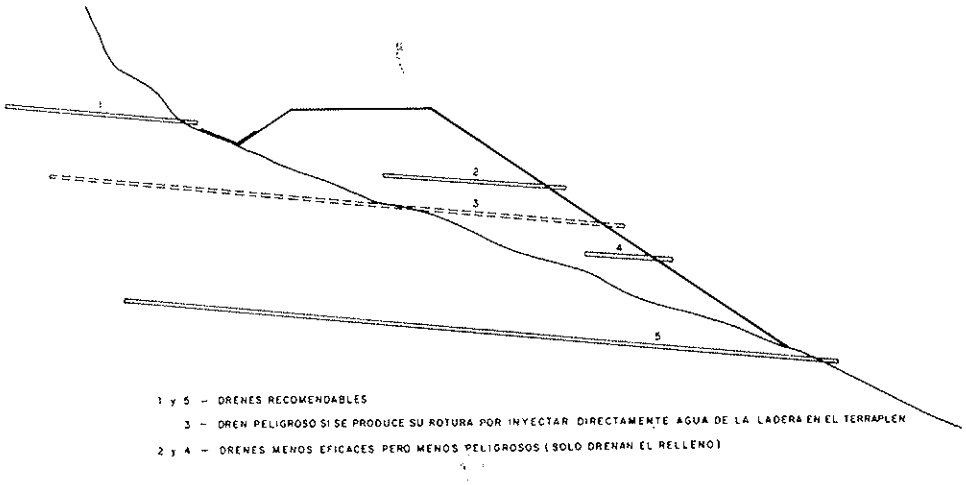


Figura 8. — Drenes horizontales o californianos.

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 disposición de elementos drenantes tanto verticales como horizontales suele ser muy conveniente.

Para ello se puede recurrir a construir pozos en los lugares apropiados (fig. 9), que se rellenan de material permeable con la adecuada protección contra arrastres, y dar salida al agua mediante drenes horizontales perforados 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. Puede procederse a la in-

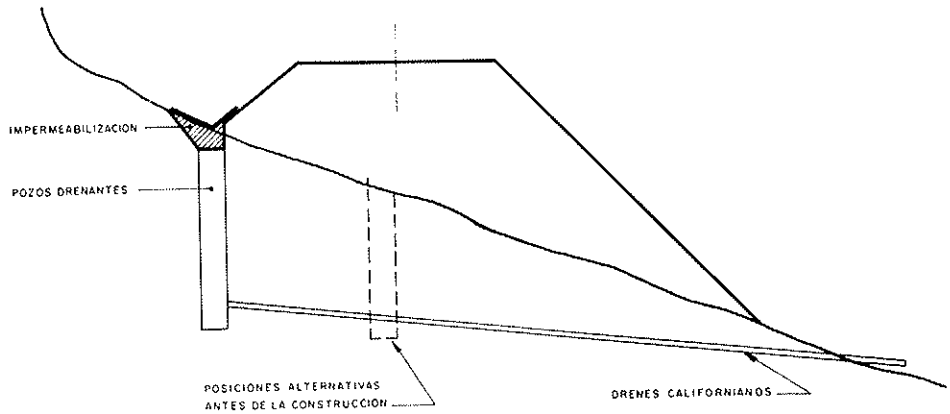


Figura 9. — Pozos filtrantes conectados con drenes californianos.

versa, haciendo primero la perforación horizontal y después el pozo en el lugar donde ha terminado la misma. Para ello existen hoy día en el mercado inclinómetros que son capaces de reproducir las desviaciones tanto en sentido vertical como horizontal; desconocemos, sin embargo, si los resultados son satisfactorios por la gran novedad de los mismos.

En zonas inestables puede ser muy conveniente emplear pilotes como elementos drenantes verticales por su facilidad y seguridad de ejecución. El problema es su reducido diámetro para alcanzarlos con los sondeos horizontales. Por ello, el autor, ha propuesto en alguna ocasión efectuar grupos de 3, o más pilotes que se den «sombra» en la dirección en que se va a efectuar la perforación. De esta forma se acertará con alguno de ellos por lo menos.

En California (Bragg, G. H. y Zeigler, T. W., 1975) 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 incluso a hacer a mano. Las pantallas drenantes así construidas se desaguan mediante drenes horizontales (uno cada 10 pozos como media) apuntando a las bases ensanchadas; según parece la operación se ha efectuado con éxito hasta distancias de unos 200 m.

Un procedimiento que se ha desarrollado también en España (fig. 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. El «cake» de 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 al 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 no se disponen elementos de protección contra los mismos generalmente.

2.3.2.3. Muros y otras medidas

La construcción de muros se sale fuera del tema que se pretende recoger en este trabajo. Sin embargo la descripción de posibles medidas a adoptar quedaría incompleta si no hiciéramos por lo menos una breve referencia a los mismos.

La aplicación de muros en carreteras se ha venido haciendo desde los orígenes de su construcción. Generalmente, sin embargo, había de contarse con un cimiento firme, ya que se trataba de elementos de contención normalmente rígidos. En los últimos años, se han desarrollado nuevos tipos de muros que admiten grandes deformaciones y que son, por tanto, muy adaptables aunque las condiciones de deformación del terreno sean desfavorables. Los tres tipos principales son los de tierra armada, los de gaviones y los celulares (crib walls), de los que se pueden ver unas aplicaciones en las figuras 11 y 12. Estos muros por su gran flexibilidad, especialmente los de los dos primeros tipos, 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 si no están cimentados en terreno firme.

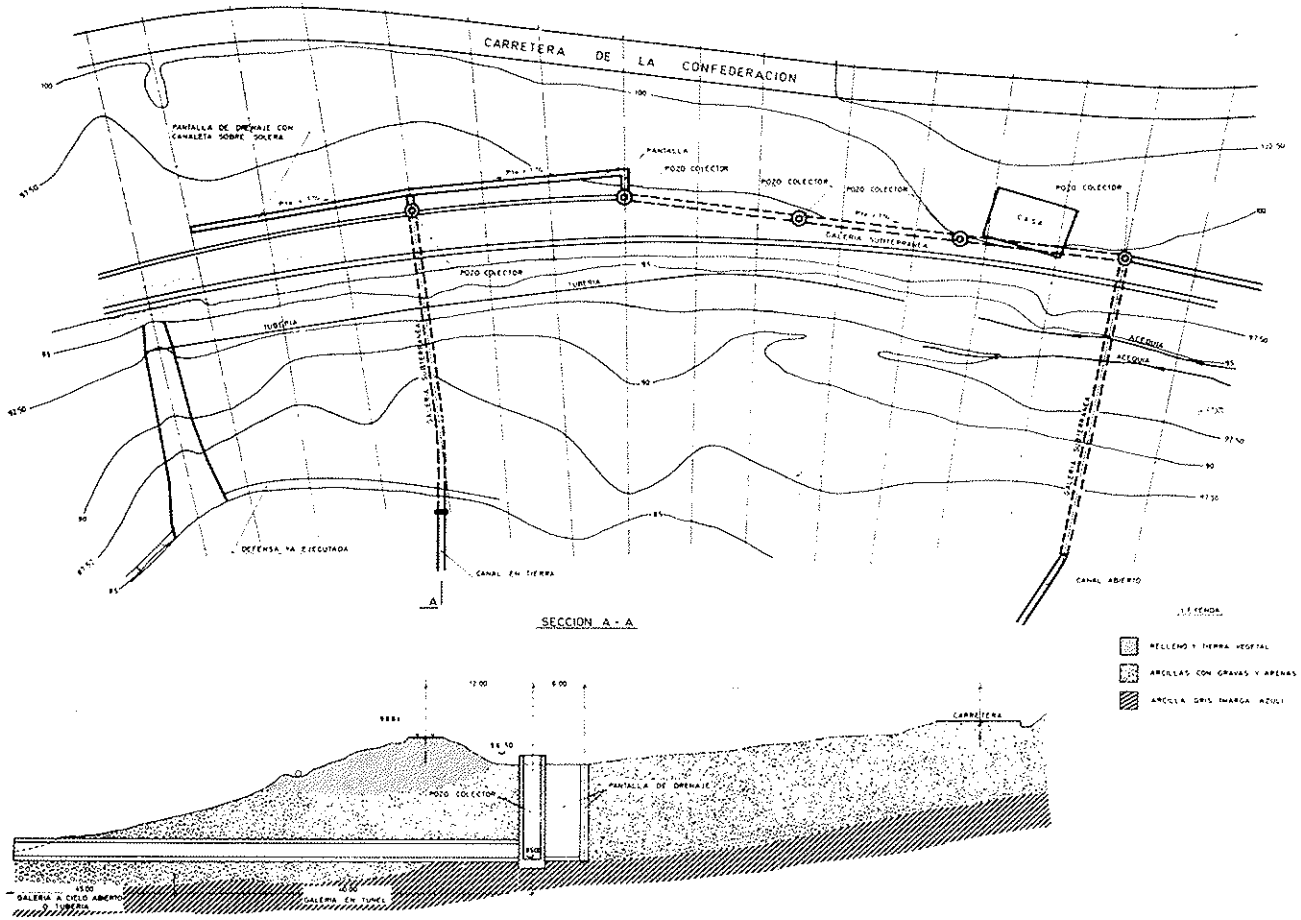


Figura 10.—Estabilización del terraplén del ferrocarril Córdoba-Málaga, P. K. 157, mediante galerías y pantallas continuas drenantes (cortesía de RENFE y KRONSA).

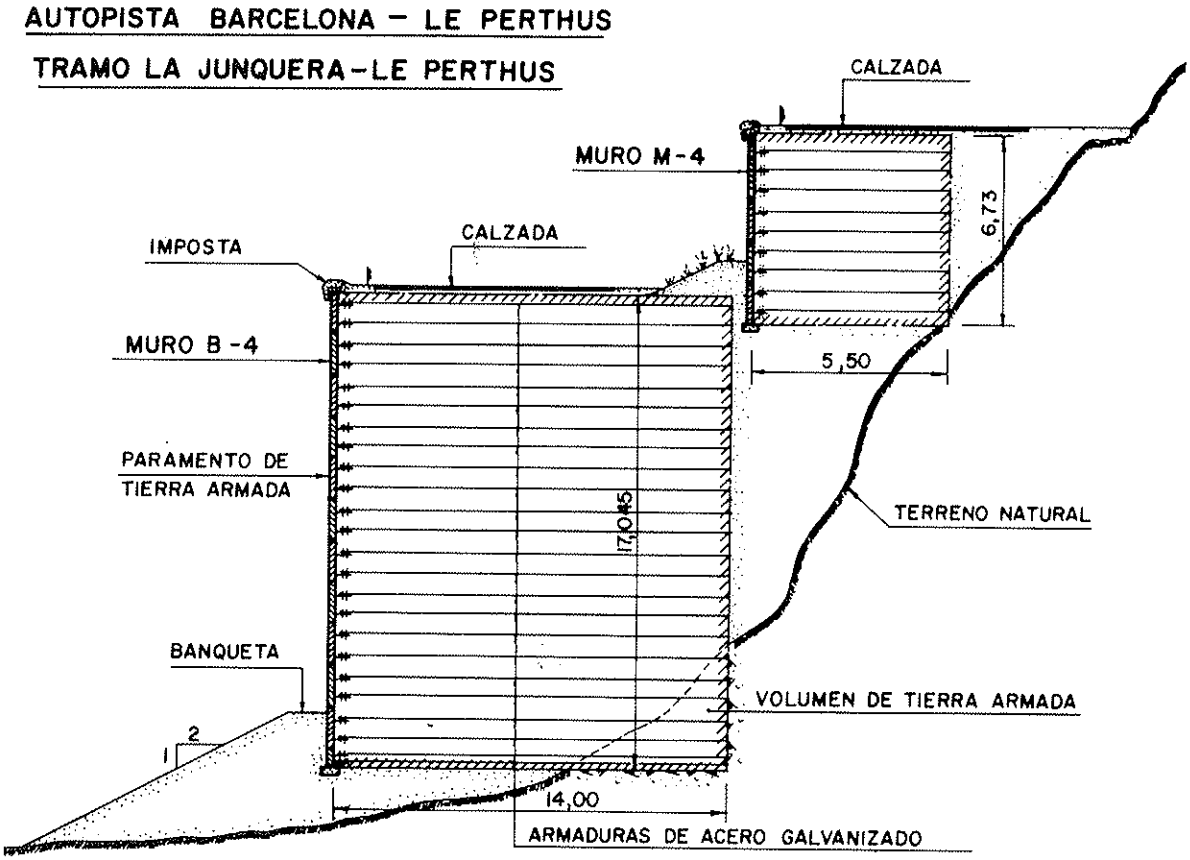


Figura 11. — Muros escalonados de tierra armada (cortesía de Tierra Armada, S. A.).

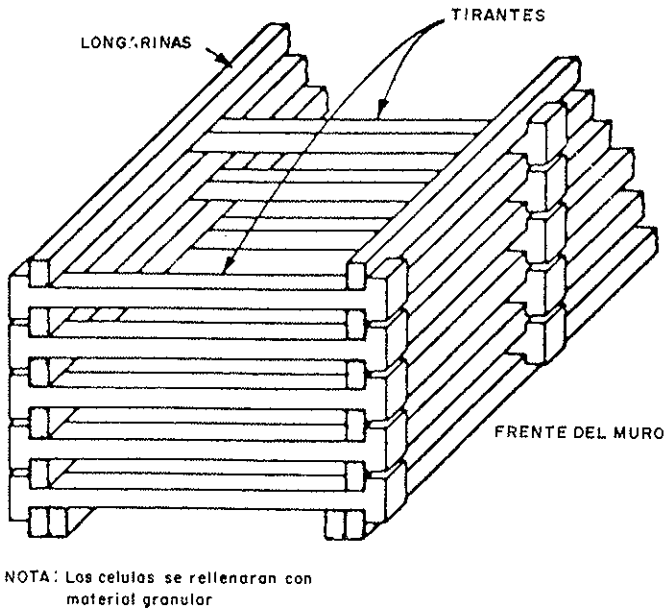


Figura 12. — Muro celular («crib wall») (Bowles, 1968).

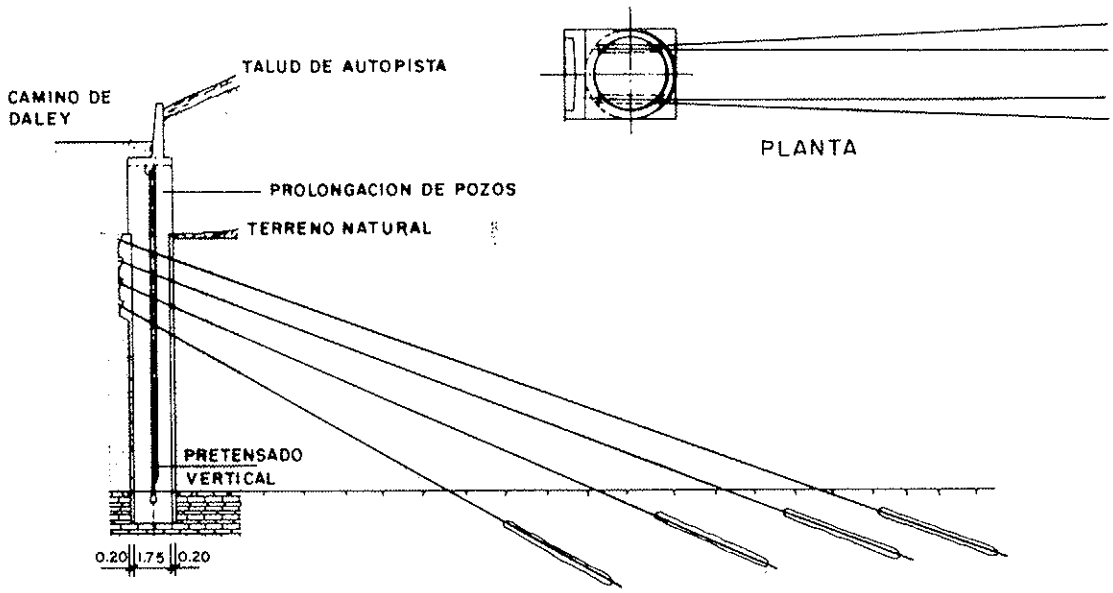


Figura 13. — Muro sobre pantalla de pozos anclados (autopista de Leman, Karakas, 1973).

Hay otros tipos de soluciones que pudiéramos llamar rígidas, como los muros o pantallas ancladas, que también se han desarrollado mucho en los últimos años; en las figuras 13 y 14 se ve una realización de este tipo en Suiza. A veces se recurre a la construcción de pilotes anclados o no, aunque esta solución es más frecuente como remedio para corrimientos ya iniciados.

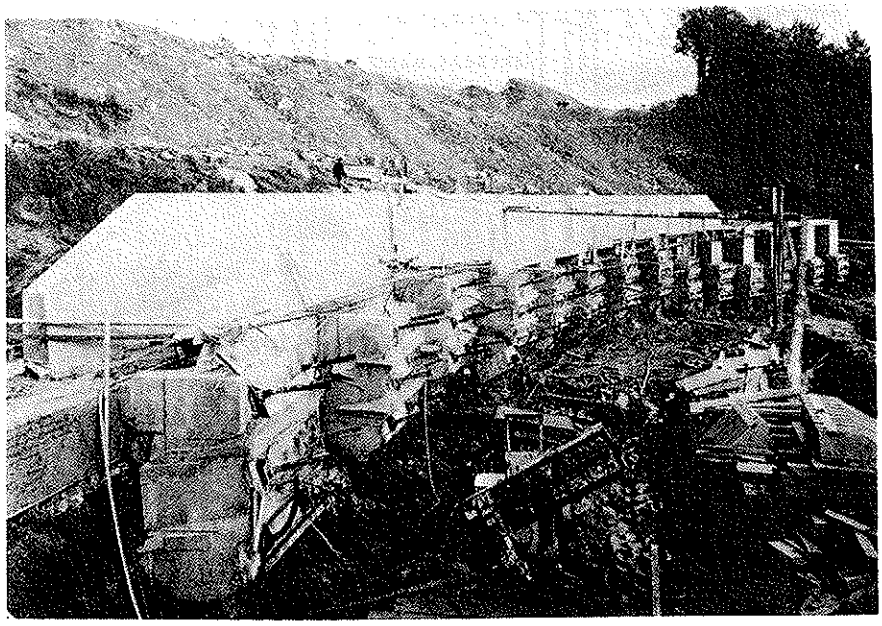


Figura 14. — Vista del mismo muro (Karakas, 1973).

En casos extremos de laderas muy empinadas se puede acudir a soluciones a base de estructuras rígidas, o mixtas, como la que se recoge en la figura 15 de la autopista Bilbao-Zaragoza, con la mitad de la calzada sobre muro de tierra armada y la otra mitad sobre estructura. Las soluciones de tipo estructura sobre laderas cubiertas de coluviones tienen el inconveniente de que sus pilas pueden quedar sujetas a enormes esfuerzos laterales si estos tienden a moverse. En la figura 16 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.

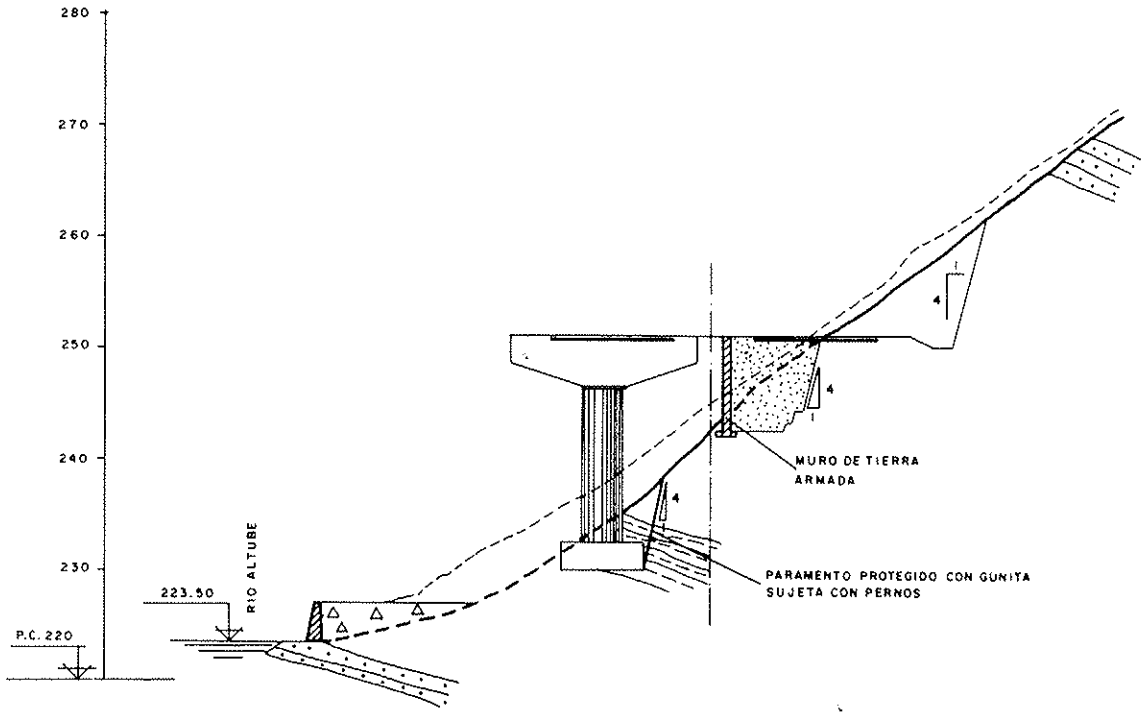


Figura 15.—Sección mixta en viaducto y tierra armada en la Autopista Bilbao-Zaragoza (cortesía de Autopista Vasco-Aragonesa Concesionaria Española).

2.4. Transiciones de desmonte a terraplén

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 bruscos; con determinados tipos de suelos el problema puede ser de hinchamientos en lugar de asientos. Por otra parte, las zonas de desmonte es corriente que aporten agua, que conviene recoger antes de que pase al terraplén.

Para cumplir la primera condición hay que hacer una transición por decirlo así acartelada, 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 metros.

Por otra parte, en la línea de paso se debe disponer un dren relativamente superficial que recoja las aguas que pudieran venir de la sección en 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 criterios análogos a los descritos en el apartado 2.3.2.1.

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, cuando se trate de la transición longitudinal de desmonte a terraplén, el abancalamiento, aunque suele recomendarse en algunos sitios, resulta muy discutible por no decir innecesario, ya que en general no existirá problema de estabilidad al quedar sujeto el contacto por el cuerpo del mismo terraplén.

En zonas donde las condiciones climatológicas sean tan desfavorables que exista peligro de la denominada acción de la helada (formación de lentejones de hielo), las precuaciones habrán de ser aún más severas y las transiciones muy suaves, debiendo hacerse un estudio especial al respecto para evitar movimientos diferenciales originados por la distinta susceptibilidad de los suelos a este fenómeno.

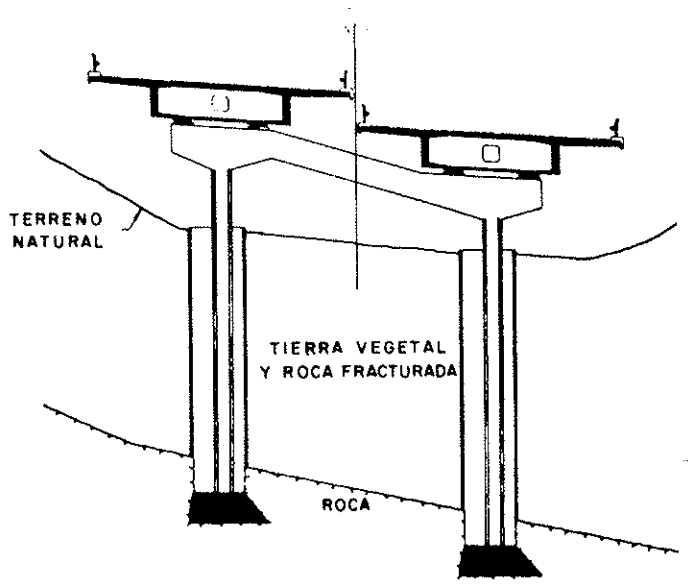


Figura 16. — Pozos de protección de los pilares contra corrimientos en Crau-Caulet (autopista de Léman). Roubakine y Monod, 1973).

3. MATERIALES

3.1. Clasificaciones generales de suelos y otros procedimientos clásicos de selección

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

Ha sido en U.S.A. 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 Officials), que fue originalmente propuesta por el Bureau of Public Roads. Esta clasificación divide los suelos de A-1 a A-7 y cada uno de estos grupos 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 los Cuerpos de Ingenieros de la U.S. Army. En ella se hace también una serie de divisiones según la granulometría y plasticidad de los suelos y se denomina cada uno por dos letras mayúsculas indicativas del material que predomina en la mezcla o alguna de sus características (por ejemplo, GC = grava arcillosa, SW = arena bien graduada, etcétera).

Por último, citaremos la de la Civil Aeronautics Administration (CAA) desarrollada para aeropuertos también en U.S.A.

No vamos a entrar a detallar estas clasificaciones que están descritas en casi todos los libros de texto. Queremos únicamente indicar que han sido punto de partida para establecer recomendaciones sobre las posibilidades de utilización de cada uno de los suelos que en las mismas se engloban, para los diferentes tipos de obras para que fueron establecidas. En las tablas I y II se dan las correspondientes a las dos primeras a que nos hemos referido para el caso concreto de carreteras que nos ocupa.

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 esta clase.

TABLA I

Clasificación de suelos de la AASHTO

Clasificación general	Materiales Granulares (menos del 35 % pasa por el tamiz número 200)							Materiales Limo-Arcillosos (Más del 35 % pasa por el tamiz n.° 200)			
Grupo	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.° 10 (2,0 mm) N.° 40 (0,425 mm) N.° 200 (0,075 mm)	50 máx. 30 máx. 15 máx.	50 máx. 25 máx.	51 mín. 10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa por el tamiz N.° 40 Límite líquido				40 máx.	41 mím.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín. (1)
Indice plasticidad	6 máx.		N.P.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
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 límite líquido menos 30.

TABLA II

Características de los suelos para carreteras según la Clasificación Unificada de Suelos (U.S. Army Eng., WES)

Divisiones principales		Símbolos		Valor como explanada cuando no sometido a la acción de helada	Características de drenaje	Densidad en seco T/m³ (max Proctor Modificado)	C.B.R. 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	d	Bueno a excelente	Aceptable a pobre	2,08-2,32	40-80
			u	Bueno	Pobre a prácticamente impermeable	1,92-2,24	20-40
		GC		Bueno	Pobre 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	d	Aceptable a bueno	Aceptable a pobre	1,92-2,16	20-40
			u	Aceptable	Pobre a prácticamente impermeable	1,68-2,08	10-20
		SC		Pobre a aceptable	Pobre a prácticamente impermeable	1,68-2,08	10-20
Suelos de grano fino	Limos y Arcillas LL < 50	ML		Pobre a aceptable	Aceptable a pobre	1,60-2,00	5-15
		CL		Pobre a aceptable	Prácticamente impermeable	1,60-2,00	5-15
		OL		Pobre	Pobre	1,44-1,68	4-8
	Limos y Arcillas LL > 50	MH		Pobre	Aceptable a pobre	1,28-1,60	4-8
		CH		Pobre a aceptable	Prácticamente impermeable	1,44-1,76	3-5
		OH		Pobre a muy pobre	Prácticamente impermeable	1,28-1,68	3-5
Suelos de estructura org.		Pt		Inaceptable	Aceptable a pobre	—	—

Algunas Administraciones de carreteras han concretado más el problema, especialmente en ciertos Estados de U.S.A. y han establecido especificaciones para aprobar o rechazar suelos basadas en las características granulométricas y plásticas, así como en la máxima densidad obtenida con el material al compactarlo 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 III 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 aportación en la mejora de la calidad de las obras de carreteras. 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 tratan debidamente. Además deben aplicarse solamente en las zonas para las que fueron concebidas.

3.2. Evolución de los sistemas de clasificación y selección

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

a) Que sea posible su puesta en obra en las debidas condiciones. 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 nos referiremos 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 asientos, cuando se trate de materiales húmedos, mal compactados o evolutivos, como los hinchamientos, cuando se empleen suelos expansivos sin cumplir las condiciones convenientes al caso.

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 hemos mencionado. Es preciso tener en cuenta también su estado de consistencia o lo que es lo mismo, 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 en cantera, la influencia en la misma de las condiciones meteorológicas durante su manejo y las posibilidades de aumentarla o disminuirla para su colocación.

Los criterios de utilización de suelos para la construcción de carreteras desarrollados en Inglaterra e introducidos en las últimas especificaciones oficiales (Department of Transport, 1976) responden esencialmente a las dos condiciones básicas anteriormente señaladas. De una manera muy sencilla y fijando el menor número posible de limitaciones, se establecen las condiciones que deben cumplir los suelos para su empleo en terraplenes. No se trata de una clasificación de suelos, sino, después de eliminar solamente los que no cumplan unas condiciones muy extremas, de suprimir aquellos materiales, cualquiera que sean sus características intrínsecas, con los que no sea posible cumplir las condiciones a) y b) a que nos hemos referido. En diversos epígrafes de este trabajo se describen los aspectos más interesantes de dichas especificaciones.

