



Filosofía del diseño y ejecución de terraplenes y su patología (I)

Philosophy of design and execution of earthworks and their pathology (I)

Carlos Oteo Mazo

Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático de Ing. del Terreno
Presidente del Comité de
Geotecnia Vial de la A.T.C.

Resumen

Este artículo pretende mostrar, por un lado, las experiencias que, en estructuras térreas para infraestructuras viarias, han obtenido los diversos técnicos dedicados a su diseño y construcción. Pero, por otro, intenta volver a recordar los criterios básicos en que se basa el PG-3 y la filosofía que debe guiar el diseño y ejecución de estas obras, así como la experiencia sacada de observar su comportamiento. Estas páginas están dedicadas a esos aspectos de criterios básicos: filosofía a tener en cuenta en el diseño y ejecución de estas “estructuras de tierra”; y en las patologías derivadas de olvidarse que se trata de obras “blandas”, de poca cohesión y deformables, en que el agua y el contenido de finos pueden ser los principales enemigos.

PALABRAS CLAVE: Geotecnia vial, materiales para carreteras, terraplenes.

Summary

This article aims to show, for one hand, the experiences in earthworks for infrastructure road, has obtained for the technicals dedicated to their design and construction. But on the other, try to remember the basic criteria underlying the PG-3 and the philosophy that should guide the design and implementation of these works, as well as experience taken to observe their behavior. These pages include to these aspects of basic criteria: philosophy have into account in the design and implementation these “earthworks” and their pathologies derived to forget that it is works “soft” low cohesion and high deformability that the water and the fine content may be the main enemies.

KEY WORDS: Geotechnical road, materials for roads, embankments.

1. Introducción histórica

El concepto de estructura térrea va unido al de firme desde el primer momento de la Historia. En esas circunstancias, como indican diversas investigaciones [1]:

- Las vías (para vehículos de tracción animal y rueda de madera o metálica) se “pegan” al terreno, con lo que los desmontes y terraplenes apenas existen.
- Se siguen los ríos y el posible apoyo en roca.
- El trazado se hace por donde la nieve “carga” menos.
- Se buscan materiales nobles, generalmente derivados de la fracturación de rocas o extraídos de graveras naturales.
- Se construyen terraplenes-firmes con diferentes capas que contienen gruesos, sobre las que se colocan capas con materiales intermedios y más finos (incluso con aglomerante) y pudiendo llegar a colocarse enlosados de piedra sobre dichas capas, como en las calzadas romanas (figura 1). Se consigue, así, una capa gruesa inferior y se colocan otras superiores que van disminuyendo la granulometría y aumentan la cohesión.
- Este conjunto no sólo es resistente, sino drenante, al dar pendiente a las capas granulares y permitir la salida por cunetas térreas laterales (figura 1).
- Cuando aumenta el peso de los vehículos de transporte, se necesita un firme más resistente y se acude a un terraplén-firme. Las ideas de Mac Adam, a principios del siglo XIX, introducen un relleno de calidad: piedra partida con granulometría más o menos definida (de 1 a 7 cm). El tráfico se encargaba de crear finos (por rotura de los bordes de la piedra partida), “recebando”, así, los huecos creados por las piedras mayores (figura 2) [2]. De esa forma se “conseguía” un material con granulometría relativamente continua que daba buen resultado. Hacia 1830 se introducen los rodillos o pisones, destinados a acelerar el efecto de relleno de los huecos de la piedra partida, para que el efecto y el terraplén-firme de calidad se



Figura 1. Drenaje en vías romanas (Fonseca, 1990)

consiga lo más pronto posible.

- Telford y Mac Adam indican que, si la extensión de este terraplén-firme se hace en varias tongadas, recebándolas (primero a mano y después con apisonado mecánico, como en la figura 2) se consigue un conjunto de calidad que puede soportar el tráfico de la época. En 1906 se procede a alquitranar la superficie del macadán para evitar el polvo y en 1960 ya se sustituye el macadán por una base granular de granulometría continua, que resiste mejor y tiene más durabilidad [3].

- Entre la macadán y la base granular se utilizó la zahorra natural, con adecuada resistencia (gruesos) y granulometría continua.

Se llega a la idea de Trésaguet en que ya se separa el firme del terraplén: El soporte final debe corresponder al suelo natural o a un terraplén térreo. El firme debe servir para: a) Mantener la superficie seca. b) Ofrecer una superficie uniforme. c) Soportar la concentración de cargas que ofrecen los vehículos modernos. d) Transmitir una presión media y más baja al terreno inferior. e) Evitar que los finos del terreno asciendan y

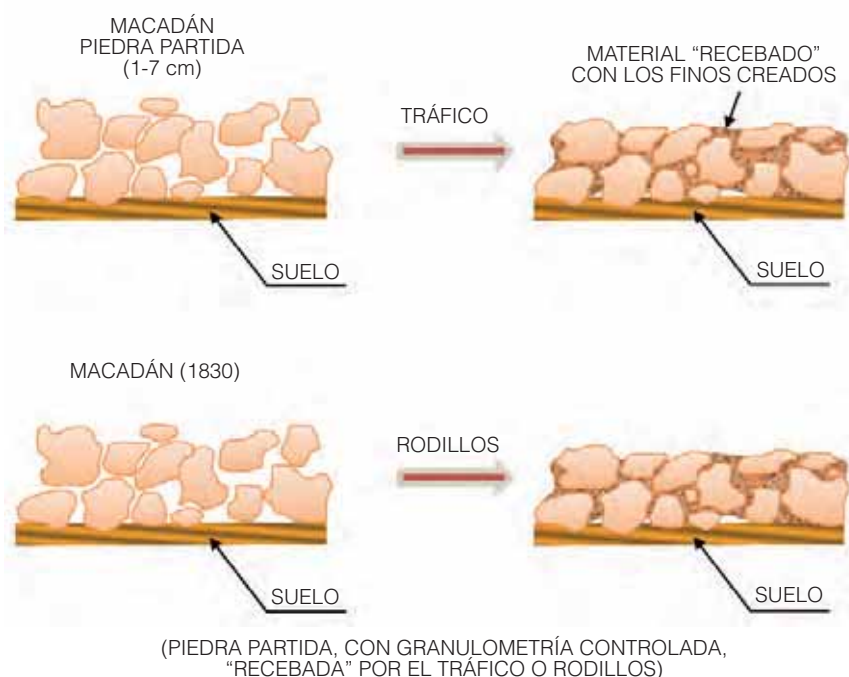


Figura 2. Primeros firmes con macadán, a principios del siglo XIX

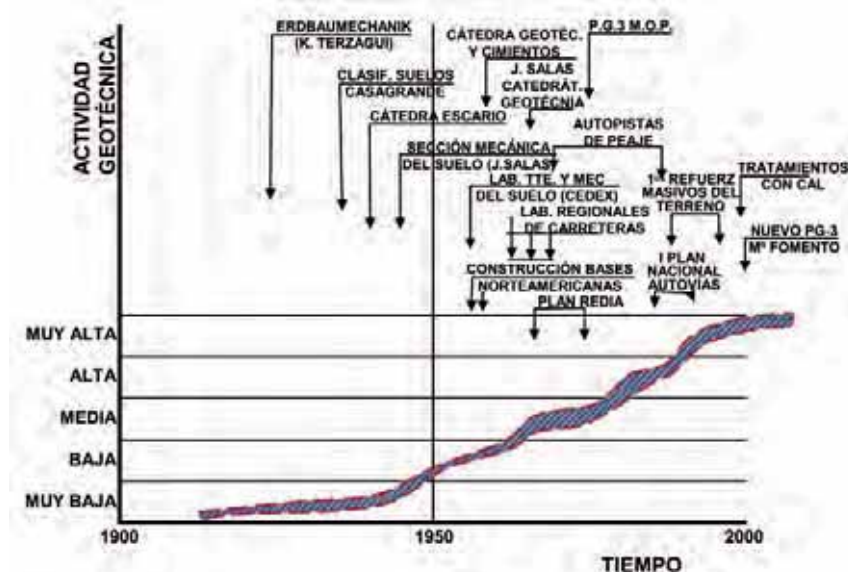


Figura 3. Evolución temporal de la actividad geotécnica en las carreteras españolas (Oteo, 2007)

arruinen el macadán. Como indican Escario y otros en su Tomo II de "Camino" [4] (1967), el defecto más grave resulta ser la falta de capa anticontaminante que provoca que la explanada ascienda a través del firme y la capacidad del macadán quede reducida".

A partir de todo ello ya aparece el concepto de "compactación" o de aumento de la concentración de sólidos por unidad de volumen, con una granulometría lo más continua posible.

En los años 30 del siglo XX aparece el ensayo de Proctor y empieza a cuantificarse lo de la "compactación". Y lo que era una relación (determinada por puntos) entre la densidad y la humedad, degenera – a efectos prácticos – en sólo el control de la densidad. Se pasa, así, a:

- Definir un ensayo de referencia (el Proctor, luego complementado por el Proctor Modificado y el ensayo Harvard, uno para aumentar la energía repartida y otro para la energía concentrada, para el caso de arcillas).
 - Definir el porcentaje de la densidad óptima o máxima del ensayo de referencia.
 - Olvidarse del contenido de humedad (entre otras cosas, porque era más difícil de determinar en campo y, además, llevaba más tiempo).
 - Fiar en que el material es homogéneo y sirven unos pocos ensayos de compactación como referencia.
- Hoy día estos conceptos no bastan:
- El firme sirve para facilitar la rodadura,

la continuidad y la durabilidad.