TABLA III

Resumen de las Especificaciones del Departamento de Carreteras del Estado de Ohio (1946) (Terzaghi y Peck, 1967)

Condición I Terraplenes hasta 3 metros de altura, no sometidos a inundaciones de larga duración		Condición II Terraplenes de más de 3 metros de altura, o sujetos a períodos largos de inundación	
Densidad seca máxima de laboratorio kg/m^3 (1)	Exigencias mínimas de compactación en el terreno (porcentaje de densidad seca de laboratorio)	Densidad seca máxima de laboratorio kg/m^3 (1)	Exigencias mínimas de compactación en el terreno (porcentaje de densidad seca de laboratorio)
1.439 y menos	(2)	1.519 y menos	(3)
1.440-1.649	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 1440 kg/m^3 se consideran inadecuados y no se deben utilizar en terraplenes.
(3) Los suelos con una densidad seca máxima menor de 1.520 kg/m^3 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 menos 9,0.

3.2.1. Clasificación francesa de suelos

En Francia (SETRA y LCPC, 1976) 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 después se hacen recomendaciones específicas sobre su utilización, según las condiciones meteorológicas en el cuerpo del terraplén y su coronación, así como sobre la forma en que deben compactarse. En los epígrafes sucesivos se irá haciendo referencia a este interesante trabajo, pero para ello comenzaremos por exponer a continuación 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 IV se ha reproducido un resumen de esta clasificación.

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

Por último, el grupo F incluye una serie de materiales que pudiéramos calificar de un tanto extraños, tales como los materiales putrescibles (tierras vegetales, deshechos industriales, turbas, etcétera), los materiales combustibles (estériles de hulla), los solubles (margas yesíferas) y los materiales contaminantes, como los lodos de decantación, residuos de enriquecimiento de minerales, escorias con fuerte contenido de azufre, etc.

Los grupos A y B, como hemos 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 n.° 200, estableciéndose la frontera en el 35 %. Este valor del 35 %, que coincide con el que emplea la clasificación AASHO, 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 tanto, 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 del contenido de agua con relación a la humedad óptima Proctor normal.
— CBR inmediato, es decir con su contenido de agua natural.
— Indice de consistencia I_c.

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

TABLA IV

Clasificación francesa de suelos

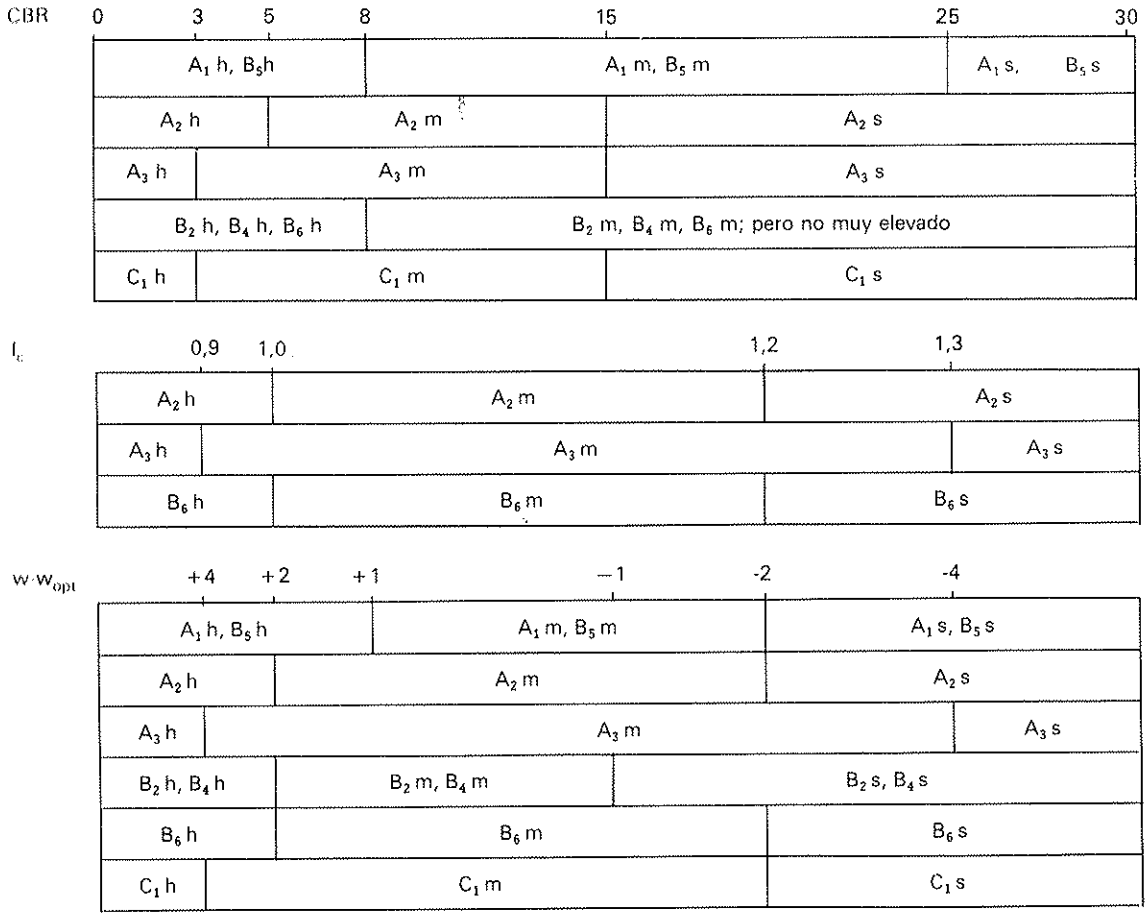
A Suelos finos	D < 50 mm Pasa por 80 μm > 35 %	I_p < 10			A_1
		10 < I_p < 20			A_2
		20 < I_p < 50			A_3
		I_p > 50			A_4
B Suelos arenosos y gravas con finos	D < 50 mm Pasa por 80 μm entre 5 y 35 %	Pasa por 80 μm entre 5 y 12 %	Retenido por 2 mm < 30 %	E,A*, > 35	B_1
				E,A, < 35	B_2
			Retenido por 2 mm > 30 %	E,A, > 25	B_3
				E,A, < 25	B_4
		Para por 80 μm entre 12 y 35 %	I_p < 10		B_5
			I_p > 10		B_6
C Suelos con elementos finos y gruesos	D > 50 mm. Pasa por 80 μm > 5 %	Pasa por 80 μm mucho			C_1
		Pasa por 80 μm poco	D < 250 mm		C_2
			D > 250 mm		C_3
D Suelos y rocas insensibles al agua	Pasa por 80 μm < 5 %	D < 50 mm	Retenido en 2 mm < 30 %		D_1
			Retenido en 2 mm > 30 %		D_2
		50 mm < D < 250 mm			D_3
		D > 250 mm			D_4
E Rocas Evolutivas	Materiales de estructura fina, frágil, sin arcilla o poco arcillosos. Ejemplo: creta, areniscas finas.				E_1
	Materiales de estructura gruesa, frágil, sin arcilla o poco arcillosos. Ejemplo: areniscas groseras, pudingas.				E_2
	Materiales arcillosos evolutivos. Ejemplo: margas, pizarras arcillosas, argilitas.				E_3
F	Materiales putrescibles, combustibles, solubles o contaminantes. Ejemplo: tierra vegetal, basuras, turbas, ciertas escombreras de minas, suelos salinos y yesosos, ciertas escorias, etc.				F

* Equivalente de arena.

La consideración de la influencia del contenido de agua no termina aquí, sino que, en los cuadros donde se describen 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 expondremos en el apartado 3.4.2.1.b.

TABLA V

Clasificación francesa de los suelos en húmedos (h), medios (m) y secos (s), según los valores del CBR, I_c y $w\text{-}w_{opt}$



Observaciones:

1) En los suelos A_1, y en los menos plásticos de A_2, así como en los B_2, B_4, B_5 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. (Esquema tipo preparado por J. Salas, 1976.)

3.3. Criterios generales para la utilización de materiales en la formación de terraplenes y pedraplenes

En los terraplenes y pedraplenes se distinguen tres zonas:

— Cimiento: Formado por aquella parte del terraplén o pedraplén que está por debajo de la superficie original del terreno y capas inferiores.

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

—Coronación: Formada por la parte superior del macizo. Se supone que la coronación comprende un espesor de por lo menos 0,60 m por debajo del nivel de asiento de la sub-base, 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 cuando 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 cuando se trate de rellenos de gran altura cuyas zonas inferiores quedan sometidas a fuertes tensiones.

Más que limitaciones absolutas el ingeniero, por tanto, lo que debe tener 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 préstamos.

En los apartados siguientes trataremos separadamente los terraplenes de los pedraplenes.

3.4. Características de los materiales para la formación del núcleo y cimiento de terraplenes

En el apartado 3.3. hemos indicado que se deben de imponer el mínimo de limitaciones absolutas en cuanto a lo que pudiéramos llamar características intrínsecas del material. Por otra parte en 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 en las debidas condiciones.

—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

Habrá que empezar por explicar qué entendemos por características intrínsecas de un material, expresión que es muy ambigua. Nos referimos al hablar en estos términos a las características granulométricas y plásticas de los suelos, así como a su contenido en materia orgánica y compuestos salinos; incluiremos en las mismas, aunque ya hablando con menos propiedad, a la densidad maxima del material compactado con una energía determinada, que en general será la Proctor Normal.

Evidentemente, con sólo la granulometría y plasticidad no pueden definirse convenientemente las propiedades importantes de un suelo, como son su deformabilidad, resistencia al corte y expansividad; pero sí puede tenerse una idea genérica sobre la magnitud de las mismas. Por ello, es fre-

cuente utilizarlas como términos de referencia para establecer limitaciones con cierta lógica. En cambio, los límites inferiores de densidad que se establecen en algunas especificaciones, pueden conducir a rechazar materiales perfectamente utilizables. Es cierto, sin embargo, que las arcillas, en términos generales, cuanto menores densidades dan, peores características suelen presentar. Pero a pesar de ello, no consideramos aconsejable establecer limitaciones relativas a densidades, salvo cuando se trate de zonas o materiales muy específicos.

En las normas británicas (Department of Transport, 1976), en lo que a las características intrínsecas del suelo se refiere, se definen como materiales inaceptables, aparte de los claramente inadmisibles, como son las turbas, terrenos de marismas y otros productos de este tipo, solamente las arcillas con un límite líquido mayor de 90 y/o un índice de plasticidad superior a 65.

Esta limitación se comprende que es de una amplitud tal que deja entrar la mayor parte de los suelos que pudiéramos llamar 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 límites, 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.

En Gran Bretaña 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 veranos de años secos sufren problemas de agrietamientos). Por ello parece que, en climas como el nuestro, debe moderarse el criterio, al menos en las capas de coronación, que son las más afectadas por este fenómeno.

Las recomendaciones francesas (SETRA y LCPC, 1976), basadas en la clasificación que hemos resumido en el apartado 3.2.1., 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 haremos referencia exclusivamente a las limitaciones absolutas más notables que en cuanto a material en sí establecen.

Pues bien, si se observa el cuadro resumen de la tabla VIII 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_4: arcillas y margas muy plásticas con un índice $IP > 50$. La postura se justifica indicando: «Suelos a la vez muy difíciles de trabajar y en los que su utilización acarrearía grandes riesgos de retracción-hinchamiento y de estabilidad». Un IP de 50 supone para arcillas un límite líquido máximo, muy próximo a 90, pero de todas formas la condición es más excluyente que la británica anteriormente mencionada. También se rechazan otros tipos de suelo, pero cuando las condiciones de humedad no son adecuadas, como veremos más adelante.

En las mismas recomendaciones se trata también el problema de los suelos con materia orgánica y salinos. En lo que se refiere a la materia orgánica son muy tolerantes, ya que para el cimiento y núcleo admiten contenidos de materia orgánica de hasta el 10% en terraplenes de altura pequeña o mediana (hasta unos 10 m).

Entre los materiales solubles se refieren al yeso, desaconsejando la utilización de los suelos que contengan más de un 20 % de SO_4Ca. El problema de los yesos en los terraplenes, prescindiendo

de los fenómenos de agresividad al hormigón, depende de sus posibilidades de disolución, ligadas a filtraciones, niveles freáticos, condiciones climatológicas y grado de impermeabilización, así como de las características de los suelos que los acompañan. A estos efectos, debe tenerse en cuenta que, con frecuencia, los yesos van asociados con arcillas de malas características, ya sea por su propia naturaleza de origen o porque hayan sido transformadas por los mismos sulfatos. Resulta por tanto difícil admitir limitaciones de carácter tan general como la citada.

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 las mismas en el epígrafe correspondiente.

En U.S.A., como es sabido, cada Estado tiene sus propias especificaciones que responden a las características de los materiales y climáticas de la región.

Las más generales son las de la AASHTO (anteriormente ASSHO) que en su Especificación M 57-64 (1974), después de indicar que los materiales deben de estar libres de cantidades perjudiciales de materia orgánica, tal como hojas, hierbas, raíces y productos residuales, dice lo siguiente:

—«Terraplenes de 15 m o más de altura: Se deben usar materiales clasificados en los grupos A-1, A-2-4, A-2-5 o A-3 (ver tabla I de este trabajo) cuando se disponga de ellos y se compactarán por lo menos al 95% de la densidad máxima AASHTO T 99 (Proctor Normal). Si no se dispone de materiales de este tipo y es preciso utilizar materiales de los grupos A-2-6, A-2-7, A-4, A-5, A-6 ó A-7, se dedicará una especial atención al proyecto y construcción del terraplén.»

—«Terraplenes de menos de 15 m de altura: Se deben usar materiales clasificados en los grupos A-1, A-2-4, A-2-5 o A-3 (ver tabla I de este trabajo) cuando se disponga de ellos y se compactarán por lo menos al 95% de la densidad máxima AASHTO T 99 (Proctor Normal). Se pueden utilizar materiales clasificados en los grupos A-2-6, A-2-7, A-4, A-5, A-6 o A-7 si se aplica una atención especial a la compactación durante la construcción para obtener más del 95% de la densidad máxima AASHTO T 99 (Proctor Normal).»

Como se ve, no se establecen exclusiones absolutas, pero se especifican precauciones especiales cuando los suelos no pertenecen a los grupos que se recomiendan. Se hace mayor hincapié para los terraplenes de más de 15 m de altura donde se matiza más duramente la redacción de la especificación.

Hay que tener en cuenta, también, que la existencia de normas concretas en cada Estado, en cierto modo libera las responsabilidades de los servicios centrales, que incluso parece lógico adopten la postura de establecer el mínimo de exclusiones.

Estas especificaciones se extienden a los materiales de coronación, según veremos en el apartado 3.5.1.b.

Las limitaciones a que hemos hecho referencia en este apartado no son independientes de las que se van a tratar en los sucesivos, que se refieren a las dificultades constructivas y de comportamiento de la obra; por el contrario, su razón de ser es precisamente evitar la utilización de materiales que conduzcan a las mismas. Parece, sin embargo, lógico considerarlas en primer lugar y se-

paradamente, ya que constituyen, por así decirlo, la esencia de ellas y el primer tratamiento genérico para evitar los problemas que sucesivamente podrían derivarse.

3.4.2. Limitaciones por razón de las dificultades de puesta en obra

3.4.2.1. Suelos con exceso de humedad

El problema más importante de las obras de movimiento de tierras 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 épocas de lluvia, 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 el 15 %; la solución es por tanto evidentemente 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 suelen estar demasiado húmedos en cantera. Se comprende, por tanto, que las posturas no deberán ser las mismas en toda la geografía 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 proporción excesiva de humedad 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, extendido y compactación; por ejemplo, haciendo las labores de extracción 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 y peso de maquinaria de movimiento de tierras a emplear, pues no hay razón para suponer que siempre será posible recurrir a los equipos más pesados de construcción 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 material granular, puede conducir a resultados satisfactorios si se

previene 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 oficialmente en diversos países (U.S.A., Francia y Suiza, por ejemplo).

—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 a modo de ondas de levantamiento al paso de la maquinaria, que dificulta considerablemente su puesta en obra.

a) Criterios e investigaciones en Inglaterra. Uno de los países más típicos en cuanto a condiciones de humedad adversas para la ejecución del movimiento de tierras es Inglaterra, donde han efectuado estudios detenidos sobre este problema que vamos a comentar.

Ya hemos mencionado en el apartado 3.4.1. la limitación que establecen sobre la plasticidad del suelo. Además clasifican como inadecuados aquellos materiales que tengan un contenido de humedad superior al máximo permitido en el contrato, a menos que el ingeniero autorice lo contrario. Pero a estos efectos, en las «Notas para Guía» anejas a las Especificaciones (Department of Transport, 1976) dicen lo siguiente:

«Es vital, si se quiere hacer el mejor uso posible de los materiales disponibles, que los límites superiores de contenido de humedad se escojan con mucho cuidado y sean realistas para evitar el despilfarro de los recursos naturales que podría originarse si los límites son 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 Report LR406 (Farrar, 1971) describe un estudio de laboratorio para el uso de materiales de relleno 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 en la etapa de proyecto cuando se consideran los límites superiores de humedad de suelos cohesivos incluyen la altura del terraplén, la cantidad de asiento que se puede tolerar, la inclinación de los taludes y la posibilidad de colocar capas intermedias de drenaje que sean efectivas. Dependiendo de las circunstancias particulares del contrato, puede ser recomendable la adopción de materiales más secos o más fuertes en el metro superior del terraplén.»

«Para contenidos de humedad más elevados se restringe la gama de tipos de maquinaria que se puede utilizar en el movimiento de tierras. Sin embargo, esto no debe inhibir 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, entonces es la 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 las máquinas más pesadas existentes.»

«Para materiales granulares bien graduados y para uniformemente graduados, un límite superior apropiado para el contenido de humedad es probable que sea el correspondiente a la humedad óptima determinada por el ensayo BS1377 (Proctor Normal) más un máximo del 1,5%. Este valor debe considerarse solamente como una guía para el valor realmente a considerar en el contrato, que debe tener en cuenta los efectos de las variaciones estacionales y climáticas.»

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

En los últimos estudios efectuados por el Transport and Road Research Laboratory (Farrar y Darley, 1975) se recogen los datos obtenidos al respecto en U.S.A. y se completan con los procedentes de sus propias investigaciones. Para las condiciones requeridas por la maquinaria sobre orugas, se da como resultado la tabla VI obtenida como producto de las investigaciones de la U.S. Waterways Experiment Station (WES). 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 también la mal denominada cohesión precisa (resistencia a esfuerzo cortante sin consolidación ni drenaje) determinada mediante un penetrómetro de cono.

Los estudios del TRRL se han ocupado de las posibilidades de utilización de traíllas sobre neumáticos. Como ensayo de referencia utilizan la profundidad de la huella dejada por una sola pasada de la traílla (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:

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

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

TABLA VI

Condiciones límites de un relleno cohesivo para el trabajo de equipo sobre orugas, según la Waterways Experiment Station (U.S.A.) (datos tomados de Farrar y Darley, 1975)

Tipo de equipo	Condiciones para el trabajo del equipo	
	Máximo de la relación: Contenido de humedad / Límite plástico (1)	Cohesión mínima (kg/cm^2) (2)
Bulldozer pequeño (7 Tn) con oruga ancha	1,60-1,65	0,20
Bulldozer pequeño (7 Tn) con oruga estándar	1,45-1,50	0,30
Bulldozer grande (38 Tn) con oruga ancha	1,45-1,55	0,30
Bulldozer grande (38 Tn) con oruga estándar	1,40-1,45	0,35

(1) Demostrado solamente para suelos conteniendo más del 60% de limo más arcilla.
(2) Demostrado solamente para suelos conteniendo más del 90% de limo más arcilla.

—Prof. 200 mm. Daño grave a la explanada. Las traíllas es probable que precisen asistencia para maniobrar y descargar.

—Prof. 300 mm. Las traíllas pueden precisar asistencia en caminos horizontales.

La operación con «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 es económico llevar tipos alternativos de maquinaria.

Para cada una de las profundidades de huella señaladas han determinado la resistencia a esfuerzo cortante del suelo por medio del ensayo del molinete («vane test» de diseño especial). También han obtenido las correspondientes relaciones humedad-límite plástico. Combinando todos estos datos llegan a la tabla VII. Como se ve en dicha tabla, se mencionan dos tipos de traíllas: ligeras o pesadas. Dentro de cada tipo se relacionan dos tipos de operación, según se han definido 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 corte con el molinete.

Hay que tener en cuenta para al interpretación de esta tabla que la humedad a que se refiere es la de puesta en obra y no la de cantera. Se indica en la citada publicación como en época de verano, en Inglaterra se observó en una obra de un terraplén que se construía a razón de un metro por semana, que la relación humedad-límite plástico era 0,2 puntos 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 lo tanto, puede ser posible considerar adecuados suelos con humedades en cantera superiores a las de la tabla, especialmente con las condiciones climáticas predominantes en nuestro país. En el apartado 5.4.4.2,b, describiremos un procedimiento desarrollado por el TRRL para controlar la humedad admisible por un simple ensayo de compactación muy rápido de ejecutar y práctico para obra.

Con los datos presentados es posible definir, entre qué límites la maquinaria resulta operativa. Sin embargo, estableciendo valores extremos solamente, no es posible estimar el encarecimiento que supone la utilización de maquinaria con humedades crecientes. Este es el paso que se está intentando dar ahora con algunas investigaciones llevadas a cabo por el TRRL (1975). De los escasos datos que de dicho estudio disponemos se ha sacado la figura 17, que da la relación entre la velocidad de la traílla y la profundidad media de la huella a lo largo del camino utilizado para el transporte. Por medio de esta relación se puede estimar la variación del coste del movimiento de tierras a lo largo de un camino de 1 km de longitud, obteniéndose la curva que se presenta en la figura 18. Este resultado se basa solamente en la variación de velocidad durante el transporte, suponiendo constantes los restantes elementos de las operaciones de movimientos de tierras. Como se ve en la curva, el coste así estimado puede casi doblarse cuando las condiciones del suelo en los caminos de transporte se deterioran de forma que las profundidades de la huella llegan hasta los 100 mm.

El problema de los suelos demasiado húmedos preocupa de tal modo a los ingleses que han llegado incluso a hacer obras en plan de ensayo empleando cintas transportadoras (Lewis y Parsons, 1973), según parece con resultados satisfactorios. Este tipo de solución, aún poco experimentada, presenta además ventajas para la protección del medio ambiente, al evitar en zonas relativamente habitadas el ruido y polvo de los medios de transporte; su aplicación está especialmente in-

TABLA VII

Condiciones límites para el trabajo de traíllas en rellenos cohesivos, según determinados grados de eficacia (Datos del TRRL según Farrar y Darley, 1975)

	Máximo de la relación Humedad/Límite plástico (1) (2)		Resistencia al corte mínima con el molinete («Vane») kg/cm² (1)
	50 % o más de limo y arcilla	menos del 50 % de limo y arcilla	
Traíllas remolcadas y pequeñas (menos de 15 metros cúbicos)			
Operación con «máx. eficacia»	1,1	0,9	1,40
Operación «posible»	1,3	1,2	0,60
Traíllas motorizadas medias y grandes (más de 15 m³)			
Operación con «máx. eficacia»	1,0	0,9	1,70
Operación «posible»	1,2	1,1	1,00

(1) Estos límites no se han demostrado para suelos conteniendo más del 10% de partículas mayores de 20 mm.

(2) Límite plástico obtenido por el método descrito en BS 1377 con material secado al aire pasando por el tamiz BS425 µm.

dicada cuando, por ejemplo, hay que transportar un gran volumen de préstamos desde una cantera hasta el lado opuesto de una zona urbana.

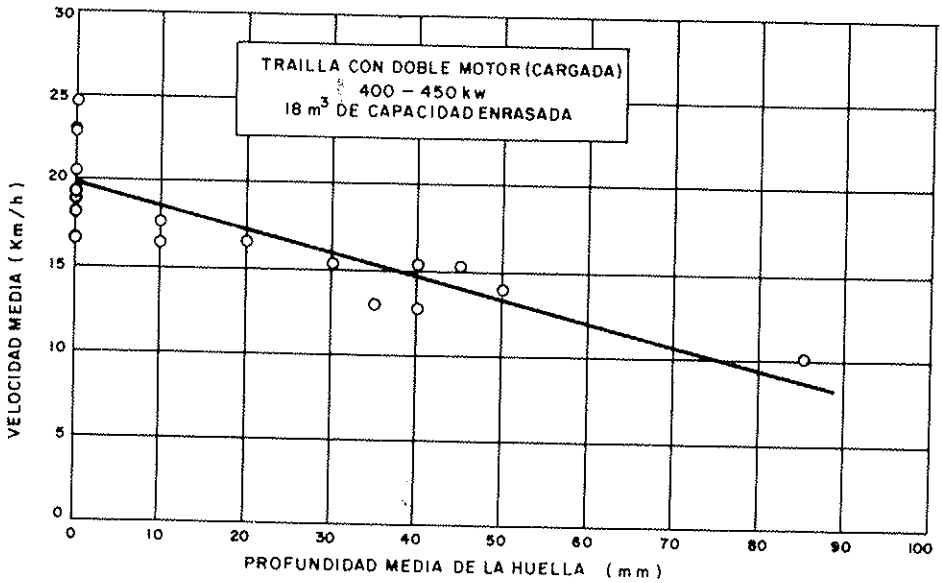


Figura 17. — Relación entre la velocidad de transporte y la profundidad media de la huella de la rueda (todas las velocidades corregidas a gradiente nulo).

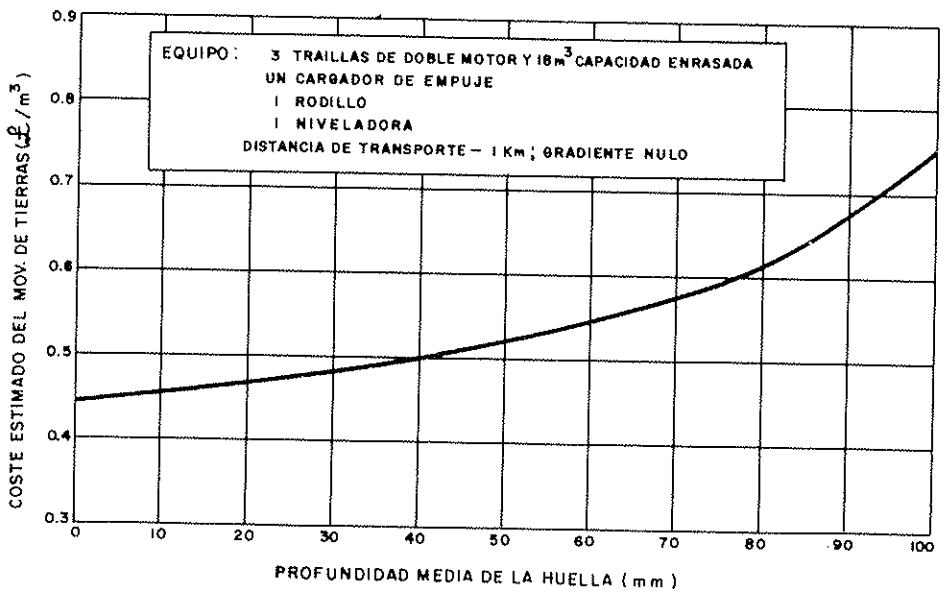


Figura 18. — Efecto de las variaciones de la profundidad de la huella en la pista de transporte, en el coste estimado del movimiento de tierras (condiciones constantes en las áreas de desmonte y terraplén).

TABLA VIII

Cuadro resumen de las recomendaciones francesas para la utilización de materiales en núcleo de terraplenes

		EWTRCH
A_1h	+	NO
	=	0 0 1 2 3 0
	—	1 1 0 2 3 2 0 0 1 2 3 0
A_1m	++	NO
	+	2 0 0 2 3 2
	=	0 0 0 2 2 0
	—	0 0 0 2 1 0 0 3 0 2 2 0
A_1s	++	NO
	+	0 0 0 2 2 0
	=	0 0 0 1 1 0
	—	0 3 0 2 2 0

		EWTRCH
B_1 ; B_2		Ver D
B_2h B_4h	+	NO
	=	0 0 4 0 2 2 0 0 1 2 2 0
	—	1 1 0 2 2 0
B_2m B_4m	+	NO
	=	0 0 0 2 2 0
	—	0 0 0 2 2 0
B_2s B_4s	++	NO
	+	0 0 0 2 2 0
	= o —	0 0 0 2 1 0 0 3 0 2 2 0
B_4i		3 2 0 0 2 0

B_5		Ver A_1

		EWTRCH
C_1h		NO
C_1m	++	NO
	+	2 0 3 0 2 2
	=	0 0 3 0 2 0
	—	0 0 3 0 1 0
C_1s	++	NO
	+	0 0 3 0 1 2
	=	0 0 3 0 1 2
	—	NO

		EWTRCH
D_1		0 0 0 0 2 0
D_2		0 0 0 0 2 0
D_3		0 0 0 0 2 0
D_4		0 0 3 0 2 0

A_2h	++	NO
	+	0 0 2 2 3 0
	=	0 0 2 2 3 0 0 0 4 0 3 1
	—	1 1 0 2 3 1 0 0 2 2 2 0
A_2m	++	NO
	+	2 0 0 2 2 2
	=	0 0 0 2 2 0
	—	0 0 0 2 1 0
A_2s	++	NO
	+	0 0 0 2 2 0
	=	0 0 0 2 1 0
	—	0 0 0 1 1 0

B_6h	+	NO
	=	0 0 4 0 3 2 0 0 2 2 3 0
	—	1 1 0 2 3 2 0 0 2 2 2 0
B_6m	+	NO
	=	0 0 0 2 2 0
	—	0 0 0 2 1 0
B_6s	++	NO
	+	0 0 0 2 2 0
	=	0 0 0 2 1 0
	—	0 0 0 1 1 0 0 3 0 2 2 0

C_2h	+	NO
	=	0 0 0 0 2 2
	—	0 0 0 0 2 2
C_2m	++	NO
	+	0 0 0 0 2 2
	=	0 0 0 0 2 0
	—	0 0 0 0 1 0
C_2s	++	NO
	+	0 0 0 0 1 2
	=	0 3 0 0 1 2
	—	0 3 0 0 1 2

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
	—	2 0 0 2 3 1 0 1 0 2 3 1 0 0 4 0 2 2 0 0 1 2 2 0
CRd	+	NO
	=	0 0 1 2 2 0
	—	0 0 1 2 2 0

A_3h	+	NO
	=	0 0 2 2 2 0
	—	1 1 0 2 2 1 0 0 2 2 2 0
A_3m	++	NO
	+	2 0 0 2 2 2
	=	0 0 0 2 1 2
	—	0 0 0 2 1 2
A_3s	++	NO
	+	0 0 0 2 1 2
	=	1 0 0 1 1 2
	—	1 0 0 1 1 2

A_4		NO

C_3h	+	NO
	=	0 0 3 0 2 2
	—	0 0 3 0 2 2
C_3m	++	NO
	+	0 0 3 0 2 2
	=	0 0 3 0 2 0
	—	0 0 3 0 1 0
C_3s	++	NO
	+	0 0 3 0 1 2
	=	0 3 3 0 1 2
	—	0 3 3 0 1 2

b) Recomendaciones francesas para todo tipo de suelos. Las recomendaciones francesas (SETRA y LCPC, 1976), se basan en la clasificación de suelos que hemos resumido en el apartado 2.3.1.

Como allí indicamos, cada tipo de suelo se subdivide en otros tres con las letras: s, m, h, según su grado de humedad en el momento de la extracción para su puesta en obra. Se incluyen, por tanto, no solamente los suelos húmedos, sino también los demasiado secos a los que haremos 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 el contenido de agua tiene tendencia a variar según dichas condiciones.

Partiendo de cada tipo de suelo, estado de humedad y tendencia a variar del mismo, han preparado una serie de tablas indicando las condiciones de puesta en obra que deben respetarse para obtener unos rellenos de calidad normal utilizando las técnicas de ejecución que pueden considerarse corrientes. En la tabla VIII se da un resumen codificado de estas recomendaciones, según figura en la publicación original.

La interpretación de los restantes símbolos que aparecen en la tabla VIII 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 el contenido de agua:

1. Reducción por aireación.
2. Oreo por almacenamiento provisional.
3. Riego.

T. Tratamiento o técnica de mejora.

1. Tratamiento del suelo en general con un reactivo o ligante cualquiera, incluida la cal.
2. Caso particular del tratamiento sólo con cal.
3. Eliminación de los elementos superiores a 500 mm.
4. Sandwich con otro material.

R. Extendido. Un tongada delgada puede tener un espesor de 15 a 30 cm, una tongada media, de 25 a 50 cm.

1. Tongadas delgadas.
2. Tongadas delgadas o medias.

C. Compactación (véase el epígrafe 5.4.2.b 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 del relleno.

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

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

3.4.2.2. Suelos muy secos

Los suelos muy secos, desde el punto de vista constructivo, que es el que en este apartado nos ocupa, pueden presentar dos tipos de dificultades. 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 grado de desmenuzamiento y densidad deseados.

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

Independientemente de dicho aspecto, 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 formar una masa suficientemente compacta que no se degrade con el paso del tiempo. Jiménez Salas (1976) propone denominar «glebas» a los materiales constituidos por terrones, haciendo así uso de la conocida expresión «siervos de la gleba». En su trabajo resume unos estudios de Davis et al (1973) sobre la materia. Según estos autores, la compactación se retarda cuando la relación P/R (siendo, P, la compresión isótropa 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 la oclusión de aire en los macroporos y entonces es preciso vencer no sólo la resistencia a la deformación de los terrenos, 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 muchos 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 VIII.

3.4.3. Limitaciones por razones de estabilidad y deformabilidad

En condiciones normales, no es frecuente que un suelo haya de ser rechazado para su utilización en la construcción de 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 se presentan 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.

Todos estos temas serán tratados en el epígrafe 4 correspondiente al proyecto de terraplenes, ya que la calidad del material a aceptar está directamente relacionada con el diseño de la obra.

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

3.5. Materiales para la coronación de terraplenes

3.5.1. Criterios en diversos países

En epígrafes anteriores ya hemos 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 soportan son muy claras y convincentes. En algunos sitios se ha llegado, sin embargo, prácticamente a imponer la utilización de lo que en España se denomina «explanada mejorada». Los materiales seleccionados a utilizar deben entonces cumplir una serie de condiciones granulométricas y plásticas bastante estrictas, que a veces exigen recurrir a distancias de transporte de importancia con el consiguiente encarecimiento de la obra. Este punto es el que origina polémicas y discrepancias y por ello vamos a recoger las opiniones que rigen en algunos países sobre el particular.

a) Gran Bretaña. En este país, a pesar de que sufre un clima esencialmente húmedo, algunos sectores se muestran flexibles ante imposiciones generalizadas de este tipo. En la Memoria presentada por dicho país al Congreso Mundial de Carreteras de Praga (Bridle et al., 1971) se dice lo siguiente:

«Normalmente, la compactación refuerza suficientemente los materiales in situ para que no haya necesidad de estabilizar de ningún otro modo las capas superiores de los terraplenes»... «Algunos ingenieros han especificado la calidad del material que debería entrar en las capas superiores, pero en ciertos casos esto no hace más que aumentar el precio a causa de la limitación impuesta a la programación del terraplenado.»

Hay que tener en cuenta, sin embargo, que en dicho país la acción de la helada impone un espesor mínimo de materiales no susceptibles a la misma de 450 mm, que puede anular en parte los beneficios derivados de una mejora en el índice CBR de la explanada, como también se comenta en el trabajo citado.

En las nuevas Especificaciones británicas (Ministry of Transport, 1976), en el capítulo 600 correspondiente a obras de tierra, no se hace referencia a la necesidad de utilizar materiales de superior calidad en la coronación. Sin embargo, en evitación de los daños que puede producir el tráfico de construcción se dice lo siguiente:

«Si el contratista desea continuar utilizando la superficie de los terraplenes por la maquinaria de construcción antes de hacer el refino de la plataforma, debe elevar y mantener el área entre los extremos de cualquier vía de circulación, incluyendo cualquier reserva central y arcenes tratados, hasta un nivel no inferior a 150 mm sobre el de la explanada, sobre el cual se permitirá la utilización de la maquinaria de construcción, pero cualquier daño causado, deberá ser reparado convenientemente por el contratista.»

En las «Notas de Guía» que complementan dichas Especificaciones se hacen diversas referencias al tema: Así, al hablar de la utilización de suelos húmedos, al final del párrafo ya reproducido en 3.4.2.1.a, se dice: «Dependiendo de las circunstancias particulares del contrato, puede ser recomendable la adopción de materiales más secos o fuertes en el metro superior del terraplén.»

También se indica en otro lugar: «...es esencial que la plataforma una vez terminada no quede indebidamente expuesta a las condiciones atmosféricas. La cláusula (de tratamiento final de esta capa) está prevista para fomentar la colocación de la subclase o la base, inmediatamente después de terminar la compactación final. Sin embargo, donde esto sea impracticable se puede colocar una membrana de protección.» También se habla de la pulverización de productos bituminosos. Más adelante se advierte, sin embargo, que el uso de membranas de plástico sobre suelos cohesivos puede provocar la ascensión capilar del agua y su condensación, por lo que deberá considerarse previamente si realmente resultará ventajosa su utilización.

Arrow Smith (1971), hace algunos comentarios sobre los inconvenientes que origina el exigir la elevación de los terraplenes en 150 mm más, a que hacen alusión las especificaciones británicas (y la correspondiente en desmontes), diciendo lo siguiente:

«...la responsabilidad de proporcionar el exceso de terraplén y una capa protectora en los desmontes, se coloca claramente sobre el contratista. Este exceso de relleno debe ser provisto por el contratista a base de sus propios elementos. Si hay una escasez de material para relleno en el contrato, tendrá que importarlo para sustituir el material adecuado de los desmontes que de este modo se convierte en inadecuado.»

En las mismas «Notas de Guía», en un capítulo adicional sobre proyecto estructural de firmes no tratado en las Especificaciones sobre movimiento de tierras, se hacen unos comentarios más concretos sobre el uso de materiales seleccionados en coronación que traducimos a continuación, pues complementan muy bien los anteriores criterios:

«Donde la resistencia de la explanada sea baja y se requiera normalmente una subbase gruesa, se pueden hacer algunas economías utilizando un material seleccionado para formar la coronación.

TABLA IX

Espesores de material seleccionado según las Especificaciones Británicas («Notes for Guidance». Supplement N.° 1, 1978)

Categoría de Tráfico (msa)*	Valor mínimo del CBR del relleno seleccionado, %	Flexible							Rígido
		CBR del terreno de apoyo							
		Menos de 2	2	3	4	5	6	7	Menos de 2
		Espesor mínimo de relleno seleccionado (mm)							
25 msa o más	15	650	500	350	260	200	140	100	250
Entre 6 y 25 msa	15	590	440	310	220	170	110	—	250
Entre 2 y 6 msa	10	550	400	270	190	140	—	—	250

* Millones de ejes estándar («millions standard axes»).

Es poco probable que la utilización de material seleccionado conduzca a economías cuando el valor de proyecto del CBR de la explanada normal sea relativamente alto o si el material seleccionado tiene un CBR de proyecto inferior al 10 %. La tabla IX de este trabajo) se ha preparado para cubrir las circunstancias más probables y relaciona las cargas de tráfico, el CBR de la capa de suelo de soporte, el CBR del material seleccionado y el espesor de la capa de material seleccionado.»

«...Si los parámetros de proyecto caen fuera de los límites de la tabla IX, se deberá hacer un dimensionamiento especial para asegurar la estabilidad de la capa de coronación («capping layer») que debe tener en todo caso un espesor no inferior a 100 mm.» A continuación se ofrece la solución alternativa de recurrir a una estabilización con cal o cemento.

b) Estados Unidos En este país, como ya indicamos en el apartado 3.4.1., cada Estado tiene 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 («subgrades») dice la M 57-64 (1974) lo siguiente:

«Se deben usar materiales clasificados en los grupos A-1, A-2-4, A-2-5 ó A-3 (ver tabla I de este trabajo) cuando se disponga de ellos y se compactarán al 100 % de la densidad máxima AASHTO T-99 (Proctor Normal). Se pueden utilizar materiales de los grupos A-2-6, A-2-7, A-4, A-5, A-6 ó A-7 si se compactan a no menos del 95 % de la densidad máxima y 95 % de la humedad óptima AASHTO T 99 (Proctor Normal).»

Obsérvese que no se establecen exclusiones absolutas, pero se añade la obligación de compactar con una humedad mínima cuando los suelos no son los recomendables. Por lo demás, son también aplicables los comentarios hechos en 3.4.1. sobre la influencia de la existencia de especificaciones en cada Estado.

c) Suiza En la tabla XV 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 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 se rechazan los suelos CH para la infraestructura. Debe tenerse en cuenta que el contenido de agua correspondiente a los valores fijados para los ensayos citados debe ser lo más próximo posible al Optimo Proctor Normal (ver también tabla XVI y epígrafe 5.4.4.3.2.).

d) 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 nos hemos referido en el epígrafe 3.2.1. Estas recomendaciones se resumen en forma codificada en la tabla X.

En dicha tabla, además de los tipos de suelos y su grado de 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 3.4.2.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 reactivo o ligante, cualquiera que sea.
5. Empleo de un textil.
6. Impermeabilización de superficie.

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

1. Plataforma de buena capacidad de carga e insensible al agua (pero pudiendo plantear problemas de perfilado o traficabilidad).

2. Plataforma en materiales sensibles al agua, de buena capacidad de carga en el momento de la puesta en obra de la coronación y sin riesgo de aumentar su contenido de humedad por las aguas del macizo subyacente.

3. Plataforma en material sensible al agua, de buena capacidad de carga a la puesta en obra de la capa de 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 de carga reducida.

H. Espesor total de la coronación.

1. Es posible la utilización de una capa delgada (20 a 25 cm).

2. Capa de espesor medio, por lo menos (de 35 a 40 o incluso 50 cm).

3. Capa gruesa necesaria (de 50 a 80 cm).

De la observación de la tabla resumen se deduce que, con la mayor parte de los suelos, si se quieren utilizar en la capa de coronación, se recomienda algún tipo de tratamiento. Unicamente se admite el empleo sin tratamiento alguno (T = 0) en los suelos granulares tipo D2 y D3, 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 que pasa por el tamiz de 80 μm, que son suelos y rocas insensibles al agua. Se incluyen también en el mismo grupo los suelos B_3 con finos (80 μm) comprendidos entre el 5 y el 12 %, no plásticos, es decir, gravas limosas.

Con una impermeabilización de superficie y si la explanada cumple ciertas condiciones, se admiten los suelos B_4m y B_4s, gravas poco arcillosas (con un porcentaje que pasa por el tamiz 80 μm comprendido entre el 5 y el 12 % y más de un 30 % superior a los 2 mm) y los C_2m y C_2s, que contienen pocos finos (menos del 10 al 20 % según la granulometría del material que pasa por el tamiz 80 μm) y con un tamaño máximo inferior a los 250 mm; incluye este tipo de suelos los aluviones gruesos, arcillas con cantos, algunos coluviones, morrenas, rocas alteradas, etc.

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

TABLA X

Cuadro resumen de las recomendaciones francesas para la utilización de materiales en la coronación de terraplenes

		T P H
A_1, A_2, B_1	+	NO
	=	1 2 1
	y	1 3 2
	—	1 4 3
A_3, A_4		NO
B_2, B_4h, B_4i no lavado, B_6	+	NO
	=	1 2 1
	y	1 3 2
	—	1 4 3
B_4m, B_4s	+	NO
	=	6 2 2
	y	1 2 1
	—	1 3 2
		1 4 3
C_1, C_2h, C_3		NO
C_2m, C_2s	+	NO
	=	6 2 2
	y —	
D_1, B_1		1 1 1
		1 2 1
		1 3 2
		1 4 3

		T H P
D_2, B_2, B_4i lavado		0 1 1
		0 2 3
		6 2 1
		5 2 2
		1 2 1
		0 3 3
		5 3 2
		1 3 2
		0 4 3
		5 4 2
		1 4 2
D_3		0 1 2
		0 2 3
		5 2 2
		0 3 3
		5 3 2
		0 4 3
		5 4 2
D_4		NO
CRa	+	NO
	=	1 2 1
	y	1 3 2
	—	1 4 3

3.5.2. Comentarios sobre las diversas tendencias existentes y su aplicación en España

a) **Casos generales.** Las condiciones climatológicas en nuestro país varían desde muy húmedas en la parte norte, hasta casi desérticas en la zona sur de Levante. Parece, por tanto, que los criterios que se establezcan deberán ser muy flexibles.

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

El poder disponer en coronación de un material lo más insensible al agua que sea factible 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 mejora de calidad correspondiente. 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 alternancias

recogidas de la experiencia de otros países en los epígrafes anteriores; entre ellas, la inglesa, pudiera resultar orientativa para zonas con climatología análoga.

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 de la cuestión, ha de hacerse un estudio económico comparativo teniendo en cuenta que, cuando la resistencia de la explanada es reducida, suele resultar más favorable intercalar una capa de material seleccionado para la coronación que recurrir a una subbase muy gruesa. Por el contrario, cuando la resistencia de la explanada es relativamente alta, es poco probable que resulte económicamente ventajoso intercalar una capa de material seleccionado. Tampoco es probable que resulte económicamente ventajoso intercalar materiales seleccionados con un CBR inferior a 10.

Para determinar el espesor conveniente de la explanada mejorada puede servir de orientación la Tabla IX (con las disposiciones complementarias del último párrafo de 3.5.1.a), tomada de las especificaciones inglesas o la X de las francesas.

Un tipo de material muy apropiado como material seleccionado para la coronación, si resulta económicamente aceptable, es el que cumpla las siguientes condiciones:

% pasa tamiz 80 mm	100 %
% pasa tamiz 0,080 UNE	25 %
Límite líquido	<30
Indice de plasticidad	<10
Materia orgánica	exento
Indice CBR	>10
Hinchamiento en ensayo CBR	nulo

b) **Arcillas expansivas.** En España, además de las razones constructivas y posible reducción del espesor de firme, hay otro factor a tener en cuenta para decidir sobre el tratamiento de la coronación, en cierto modo ligado al último citado, que es la posible presencia de arcillas expansivas.

Las arcillas expansivas cuando están a suficiente distancia del firme, no pueden causar daños importantes (prescindiendo aquí de su efecto en los taludes); las razones son dos. Por un lado, el peso del material y firme situados encima impiden el hinchamiento, por lo menos en parte. Por otro, aún suponiendo que todavía se produzca un cierto levantamiento, los movimientos diferenciales, que son los que perturban la rodadura del firme, quedan muy aminorados. Un procedimiento, por tanto, para controlar los efectos de las arcillas expansivas consistirá en colocar en coronación un espesor conveniente de materiales no expansivos.

La determinación de este espesor puede hacerse utilizando el edómetro de succión controlada (Escario, 1967, 1969 y Escario y Saez, 1973) u otros procedimientos relativamente elaborados existentes para el estudio de arcillas expansivas.

Como orientación para determinar el espesor de coronación conveniente desde este punto de vista, Terzaghi y Peck (1967), consideran que, si efectuando un ensayo de hinchamiento en un edómetro normal con una sobrecarga igual al peso de dicho espesor de suelo más el firme, el

AUTOPISTA VASCO – ARAGONESA **TRAMO: LOGROÑO – CALAHORRA**

SOBRECARGA 0,4 kg/cm² L.L. = 37,1 L.P. = 19,2 I.P. = 17,9 PASA # 200 = 98 %

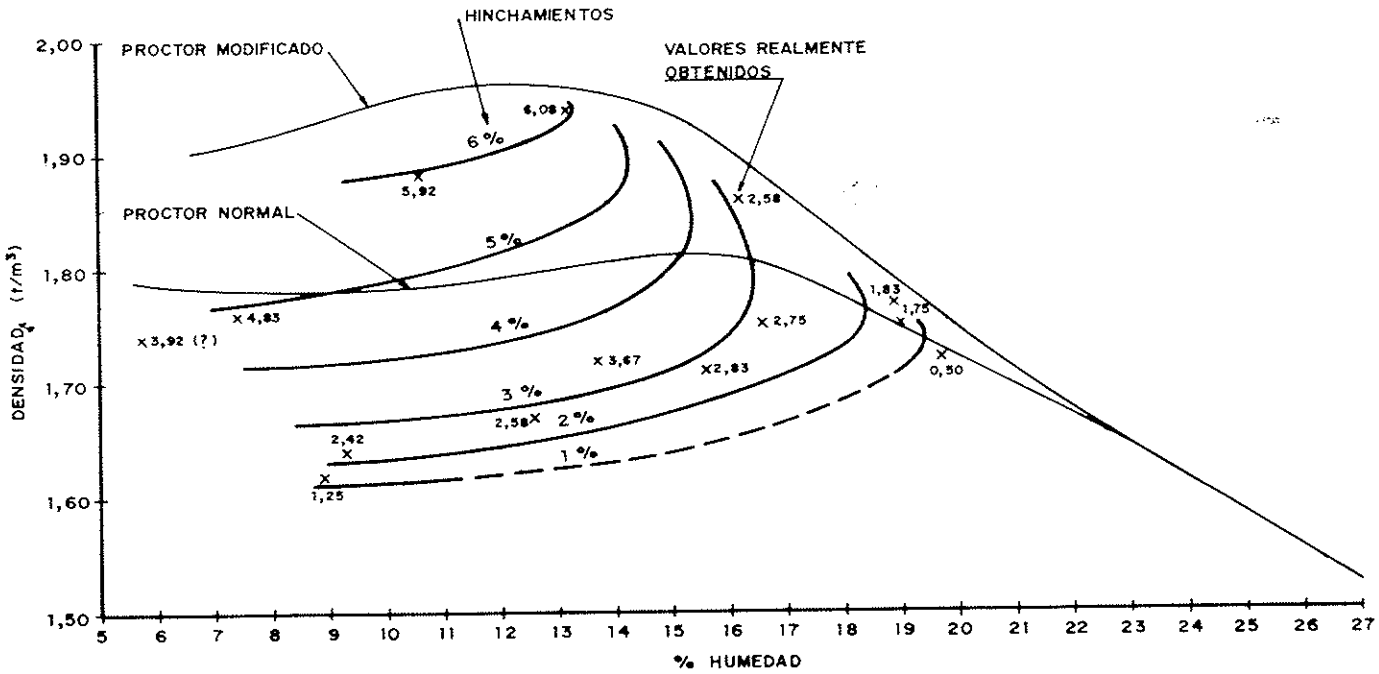


Figura 19a. — Curvas de igual hinchamiento en el edómetro según las condiciones iniciales de densidad y humedad. Sobrecarga = 0,4 kg/cm².

AUTOPISTA VASCO – ARAGONESA TRAMO: LOGROÑO – CALAHORRA

SOBRECARGA 0,2 kg/cm² L.L. = 37,1 L.P. = 19,2 I.P. = 17,9 PASA # 200 = 98 %

NOTA: Resultados obtenidos descargando despues de obtenido el hinchamiento a 0,4 kg/cm².
Algunos ensayos realizados directamente con 0,2 kg/cm² dieron hinchamientos superiores hasta en 1%

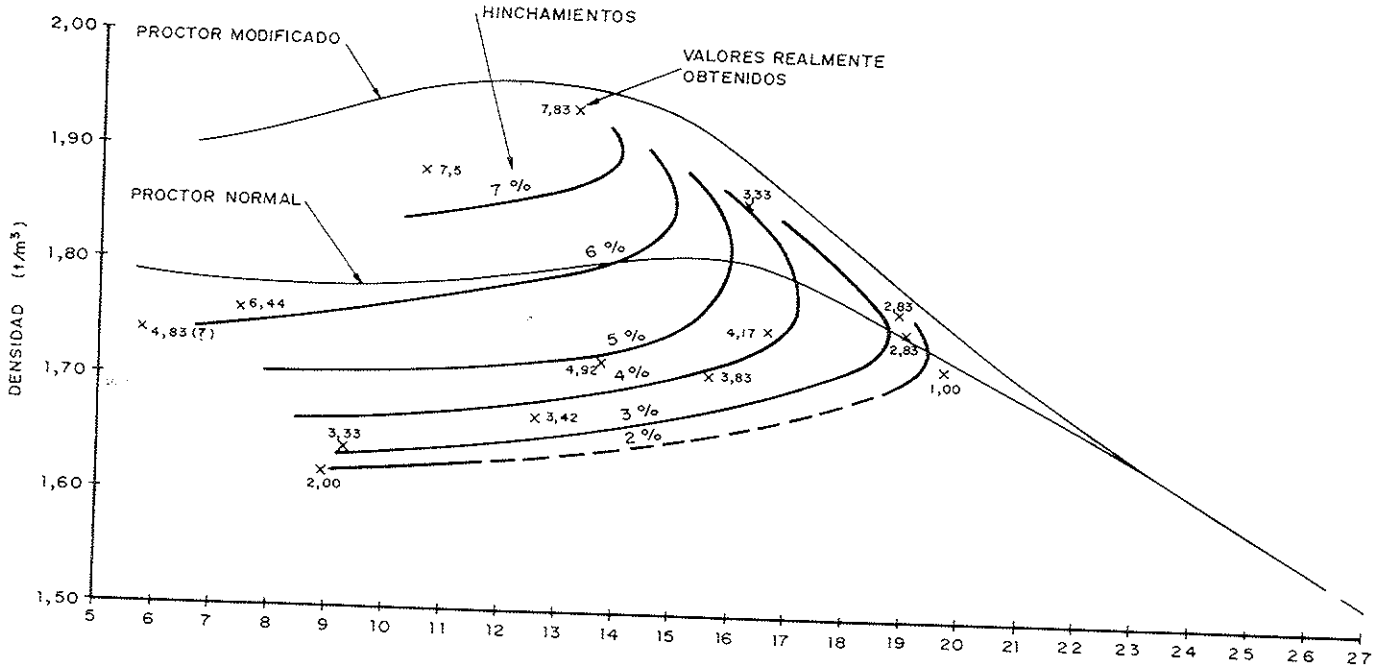


Figura 19b. – Curvas de igual hinchamiento en el edómetro según las condiciones iniciales de densidad y humedad. Sobrecarga = 0,2 kg/cm².

aumento de volumen es superior a un 5 %, es probable que el relleno no se comporte debidamente. La muestra para efectuar el ensayo debe de prepararse en las mismas condiciones de densidad y humedad previstas para el terraplén.

En la figura 19 se han representado los resultados obtenidos efectuando una serie de ensayos de este tipo (Escario, 1976) con arcillas del Mioceno para la Autopista Vasco-Aragonesa (Tramo Logroño-Calahorra) para sobrecargas de 2,0 y 4,0 T/m² (1,0 a 2,0 m, aproximadamente, de sobrecarga total encima). Con haces de curvas como estos es fácil fijar las condiciones de densidad y humedad convenientes para no sobrepasar los tantos por cientos de hinchamiento que se estimen oportunos.

En la figura 20 se han reproducido una serie de curvas análogas (Jiménez Salas, 1955) para una arcilla de Morón. En este caso, sin embargo, la sobrecarga es de solamente 0,7 T/m², es decir que los hinchamientos son prácticamente libres.

En el Estado de Colorado (U.S.A.) se recomienda, tanto para terraplenes como para desmontes, dejar un espesor de materiales que no vayan a originar hinchamientos que varía con el índice de plasticidad de acuerdo con la tabla XI (Snethen et al., 1975). Estos materiales que se colocan en coronación cuando el terraplén sea de arcillas expansivas, deben de ser suficientemente impermeables para evitar la acumulación de agua en el contacto con el material expansivo, ya que pudiera provocar aumentos de volumen.

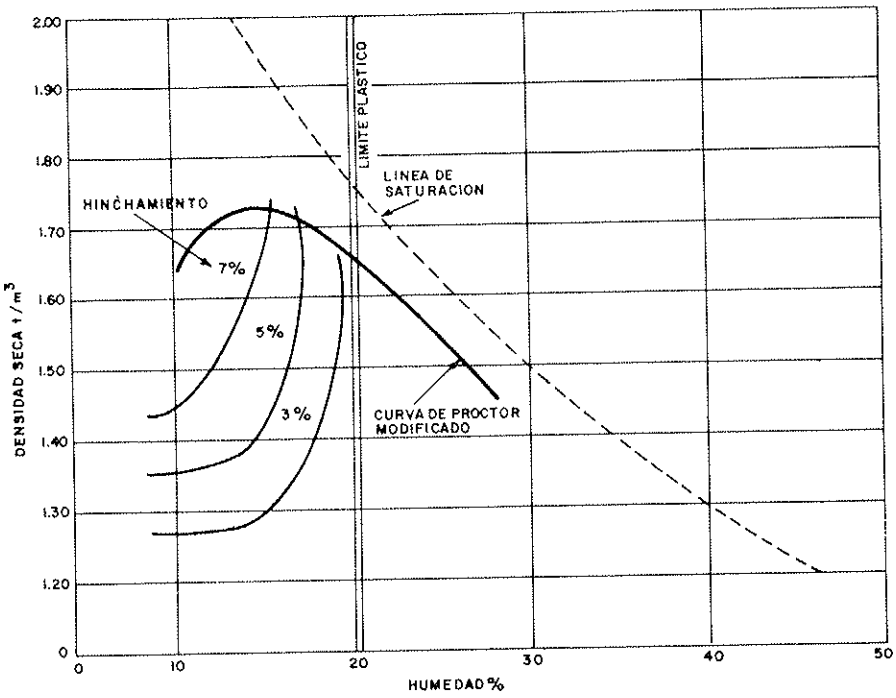


Figura 20. — Influencia de la humedad y densidad iniciales en el hinchamiento, bajo una carga de 0,7 T/m², de una arcilla de Morón (Jiménez Salas, 1955).

En algunos Estados de U.S.A. se ha utilizado en ocasiones el mismo material compactado con la densidad y humedad apropiadas para que no produzca hinchamiento. Concretamente la tabla XI supone se emplea el mismo suelo. Esto es más frecuente en el caso de desmontes, cuando se excava y recompacta un cierto espesor de material. Si no se dispone de los ensayos precisos para determinar la humedad y densidad para estos fines, puede seguirse el criterio de no compactar excesivamente, quedándose, por ejemplo, en no menos del 93 % ni más del 96 % de la densidad máxima Proctor Normal; la humedad de compactación deberá ser no inferior a la óptima. Este tipo de solución evidentemente presenta sus dificultades prácticas y deberá en todo caso comprobarse en obra que es posible compactar entre las densidades y con la humedad señaladas.

Los criterios expuestos deberán revisarse convenientemente en caso de que se recurra a procedimientos especiales para el tratamiento de esta clase de suelos, tales como estabilizaciones con cal, utilización de membranas impermeables, etc., soluciones que se salen fuera del tema que estamos desarrollando.

TABLA XI

Recomendaciones del Estado de Colorado para determinar la profundidad de tratamiento de desmontes y coronación de terraplenes en arcillas expansivas.

Carreteras principales

Indice de Plasticidad	Profundidad de tratamiento (m)
10-20	0,60
20-30	0,90
30-40	1,20
40-50	1,50
>50	1,80

Carreteras secundarias

Indice de Plasticidad	Profundidad de tratamiento (m)
10-30	0,60
30-50	0,90
>50	1,20

3.6. Características de los materiales para la formación de 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 todo el mundo sabe lo que es un terraplén. Hay sin embargo muchos casos intermedios que no corresponden claramente a ninguna de las dos categorías y durante muchos años se ha tratado artificiosamente de establecer límites entre uno u otro tipo de construcción. Se han impuesto para ello una serie de condiciones para poder denominar pedraplén a un relleno, estableciendo limitaciones a la roca que lo constituye en cuanto a su dureza inalterabilidad y granulometría. Así, por ejemplo, HRB, 1971, define como material para pedraplén el que contiene más de un 25 a 35 % en peso superior a 19 mm.

Este tipo de limitaciones tiene una cierta justificación en el caso de construcción de presas, ya que el temor a los daños que se originan por su rotura y las catástrofes a que pueden dar lugar han mentalizado a los proyectistas y constructores de las mismas con un espíritu conservador. Aún así, desde hace ya bastantes años la tendencia en presas de materiales sueltos es a 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 canteras de materiales que pudiéramos llamar no tradicionales, si para conseguir escolleras de muy buena calidad fuera preciso recurrir a distancias de transporte importantes (Gómez Laa y Romero, 1976). Veamos a estos efectos lo que dicen Sherard et al (1963):

«Se pueden construir secciones de presas de escollera con casi cualquier tipo de roca en la gama entre rocas duras 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. Hay, sin embargo, un aspecto que quizá en cierto modo pueda considerarse más sensible, que es el de los asientos que puedan originarse. El peligro de un pedraplén construido con materiales relativamente blandos se basa principalmente en su posible evolución con el tiempo, si no se han triturado hasta formar una masa de suelo; en efecto, aunque al terminar la obra la estructura pueda ser prácticamente indeformable, con el tiempo 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, pero por su mayor dificultad de predicción es aún más peligroso, si, aunque la roca no sea blanda, se meteoriza o reblandece progresivamente perdiendo su resistencia.

Por todo lo expuesto dividiremos 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

Evidentemente este es el grupo más fácil de tratar, lo cual no quiere decir que no deban tomarse las debidas precauciones a tiempo.

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 con relación al de un material de granulometría uniforme, los asientos que se originarán durante y después de la

construcción serán menores. Los asientos, en efecto, se deben a dos causas; por un lado, a los finos que quedan interpuestos en los contactos entre los gruesos y, por otro, 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 5.3.

La granulometría de la roca que se obtiene de un cantera 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 importante cerciorarse de que el contratista va a emplear el sistema de voladuras adecuado antes de que comience la extracción, con objeto de disponer del producto óptimo 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; en efecto, la predicción de los resultados en la fase de proyecto es muy 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 pueden surgir.

Si por cualquier circunstancia se dispusiera de un material con una granulometría uniforme o bien con un exceso de finos, no debe inferirse que no puede ser utilizado, aunque no constituya un material ideal.

El tamaño máximo de las partículas suele limitarse a los dos tercios del espesor de las tongadas a compactar. Pueden admitirse bolos aislados de mayor tamaño en la forma y condiciones que se describen en el apartado 5.3. Pero en ningún caso (Ministry of Transportation, Ontario 1976) 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 cuando se trate de pedraplenes de pequeña altura.

3.6.3. Rocas blandas y evolutivas

Se puede decir que este tipo de rocas 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 procesos avanzados de meteorización. Se comprende que la temática que presentan estos materiales es compleja y que las medidas a adoptar en cada caso dependerán de las características de las rocas a tratar.

El problema básico, como hemos indicado anteriormente, es que, si se han dejado huecos, con el tiempo pueden producirse asientos al degradarse las partículas que forman el esqueleto. Además, puede producirse una disminución de la resistencia de esfuerzo cortante de la masa en su conjunto, 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 comprende bajo esta denominación) puede ser de dos clases. Uno mecánico consistente en la degradación durante el manejo y

compactación y posteriormente a lo largo de la vida de la obra. El otro físico-químico, consistente en un cambio de la composición del material como consecuencia de la meteorización.

De los procesos mecánicos, el de degradación durante la construcción debe de fomentarse al máximo hasta convertir al material si fuera posible en un auténtico suelo, salvo en algunos casos especiales como son las cretas (materiales rocosos con más del 95 % del CO_3Ca) con contenidos de agua elevados.

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 hemos 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 IV. En la tabla XII se ha reproducido una traducción completa de la clasificación particular de este grupo. Como se ve, el subgrupo E_1 comprende esencialmente las cretas, que divide en diversas categorías según su densidad y contenido de humedad. El E_2 comprende las areniscas gruesas frágiles sin casi arcilla, que evolucionan hacia materiales poco sensibles al agua. Por fin, el E_3 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 abundantee en la naturaleza.

Para los materiales E_1 se dan soluciones concretas que se resumen en forma codificada en la tabla VIII. En cambio para los E_2 y E_3 se indica simplemente que están en estudio, lo que refleja las dificultades que presenta hacer unas recomendaciones adecuadas a su utilización. La realidad es que tanto los E_2 como los E_3 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; como consecuencia no se gana en experiencia al ritmo debido.

Con todos estos tipos de materiales 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 fuera factible alcanzar 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.

Jiménez Salas et al (1976) han efectuado un estudio con arcillas, margosas en la autopista Martorell-Villafranca con un tramo experimental y dos terraplenes reales de 24 y 32 m de altura. Sobre estos terraplenes se extendió una capa de coronación de 25 cm y 50 cm de explanada mejorada por debajo del firme. Las conclusiones que sacan son que las arcillas margosas o margas arcillosas con menos del 13 % de carbonatos pueden extraerse, trocearse y compactarse con los medios mecánicos habituales de obras públicas, 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 son del orden del 0,4 %.

Tampoco debe olvidarse otra vertiente del problema que consiste en la posibilidad de que puedan originarse hinchamientos si el material estaba demasiado seco y es de tipo expansivo. Y hay que tener en cuenta que este efecto será tanto más agudo cuanto más densa sea la masa conseguida, por lo menos generalmente.

TABLA XII

Clasificación 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_1 Materiales de estructura fina frágil con poca o ninguna arcilla	Creta (material rocoso poco compacto conteniendo más del 95 % de $CaCo_3$)	La creta 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_1.	El estado del suelo se determina por su densidad, su contenido de agua y su friabilidad	CRa Creta densa			$\gamma_d > 1{,}70$
				Creta poco densa $\gamma_d < 1{,}70$	CRb Contenido de agua débil o medio		El contenido de agua puede, en general, considerarse como medio o débil si es inferior al 20 %.
					Contenido de agua elevado	CRc friabilidad débil. CRd friabilidad fuerte	El contenido de agua puede en general considerarse como elevado si sobrepasa el 20 %. La friabilidad se aprecia por ensayos de compactación repetidos o de vibrotrituración (ver documentos especializados como Bulletin Special V de LCPC, «La craie», octubre 1973).
	Materiales areniscosos finos, loess inalterados, etc.		Los principios expuestos arriba son aplicables, por lo menos en parte, a los materiales E_1 distintos de la creta, debiendo definirse los valores numéricos a tomar por un estudio particular.				
E_2 Materiales de estructura gruesa, frágil o con poca o ninguna arcilla	Materiales areniscosos gruesos, pudingas, etc.	La evolución de estos materiales da un suelo poco o nada sensible al agua del tipo B_1 a B_4 ó D.	En estudio				
E_3 Materiales evolutivos arcillosos	Margas Esquistos	La evolución de estos materiales da un suelo arcilloso con una fracción fina del tipo A_2, A_3 o eventualmente A_4. Según su estado de evolución el material total se aproxima a la clase C, B ó A.	En estudio				

En España se han utilizado pizarras de todo tipo en la construcción de carreteras, de modo especial en los últimos años en las autopistas de peaje del país vasco. Sin embargo, no conocemos resultados que se hayan publicado sobre el comportamiento observado, aunque bien es verdad que se trata de obras muy recientes.

La meteorización de las pizarras obedece a una serie de fenómenos de tipo físico, físico-químico, químico y biológico. Estos fenómenos actúan sobre los materiales de arcilla presentes o sobre otros componentes minerales u orgánicos. Entre los primeros puede dar lugar a problemas especialmente agudos la presencia de montmorillonita. Entre los segundos, son bien conocidos los daños que puede originar la presencia de pirita u otros sulfuros (Escario et al 1976), que se encuentran con frecuencia en España. La pirita se oxida bien sea por procesos puramente químicos o con 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. Son a nuestro juicio este último tipo de transformaciones las más difíciles de valorar a priori con los ensayos normales actualmente existentes (Uriel y Dapena, 1976), que por la rapidez de su actuación probablemente no afectan más que a los minerales de arcilla.

Recientemente se ha publicado un voluminoso trabajo por la Federal Highway Administration referente a la utilización de pizarras en U.S.A. para la construcción de terraplenes y pedraplenes (Shamburger y Patrick, 1975. Bragg y Zeigler, 1975. Luttom, 1977).

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 «slake durability test» u otro en sustitución o como complemento, que denominaremos ensayo de «inmersión».

El «slake durability test» (Franklin y Chandra, 1972) estandarizado 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 secado y agitación en un baño de agua de 10 trozos redondeados de roca pesando de 40 a 60 gramos cada uno. Esta agitación se efectúa en un tambor de 140 mm de diámetro y 100 mm de largo, 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_D 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 gr y describir su comportamiento a través de los siguientes valores del índice I_J:

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

El material debe sumergirse después de haberlo secado en estufa. Cuando hubo reacción en las muestras ensayadas, generalmente se produjo en los primeros 10 minutos y, por ello, hay que observar el proceso durante los primeros 30 minutos. A las 24 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, como hemos dicho, 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 han escogido 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 las múltiples consultas realizadas en el país, de que normalmente los pedraplenes formados por pizarras duras se construyen con espesores de tongada de unos 0,90 m.; 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 suponen que cualquier relación que pudiera existir entre I_D y el espesor de tongada debería de comprender a los dos puntos: espesor 0,90 m/I_D = 100; espesor = 0,20 m/I_D = 0.

En la figura 21 se ha reproducido el gráfico de zonas a que llegan uniendo los dos puntos citados mediante una recta, después de haber situado sobre el mismo todos los pedraplenes que habían observado y su comportamiento.

Para utilizar este gráfico, según el problema de 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 obra de fábrica 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; la han deducido adoptando para I_D un valor que dejara 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 de las de la zona Este.

Hemos explicado de manera esquemática la génesis del gráfico, para que al utilizarlo se tome solamente como una primera orientación, ya que como tal lo proponen los autores, pidiendo al mismo tiempo sea sometido a observación y crítica.

Insistimos en 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 causante de la degradación y evolución de los materiales. A estos efectos debe recordarse lo expuesto en el apartado 2.3.2., pues muchos de los conceptos allí vertidos 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 «flisch» en que las pizarras se alternan con areniscas y calizas o margas duras. Si ello fuera posible, lo mejor es 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 separadas entre sí en la masa de material blando, siguiendo las instrucciones que se indican en el apartado 5.3.

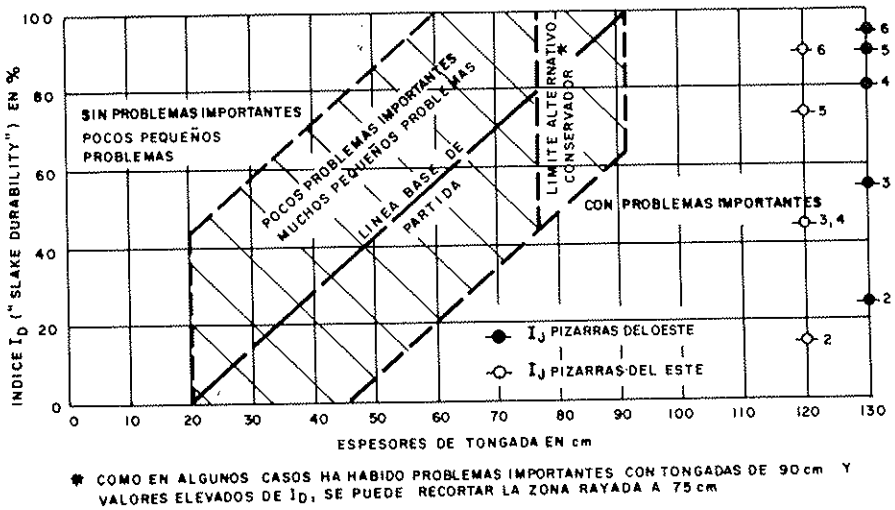


Figura 21. — Criterio para la selección del espesor de tongada en pedraplenes de pizarras en función de los indices I_D o I_J.

4. PROYECTO DE TERRAPLENES Y PEDRAPLENES

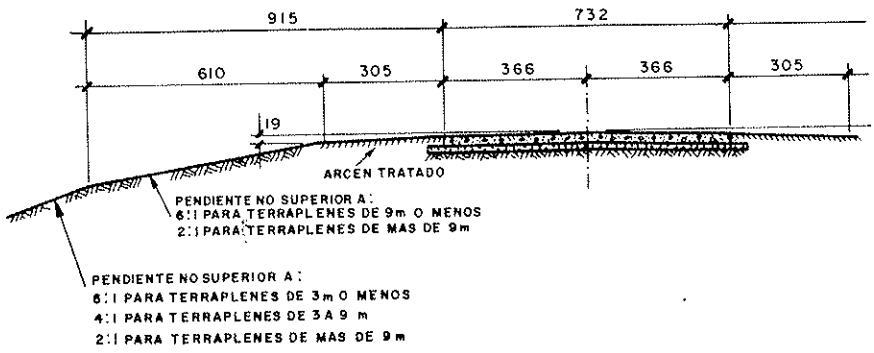
4.1. Consideraciones generales

El proyecto de terraplenes está condicionado por una serie de circunstancias entre las cuales los problemas de estabilidad y deformabilidad constituyen solamente una vertiente. La altura de los rellenos viene en principio impuesta por el trazado y sus condiciones geométricas, que obedecen normalmente a razones político-económicas. La compensación de tierras que a continuación hay que considerar influye en gran manera en la distribución de desmontes y terraplenes y, aunque hoy día se subordina en cierta medida a las características de los terrenos atravesados, constituye siempre un factor de mucho peso en el ajuste de la traza. La altura de los terraplenes, por lo tanto, queda en gran parte fijada 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, habiendo conducido los estudios efectuados a recomendaciones concretas en cuanto a los taludes que se deben de dar después de los arcenes e incluso en las cunetas y pie de los desmontes, para evitar accidentes cuando un vehículo se salga de la carretera. En la figura 22 puede verse un ejemplo de perfil transversal recomendado en U.S.A. (HRB, 1971).

La erosión es, así mismo, un factor que incide en el diseño de taludes, aunque no será tratado en este trabajo. En este epígrafe prescindiremos no sólo de este aspecto, sino también de los anteriormente señalados, para referirnos 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 los mismos.

Distinguiremos cuatro casos: los normales, los de suelos con contenidos elevados de humedad, los de terraplenes y pedraplenes sobre laderas y los de terraplenes y pedraplenes de mucha altura. No trataremos el tema de terraplenes sobre suelos blandos que es un caso especial no incluido en este trabajo. Las orientaciones sobre la forma de efectuar los cálculos en lo que a su parte matemática se refiere, se darán solamente en el apartado 4.3. referente a terraplenes sobre laderas, ya que son en su mayor parte aplicables a cualquier otro caso.



SECCION TRANSVERSAL

Carretera Clase "Major" con doble sentido, DHV < 850

Figura 22. – Sección transversal tipo en U.S.A. con taludes para cumplir condiciones de seguridad y conservación (HRB, 1971).

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 estandar, siempre que los correspondientes terrenos de cimentación sean razonablemente firmes. Lo más corriente es fijar taludes del orden de 2 (H) : 1 (V). Cuando el material de relleno es granular, esta pendiente se puede aumentar a 1,5 (H) : 1 (V). Si las alturas son considerables (unos 30 m) y los suelos cohesivos, puede ser conveniente rebajarlos hasta 3 (H) : 1 (V).

Con estas cifras en la mente se resuelven el 90 % de los casos de taludes en condiciones normales, a menos que concurran circunstancias especiales que vamos a tratar en los apartados sucesivos.

4.3. Terraplenes y pedraplenes sobre laderas. Cálculos de estabilidad

En el apartado 2.3. ya se ha expuesto la problemática de los terraplenes sobre laderas dictada la mayoría de las veces por fallos de cimentación asociados a un drenaje insuficiente. Del mismo modo allí 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, normalmente conveniente intentar cuantificar la magnitud del problema efectuando los cálculos oportunos.

Como en todos los problemas de este tipo la dificultad principal suele residir en determinar, aunque sea de manera aproximada, los valores de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo (ver

Escario y Justo, 1970 y Jiménez Salas y Justo, 1971). 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 han ensayado es muy reducido para cada tramo en particular. Por ello el procedimiento más viable suele consistir en, partiendo de los pocos resultados de ensayos disponibles, establecer unos valores límites probables de las características resistentes 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 casos en que se haya efectuado 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.

En general deberán estudiarse dos estados o condiciones extremas que suelen denominarse «estabilidad a corto plazo» y «estabilidad a largo plazo» (Escario, 1966 y Escario y Justo, 1970). Se denomina estabilidad a corto plazo la correspondiente a un período de tiempo lo suficientemente breve con relación a las condiciones de permeabilidad del suelo, para que las presiones intersticiales originadas por la construcción no se hayan prácticamente disipado. Estabilidad a largo plazo es en cambio la correspondiente a un período de tiempo suficientemente largo, para que las presiones intersticiales inducidas se hayan disipado; este estado suele incluir las variaciones de las características resistentes que en determinados tipos de suelos se producen con el tiempo. En algunas ocasiones la situación más crítica puede ser una intermedia entre las dos descritas.

Para efectuar el cálculo propiamente dicho existen diversos procedimientos (Escario, 1966 y Jiménez Salas et al 1976) a base de superficies deslizantes, ya sean circulares o de cualquier otro tipo. La mayoría de ellos consisten en dividir el sólido en una serie de fajas verticales y hallar las ecuaciones de equilibrio. Hace ya bastantes años se resolvían estas ecuaciones despreciando el efecto de las tensiones existentes en los lados de estas fajas. Bishop (1954) fue el primero en introducir un método practicable para superficies circulares que tuviera en cuenta este efecto; se ha podido comprobar que el despreciarlo puede conducir, en ocasiones, a errores importantes aunque del lado de la seguridad (Escario, 1961), por ejemplo, cuando los ángulos en el centro de la superficie deslizante son grandes.

Con frecuencia, sin embargo, será preciso recurrir a superficies no circulares, ya que a ello puede obligar el hecho de que las líneas de deslizamiento se extienden principalmente por las partes más blandas o donde las presiones intersticiales son más fuertes (fig. 23), que suelen encontrarse en la cimentación. Para superficies cualesquiera se han desarrollado también varios métodos y entre los más usuales se encuentran el de Janbu (1954 y 1957), Morgenstern y Price (1965) y Nonveiller (1965), todos ellos por división en fajas y teniendo en cuenta los esfuerzos en los costados. Dentro de esta categoría, aunque con un tipo de enfoque más simplista, debe de incluirse el denominado método de los bloques deslizantes, ya que a veces puede resultar de gran utilidad.

Con todos estos procedimientos se empieza por escoger la superficie deslizante y se determina después el coeficiente de seguridad correspondiente. Ultimamente Castillo y Revilla (1975 y 1977)

han desarrollado un método de variaciones con el cual se obtiene automáticamente cuál es la superficie pésima; la solución parece, por tanto, prometedora al eliminar los numerosos tanteos precisos; sin embargo, existen aún dificultades de tipo matemático que cuestionan el rigor del método.

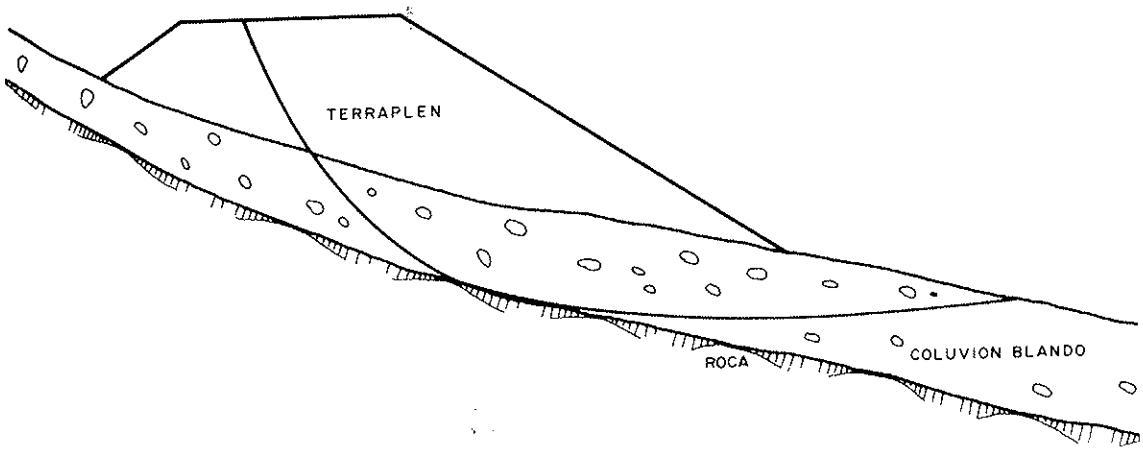


Figura 23. — Superficie deslizante no circular.

Conviene también tener en cuenta que en la mayoría de los casos los deslizamientos son tridimensionales y no bidimensionales, como generalmente se consideran. Existen algunos estudios al respecto (Hovland, 1977) que pueden ser de interés en ciertas circunstancias.

Casi todos los métodos mencionados 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 presentan con mucha frecuencia, que han sido tabulados o representados en forma de ábacos y pueden, por tanto, ser de suma utilidad para tanteos rápidos. A continuación vamos a hacer una relación de los más importantes, para que el proyectista pueda, al menos, conocer su existencia y utilizarlos si dispusiera de las correspondientes publicaciones.

Algunos de los que se mencionan pueden no ser propiamente aplicables al caso de terraplenes sobre laderas, pero los incluimos también para completar la relación y poder dejar resuelto cualquier otro caso.

a) Solución de Taylor

— Prevista para taludes simples como el indicado en la figura 24.

— Está basada en el método denominado del círculo de rozamiento (Jiménez Salas et al, 1976).

— 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 compuesta de una componente cohesiva constante con la profundidad y otra friccional.

— No se pueden introducir presiones intersticiales.

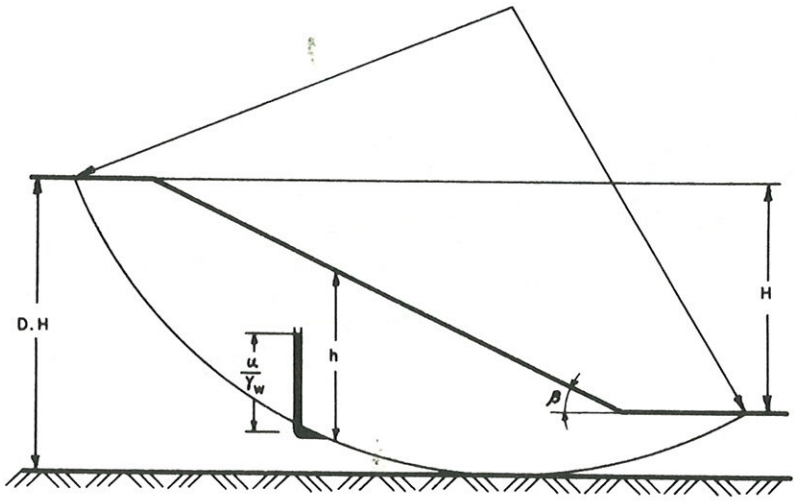


Figura 24. — Talud simple.

b) Solución de Bishop y Morgenstern (1960)

— Prevista para taludes simples como el de la figura 24.

— Está basada en la solución de Bishop para deslizamientos circulares.

— Se supone un material homogéneo e isótropo en todo su espesor hasta un estrado duro situado a profundidad variable.

— La resistencia a esfuerzo cortante se supone compuesta de 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, γ, 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)

— Estudia la estabilidad de terraplenes de sección trapezoidal o triangular (fig. 25) sobre laderas.

— Se examinan las condiciones de equilibrio del conjunto terraplén-cimentación a lo largo de la superficie potencial de ruptura 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.

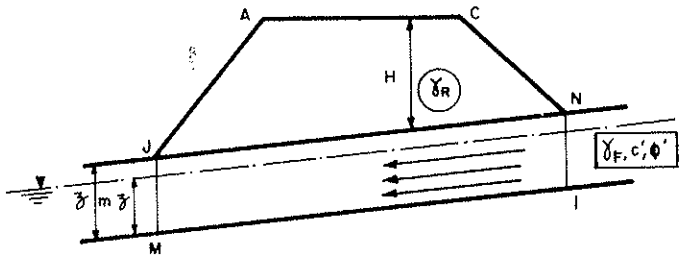


Figura 25. — Esquema de cálculo de Pilot y Kacmaz, 1968.

d) Solución de Huang (1977)

— Estudia la estabilidad de terraplenes de sección triangular sobre laderas (fig. 26).

— Se emplean deslizamientos 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.

— Se fija sucesivamente la profundidad de los círculos de deslizamiento obligando su tangencia a líneas paralelas a la ladera.

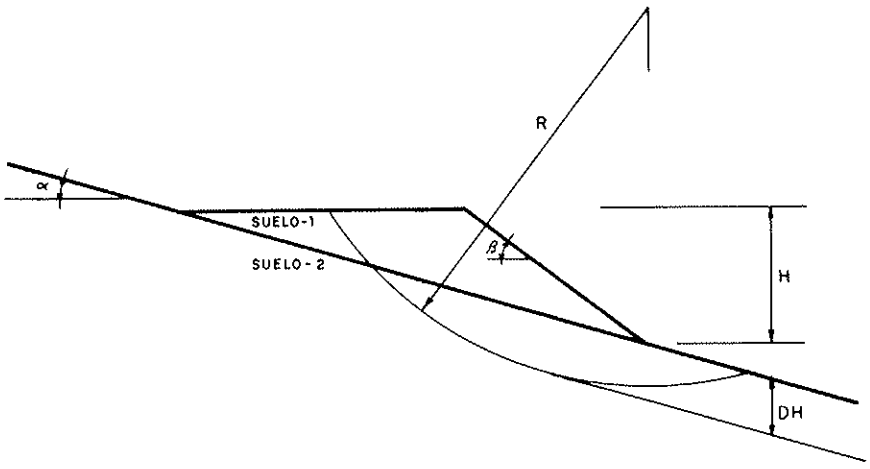


Figura 26. — Esquema de cálculo de Huang, 1977.

—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.

—Posteriormente, el mismo autor (Huang, 1978, ASCE) ha extendido su estudio al caso de terraplenes sobre laderas, pero con el pie apoyado en terreno horizontal. Se supone, sin embargo, que las superficies deslizantes no pueden penetrar en el terreno natural.

e) Otras soluciones

Existen otras soluciones para resolver por medio de ábacos diversos casos de estabilidad de taludes. Entre ellas podemos citar las de Hunter (1968) y Hunter y Schuster (1969) para taludes simples en arcillas normalmente consolidadas. El cálculo se hace en 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 completo es el trabajo de Janbu (1954) para deslizamientos circulares, sin tener en cuenta las tensiones en los costados de las fajas. Esta solución de Janbu 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.

Morgenstern (1963) ha publicado también una serie de ábacos para el cálculo del caso de desembalse rápido en taludes simples, que puede ser de utilidad en algunas ocasiones.

4.4. Terraplenes construidos con suelos muy húmedos

Este es un problema que no se presentará con mucha frecuencia en el conjunto de la geografía nacional y al que por ello solamente haremos una breve referencia. Nos parece, sin embargo, de interés porque, además de poder afectar a algunas regiones españolas, servirá para completar el tema del proyecto de terraplenes.

El problema constructivo de los suelos con exceso de humedad ya se ha tratado en el apartado 3.4.2.1. Aquí nos vamos a referir al proyecto y comportamiento de terraplenes con suelos con un elevado contenido de agua desde el punto de vista de su estabilidad y deformabilidad.

Los estudios más detenidos que conocemos 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 asientos 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 dos arcillas (LL = 39, IP = 18 y 21) se podrían alcanzar alturas de 5 m con humedades de 1,4 por el límite plástico. En ambos casos se recomienda colocar capas drenantes horizontales intermedias a una distancia de 2 m para acelerar los asientos, que se producirían en

su mayor parte en un período de un año. Las limitaciones de altura por la estabilidad podrían suavizarse empleando más tendidos que el normal de 2 : 1. También resultaría recomendable emplear materiales más estables en la coronación.

En los Estados de la costa del Pacífico (Oregón, Washington), Moraux (1975) refiere como, debido al clima reinante, los suelos no pueden compactarse más que con contenidos de agua muy superiores al óptimo. Las prescripciones toman entonces en consideración 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.

4.5. Terraplenes y pedraplenes de gran altura

Las modernas autopistas con radios mínimos grandes y pendientes reducidas en terreno montañoso, exigen la construcción de terraplenes de gran altura. Así en la autopista Bilbao-Behovia en el pedraplén de Iciar (Rodríguez Miranda y Gutiérrez Manjón, 1976) se han alcanzado 76 m de altura (fig. 27) y en el de Istiña (Rodríguez Miranda et al, 1977) 50 m (fig. 28). En California (Hall y Smith, 1971; Smith y Kleiman, 1971) el terraplén de Squaw Creek tiene una altura máxima de 115 m (figura 29). 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 las mismas. Hay, sin embargo, dos factores que establecen diferencias muy características.

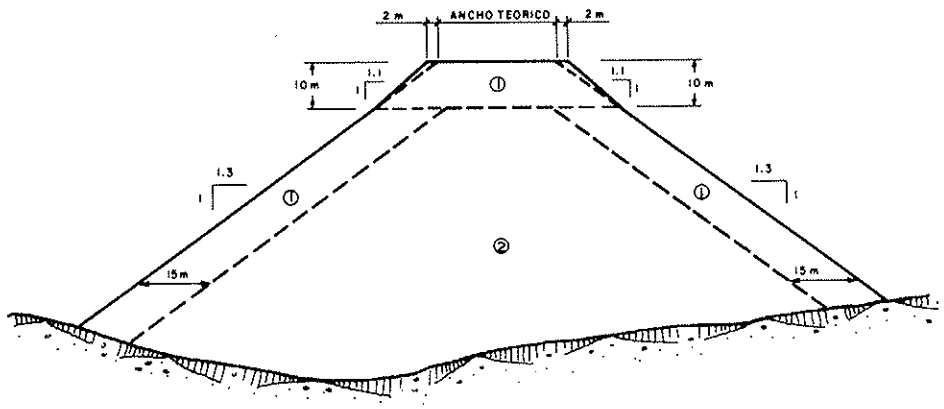


Figura 27. — Pedraplén de Iciar.

Uno de ellos es que en el caso de terraplenes no es preciso que el macizo sea impermeable, lo que elimina las exigencias especiales que se imponen en los núcleos de las presas de tierra para evitar el agrietamiento y los arrastres. Como consecuencia, aparte de no ser preciso preocuparse por los suelos susceptibles a los agrietamientos (Sherard et al., 1963) ni por los denominados dispersi-

vos (Sherard et al., 1976), no es tampoco tan crítica la humedad de compactación, salvo en los casos que se comentan en los correspondientes epígrafes de este trabajo:

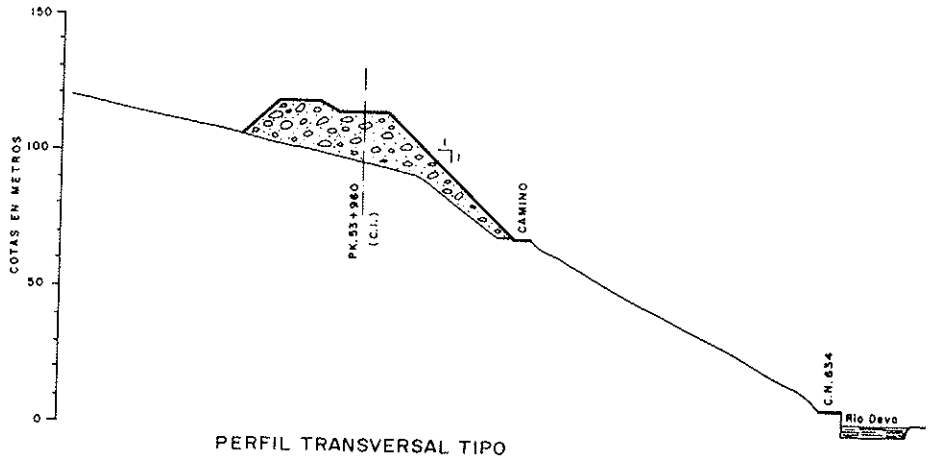


Figura 28. — Pedraplén de Istiña.

En cambio hay otro factor más restrictivo en terraplenes, consistente en que los asientos en coronación son más críticos que en presas de tierra, ya que en el firme las tolerancias son pequeñas.

En los grandes terraplenes como en las presas, también 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.

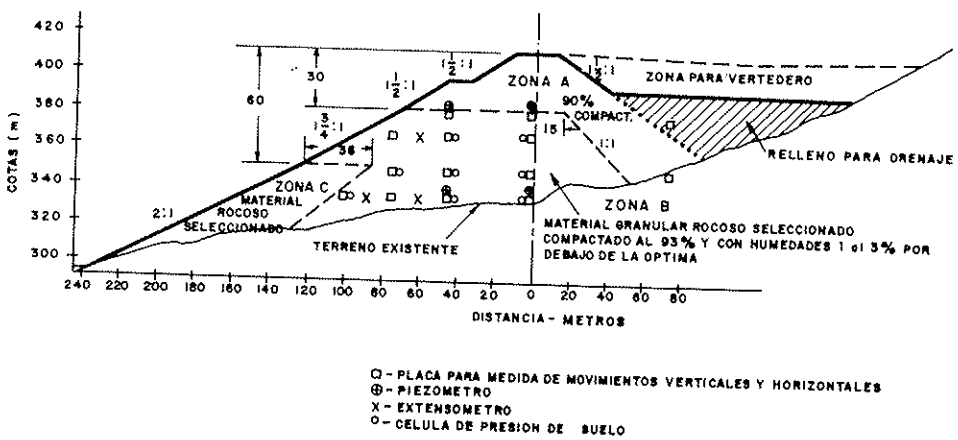


Figura 29. — Terraplén de Squaw Creck.

En los terraplenes importantes habrá que estudiar la estabilidad por los procedimientos mencionados en el apartado 4.3. y, como en el mismo se indica, tanto a largo plazo como a corto plazo. En efecto, durante la construcción se pueden originar presiones intersticiales positivas por el mecanismo que vamos a exponer seguidamente, que pueden poner en peligro la estabilidad en tanto no se disipen.

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 la 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 proceso es exactamente igual 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 del grado de humedad con que se ha compactado el material. Si la humedad es pequeña, la presión intersticial será reducida, por existir una gran cantidad de aire en los poros; en cambio, si se ha compactado con un contenido de agua elevado, la presión intersticial puede ser muy fuerte, ya que el fluido resulta relativamente incomprensible con relación al esqueleto formado por los granos del suelo. Existen diversos procedimientos para estimar el valor de las presiones intersticiales, que pueden verse en las publicaciones relacionadas con el tema (Escario, 1966). Una vez conocido dicho valor, se puede introducir en el cálculo para determinar el coeficiente de seguridad.

Cuando los suelos están excesivamente húmedos, las presiones intersticiales durante la construcción, como hemos dicho, pueden ser altas y el terraplén inestable; además se originarán algunos asientos al disiparse. Una solución que se ha utilizado en presas y también en algunos terraplenes consiste, como hemos expuesto en el apartado 4.4., en intercalar a espacios regulares, capas permeables. De esta forma se acelera la consolidación, pues no hay que olvidar que el tiempo de disipación es proporcional al cuadrado de la distancia entre las superficies permeables.

Con frecuencia se combina la necesidad de construir un relleno de gran altura con la de que sus taludes sean escarpados para no invadir, por ejemplo, el lecho de un río. En tales circunstancias la construcción de un pedraplén con la roca más sana disponibles suele ser la solución ideal.

La determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de materiales rocosos para efectuar los oportunos cálculos de estabilidad presenta bastantes dificultades. En el caso citado de Squaw Creek se realizaron ensayos triaxiales de 30 cm de diámetro con partículas de hasta 7,5 cm en una mezcla de suelo y roca.

Cuando la roca es totalmente sana el problema reviste dificultades de 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 el comportamiento de los mismos. Se trata del fenómeno de la rotura de granos que se produce bajo cargas elevadas.

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. Así para el estudio de la presa del Infiernillo se construyó un equipo triaxial para ensayar muestras de un metro cuadrado de sección transversal, con presiones laterales máximas de 25 kg/cm^2. Actualmente han montado un aparato de deformación plana para muestras de 75 × 70 × 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. Sin embargo, habrá otros en los que, al estar compuesto el material a emplear por partículas más grandes, será preciso recurrir a conceptos de diferencia de escala para hacer las extrapolaciones oportunas.

La rotura de los granos influye, no solamente en los cambios volumétricos que se originan al someter al macizo a un sistema de carga dado, sino también en las curvas que definen las características resistentes del material, como son las envolventes de los círculos de Mohr. En la figura 30 pueden verse una serie de curvas obtenidas por Marsal (Marsal y Resendiz, 1975), con escolleras de distintos tipos. Como se observa, casi todas ellas presentan una marcada curvatura al aumentar el nivel de tensiones. En pedraplenes altos por consiguiente, puede ser necesario tener en cuenta este factor, ya que es causa de que disminuyan los ángulos de rozamiento interno para tensiones elevadas.

Apoyándose en los ensayos efectuados con el equipo mencionado, Marsal ha desarrollado un procedimiento para determinar la resistencia a esfuerzo cortante y el módulo de compresibilidad de un pedraplén partiendo de un parámetro que denomina B_g, 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 que propone, en cuyo detalle no vamos a entrar (Marsal y Resendiz, 1975).

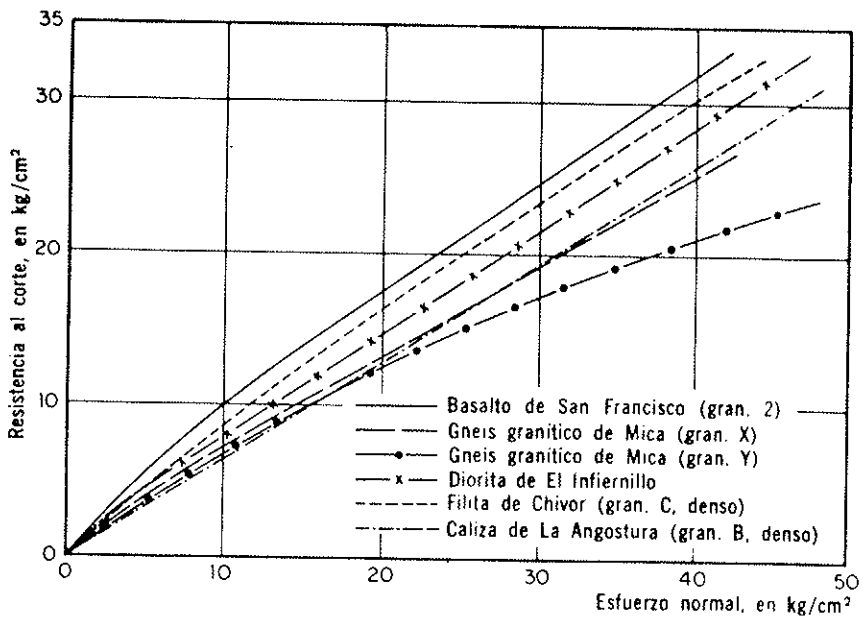


Figura 30. – Envolventes de Mohr para distintos tipos de pedraplenes.

En los terraplenes y pedraplenes de gran altura es muy importante seguir los movimientos que se producen mediante una instrumentación apropiada. De esta forma se controla el comportamiento durante y después de la construcción y se adquiere experiencia sobre este tipo de obras. Veamos algunos datos de interés obtenidos gracias a observaciones de esta naturaleza.

El pedraplén de Iciar, apoyado en roca en sus tramos de más altura está construido con argilitas bien graduadas, con una resistencia a compresión de 700 kg/cm² 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 metro, como se ve en la figura 27; la compactación se efectuó con rodillos vibratorios de un peso estático superior a las 10 Tm. Los asientos mayores después de la construcción han sido de 0,75 m, o sea el 1,20 % de la altura, habiendo llegado en otros tramos hasta el 1,90 %; estos asientos tardaron 16 meses en producirse. La tracción máxima en los estribos fue de un 3,5 $^{0}/_{00}$, y la compresión máxima en la zona central de un 5 $^{0}/_{00}$. El comportamiento del relleno ha sido juzgado como satisfactorio.

El pedraplén de Istiña (fig. 28) está construido en su mayoría con caliza masiva de excelente calidad (resistencia a compresión superior a 1.000 kg/cm²) y buena granulometría. Fue compactado en tongadas de 1,0 m con 8 pasadas de rodillo vibratorio con un peso estático de 12 Tm. Los asientos observados después de la construcción han sido insignificantes y se produjeron totalmente en los dos meses siguientes a la terminación del relleno.

En el terraplén de Squaw Creek se han medido asientos del cuerpo del relleno del orden de 0,90 metros, pero si interpretamos bien la descripción, parece que se trata de asientos totales, incluidos los producidos durante la construcción, ya que se indica que la mayor parte se han originado en un período de 1 año durante la construcción. Resulta razonable que así sea pues, como se indica en la figura 29, las exigencias de compactación del material eran fuertes y parece que se ha tratado como un suelo.

Ya hemos citado en el apartado 3.6.3. cómo unos margaplenes de 24 y 32 m de altura (Jiménez Salas et al., 1976) 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 %.

Esta cifra entra dentro de los órdenes de magnitud de los asientos observados en presas de tierra del U.S.B.R. que, según Sherard et al (1963), fueron como término medio inferiores al 0,2 % en los tres primeros años después de la construcción y menos del 0,4 % en períodos de hasta 14 años. Indican también que, aunque algunas de ellas 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 observadas no contenían un porcentaje elevado de finos de alta plasticidad.

En cuanto a las presas de escollera, en la misma referencia se señala que los asientos después de la construcción de un escollerado bien construido por capas humedecidas y compactadas, serán el mismo orden de magnitud que en una presa de tierras, o sea, entre el 0,1 y 0,4 % de la altura; se afirma a continuación que en una serie de presas de hasta 50 m de altura, construidas por tongadas humedecidas, los asientos han sido demasiado reducidos para ser medidos.

Para completar la información sobre asientos de presas de escollera, en la figura 31.1 (Sowers et al., 1965) se dan las curvas de asientos después de la construcción de una serie de ellas. Como

se ve, en un período de 10 años los asientos 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 o 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 asientos; la que dio menores asientos 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 asientos se pueden asimilar a rectas en escala semilogarítmica representadas por la ecuación:

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

siendo ΔH 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 α oscila en general entre 0,2 y 0,7. Esta expresión puede ser útil para la extrapolación de asientos a partir de las observaciones que se vayan efectuando.

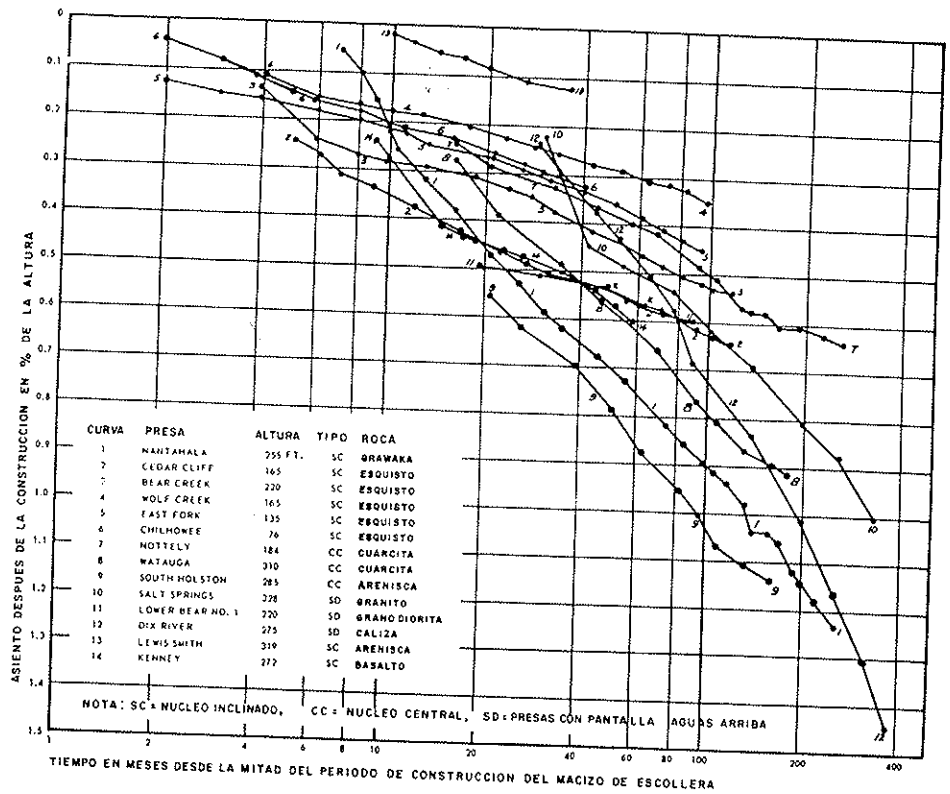


Figura 31.1. — Asientos observados en presas de escollera después de la construcción (Sowers et at., 1965).

Según se ha visto, Sowers indica cómo en las presas de escollera más modernas dentro de las citadas, los asientos han sido menores. Teniendo en cuenta que en los últimos años la maquinaria de compactación ha experimentado un gran desarrollo, especialmente los rodillos vibratorios pesa-

dos, que son los más utilizados para este tipo de materiales, podría pensarse que, en los grandes pedraplenes que actualmente se construyen los asientos serán más reducidos aún. Hay que tener en cuenta, sin embargo, que, en cambio, tienden a aprovecharse materiales de peores características. No conocemos ningún trabajo como el anteriormente citado, donde se hayan resumido los resultados de asientos de gran número de presas de escollera modernas. Es interesante, sin embargo, comentar los medidos en 5 presas en Tasmania (Wilkins, 1973), que se recogen en la figura 31.2. El autor llama E_o 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). Denomina fluencia de la escollera a la deformación que se produce después de terminada la construcción, punto que toma como origen para la misma. Esta fluencia la divide en dos partes: la primaria y la secundaria, según se indica en el lado izquierdo, parte superior, de la figura 31.2, 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 $(\varepsilon_v)_s$, comienza la secundaria, aparentemente con pendiente constante. En la parte inferior se representa la curva de las fluencias anuales, que, según las hipótesis expuestas, a partir del punto de terminación de la fluencia primaria, se convierte en una recta horizontal con ordenada $(\dot{\varepsilon}_v)_s$, que representa el valor de la supuesta fluencia anual constante.

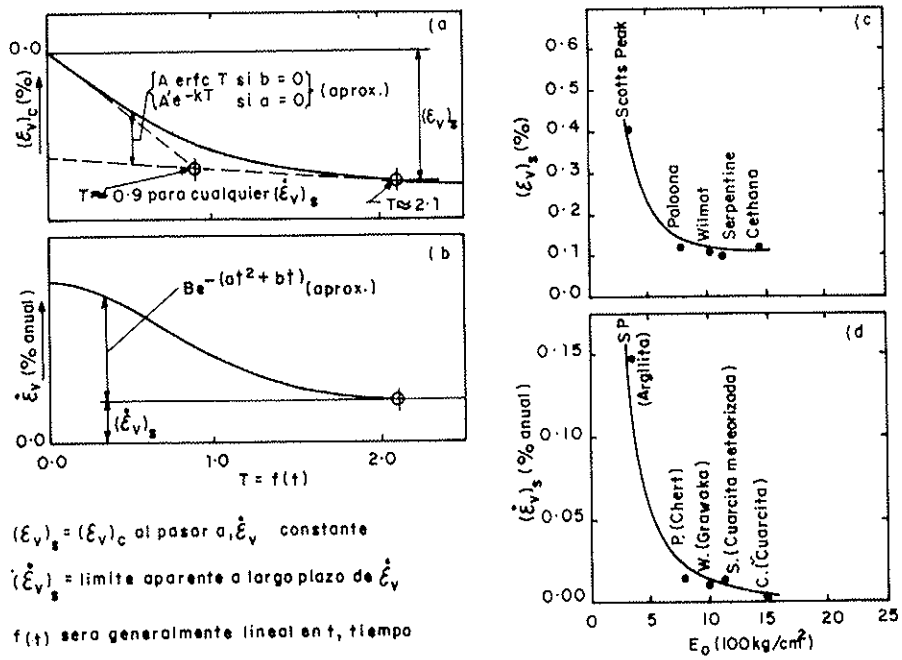


Fig. 31.2

En la parte derecha de la misma figura se dibujan las curvas que dan los valores de la fluencia primaria total $(\varepsilon_v)_s$ y de la secundaria anual $(\dot{\varepsilon}_v)_s$ en función del valor de E_o, para las cinco presas mencionadas, construidas con los tipos de materiales que se indican y compactadas con métodos modernos, según entendemos. El tiempo que tarda en completarse la fluencia primaria parece ser que puede oscilar entre el orden de 1 y 3 años.

En la figuras 31.3 y 31.4 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 recientemente con argilita, es mucho mayor que para las restantes, en las que se han empleado materiales más resistentes. Afirma el autor, que no cree que el valor de la fluencia secundaria $(\varepsilon_v)_s$ se mantenga constante a lo largo de los años (ya hemos visto como, según Sowers, la curva de deformación postconstrucción es una recta en escala semilogarítmica y no en escala natural), lo que conduciría a asientos para dicha presa del orden de 6 m. en 100 años y, estima, que 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 las referencias anteriores.

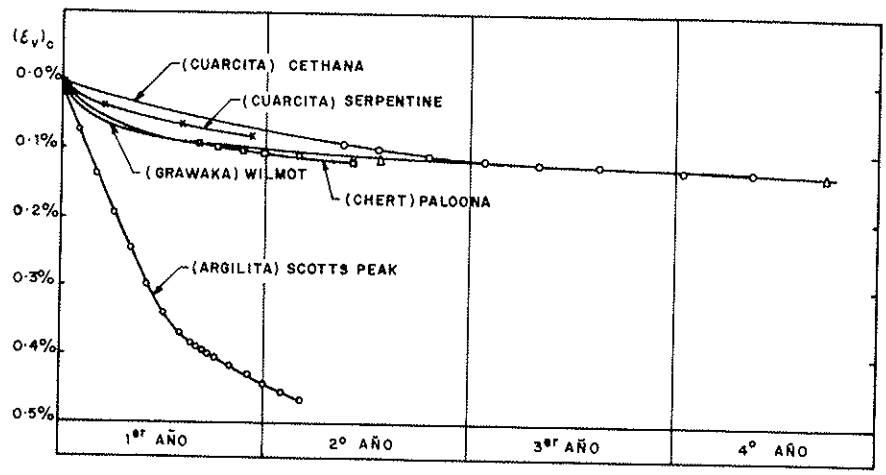


Fig. 31.3

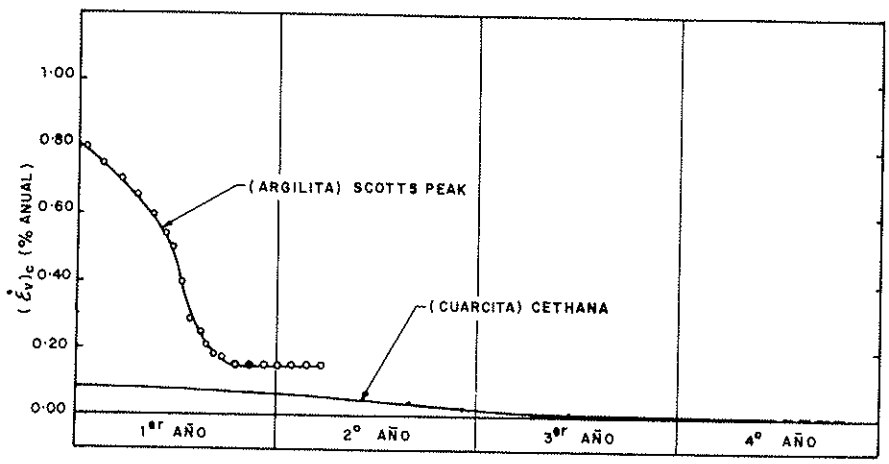


Fig. 31.4

En rellenos de mucha altura, hay que controlar, además de los asientos, las deformaciones longitudinales en coronación, que normalmente, corresponden a compresiones hacia la parte central y tracciones hacia los extremos de transición a desmonte. Estas últimas, que dependen de la forma del valle, han originado grietas transversales en el firme en algunas ocasiones. También las compresiones pueden causar desperfectos (ver, por ejemplo, Rodríguez Miranda y Gutiérrez Manjón, 1976). En la misma referencia se explican las razones que llevaron a adoptar una sección transversal como la representada en la figura 27 con los espaldones y coronación más compactados y por tanto más rígidos. El propósito fue evitar la formación de grietas longitudinales, que pudieran originarse por las tracciones que se crean como consecuencia de los movimientos diferenciales verticales del relleno. En obras de esta naturaleza deben, por tanto, controlarse también las deformaciones trasversales.

5. CONSTRUCCION DE TERRAPLENES Y PEDRAPLENES

5.1. Consideraciones generales

La construcción de un terraplén o pedraplén comienza por la cimentación 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 apartado 2.1. A continuación se va a considerar la construcción del cuerpo del relleno en sí, desde la parte que corresponde a la excavación efectuada para la cimentación, hasta la coronación. Las diversas operaciones a efectuar se agruparán en las siguientes fases: acondicionamiento del contenido de humedad, extensión, compactación y control.

5.2. Acondicionamiento de la humedad

5.2.1. Criterios sobre la humedad de compactación

En este apartado se va a hacer referencia a las correcciones en el contenido de agua 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 al hablar de los mismos.

El acondicionamiento 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 contrucción, al provocar cambios de volumen con determinados tipos de suelos, puedan producir daños o deformaciones en la calzada.

Como humedad de referencia suele tomarse la Optima 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 de tenerse en cuenta lo siguiente:

—La humedad óptima 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 ciudado 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, si no se compactan con una densidad y densidad adecuadas, pueden dar lugar a cambios de volumen de importancia durante la vida de la obra, 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 del contenido de humedad puede traducirse en un fenómeno análogo aunque sea menos acusado.

Como referencia general respecto a la actitud de algunos sectores en U.S.A., traducimos a continuación unos párrafos de la publicación de síntesis del HRB (1971) sobre este tema:

«Hay una tendencia creciente en algunas agencias de carreteras a minimizar los requerimientos específicos en cuanto a la humedad siempre que se satisfagan las exigencias de densidad y se esté construyendo un terraplén estable. En efecto, la responsabilidad de un control de humedad adecuado se está traspasando al contratista. En algunos casos, el contratista encontrará inexcusable proceder a un ajuste de las condiciones de 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, ni no se alcanza la densidad requerida o se observa la formación de ondulaciones o roderas excesivas bajo el equipo de compactación se recurre a especificaciones cuantitativas de humedad.»

«Con suelos limosos y arcillas expansivas es necesario un control estricto del contenido de humedad...»

Las Recomendaciones Francesas (SETRA y LCPC, 1976) en la tabla VIII sobre la 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 aireación, secado por almacenamiento provisional o riego.

5.2.2. Técnicas para la corrección de la humedad

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

Si a pesar de todo es preciso añadir agua, con objeto de conseguir una mezcla lo más íntima posible con el suelo es deseable hacerlo cuanto antes y preferiblemente en cantera; esto, sin embargo, puede no ser práctico en operaciones de compensación normal de desmontes, sino solamente cuando se trata de canteras 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 la maquinaria apropiada, tal como gradas de discos, etc.

Si la humedad es excesiva, de manera análoga o cuando es demasiado baja, lo primero que hay que ver es si el exceso proviene de cantera 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 las canteras o zonas de excavación bien drenadas y trabajar con frentes lo más verticales posibles para evitar la absorción de agua. La organización de las demás operaciones con vistas a reducir el tiempo de exposición de los materiales al agua meteorológica, puede reducir el aumento del contenido de agua de los materiales.

Si es la humedad en cantera lo que es excesivo 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 mecánicas mediante la aplicación de porcentajes reducidos de cal viva o apagada (SETRA y LCPC, 1972).

Recordaremos también que ya hemos citado en el apartado 3.4.2.1. 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. Extendido

El extendido en terraplenes se suele hacer en tongadas de 0,20 a 0,30 m. Cuando se trata de pedraplenes los espesores de tongada normales son de 0,50 ó 0,60 m. Sin embargo, el uso de maquinaria de compactación pesada, especialmente la vibratoria, permite, a veces, la utilización de tongadas más gruesas, incluso sobrepasando 1,0 m de espesor. Esto puede estar justificado en el caso de pedraplenes, pues así es posible trocear menos la piedra, ya que su tamaño máximo no debe exceder de los dos tercios del espesor de la tongada.

El extendido 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 un arrastre de finos y un reblandecimiento de las aristas de la roca durante su colocación y puesta en carga. El volumen de agua preciso varía entre 100 y 300 l por metro cúbico de escollera, sin que al parecer (Marsal y Resendiz, 1975) una mayor cantidad produzca beneficios adicionales. Cuando se trata de pedraplenes de tipo intermedio a terraplenes, el agua cumplirá también una función análoga al caso de tierras, facilitando la compactación y evitando el hinchamiento en suelos de tipo expansivo.

El extendido 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 de la maquinaria de extensión contribuyen a la compactación.

Aunque, como hemos dicho, el tamaño máximo de las partículas generalmente admitido en pedraplenes es de dos tercios del espesor de tongada, se pueden colocar piedras aisladas de mayor tamaño en el núcleo y cimentación, 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 la FP-74 (Federal Highway Administration, 1974), si las tongadas son de 0,60 m, se podrán admitir bloques sueltos de hasta 1,20 m.

En el núcleo y cimentación de terraplenes, también se pueden dejar incluidos bolos sueltos hasta una dimensión máxima de unos 0,45 m, actuando con un criterio análogo al descrito para pedraplenes en cuanto a su distribución y debida compactación. (Depart. of Transport, 1976).

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

5.4. Compactación

5.4.1. Consideraciones diversas

Las tongadas extendidas según los criterios expuestos en el apartado 5.3., cuando se trate de materiales sensibles al agua, se dejarán con una pendiente transversal de por lo menos el 6 % y se compactarán inmediatamente después de su extensión. Cuando se termine el trabajo de un día o sean de temer precipitaciones, se dejará además 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 (ZTVE-StB 76):

— Compactar una franja de por los menos 2,0 m de anchura desde el talud, en tongadas más delgadas y mediante una maquinaria ligera apropiada.

—Dar un ancho suplementario al relleno de 1,0 m sobre los valores de proyecto. Después, se recorta el talud del exceso colocado y se emplea el material correspondiente donde proceda.

—El relleno se efectúa según el perfil teórico y los taludes se compactan 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 de 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 5.4.4.2. 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 condiciones. 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 procedimientos normales, ni compararla con ninguna densidad patrón. Por otra parte, pueden influir factores accidentales, como las disponibilidades de personal adiestrado para supervisar el procedimiento de compactación, la existencia o no de equipos de laboratorio capaces de seguir el ritmo de las obras, etc.

5.4.2. Criterios en diversos países y recomendaciones para la ejecución de la compactación y control por procedimiento

a) Gran Bretaña. En este país se han inclinado en sus últimas especificaciones (Department of Transport, 1976) totalmente por el control de procedimiento. Para ello, establecen una clasificación de los suelos y rocas en tres tipos básicos, según puede verse en la tabla XIII. Para cada tipo de material, según la clase de maquinaria que vaya a utilizarse, se fija el espesor de tongada y el número de pasadas que deben de darse.

Las razones que se aducen para justificar la adopción de esta postura extrema son las siguientes:

«Aparte de la dificultad de elaborar una especificación de producto terminado 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 movimiento de tierras actualmente disponible es tal, que no se puede siempre mantener una proporción de ensayos satisfactoria con el personal de laboratorio disponible. En el mejor de los casos, el volumen de material compacto representado por una serie de ensayos es irrazonablemente alto, si se tiene en cuenta la obligación del contratista de reponer las deficiencias detectadas».

TABLA XIII

Requerimientos de compactación según las Especificaciones Británicas Ministry of Transport (1976)

D = espesor máximo de la tongada compactada (mm)
N = número mínimo de pasadas

Tipo de maquinaria	Categoría	Suelos cohesivos (H > LP-4)		Suelos granulares bien graduados (Cu > 10) y cohesivos secos (H ≤ LP-4)		Materiales uniformemente graduados (Cu ≤ 10)	
	Masa por metro de anchura rodillo	D	N	D	N	D	N
Rodillo liso	2.100 kg a 2.700 kg	125	8	125	10	125	10
	2.700 kg a 5.400 kg	125	6	125	8	125	8*
	más de 5.400 kg	150	4	150	8	inadecuado	
Rodillo de rejilla	2.700 kg a 5.400 kg	150	10	inadecuado		150	10
	5.400 kg a 8.000 kg	150	8	125	12	inadecuado	
	más de 8.000 kg	150	4	150	12	inadecuado	
Rodillo pata de cabra	más de 4.000 kg	225	4	150	12	250	4
Rodillo de neumáticos	Masa por rueda						
	1.000 kg a 1.500 kg	125	6	inadecuado		150	10*
	1.500 kg a 2.000 kg	150	5	inadecuado		inadecuado	
	2.000 kg a 2.500 kg	175	4	125	12	inadecuado	
	2.500 kg a 4.000 kg	225	4	125	10	inadecuado	
	4.000 kg a 6.000 kg	300	4	125	10	inadecuado	
	6.000 kg a 8.000 kg	350	4	150	8	inadecuado	
	8.000 kg a 12.000 kg	400	4	150	8	inadecuado	
	más de 12.000 kg	450	4	175	6	inadecuado	

Tipo de maquinaria	Categoría	Suelos cohesivos (H > LP-4)		Suelos granulares bien graduados (Cu > 10) y cohesivos secos (H ≤ LP-4)		Materiales uniformemente graduados (Cu ≤ 10)	
		D	N	D	N	D	N
Rodillo vibrante	Masa por metro de anchura rodillo vibrante						
	270 kg a 450 kg	inadecuado		75	16	150	16
	450 kg a 700 kg	inadecuado		75	12	150	12
	700 kg a 1.300 kg	100	12	125	12	150	6
	1.300 kg a 1.800 kg	125	8	150	8	200	10*
	1.800 kg a 2.300 kg	150	4	150	4	225	12*
	2.300 kg a 2.900 kg	175	4	175	4	250	10*
	2.900 kg a 3.600 kg	200	4	200	4	275	8*
	3.600 kg a 4.300 kg	225	4	225	4	300	8*
	4.300 kg a 5.000 kg	250	4	250	4	300	6*
	más de 5.000 kg	275	4	275	4	300	4*
Placa vibrante	Masa por unidad de área de placa						
	880 kg a 1.100 kg	inadecuado		inadecuado		75	6
	1.100 kg a 1.200 kg	inadecuado		75	10	100	6
	1.200 kg a 1.400 kg	inadecuado		75	6	150	6
	1.400 kg a 1.800 kg	100	6	125	6	150	4
	1.800 kg a 2.100 kg	150	6	150	5	200	4
	más de 2.100 kg	200	6	200	5	250	4
Vibro tampers	Masa						
	50 kg a 65 kg	100	3	100	3	150	3
	65 kg a 75 kg	125	3	125	3	200	3
	más de 75 kg	200	3	150	3	225	3
Ranas (pisones de explosión)	Masa						
	100 kg a 500 kg	150	4	150	6	inadecuado	
	más de 500 kg	275	8	275	12	inadecuado	
Compactador de impacto	Masa de la maza más de 500 kg Altura de caída:						
	1 m a 2 m	600	4	600	8	450	8
	más de 2 m	600	2	600	4	inadecuado	

Datos complementarios a la Tabla XIII

1) Definición de los tipos de suelos.

(i) Bajo la denominación de «suelos cohesivos» se incluyen las arcillas y margas con hasta un 20 % de grava o roca y con un contenido de humedad no inferior al límite plástico (determinado según BS 1377, N.° 3) menos 4; también se incluye la creta con una humedad de saturación del 20 % o más.

(ii) Bajo la denominación de «suelos granulares bien graduados y cohesivos secos» se incluyen las arcillas y margas que contienen más del 20 % de grava o roca y/o teniendo un contenido de humedad inferior al límite plástico menos 4, las arenas y gravas bien graduadas con un coeficiente de uniformidad $C_u > 10$, la creta con una humedad de saturación entre el 15 y el 20 % y las pizarras, cenizas de clinker y residuos domésticos tratados.

(iii) Bajo la denominación de «materiales uniformemente graduados» se incluyen las arenas y gravas con un coeficiente de uniformidad de 10 o menos y todos los limos y cenizas pulverizadas de «fuel». A estos efectos se considerará como limo cualquier suelo que contenga un 80 % o más de material entre 0,06 y 0,002 mm.

2) En los rodillos de pata de cabra el extremo de cada pata debe ser superior a 0,01 m^2 y la suma de las áreas de las patas superior 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 deberá doblarse.

3) En los rodillos de neumáticos la anchura efectiva de compactación incluirá o no el espacio comprendido entre las huellas, según que sea inferior o superior a 230 mm, respectivamente.

4) Los rodillos vibrantes pueden ser arrastrados o autopropulsados, con medios para aplicar vibración mecánica a uno o más de sus rodillos lisos.

(i) 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 de velocidades más altas, se dará un mayor número de pasadas en proporción al incremento de velocidad.

(ii) Cuando la vibración mecánica se aplica a dos rodillos iguales 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 pasados correspondiente al de menor masa por metro. Alternativamente puede suponerse se trata de una máquina con solamente el rodillo más pesado.

(iii) Este equipo debe manejarse con el mecanismo de vibración actuando solamente con la frecuencia recomendada por el fabricante. Los rodillos deben estar equipados con un instrumento indicando automáticamente la frecuencia con que trabajan.

5) 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.

6) Los vibrotampers 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.

7) Las ranas son máquinas actuadas por las explosiones de un cilindro interior de combustión, siendo controladas manualmente por el operador.

8) En el caso de ranas y compactadores de impacto cada golpe se considerará como una pasada.

9) En los conceptos señaladas con * los rodillos deberán ser arrastrados por tractores de orugas. Los autopropulsados son inadecuados.

10) Cuando se utilice una combinación de compactadores, el espesor de tongada y el número de pasadas corresponderán respectivamente al equipo que requiera el menor espesor y al equipo que requiera mayor número de pasadas. Sin embargo, cuando el contratista utilice un equipo más ligero para hacer una compactación preliminar, sólo con el fin de facilitar el uso del equipo más pesado, no se tendrá en cuenta esta prescripción.

El control se funda, por tanto, exclusivamente en la supervisión, que comprobará si se siguen los requerimientos de la tabla de compactación mencionada, excepto las variaciones permitidas por el ingeniero. Para ampliar el campo de aplicación de la norma se añade: «Variaciones de los métodos dados en la tabla o el uso de maquinaria de compactación no incluida en la misma, se permitirán solamente si el contratista demuestra en tramos experimentales, que se alcanza un estado de compactación por el nuevo método equivalente al obtenido utilizando el método aprobado».

Para los casos en que surjan dudas al ingeniero respecto a los resultados obtenidos se indica: «El ingeniero puede en cualquier momento efectuar ensayos comparativos de densidad in situ en el material que considera que ha sido compactado indebidamente. Si lo resultados de los ensayos, cuando se comparan con los resultados de ensayos similares hechos en tramos adyacentes con materiales similares y de acuerdo con la tabla, muestran que el estado de compactación es inadecuado 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 ingeniero para llevar a efecto los términos del Contrato. Sin embargo, si el contratista ha cumplido íntegramente los términos del Contrato, el ingenieró hará las variaciones contractuales precisas para cubrir las medidas correctoras que sean necesarias».

Es decir, que los ensayos de densidad que eventualmente puedan efectuarse, no son para compararlos con ningún patrón estandard de laboratorio, sino que deben compararse con los mismos ensayos efectuados en tramos que se considera cumplen todas las condiciones del Contrato.

El procedimiento descrito es evidente que 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; pues como se indica en alguna publicación americana (HRB, 1971) al comentar este sistema, 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.

b) Francia. Las recomendaciones francesas son muy completas, admitiendo la alternativa de los sistemas de control por producto terminado o por procedimiento. Cuando no sea posible utilizar el primero o, por las condiciones particulares del caso, resulte recomendable recurrir al sistema de control por procedimiento, dan una detallada información sobre la forma en que debe llevarse a cabo la compactación, que vamos a pasar a comentar.

Se basan para ello en la clasificación de suelos y recomendaciones para su uso previamente establecidas en las mismas y que hemos presentado anteriormente en este trabajo de forma resumida en las tablas IV, VIII y X.

En unos cuadros que se pueden ver en el Anejo I, 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 puede determinarse con precisión en obra por medio de un contador kilométrico instalado en la máquina.

Traducimos 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 tanto en obra como en proyecto deberá eventualmente 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.); habrá que aplicar, por tanto, un coeficiente corrector a la superficie S así definida. Cuando se ejecute la obra, el valor bruto L × 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 obra conduce a una buena repartición del esfuerzo de compactación, teniendo en cuenta las condiciones de trabajo normalmente encontradas en obras de terraplenado.»

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

— Q/S 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 tongada; si el espesor real es muy diferente del previsto, lo que sucede con frecuencia en obras de movimiento de tierras 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 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 hoy día disponible, que no se ha reproducido, con sus diferentes características y la clasificación a que corresponde según la nomenclatura de dichas tablas.

c) **Estados Unidos.** La postura más generalizada en este país parece ser distinta de la descrita para Gran Bretaña, según se deduce de la traducción que transcribimos de la ya mencionada publicación del HRB (1971):

«La tendencia actual en las especificaciones de compactación de terraplenes es a reducir al mínimo las prescripciones de procedimiento y a colocar un mayor grado de confianza 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 ya en obra aplicando una mayor energía, si fuera necesario, que procurar un equipo diferente que puede 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. Los costes menores para el contratista generalmente conducen a ofertas más bajas para al obra.»

5.4.3. Comentarios sobre la aplicación de los diversos criterios en España

Según se ha podido ver en el apartado anterior, las posturas no son acordes en todos los países. Sin embargo, a nuestro modo de ver, el criterio inglés de no utilizar más que el sistema de 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 podemos citar el hecho de que nuestras condiciones climáticas son enormemente variables, entre muy húmedas y casi desérticas. Por otro lado, también nuestros suelos son de características muy diferentes y pueden exigir, por tanto, tratamientos muy dispares. Las recomendaciones de compactación inglesas serían por tanto de aplicación muy cuestionable en nuestras zonas áridas. Las francesas son más generales, pero, por ser relativamente recientes, no podamos aún juzgar su utilidad.

En cuanto a las dificultades de tipo práctico, hay una de carácter general, que es la escasa disponibilidad en la Administración española de personal entrenado para hacer una supervisión permanente y detallada del curso de las obras en la forma que se requeriría para una unidad de este tipo. En general, será más práctico mantener la amenaza permanente de poder efectuar unos ensayos de densidad in situ en cualquier momento durante la ejecución de la obra o incluso cuando una parte está ya avanzada, aunque este último tipo de actuación no sea el recomendable.

Por las razones expuestas estimamos que en España se debe seguir un sistema análogo al que prevalece en U.S.A. y continúa utilizándose en Francia, Alemania y Suiza, aunque sea sometido a críticas por sus dificultades de aplicación. Siempre que sea posible deberá recurrirse al control por producto terminado. Cuando por las características del material o las condiciones de la obra esto no sea posible, se acudirá al control por procedimiento.

Cuando sea preciso o recomendable seguir el control por procedimiento, pueden servir como orientación, por ejemplo, los datos que sean adaptables de las recomendaciones francesas o de las especificaciones inglesas. Si la importancia de la obra lo justifica, estos datos deberán complementarse con tramos experimentales.

Lo que en ningún caso debe hacerse es una especificación 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 al mismo tiempo prescritas.

En cambio, sí es frecuente que las especificaciones por producto terminado vayan acompañadas de un mínimo de condiciones de ejecución. Es corriente, por ejemplo, limitar el espesor de tongadas e imponer unas condiciones mínimas a la maquinaria.

5.4.4. Prescripciones y control por producto terminado

5.4.4.1. Consideraciones generales

Para seguir el sistema de control por producto terminado pueden escogerse diversas características del material compactado. La más corriente es la densidad conseguida y su relación con una densidad patrón obtenida en laboratorio. Sin embargo, cuando el material contiene una proporción elevada de gruesos, este procedimiento puede no ser aplicable. En este caso suelen ser de utilidad los ensayos de carga, siempre que el tamaño de los gruesos se mueva dentro de ciertos límites. Los ensayos de carga se pueden hacer con placa o bien mediante un camión cargado de características determinadas.

Hay un sistema que es también a veces utilizado de manera cualitativa, que consiste en efectuar la denominada prueba del supercompactador (proof-rolling).

Todos estos procedimientos pueden utilizarse solos o combinados según los casos. En los apartados siguientes se hará una descripción de cada uno de ellos por separado.

5.4.4.2. Prescripciones y control por densidad

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

a) Prescripciones. El primer problema que se plantea es decidir cuál debe ser la densidad patrón del 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 hoy día la tendencia más generalizada es a utilizar como patrón el Proctor Normal, tanto en Europa como en U.S.A.

Hasta hace unos años era corriente encontrar especificaciones que establecían distintos porcentajes de compactación según la altura de los terraplenes, la posición de las correspondientes tongadas dentro de los mismos, las características de los materiales, etc. Hoy día, sin embargo, la tendencia es a simplificar y en general se exige un 95 % del Proctor Normal para el cuerpo de los terraplenes y un 100 % del mismo para la coronación, pudiendo extenderse este último valor hasta un espesor del orden de 2,0 m por debajo del firme.

Unicamente cuando se trata de condiciones especiales, como, por ejemplo, con suelos expansivos (apartado 3.5.2.) limos o arcillas muy húmedas (apartado 4.4.) puede ser necesario llegar a mayores refinamientos en este aspecto.

b) Procedimientos. El control por densidades precisa por un lado determinar la densidad 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 pudiéramos llamar de sustitución, en el que se encuentra el de la arena (NLT-109/72), el del aceite (NLT-110/72), el del balón de agua y el Washington Dens-O-Meter; todos ellos menos el último han sido denominados por el sistema utilizado para determinar el volumen del agujero practicado. También a veces se usa, especialmente en desmontes, la hinca de un cilindro metálico de pared delgada o se determina la densidad a partir de una muestra en bloque. Por último, citaremos los métodos nucleares.

El primer grupo de procedimientos de sustitución, es el más frecuentemente usado y conduce a resultados normalmente satisfactorios si se realizan siguiendo cuidadosamente las correspondientes normas; por ello, no vamos a entrar en más detalles sobre la forma de realizarlos. El problema que presentan es que su ejecución lleva bastante tiempo que, como hemos 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 obtención de la humedad puede hacerse mediante secado en estufa (NLT/102/72), pero ello llevaría muchas horas. Por eso, se han desarrollado otros métodos rápidos, como son el secado en plancha caliente y el método del alcohol. 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. También se han desarrollado otros métodos de determinación rápida de la humedad como son el del picnómetro de aire, el de la reacción con carburo de calcio, el de infrarrojos, etc., de utilidad variable según los tipos de suelos. En general, todos suelen ser adecuados para suelos granulares pero presentan dificultades cuanto mayor es su plasticidad.

Existen otros métodos rápidos para medir la humedad apoyándose en una familia completa de curvas humedad-densidad, que comentaremos 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 (Gardner et al, 1971). Los modelos de tipo retrodifusor que tienen el transmisor y el receptor en el mismo aparato, presentan el inconveniente de que la profundidad afectada en la medida de densidades es de 7 a 10 cm (HRB, 1971), aunque según otros experimentadores (Parsons, 1975) se mide solamente la densidad media de los 2,5 a 4 cm superiores. Además, necesitan frecuentes calibrados para cada tipo de suelo. En cambio, los más recientes de transmisión directa y de cámara de aire no necesitan generalmente tanto el recalibrado para distintos tipos de suelo al no estar apenas influenciados por la composición química del material; el contenido de hierro es una excepción que puede exigir recalibrado. Por otra parte, aunque el método de la cámara de aire tiene también poca profundidad de influencia, con el de transmisión directa se puede predeterminar entre 5 y 30 cm (HRB, 1971). El problema con este último método es la presencia de 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 con ellos hacer 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 sigue extendiendo, pues son muchas sus ventajas.

El TRRL (1976) ha desarrollado un procedimiento (hoy día ya disponible en el Laboratorio de Carreteras y Geotecnia J. L. Escario) para determinar aproximadamente la humedad de un suelo utilizando un simple ensayo de compactación. En la figura 32 se representa un diagrama idealizado de las curvas de compactación de un mismo suelo con diferentes energías. Como se ve, todas ellas tienden a converger para contenidos de humedad muy próximos a los que producen la densidad máxima y que dependen del esfuerzo de compactación, que puede expresarse por el número de golpes de un ensayo de características normalizadas. Se puede, por tanto, establecer una correlación como la de la figura 33, entre la humedad que contiene una muestra de suelo y el número de golpes que produce la densidad máxima. Para definir el número de golpes que produce dicha densidad máxima se utiliza un aparato que consiste en 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 admitir 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.

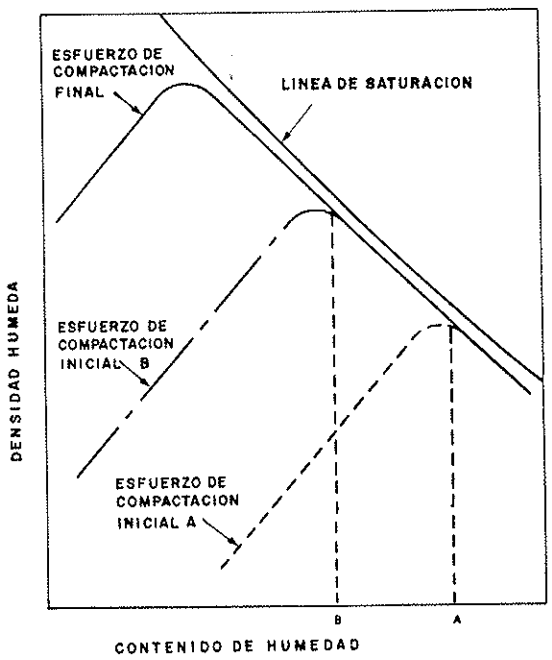


Figura 32. — Relación idealizada entre la densidad húmeda y el contenido de humedad de un suelo para distintas energías de compactación (número de golpes en este caso).

Recomiendan este método para controlar el límite máximo de humedad admisible para la construcción de terraplenes (apartado 3.4.2.1.a) correlacionando los parámetros del proyecto con el número de golpes anteriormente definido. Para ello han observado que los límites de humedad admisibles normalmente en trabajos de movimiento de tierras de carreteras son equivalentes a unos 6 golpes en el aparato mencionado, para una amplia gama de tipos de suelos. El control se limitará

por tanto a observar si, con la muestra de suelo de que se trate, la diferencia entre los descensos correspondientes a 6 (suponiendo que sea el límite admitido) y a $6 \times 4 = 24$ golpes, es superior o inferior a 5 mm, resultando las condiciones respectivamente adecuadas o inadecuadas. Partiendo de este ensayo, se define (Parsons, 1978) el MCV (moisture condition value) como diez veces el logaritmo decimal del número de golpes correspondiente a un cambio de penetración de 5 milímetros. En la citada referencia se exponen las nuevas aplicaciones del procedimiento.

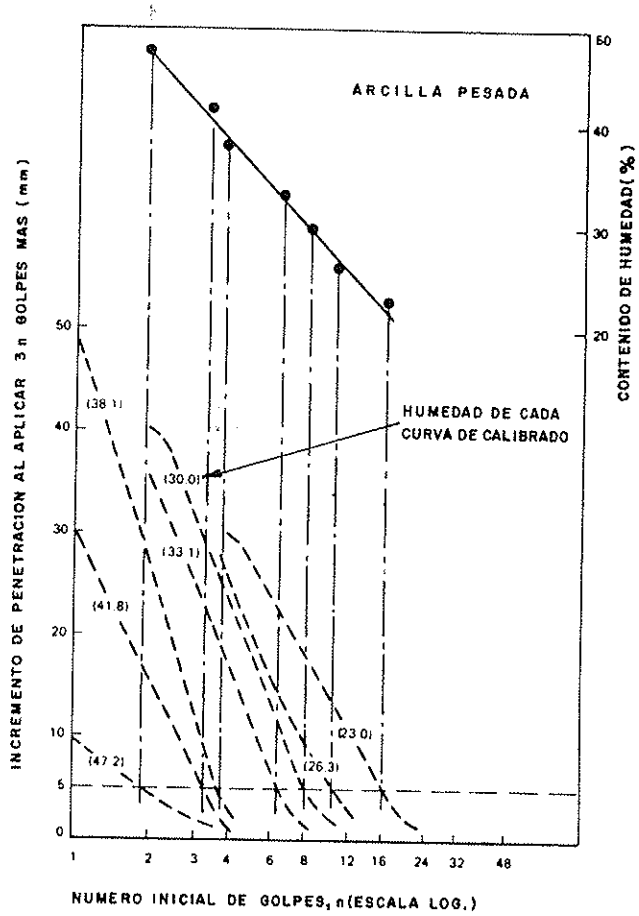


Figura 33. — Curva de calibrado (Humedad-Número de golpes, línea llena) obtenida a partir de las que relacionan (de trazos) el incremento de penetración con el número de golpes para cada humedad fija.

Pasemos a discutir el problema de la determinación de la densidad patrón o máxima. La realización de un ensayo Proctor completo 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, se hacen sólo ensayos de compactación cada cierto tiempo. Si se trata de unos cuantos suelos tipo, 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 método rápido siguiente (Escario, 1959 y Guardia, 1960). Se comienza por obtener la densidad in situ húmeda; con la muestra extraída y su humedad correspondiente se fija un primer punto de la curva de compactación de densidades húmedas; este punto se sitúa con una abcisa cero, ya que en el eje horizontal se fijan incrementos de humedad respecto al 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 secado alguno. La relación de densidades secas se determina inmediatamente a partir de las húmedas sin conocer la humedad, como se indica en la figura 34. El tiempo preciso para una determinación es del orden de tres cuartos de hora. Aunque en conjunto el procedimiento es rápido, sigue siendo un tanto laborioso y, probablemente, más que para uso general, será útil para obtener una respuesta rápida y precisa en casos de duda o litigio.

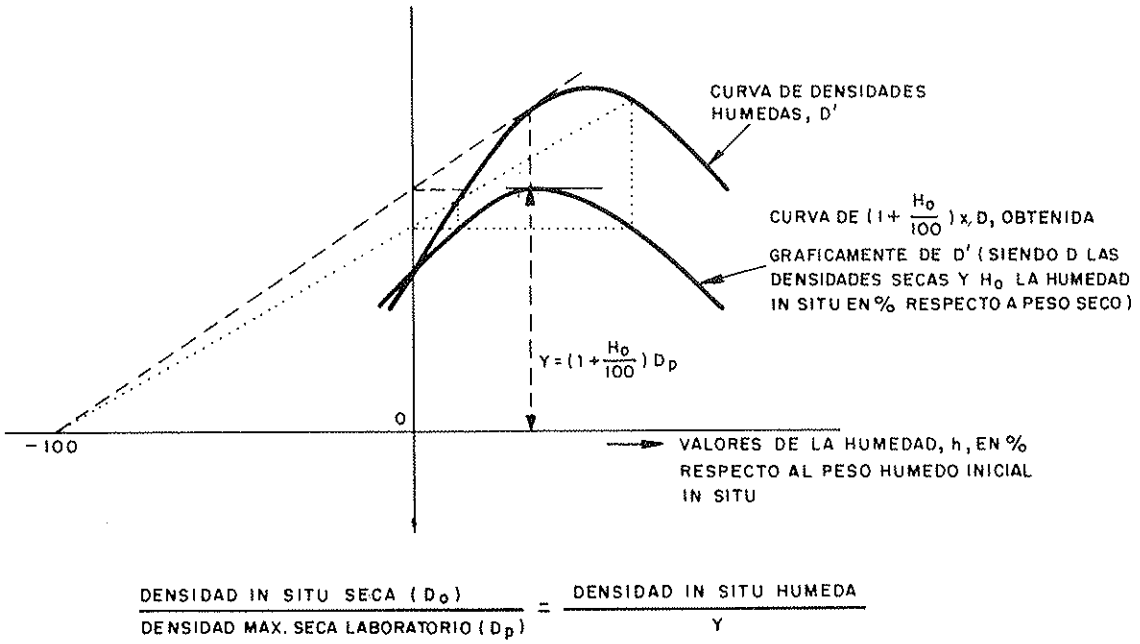


Figura 34. — Método rápido para obtener la relación de densidades secas a partir de la curva de densidades húmedas.

Un método que parece se usa bastante en U.S.A. (HRB, 1971) es el desarrollado inicialmente en Ohio. Consiste en disponer de una serie completa de curvas de densidades húmedas como la que se muestra en la figura 35. 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 secado rápido, y la densidad húmeda, se interpola la curva de densidades húmedas correspondiente y se obtiene la densidad máxima patrón. Otros estados americanos han completado 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 secado alguno 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.

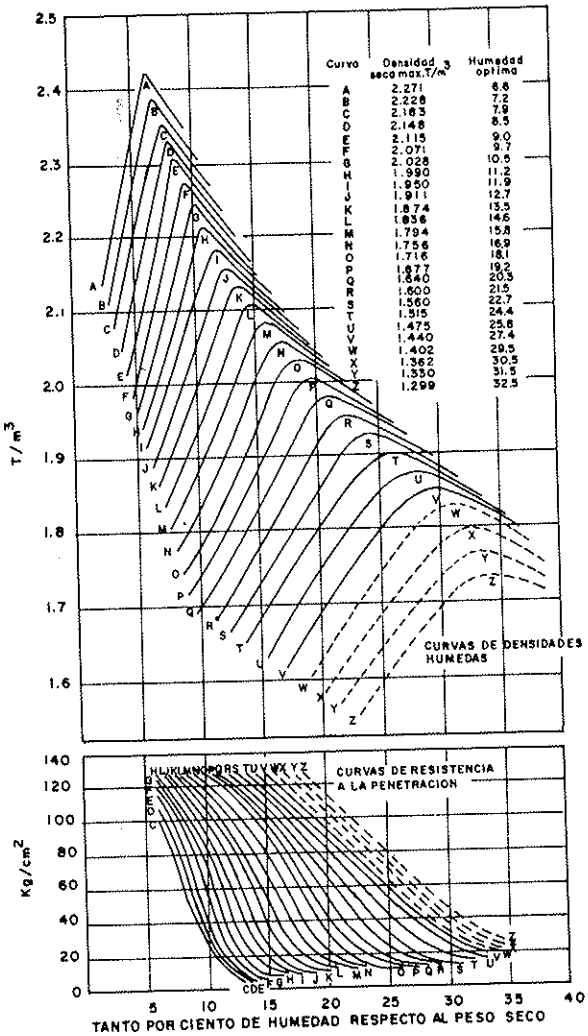


Figura 35.-Curvas tipicas de compactación y de resistencia a la penetración con la aguja Proctor, del Estado de Ohio (HRB, 1971).

c) Frecuencia e interpretación de los ensayos. Una de las cuestiones que hay que decidir es con qué frecuencia deben de 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 idea aproximada, las recomendaciones francesas (SETRA y LCPC, 1976) dan como valor medio, si los materiales son homogéneos, la cifra de un ensayo de densidad por cada 500 m^3 de terraplén compactado y un ensayo Proctor cada 5.000 m^3.

Como resumen de la práctica en U.S.A., en HRB (1971) se citan como valores típicos para las densidades in situ las cifras, mínimas en este caso, de un ensayo por cada 1.500 m^3, o un ensayo por tongada y por cada 300 m lineales de terraplén. También se requiere a veces un número mínimo de ensayos por día. En la tabla XIV se recogen, así mismo, las orientaciones suizas al respecto (VSS, 1972, SNV 640585a).

Sin embargo, como ya hemos dicho, 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 ingeniero encargado el que 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 el inspector, ya que las demás estarán mejor compactadas. Otros, en cambio, abogan por el muestreo aleatorio y el empleo de la estadística.

Con frecuencia 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 ingeniero con los valores que arroje la estadística, que siempre proporcionarán una información valiosa.

TABLA XIV

Orientación sobre el número de ensayos a efectuar, según la Norma Suiza SNV 640585 a, para el control de terraplenes

	Para los primeros 5.000 m^3	Para los 10.000 m^3 siguientes	Para los volúmenes adicionales
	1 ensayo cada		
Hasta 60 cm por debajo de la explanada	500 m^3	500 m^3	500 m^3
Más de 60 cm por debajo de la explanada	1.000 m^3	2.000 m^3	5.000 m^3

Notas:

1) En la explanada se especifica, además, una distancia entre perfiles de ensayo de 60 m y una superficie por ensayo de 600 m^2.

2) El número de ensayos deberá ser fijado por el ingeniero director en cada caso, teniendo en cuenta la heterogeneidad de los materiales y la experiencia que se vaya adquiriendo en obra.

A estos efectos, las especificaciones del Estado de California parece que cumplen adecuadamente este compromiso. El ingeniero comienza por escoger una determinada área por inspección directa, 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 6 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 el laboratorio para determinar la densidad máxima. Partiendo de dicha densidad máxima se obtiene el tanto por ciento 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 cuando se han efectuado un gran número de ellos en un cierto material y, dada su uniformidad, se puede dar por conocido el resultado. De todas formas se deberá ejecutar un ensayo por lo menos cada 5 días en cada tipo de material y cada vez que cambie su clase.

En Suiza (VSS 1972, SNV 640585a) se utiliza un enfoque que también parece razonable. El número de ensayos para un material determinado deberá de ser de 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.

5.4.4.3. Prescripciones y control por ensayos de carga

5.4.4.3.1. 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 para cimentaciones. También en carreteras se ha empleado este sistema, pero con menos frecuencia. Una de sus aplicaciones ha sido obtener el módulo de reacción del terreno de la explanada para el dimensionamiento de firmes de hormigón, tema que se sale fuera del ámbito de este trabajo. También se emplean, sin embargo, en algunos países para definir las características que ha 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 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 empleado esta técnica sean Suiza y Alemania y por ello vamos a hacer un resumen de los procedimientos y especificaciones que emplean. Hemos de advertir, sin embargo, que el ensayo de tipo alemán parece más apropiado y va progresivamente ganando más adeptos entre los demás países (por ejemplo, Francia y Bélgica).

a) Suiza. En este país (VSS, 1960, SNV 70317) utilizan placas de 200 cm^2 (D = 15,96 cm) y 700 cm^2 (D = 29,85 cm) pudiendo admitirse el ensayo para partículas de 1/3 a 1/5 de los correspondientes diámetros, situadas inmediatamente bajo la placa.

Después de aplicar una carga inicial de asiento de 0,2 kg/cm^2, se ponen los cuadrantes de deformación a cero y se aplican escalones sucesivos de 0,5 kg/cm^2 hasta alcanzar una tensión

mínima de 2,5 kg/cm² en el caso que nos ocupa del terreno. Se supone que el primer escalón de carga se ha estabilizado cuando los asientos sean inferiores de 0,05 mm en un intervalo de 3 min (suelos cohesivos) o 2 min (suelos incoherentes) y se adopta el mismo tiempo para los escalones sucesivos.

Se calcula el coeficiente:

$$M_E^{\xi} = \frac{\Delta p}{\Delta s} \times D \text{ en kg/cm}^2$$

siendo:

Δp = incremento de presión, que en este caso de suelos se toma entre 0,5 y 1,5 kg/cm².

Δs = diferencia de asientos en cm correspondiente a Δp.

El coeficiente M_E se determina para el primer y normalmente único ciclo de carga. Conviene también advertir que M_E no es igual al módulo de elasticidad aparente E, que viene dado para una placa circular rígida por la expresión:

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

siendo μ el módulo de Poisson. Como veremos , los alemanes toman para el factor $\pi/4(1 - \mu^2)$ el valor de 0,75 mientras para M_E se toma 1,0, lo que debe tenerse en cuenta al comparar los valores y limitaciones de ambos sistemas.

En la tabla XV (VSS, 1972, SNV 640585a) se dan los valores a exigir al módulo M_E, incluyendo las capas de base y sub-base (para estas capas las cargas máximas, los escalones y los intervalos para determinar M_E son diferentes). Como se ha reproducido la tabla original íntegra, se incluyen también los valores del tanto por ciento de densidad, índice CBR y deformación en el ensayo de la huella, quedando así más completa la información.

En la tabla XVI (VSS, 1972, SNV 640586) se indican las condiciones de humedad en que deben realizarse los ensayos de placa. Debe de tenerse en cuenta que en Suiza se indica (VSS, 1967, SNV 640588) que: «En general, el contenido de agua de puesta en obra no deberá variar en más del 2 % por encima o por debajo del valor óptimo (Proctor Normal)».

b) Alemania. En Alemania se viene utilizando desde hace ya bastantes años un tipo de ensayo de carga cuya característica más destacada 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 ó 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 5 kg/cm² en el caso de la placa pe-

TABLA XV

Valores mínimos a elegir (especificaciones suizas)

Capas		Tipos de suelos		% de la densidad máxima AASHO 1)	Módulo M_E kg/cm²	CBR in situ %	Deformación en el ensayo de la huella 5) δ_m (mm)
		Designación	USCS				
Base y subbase	Tráfico pesado	Gravas naturales o de machaqueo	GW GP	103 % 95 % Mod. 2)	1.000 3)		
	Tráfico ligero		GM GC	100 % 2)	800 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 %	150 4)	8 4)	3
		Suelos coherentes, suelos de grano fino	ML CL SC-ML	100 %	150 4)	8 4)	3
		Suelos de grano grueso, materiales 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, Pt				
Métodos de control SNV			670005	670330a, 670335 670337, 640330b	670317	670315	670365

Observaciones:

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

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

3) Se pueden admitir valores más reducidos siempre que se tenga 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 Tn (ver apartado 5.4.4.3.2.).

6) Indice de plasticidad.

TABLA XVI

Contenido de agua para la determinación M_E

Capas		Contenido de agua 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).

queña, y 7 mm o 2,5 kg/cm² 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; en el caso de materiales granulares se puede 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/mín. 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:

$$E_v = 0{,}75 \frac{\Delta p}{\Delta s} \times D \quad ; \quad \text{siendo:}$$

Δp, el incremento de presión correspondiente al intervalo entre 0,3 y 0,7 de la carga aplicada (que es la del primer ciclo).

Δs, el incremento de deformación correspondiente a Δp.

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

El valor de K permite detectar una compactación defectuosa si es elevado. En efecto, si un material está mal compactado, se producirá una deformación fuerte en el primer ciclo y el módulo E_{v1}

TABLA XV

será pequeño. Como quedará una deformación remanente importante, en el segundo ciclo el valor de E_{v2} será 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 esquemáticamente se reproduce en la tabla XVII (Floss, 1977). El primer grupo de «granò grueso», que incluye los materiales con no más de un 5 % inferior a 0,06 mm, comprende aquellos que no son susceptibles a la acción de la helada. Todos los demás lo son en mayor o menor grado. Como veremos, 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 las Normas ZTVE-StB 76 (1976), para materiales de «grano grueso» se exige en la explanada un valor mínimo de $E_{v2} = 1.200$ kg/cm², salvo en carreteras con tráfico ligero (clase V según

TABLA XVII

Clasificación alemana de suelos (DIN 18196)

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

la nomenclatura alemana) en que $E_{v2} = 1.000$ kg/cm². Cuando la construcción del firme exige la compactación de sus capas de base, como es el caso de los firmes flexibles, se producirá una mejora de las condiciones portantes de la explanada y, por ello, la norma admite la reducción de los valores citados anteriormente a 1.000 y 800 kg/cm².

Con los valores de E_{v2} señalados se pueden disponer encima las secciones de firme estandarizadas en Alemania. Por ello, para terrenos de «grano fino y mixto» generalmente colocan encima una capa de material de «grano grueso» que, además de proteger el suelo contra la acción helada, aumenta la capacidad portante hasta los valores que acabamos de indicar. En el contacto entre esta capa de «grano grueso» y material del terraplén de «grano fino o mixto» exigen un valor mínimo $E_{v2} = 450$ kg/cm².

TABLA XVIII

Valores de E_{v2} sobre capas de «grano grueso» (tabla XVII) sin tratar apoyadas sobre un terreno con $E_{v2} \geq 450$ kg/cm².

Espesor de la capa de «grano grueso» (cm)	E_{v2} en kg/cm²		
	A	B	C
20-30	≥ 500	≥ 800	≥ 1.000
30-40	≥ 600	≥ 1.000	≥ 1.200
40-50	≥ 700	≥ 1.200	≥ 1.400

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 grava de machaqueo de 0/32 a 0/56 mm.

En la tabla XVIII 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_{v2} de 450 kg/cm².

El mismo valor $E_{v2} = 450$ kg/cm² se exige para terrenos de «grano fino y mixto» cuando, en lugar de llevar encima una capa de material granular sin tratar, vayan cubiertos directamente por una base tratada con ligante, siempre naturalmente que se dimensione debidamente para compensar la falta de la capa granular intermedia.

Tanto para la coronación como para el resto del terraplén (núcleo y cimentación), las normas alemanas fijan unos valores mínimos del tanto por ciento de la densidad máxima Proctor Normal D_{pr} que se relacionan en la tabla XIX. Pero, así mismo se indica, que los ensayos de carga serán simultáneamente obligatorios en la explanada; para el núcleo y cimentación se recomiendan solamente cuando los materiales sean de tal naturaleza que no resulten aplicables los criterios por densidades (por su contenido de gruesos por ejemplo).

TABLA XIX

Valores mínimos del tanto por ciento de compactación D_{pt}

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	103 1) 100 2)		
		GE-SE-SW-SI	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 medida desde el borde superior del firme.	GW-GI GE-SE-SW-SI	97 95	GU-GT-SU-ST-OH-OK GU-GT-SU-ST-U-T-OU-OT	97 95 3)
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 metros medida desde el borde superior del firme.	igual a N.º 4		igual a N.º 4	

1) Firmes de carreteras de clases I a V
2) Firmes de caminos.
3) Contenido de aire $n_a \leq$ para GU-GT-SU-ST-U-T-OU-OT

Para estos casos se establecen unas correlaciones que se reproducen en las tablas XX y XXI, 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.

TABLA XX

Relación aproximada entre el tanto por ciento de compactación D_{pr} y el módulo de deformación E_{v2} para suelos de «grano grueso» (tabla XVII)

Tipo de suelo	% de compactación, D_{pr} referida a densidad máx. Proctor Normal	E_{v2} (kg/cm²)
GW-GI	≥ 103	≥ 1.200
	≥ 100	≥ 1.000
	≥ 97	≥ 800
GE	≥ 100	≥ 800
SE-SW-SI	≥ 97	≥ 600
	≥ 95	≥ 450

TABLA XXI

Relación aproximada entre el índice de poros, n, el contenido de agua w y el módulo E_{v2} para suelos de «grano fino y mixto» (Tabla XVII) con un contenido de aire $n_a \leq 12\%$

Indice de poros, n, en %	Contenido de agua, w en % en peso	E_{v2} (kg/cm²)
$n \leq 30$	$7 \leq w \leq 15$	$E_{v2} \geq 450$
$30 < n \leq 36$	$10 \leq w \leq 20$	$200 < E_{v2} < 450$
$n \geq 36$	$w \geq 15$	$E_{v2} \leq 200$

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

La principal dificultad de los ensayos de carga en suelos cohesivos es el contenido de agua, que puede influir mucho en los resultados. Este factor se define muy concretamente en las normas suizas, según se ha visto en la tabla XVI. 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 indicamos en el apartado 5.2. que dicha humedad es del mismo orden de magnitud que la Optima Proctor Normal, para suelos bastante plásticos, valor que se recomienda también por otros autores (Gressin, 1965) y coincide aproximadamente con las normas suizas referidas. Lo que desde luego hay que evitar en todo caso es efectuar el ensayo sobre una costra 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.

El ensayo tipo alemán, como ya comentamos anteriormente, parece encontrar para explanaciones más favorable acogida que el suizo, inclinándose hacia el mismo los franceses (Gressin, 1965) y los belgas (Moraux, 1975). En España se ha utilizado bastante en la construcción de autopistas de peaje. Durante los últimos años se ha estado empleando por el Laboratorio del Transporte

TABLA XXII

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

Tipo de suelo (ver nomenclatura tabla XVII)	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	$\leq 4{,}0$

y Mecánica del Suelo «José Luis Escario» en las autopistas del Mediterráneo y del Atlántico, que representan dos condiciones climáticas extremas. Además, simultáneamente, se ha efectuado el ensayo de la huella, de origen suizo, al que se hace referencia en el apartado 5.4.4.3.2., donde se incluyen algunas correlaciones y comentarios sobre los mismos.

En Francia (Lab. Central Ponts et Chaussées, 1973) han modificado el ensayo (fig. 36) para facilitar su ejecución. La carga la efectúan de una manera continua con un dispositivo hidráulico a razón de 0,0283 kg/cm² por segundo, hasta alcanzar un valor máximo de 2,5 kg/cm², y esperan a la estabilización. Después de una descarga rápida efectúan el segundo ciclo. Las deformaciones las miden con la viga Benkelman y registro automático. Afirman que con un equipo pueden efectuar de 20 a 30 medidas diarias. No sabemos si han modificado los criterios alemanes de aceptación.

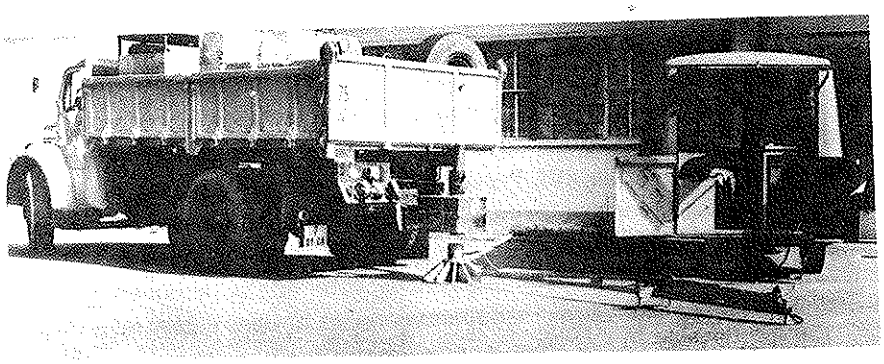


Figura 36. — Ensayo automatizado de placa ϕ 60 cm en Francia (LCPC, 1973).

5.4.4.3.2. Ensayo de la huella

Las normas suizas de métodos de control (VSS, 1972, SNV 640586) y especificaciones (VSS, 1972, SNV 640585a) imponen como procedimiento para juzgar la compacidad del terreno la ejecu-

ción de ensayos de densidad in situ y su correlación con la densidad máxima Proctor Normal. Sin embargo, cuando 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 AASHO de 948 cm^3) no es representativo y recomiendan recurrir al ensayo de la huella (VSS, 1973, SNV 670365), que es el objeto de este apartado. La capacidad portante de la superficie de la explanación la determinan bien con el ensayo CBR in situ o mediante ensayos de placa de carga (5.4.4.3.1.).

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

El número de puntos de medida debe de 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; su posición queda 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. 37) con las dos ramas separadas 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.

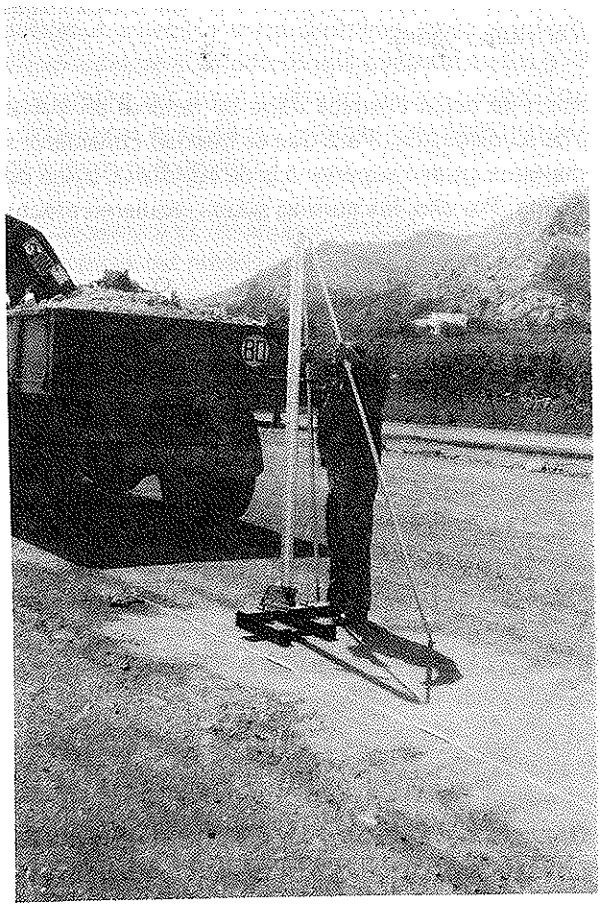


Figura 37. – Ensayo suizo de la huella.

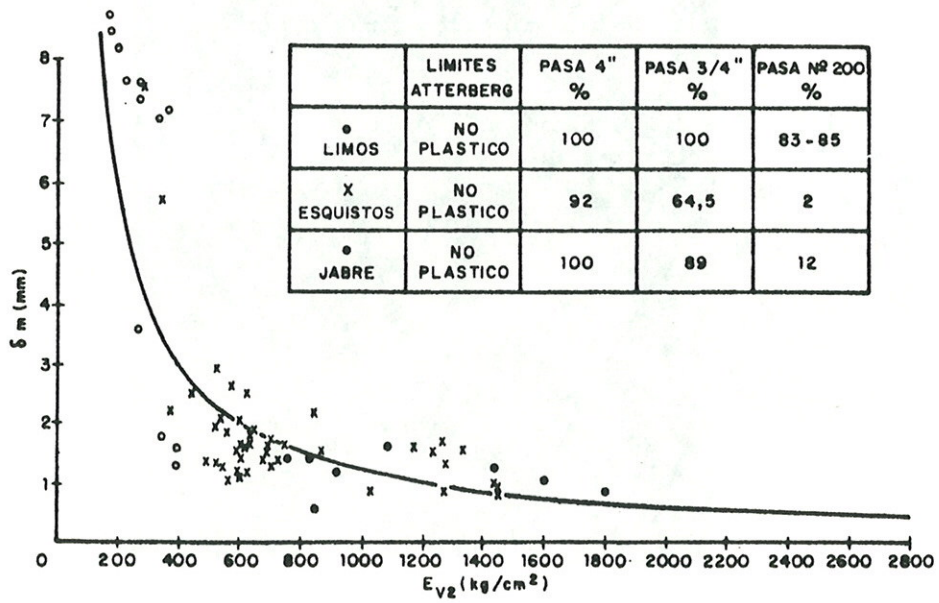
Se considera que la compactación es suficiente cuando la media aritmética de los asientos de los diez puntos de medida, δ_m, es inferior a 3 mm para la capa de coronación de 0,60 m y de 5 mm para el núcleo del relleno (ver también tabla XV).

Este procedimiento puede utilizarse de forma análoga para el control de compactación de tramos de ensayo, 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 (ver apartado 5.4.4.3.). Es también muy útil para detectar en obra donde es conveniente efectuar ensayos de placa adicionales, que son más lentos y costosos. En los ensayos que, según hemos dicho, ha efectuado el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo «José Luis Escario» en la autopista del Atlántico los resultados obtenidos parecen ser satisfactorios en cuanto a su representatividad y rapidez de ejecución. Se ha obtenido la siguiente correlación (fig. 38) entre δ_m y E_{v2} del ensayo de placa alemán (Escario et al., 1980):

$$\log \delta_m = 3 \quad \log E_{v2}$$

con un coeficiente de correlación $r = -0,83$. Los puntos corresponden a 86 ensayos de carga efectuados en 18 terraplenes de dicha autopista, con los suelos cuyas características se resumen en la tabla incluida en la misma figura.

Para la interpretación de estos ensayos debe de tenerse en cuenta el contenido de agua 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 nada más terminada la compactación.



	LIMITES ATTERBERG	PASA 4" %	PASA 3/4" %	PASA Nº 200 %
• LIMOS	NO PLASTICO	100	100	83 - 85
X ESQUISTOS	NO PLASTICO	92	64,5	2
• JABRE	NO PLASTICO	100	89	12

Figura 38. — Correlación entre E_{v2} obtenido con el ensayo de placa alemán y δ_m con el ensayo de huella suizo.

5.4.5. Secciones de ensayo

Una manera muy recomendable de establecer a priori la forma más adecuada de efectuar la compactación consiste en construir secciones de ensayo. En ellas se pueden probar distintos tipos de maquinaria, espesores de tongada, número de pasadas, variaciones de humedad, 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.

Las secciones de ensayo no suelen estar justificadas más que cuando los materiales son muy homogéneos y se trata de canteras importantes, ya que de lo contrario resultan antieconómicas. Hay casos, sin embargo, en que pueden ser especialmente necesarias, como sucede cuando se trata de materiales cuyo comportamiento durante su puesta en obra y compactación es difícil de prever, como son las rocas blandas y evolutivas (apartado 3.6.3.). 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, aparte de los ensayos de carga con placa, que siempre son lentos y costosos (apartado 5.4.4.3.1.), en seguir los asientos que van produciendo después de las sucesivas pasadas de la maquinaria en la tongada considerada. Con este fin suelen colocarse clavos y seguir métodos análogos a los descritos en el apartado 5.4.4.3.2. También suelen abrirse calicatas para inspeccionar el estado en que queda el material. Incluso a veces se determina el peso específico aparente en estas calicatas excavándolas con las dimensiones y geometría apropiadas, para determinar su volumen además del correspondiente peso del material extraído y deducir el índice de huecos que resulta.

Sin llegar a la construcción de secciones de ensayo propiamente dichas, como pudieran considerarse las totalmente independientes del relleno a efectuar, pueden conseguirse resultados muy útiles recurriendo a modo experimental a tongadas que quedan después incorporadas en el relleno primitivo, a menos que se consideren inadecuadas por algún motivo. Así, por ejemplo, las tongadas iniciales de un terraplén pueden fácilmente emplearse con estos fines.

La Federal Highway Administration (1974) ha institucionalizado, por así decirlo, el sistema en las especificaciones FP-74 (Sección 212, Construcción de franjas de control y determinación de la densidad «límite»). Recomienda que, cuando así se especifique (terraplenes o pedraplenes seleccionados y explanada) se debe construir una franja de control al comenzar el trabajo con cada clase de material que haya de compactarse. Un franja de control debe de tener una superficie de unos 350 m^2 y ha de ser del mismo espesor de tongada especificado para su construcción. La superficie de apoyo de la franja debe ser previamente aprobada por el ingeniero. El equipo de compactación, que deberá cumplir unas condiciones mínimas adecuadas al material a tratar, habrá de ser el mismo a utilizar realmente en obra. La compactación de la franja deberá continuarse hasta que no se produzca un aumento perceptible de densidad. Cuando se de por terminada la compactación de la franja deberá continuarse hasta que no se produzca un aumento perceptible de densidad. Cuando se de por terminada la compactación, se determina 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 límite, que deberá ser en todo caso superior al 95 % de la densidad máxima obtenida en laboratorio. Todo el material que se asimile al de la franja ensayada deberá compactarse hasta el porcentaje y con el criterio estadístico que se fije respecto a la densidad límite así determinada.

5.4.6. Homogeneidad

Para el dimensionamiento de los firmes es muy interesante el concepto de «homogeneidad» manejado por los suizos (VSS, 1972, SNV 640585a) y aplicado a las características de la explanada y la superestructura.

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, σ la desviación estándar y $\bar{x}$ la media aritmética de los valores obtenidos, que deben ser 10 por lo menos.

Como el numero 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 con la viga Benkelmann. En la tabla XXIII se dan los valores máximos admisibles del CV. Si se sobrepasaran deberán tenerse en cuenta las prescripciones de la norma, SNV 640317 «Dimensionalmente, capacidad de carga y homogeneidad a nivel de la explanada».

TABLA XXIII

Valores admisibles del coeficiente de variación para medida de la homogeneidad (SNV 640585a)

Nivel del ensayo	Características	Tipo de ensayo	Coeficiente de variación CV (máximo)
Sobre la explanada	Capacidad portante	CBR in situ Placa VSS	0,45 0,50
	Peso específico aparente húmedo	Arena y balón Muestra inalt. Aparato de isot.	0,05
	Contenido de agua	Secado de muestras Aparato de isot.	0,30
Sobre la base	Capacidad portante	Placa VSS Deflexiones	0,30

Otra manera de examinar la homogeneidad y al mismo tiempo obtener una idea cualitativa del estado de compactación de la explanada consiste en hacer una prueba con el supercompactador (Dirección General de Carreteras, 1975, PG3). Esta prueba debería hacerse después de los ensayos de control normales, pues de esta forma se podría apreciar cuál es el efecto sobre las zonas bien compactadas y sería más fácil juzgar cuáles se encuentran en malas condiciones. Debe tenerse en cuenta que los resultados depeden mucho de la humedad del terreno. Con materiales secos el hecho de que no se produzca una huella profunda, no significa que la compacidad sea buena.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

AASHTO, M. 57-64. 1974: *Standard specification for materials for embankments and subgrades.*

AASHTO, M. 145-73. 1974: *Recommended practice for the classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes.*

ALCAIDE, A. 1975: *XV Congreso Mundial de Carreteras.* Tema I «Report de España». México, 1975.

ALONSO, E. E. 1976: *Risk analysis of slopes and its application to slopes in Canadian sensitive clays.* «Geotechnique», vol. XXVI, pp. 453-72.

ARROWSMITH, E. J. 1971: *Earthworks on motorways from the viewpoint of the design engineer.* «Highways and Traffic Engineering», abril-mayo, pp. 518-20.

BAST E. N.° 1: *Recomendaciones para la realización de ensayos de carga con placa.* Traducido en el «Boletín de Información del Laboratorio de Transportes y Mecánica del Suelo», n.° 70, pp. 71-73, 1968.

BISHOP, A. W. 1954: *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes.* Conferencia europea de estabilidad de taludes. Estocolmo. Traducción en el «Boletín de Información del Laboratorio del Transporte», n.° 19, 1961.

BISHOP, A. W. y MORGENSTERN, N. 1960: *Stability coefficients for earth slopes.* «Geotechnique», vol. 10, n.° 4, pp. 129-150.

BOWLES, J. E. 1968: *Foundation analysis and design.* McGraw-Hill, New York.

BRAGG, G. H. Jr. y ZEIGLER, T. W. 1975: *Design and construction of compacted shale embankments.* Vol. 2. *Evaluation and remedial treatment of shale embankments.* Rep. No FHWA-RD, 75-62.

BRANDL, H., et al 1975: *XV Congreso Mundial de Carreteras.* Tema I «Report de Austria». Méjico.

BRIDLE, R. J., et al 1971: *XIV Congreso Mundial de Carreteras.* Tema I «Report de Gran Bretaña». Praga.

BRITISH STANDARD CODE OF PRACTICE, CP 2003. 1959: *Earthworks.*.

BUREAU OF YARDS AND DOKS: Dept. of the Navy. *Design manual.*

CASTILLO, E. y REVILLA, J. 1975 y 1977: *El cálculo de variaciones y la estabilidad de taludes.* «Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo», n.° 108, marzo-abril, 1975. Madrid; o bien más resumido: 9.ª Conferencia Internacional de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, Tokio, 1977.

CEDERGREEN, H. R. 1974: *Drainage of highway and airfield pavements.* John Willey § Sons.

COENE, J. 1975: *XV Congreso Mundial de Carreteras.* Tema 1 «Report de Bélgica». Méjico.

COENE, J., et al 1971: *XIV Congreso Mundial de Carreteras.* Praga.

DARCY, J. 1970: *Applications de la mécanique des roches aux terrassements rocheux.* Bull. Liaison Lab. P. et Ch., n.° 50.

DEPARTMENT OF TRANSPORT 1976: *Specification for road and bridge works* y *Notes for guidance on the specification for road and bridge works.* Londres HMSO. También: Supplement n.° 1, 1978.

DEPARTMENT DES TRAVAUX PUBLICS DU CANTON DE VAUD 1971 y 1973: N.° 9 *Autoroute du Léman.* Bulletin technique de la Suisse Romande. *Tronçon Vevey-Villeneuve.* Mayo 1971, n.° 10 *Tronçon Chexbres-Vevey.* Octubre 1971, n.° 22 *Tronçon Vennes-Chexbres.* Abril y mayo 1973, n.° 9.

DER BUNDESMINISTER FUR VERKEHR 1976: *Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Strassenbau.* ZTVE-StB 76.

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. 1964: *Datos climáticos para carreteras.*.

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS, M. O. P. 1975: *Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes.* PG3.

ENGEL, H. 1975: *XV Congreso Mundial de Carreteras.* Tema I «Report de Holanda». México.

ESCARIO, J. L., ESCARIO, V. y BALAGUER, E. 1967: *Caminos.* 5.ª edición. Dossat. Madrid.

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.° 8 del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo.

ESCARIO, V. 1961: *Errores introducidos por el método simplificado de las rebanadas.* 5.° Congreso Internacional de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, París. Traducción en la Publicación n.° 12 del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, 1962.

ESCARIO, V. 1966: *Estabilidad de presas de tierra y escolleras.* Monografía n.° 1 del Laboratorio de Transporte y Mecánica del Suelo.

ESCARIO, V. 1967: *Medida de las características de hinchamiento de un suelo alimentado con agua a tracción.* Grupo de Trabajo OCDE sobre Predicción de la Humedad en Carreteras.

ESCARIO, V. 1969: *Hinchamiento de suelos en contacto con agua a presión negativa.* Conf. Int. Arcillas Expansivas. Texas, AM University.

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.

ESCARIO, V., DAPENA, J. E., MUÑOZ, J. M. y MARTÍN VIÑAS, J. 1976: *Diversos aspectos de los fenómenos de oxidación de las piritas y su influencia sobre las obras de ingeniería.* Simposio Nacional sobre Rocas Blandas. Madrid.

ESCARIO, V. y JUSTO, J. L. 1970: *La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.* Dossat. Madrid.

ESCARIO, V., LÓPEZ CORRAL, A. y SERRANO, A. 1980: *Correlación entre los ensayos de placa de carga y las deformaciones originadas por un eje de 10 T para el control de compactación de obras de tierra.* Colloque Internacional sur le Compactage. París.

ESCARIO, V. y SÁEZ, J. 1973: *Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction.* Int. Conf. on Expansive Soils, Haifa. Reproducido en el Boletín de Información n.º 100 del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo «José Luis Escario».

FARRAR, D. M. 1971: *A Laboratory study of the use of wet fill in embankments.* Road Research Laboratory. Report LR 406.

FARRAR, D. M. y DARLEY, P. 1975: *The operation of earthmoving plan on wet fill.* Road Research Laboratory. Report LR 688.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. 1974: *Standard specifications for construction of roads and bridges on federal highway projects.* FP-74.

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.*

FRANKLIN, J. A. y CHANDRA, R. 1972: The slake-durability test. International Journal Rock Mechanics and Mining Science, vol. 9, núm. 3.

GARDNER, R. P., DUNN, W. L., MCDOUGALL, F. H. y LIPPOLD, W. J. 1971: *Optimization of density and moisture content measurements by nuclear methods.* Highway Research Board, Rep. 125.

GODIN, P. 1975: *XV Congreso Mundial de Carreteras.* Tema I «Report de Francia». Méjico.

GÓMEZ LAA, G. y ROMERO HERNÁNDEZ, J. L. 1976: *Breve comentario a una estadística de presas españolas de materiales sueltos.* Simposio Nacional sobre Rocas Blandas. Tomo 1. Madrid.

GORO KUNO. 1975: *XV Congreso Mundial de Carreteras.* Tema I «Report del Japón». Méjico.

GRESSIN, J. C. 1965: *Control de la compactación mediante placas de carga.* Bulletin Liaison Labo. Rout. N.° 15, X-XI. Traducido en el Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, n.° 42. Febrero 1966, pp. 25-34.

GUARDIA, F. 1960: *Control de compactación en obras de tierra.* «Revista de Obras Públicas». Septiembre, pp. 690-91.

HALL, E. B. y SMITH, T. 1971: *Special test for design of high earth embankments on US-101.* H. R. Record n.° 345, pp. 90-99.

HARLAND, D. G. y URKAN, S. R. 1966: *Effect of soil type on the single-probe gamma ray transmission method for measuring in-situ densities.* Road Research Laboratory, Report n.° 52.

HIGHWAY RESEARCH BOARD 1970: *Rapid test methods for field control of highway construction.* Report 103.

HIGHWAY RESEARCH BOARD 1971: *Construction of embankments.* NCHRP-8.

HOLZ, W. G. 1969: *Volume change in expansive clay soils and control by lime treatment.* Proceedings of the 2nd International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas.

HOVLAND, H. J. 1977: *Three-dimensional slope stability analysis method.* Journal Geotechn. Eng. ASCE. Vol. 103, n.° GT9, pp. 971-86.

HUANG, Y. H. 1977: *Stability coefficients for sidehill benches.* ASCE Journal of Geotech. Eng. Div. Vol. 103, n.° GT5, mayo. Prevista su traducción en el Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, 1978.

HUNTER, J. H. 1968: *Stability of simple cuts in normally consolidated clays.* Tesis Doctoral, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Colorado.

HUNTER, J. H. y SHUSTER, R. L. 1968: *Stability of simple cuttings in normally consolidated clays.* Geotechnique, vol. 18, n.° 3, pp. 372-378.

JANBU, N. 1954: *Application of composite slip surfaces for stability analysis.* European Conf. on Stability of Earth Slopes, Stockholm, Discussiones. Vol. 3, pp. 43-49. Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, n.° 28, octubre 1963. Madrid.

JANBU, N. 1954: *Stability analysis of slopes with dimensionless parameters.* Harvard Soil Mech. Series n.° 46, 81 p.

JANBU, N. 1957: *Earth pressure and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices.* 4.° Congreso Internacional de Mecánica del Suelo y Cimentaciones. Vol. II, pág. 207. Londres.

JIMÉNEZ SALAS, J. A. 1955: *Informe sobre las condiciones del estrato de arcilla negra de la Base Aérea de Morón.* No publicado.

JIMÉNEZ SALAS, J. A. 1976: *Lección sobre materiales de presas de materiales sueltos.* Curso internacional de Ingeniería de grandes presas. No publicado.

JIMÉNEZ SALAS, J. A. y JUSTO, J. L. 1971: *Geotecnia y cimientos I.* Editorial Rueda. Madrid.

JIMÉNEZ SALAS, J. A.; JUSTO, J. L. y SERRANO, A. 1976: *Geotecnia y cimientos II.* Editorial Rueda. Madrid.

JIMÉNEZ 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.

KARAKAS, I. K. 1973: *Le remblayage du Daley.* Bulletin Technique de la Suisse Romande. Núms. 9 y 10.

KAYSER, H. 1975: *XV Congreso Mundial de Carreteras.* Tema I «Report de la República Federal Alemana». México.

LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES 1971: Autoroute de Menton. Bulletin de Liaison, Special R..

LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES 1973: *Essai a la plaque.* Dunod, 11 p..

LEFLAIVE, E. 1976: *Terrasser, une technique moderne* (Terraplenes, una técnica moderna). Bulletin de Liaison Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 82.

LEWIS, W. A. y PARSONS, A. W. 1973: *The application of belt conveyors in road earthworks.* Proc. Inst. Civ. Engineers y Discusiones, 1974.

LIVNEH, M. 1973: *Road and airfield pavements, pipe lines, floor slabs.* General Report, session 3, div. 4. Proceedings of the Third International conference on Expansive Soils, vol. 2, pp. 155-164. Haifa (Israel).

LIVNEH, M., SHKLARSKY, E. y UZAN, J. 1973: *Cracking of flexible pavements based on swelling clay. Preliminary theoretical analysis.*

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.

MACAU VILAR, F. 1960: *Estabilización de taludes en desmontes y terraplenes.* Servicio Geológico de Obras Públicas. Boletín n.° 8.

MARQUIS, E. L. y WEAVER, G. D. 1976: *Roadside slope design for safety.* Trans. Eng. Journal ASCE. Vol. 102, n.° TE1.

MARSAL, R. J. y RESENDIZ, D. 1975: *Presas de tierra y enrocamiento.* Editorial Limusa. México.

MAYNARD LOVELL, S. 1975: *XV Congreso Mundial de Carreteras.* Tema I «Report de Gran bretaña». México.

McDOWELL, Ch. 1965: *Remedial procedures used in the reduction of detrimental effects of swelling soils.* International Research and Engineering Conference on expansive clay soils. Texas A § M.

McLAREN, D. 1968: *M.6 Trial embańkment at Killington.* Road Research Laboratory Report LR 238.

MILLARD, R. S. 1967: *XIII Congreso Mundial de Carreteras.* Tema II «Report de Gran Bretaña». Tokio.

MITCHELL, R. L. 1975: *XV Congreso Mundial de Carreteras.* Tema I «Report de Rodesia». México.

MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMUNICATIONS 1976: *General conditions standard specifications and supplemental specifications.* Vol. 1, división 2. General grading. Ontario (Canadá).

MORAUX, C. 1975: *Comunicación personal.* Centre de Recherches Routiers.

MORGAN, J. R. 1973: *The influence of subgrade volume change on pavement stresses.* Proceedings of the third International Conference on expansive soils. Vol. 2, pp. 169-172. Haifa (Israel).

MORGENSTERN, N. 1963: *Stability charts for earth slopes during rapid drawdown.* Geotechnique, vol. 13, n.° 2, pp. 121-131.

MORGENSTERN, N. E. y PRICE, V. E. 1965: *The analysis of the stability of general slip surfaces.* Geotechnique, vol. XV, n.° 1.

MOTYLEV, Y. L. et al. 1971: *XIV Congreso Mundial de Carreteras.* Cuestión I. Praga.

MORYLEV, Y. L. 1975: *XV Congreso Mundial de Carreteras.* Tema I. Report de URSS. México.

NONVEILLER, E. 1965: *The stability analysis of slopes with a slip surface of general shape.* Int. Cong. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 2. Montreal.

OCDE: Servicio de Investigación de Carreteras 1972. *Symposium sobre el control de calidad de las obras de carreteras.* Sesión 2. Control de suelos y explanaciones.

PANET, M. 1974: *Les terrassements rocheux dans les travaux routieres et autoroutieres.* La Technique Routiere. Vol. XIX, n.° 1.

PARSONS, A. W. 1975: *Quelques développements recents des prescriptions et des procédés en matiere de terrassement au Royaume-Uni.* La Technique Routiere, vol. XX, pp. 27-53.

PARSONS, A. W. 1978: *Moisture condition test for assessing the engineering behaviour of earthwork material.* Symposium of Clay Fills. I.C.E. Londres. Traducido en Boletín de Información del Lab. Transp. y Mec. Suelo, mayo-junio, 1979.

PILOT, G. y KACMAZ, S. 1968: *Abaques de stabilité d'ensamble des remblais sur sols inclinés.* Bull. Liaison Lab. Routieres P. et Ch. n.° 32, junio-julio, pp. 35-52.

RICO, A. y DEL CASTILLO, H. 1974: *La ingeniería de suelos en las vías terrestres.* Editorial Limusa, S. A.

RODRÍGUEZ MIRANDA, M. A. y GUTIÉRREZ MANJÓN, J. M. 1976: *Comportamiento de un pedraplén de 80 m de altura para una autopista.* Simposio Nacional sobre Rocas Blandas. Tomo 1. Madrid.

RODRÍGUEZ 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.° 3146.

RODRÍGUEZ ORTIZ, J. M. 1974: *Las arcillas expansivas: su estudio y tratamiento*. Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, n.° 108, marzo-abril 1975, pp. 3-30.

RODRÍGUEZ ORTIZ, J. M. y LANZAROTE RUATA, A.1971: *Propuesta de especificaciones para la ejecución de pedraplenes.* Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, n.° 87, septiembre-octubre.

RONDÓS, L. y RATKOVSKY, K. 1975: *XV Congreso Mundial de Carreteras.* Tema I «Report de Checoslovaquia». México.

ROUBAKINE, G. y MONOD, CL. 1973: *Les ouvrages du Rio d'Enfer et du Crau=Coulet.* Bulletin Technique de la Suisse Romande, núms. 9 y 10.

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.

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 a la chaux*.

SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES (SETRA). LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES (LCPC) 1976: *Recommandation pour les terrassements routieres: 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*.

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.° FHWA-RD-75-61.

SHERARD, J. L., DUNNIGAN, L. P. y DECKER, R. S. 1976: *Identification and nature of dispersive soils.* ASCE. Journal Geotech. Div. GT4.

SHERARD, J. L., WOODWARD, R. J., GIZIENSKI, S. F. y CLEVENGER, W. A. 1963: *Earth-rock dams». John Willey and Sons. Inc.*.

SMITH, T. y KLEIMAN, F. 1971: Behavior of high earth embankment of U.S.-101. H.R. Record n.° 345, pp. 100-110.

SMITH, T. W. y STAFFORD, G. V. 1957: *Horizontal drains in California highways.* Journal Soil Mec. and Found. Div. ASCE. Vol. 83. SM3.

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.° FHWA-RD-75-48

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.

TERZAGHI, K. y PECK, R. B. 1967: *Soil mechanics in engineering practice.* John Willey & Sons Inc. 2.ª Edición.

TRANSPORT AND ROAD RESEARCH LABORATORY 1975: *The effect of soil conditions on the productivity of earthmoving plant.* LF 510.

TRANSPORT AND ROAD RESEARCH LABORATORY 1976: *The measurement of the moisture condition of soil.* Leaflet LF 630.

URIEL, S. y DAPENA, J. E. 1976: *Indices para cuantificar la alterabilidad de las rocas.* Simposio Nacional de Rocas Blandas. 1, A-8. Madrid.

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).

VAN DER WALT, N. 1973: *Road and airfield pavements, pipe lines, floor slabs.* Discussion to General report, session 3. Div. 4, Proceedings of the 3rd International Conference on expansive soils, vol. 2, pp. 164-166. Haifa (Israel).

VARGAS, F. 1975: *XV Congreso Mundial de Carreteras.* Tema 1 «Report de México». México.

VIJAYVERGIYA, N. V. y GHAZZALY, O. I. 1973: *Prediction of swelling potential for natural clays.*

VSS. 1966: *Coeficientes característicos de los suelos.* Norma suiza SNV-70010.

VSS. 1967: *Compactación, Métodos y equipos.* Norma suiza SNV-640588.

VSS. 1972: *Compactación. Exigencias.* Norma suiza SNV-640585a.

VSS. 1972: *Compactación. Métodos de control.* Norma suiza SNV-640586.

VSS. 1973: *Control de compactación por eje de 10 Tn.* Norma suiza SNV-670365.

VSS 1975: *Explanaciones. Tierra vegetal, almacenamiento y puesta en obra.* Norma suiza SNV-640581.

WAHLS, H. E. 1967: *Current specifications, field practices and problems in compaction for highway purposes.* HRB. Record n.° 177.

WIDMER, M. 1969: *Significado del ensayo de carga con placa en la construcción de carreteras.* Strassen und Verkehr, n.° 4, abril. Traducido en el Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, n.° 72, marzo-abril, pp. 22-40.

ANEJO I

Extracto de las
Recomendaciones Francesas para
la Compactación del Núcleo y
Coronación de Terraplenes
(SETRA y LCPC, 1976)

INTRODUCCION

En el cuerpo de este trabajo 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 epígrafe 3.2.1. se expone la correspondiente clasificación de suelos, recogida esquemáticamente en la Tabla IV.

En el epígrafe 3.4.2.1.b y Tabla VIII se dan de forma resumida las recomendaciones para la utilización de los diferentes tipos de suelos de la clasificación en la construcción de terraplenes.

En el epígrafe 3.5.1.d y Tabla X se incluyen también de forma resumida las recomendaciones para la coronación.

Por fin, en el epígrafe 5.4.2.b se exponen los criterios de la citada publicación para la compactación tanto del núcleo como de la coronación de terraplenes. En este Anejo se reproducen las Tablas de compactación mencionadas en dicho epígrafe.

Para la utilización de estas Tablas es esencial el conocimiento del contenido de los epígrafes relacionados, ya que aquí no se recogen más que los datos adicionales necesarios para definir las características y forma de operar de la maquinaria.

Con la publicación original francesa se adjunta una lista de la maquinaria existente y se da la clasificación de cada compactador en los grupos que seguidamente se indican. La lista de maquinaria, sin embargo, no se ha reproducido.

DATOS RELATIVOS A LA MAQUINARIA DE COMPACTACION

Rodillos de neumáticos

La clasificación se hace según la carga por rueda:

P_1 - de 2,5 a 4 Tm.

P_2 - de 4 a 6 Tm.

P_3 - superior a 6 Tm.

Rodillos vibrantes

Una primera clasificación se hace a partir de la carga estática aplicada por unidad de anchura del cilindro vibrante.

V_1 - de 15 a 25 kg/cm.

V_2 - de 25 a 35 kg/cm.

V_3 - de 35 a 45 kg/cm.

V_4 - superior a 45 kg/cm.

Cada una de estas clases se subdivide en los tipos, a, b, c y d, definidos a partir de las características dinámicas de la maquinaria. Estas características no se exponen en la publicación citada; lo que se hace es una relación de modelos comerciales existentes, que no se incluye en este trabajo, según hemos comentado anteriormente, y cada uno se clasifica en el correspondiente grupo.

Rodillos de pata de cabra

La clasificación se hace según la carga estática media por unidad de anchura del tambor:

PD_1 - de 30 a 60 kg/cm.

PD_2 - superior a 60 kg/cm.

Significado de las llamadas de las Tablas

(1) A reserva de que la traficabilidad lo permita.

(2) Aparentemente, no existe aún ningún compactador que pertenezca a esta categoría.

(3) Para los rodillos tándem con dos cabezas vibrantes Q/S puede ser un poco mayor.

(4) Prever un compactador anexo para borrar las huellas dejadas por los pies.

(5) Se podrán aplicar condiciones de utilización ligeramente más favorables a los compactadores con frecuencia variable, cuando ésta corresponda a la frecuencia de resonancia (asesorarse por especialistas).

(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 $D_{máx} < 2/3$ del espesor de la tongada en cuestión.

(8) Impone que $D_{máx} < 1/5$ del espesor de la tongada en cuestión.

(9) Impone que $D_{máx} < 1/4$ del espesor de la tongada en cuestión.

(10) Deberán aplicarse condiciones de utilización ligeramente menos favorables a los compactadores menos pesados de esta clase.

* Caso no previsto en las Tablas VIII y X del texto, pero señalado aquí para traducir mejor ciertas posibilidades de compactadores eventualmente utilizables en ciertos casos (rellenos no de carreteras).

SUELOS Y MODOS DE UTILIZACION \ COMPACTADOR				NEUMATICOS			VIBRATORIO															PATA DE CABRA	
							V_1				V_2				V_3				V_4				
				P_1	P_2	P_3	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	PD_1	PD_2
A_1 NUCLEO	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION DEBIL	03	Q/S	0,08	0,12 1	0,30 1	0,10 5	0,10 10	0,11 10	0,095	0,20 1	0,20 1-5	0,18 1-3	0,18 1	0,30 1	0,30 1-5	0,20 1	0,20 1	0,50 1	0,33 1-6	2	0,08 4	0,10 4
		✻	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	0,40
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION DEBIL	23	Q/S	0,08	0,12 1	○	0,10 5	0,10 10	0,11 10	0,095	0,16 1	0,16 1-5	0,18 1-3	0,18 1	0,20 1	0,20 1-5	0,20 1	0,20 1	○	0,22 6	2	0,08 4	0,10 4
			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	0,40
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION MEDIA	22	Q/S	0,05	0,08	0,15 1	0,06	0,06 10	0,06 10	0,05	0,10	0,10 5	0,08 3	0,08	0,15	0,15 5	0,09	0,09	0,20	0,16 6	2	0,05 4	0,07 4
			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
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION INTENSA	21	Q/S	0,03	0,05	0,07	0,03	0,03 10	0,035 10	0,03	0,05	0,05 5	0,05 3	0,05	0,07	0,07 5	0,055	0,055	0,10	0,08 6	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			
	TONGADA FINA Y COMPACTACION INTENSA	11	Q/S	0,03	0,04	0,06	○	○	○	○	0,04	0,04 5	0,04 3	0,04	0,07	0,07 5	0,045	0,045	0,10	0,08 6	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			
	CORONACION		Q/S	0,025	0,045	0,065	0,025	0,025 10	0,030 10	0,025	0,045	0,045 5	0,05 3	0,05	0,065	0,065 5	0,055	0,055	0,09	0,075 6	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			
A_2 NUCLEO	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION DEBIL	03	Q/S	0,06	0,09	0,15	0,08	0,08 10	0,08 10	0,065	0,12	0,12 5	0,11 3	0,11	0,14	0,14 5	0,125	0,125	0,30	0,155 6	2	0,10 4	0,12 4
			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	0,40
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION DEBIL	23	Q/S	0,06	0,09	○	0,08	0,08 10	0,08 10	0,065	0,12	0,12 5	0,11 3	0,11	0,15	0,15 5	0,125	0,125	○	0,165 6	2	0,10 4	0,12 4
			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	0,40
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION MEDIA	22	Q/S	0,04	0,07	0,12	0,04	0,04 10	0,045 10	0,03	0,08	0,08 5	0,07 3	0,07	0,11	0,11 5	0,08	0,08	0,155	0,12 6	2	0,08 4	0,10 4
			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	0,40
	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION INTENSA	21	Q/S	0,02	0,04	0,06	0,02	0,02 10	0,025 10	0,02	0,04	0,04 5	0,04 3	0,04	0,06	0,06 5	0,045	0,045	0,09	0,065 6	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		0,20	0,30
	TONGADA FINA Y COMPACTACION INTENSA	11	Q/S		0,04	0,06	○	○	○	○	0,04	0,04 5	0,035 3	0,035	0,055	0,055 5	0,04	0,04	0,09	0,06 6	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		0,20	0,30
	CORONACION		Q/S	0,020	0,035	0,055	0,020	0,020 10	0,025 10	0,020	0,035	0,035 5	0,035 3	0,035	0,055	0,055 5	0,040	0,040	0,080	0,060 6	2	0,040 4	0,050 4
			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_3 NUCLEO	TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION MEDIA	22	Q/S	0,02	0,04	0,06	○	○	○	○	0,04	0,04 5	0,045 3	0,045	0,06	0,06 5	0,05	0,05	0,10	0,07 6	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 5	0,02 3	0,02	0,04	0,04 5	0,03	0,03	0,06	0,05 6	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		0,20	0,30
	TONGADA FINA Y COMPACTACION INTENSA	11	Q/S	○	○	0,03	○	○	○	○	○	○	○	○	0,02	0,02 5	○	○	0,04	0,025 6	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				NEUMATICOS			VIBRATORIO																PATA DE CABRA	
							V_1				V_2				V_3				V_4					
				P_1	P_2	P_3	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c		PD_1	PD_2
B_1	VER CLASE D			VER CLASE D																				
B_2	NUCLEO	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION DEBIL	03	Q/S	0,10	0,20 1	0,40 1	0,15	0,15 10	0,16 10	0,12	0,30	0,30 5	0,26 3	0,26	0,50	0,50 5	0,285	0,285	1,0	0,55 6	2	0,10 4	0,10 4
			*	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		0,40	0,40
		TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION MEDIA	02	Q/S	0,08	0,12 1	0,30 1	0,10	0,10 10	0,085 10	0,08	0,20	0,20 5	0,20 3	0,20	0,30	0,30 5	0,22	0,22	0,50	0,35 6	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			
		TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION MEDIA	22	Q/S	0,06	0,10	0,15	0,08	0,08 10	0,075 10	0,065	0,10	0,10 5	0,085 3	0,085	0,15	0,15 5	0,15	0,15	0,23	0,20 6	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			
		TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION INTENSA	21	Q/S	0,04	0,06	0,08	0,04	0,04 10	0,05 10	0,045	0,06	0,06 5	0,06 3	0,06	0,08	0,08 5	0,065	0,065	0,12	0,105 6	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			
		CORONACION		Q/S	0,035	0,055	0,070	0,035	0,035 10	0,040 10	0,035	0,055	0,055 5	0,050 3	0,050	0,070	0,070 5	0,060	0,060	0,10	0,080 6	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			
B_3	VER CLASE D			VER CLASE D																				
B_4	VER CLASE B_2			VER CLASE B_2																				
B_5	VER CLASE A_1			VER CLASE A_1																				
B_6	NUCLEO	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION DEBIL	03	Q/S	0,08	0,12	0,20	0,10	0,10 10	0,105 10	0,085	0,15	0,15 5	0,155 3	0,155	0,30	0,30 5	0,18	0,18	0,40	0,33 6	2	0,10 4	0,15 4
				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		0,30	0,40
		TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION DEBIL	23	Q/S	0,08	0,12	○	0,10	0,10 10	0,105 10	0,085	0,15	0,15 5	0,155 3	0,155	0,25	0,25 5	0,18	0,18	○	0,28 6	2	0,10 4	0,15 4
				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	0,40
		TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION MEDIA	22	Q/S	0,05	0,08	0,12	0,05	0,05 10	0,05 10	0,045	0,09	0,09 5	0,075 3	0,075	0,12	0,12 5	0,10	0,10	0,20	0,18 6	2	0,10 4	0,15 4
				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	0,40
		TONGADA FINA O MEDIA Y COMPACTACION INTENSA	21	Q/S	0,02	0,04	0,06	0,02	0,02 10	0,025 10	0,02	0,04	0,04 5	0,04 3	0,04	0,06	0,06 5	0,05	0,05	0,10	0,09 6	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			
		TONGADA FINA Y COMPACTACION INTENSA	11	Q/S	0,02	0,04	0,06	○	○	○	○	0,04	0,04 5	0,04 3	0,04	0,055	0,055 5	0,05	0,05	0,08	0,07 6	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			
		CORONACION		Q/S	0,020	0,040	0,055	0,020	0,020 10	0,025 10	0,020	0,040	0,040 5	0,040 3	0,040	0,055	0,055 5	0,050	0,050	0,085	0,065 6	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			

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 $\pm$ 20% PARA Q/S Y $\pm$ 15% PARA, e.)

iii) LAS CONDICIONES DE EMPLEO PREVISTAS CORRESPONDEN A LAS SIGUIENTES VELOCIDADES MAXIMAS
- RODILLOS DE NEUMATICOS ——— 6 Km/h
- RODILLOS VIBRANTES ——— 2 o 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 convencional

SUELOS Y MODOS DE UTILIZACION \ COMPACTADOR				NEUMATICOS			VIBRATORIO															PATA DE CABRA	
							V_1				V_2				V_3				V_4				
				P_1	P_2	P_3	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	PD_1	PD_2
C_1	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	2	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	0,40	0,40	1,0	0,80		0,30	0,50
		TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION MEDIA	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	2	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
		TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION INTENSA	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	2	○	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_2	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	2	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
		TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION MEDIA	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	2	○	○
				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			
		TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION INTENSA	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	2	○	○
				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			
		CORONACION		Q/S	0,020 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	2	○	○
				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			
C_3	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	2	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
		TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION MEDIA	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	2	○	○
				e		0,40	0,60					0,40	0,40			0,70	0,70			0,80	0,70			
		TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION INTENSA	01	Q/S	○	0,05 7	0,08 7	○	○	○	○	0,06 7	0,06 7-5	○	○	0,10 7	0,10 7-5	○	○	0,12	0,105 7-6	2	○	○
				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	
							V_1				V_2				V_3				V_4			
				P_1	P_2	P_3	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	PD_1 PD_2
D_1	NUCLEO	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION MEDIA 02	Q/S	0,08	0,12	0,15	0,12	0,12 (10)	0,10 (5-3)	0,10	0,15	0,15 (5)	0,18 (3)	0,18	0,25	0,25 (5)	0,20	0,20	0,40	0,28 (6)	2	O O
			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		
	CORONACION		Q/S	0,060	0,070	0,085	0,065	0,065 (10)	0,060 (5-3)	0,060	0,085	0,085 (5)	0,080 (3)	0,080	0,010	0,010 (5)	0,090	0,090	O	0,011 (6)	2	O O
			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		
D_2	NUCLEO	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION MEDIA 02	Q/S	0,07	0,10	0,12	0,10	0,10 (10)	0,09 (5-3)	0,09	0,12	0,12 (5)	0,115 (3)	0,115	0,20	0,20 (5)	0,13	0,13	0,25	0,23 (6)	2	O O
			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		
	CORONACION	TRATADO	Q/S	0,055	0,070	0,085	0,060	0,060 (10)	0,055 (5-3)	0,055	0,075	0,075 (5)	0,070 (3)	0,070	0,10	0,10 (5)	0,080	0,080	O	0,11 (6)	2	O O
			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		
		NO TRATADO	Q/S	0,060	0,080	0,10	0,070	0,070 (10)	0,070 (5-3)	0,070	0,090	0,090 (5)	0,080 (3)	0,080	0,13	0,13 (5)	0,10	0,10	O	0,145 (6)	2	O O
			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		
D_3	NUCLEO	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION MEDIA 02	Q/S	0,05 (7)	0,08	0,10	0,06 (7)	0,06 (7-10)	O	0,06 (7)	0,10	0,10 (5)	O	O	0,15	0,15 (5)	O	O	0,20	0,17 (6)	2	O O
			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		
	CORONACION		Q/S	0,040 (7)	0,065	0,080	0,045 (7)	0,045 (7-10)	O	0,045 (7)	0,070	0,070 (5)	O	O	0,11	0,11 (5)	O	O	0,14	0,12 (6)	2	O O
			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		
D_4	NUCLEO	TONGADA GRUESA POSIBLE Y COMPACTACION MEDIA 02	Q/S	O	0,08 (7)	0,12 (7)	O	O	O	O	0,10 (7)	0,10 (7-5)	O	O	0,15	0,15 (5)	O	O	0,20	0,17 (6)	2	O O
			e		0,40	0,60					0,50	0,50			0,70	0,70			1,0	0,70		

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 — O Compactador no conveniente