- El firme transmite las acciones del tráfico al terraplén, uniformizando dichas acciones.
- El terreno debe aprovecharse lo máximo posible, incluido materiales que, hoy, se clasifican como "marginales" e "inadecuados" (por su expansividad, presencia de sales solubles, etc.) y que, antes, se llevaban a vertedero. Incluso hemos aprovechado materiales de todo tipo: desde los calificados como "inadecuados" a residuos de vertederos (incluido algo de materia orgánica).
- La maquinaria de compactación debe de ser lo más potente posible y lo más adecuada al terreno, materia prima para terraplenes: vibración para terrenos granulares, "pata de cabra" para suelos arcillosos, etc.
- El control de compactación puede realizarse por métodos directos (determinación de densidad) y otros medios más representativos (determinación de deformabilidad).
- El espesor de tongadas debe adaptarse a la naturaleza del material y a su granulometría (27-30 cm para materiales finos y 80-100 cm para materiales muy gruesos).
- No hay que despreciar la posibilidad de añadir aglomerantes al terreno para terraplenes, para

disminuir su expansividad o plasticidad, aumento de la cohesión aparente, etc.

Los condicionantes geotécnicos se han tenido en cuenta solamente desde hace unos 50-60 años. En la figura 3 [5] se ha reproducido la evolución temporal de la actividad geotécnica en las carreteras y ferrocarriles españoles. Desde 1970 se produjo un incremento importante con el Plan Redia y, posteriormente, con la construcción de las primeras autopistas españolas. Más adelante, en los últimos veinticinco años, con la construcción del Programa de autovías del Plan General de Carreteras 1984/1993 y la del ferrocarril de alta velocidad Madrid-Sevilla, se incrementó, claramente, la actividad geotécnica relacionada con las estructuras de tierra, que, posteriormente, se ha desarrollado aún más.

2. El diseño de terraplenes

El diseño de un terraplén incluye (figura 4):

- El análisis geológico-geotécnico del terreno de la traza de la infraestructura viaria y del entorno zonal.
- El análisis de la geomorfología de la zona.
- La selección de los materiales presentes y de la posibilidad de su uso.



Figura 4. Diseño y ejecución de terraplenes

- La definición de la sección de terraplén, lo cuál incluye: a) Su anchura definitiva (con la posibilidad de sobreanchos para luchar contra la erosión superficial. b) Los taludes del terraplén. c) Su sección transversal, en la que debe definirse si el núcleo es homogéneo o zonado. d) El tipo de cimiento, que puede necesitar tratamientos geotécnicos en caso de apoyo sobre suelos blandos. e) Las condiciones del drenaje bajo el terraplén y en su entorno próximo. En la práctica muchas veces sólo se comenta que el PG-3 (versión 2000) distingue el cimiento, el núcleo, espaldones y coronación, pero no se definen estas zonas con detalle (figura 5).
- Las condiciones de compactación: tipo de tongadas, maquinaria de aportación de energía, de número de pasadas, etc. Esto suele dejarse para la obra, cuando –en realidad– debería estar definido (al menos, con un mínimo) en el Proyecto.
- Tipo de control a utilizar: densidad, humedad, módulo de deformación, etc. En la obra real, podemos distinguir dos tipos de control genérico: a) Por lotes o clásico, con densidades, placa de carga, etc., cada n metros cuadrados (2 000-5 000 m²). b) Por producto acabado, en el que el tema se ajusta en terraplenes de prueba o experimentales y, en la obra real, se aplican las recomendaciones establecidas en ese terraplén (maquinaria, número de pasadas, espesor de tongadas, etc.), cuidando principalmente que se cumplan estos requisitos.
- La definición de la instrumentación que debe de instalarse para conocer el comportamiento de la estructura de tierra, lo cuál sólo suele hacerse cuando el apoyo del terraplén es blando.

En la figura 6 [6] se indican los factores que han de tenerse en cuenta a la hora de seleccionar un material: funcionalidad de la obra, proximidad de la cantera, manejabilidad, humedad en cantera, propiedades geotécnicas (granulometría, plasticidad, contenido de sales y materia orgánica), ensayos de compactación, etc.

Como hemos señalado, tiene que tenerse en cuenta, a la hora de diseñar la estructura de tierra, que la sección transversal

no tiene que ser homogénea (aparte de la heterogeneidad que ya incluye el imponer condiciones diferentes a cimientos, espaldones, núcleo y coronación).

Existen muchos tipos de soluciones alternativas:

- Solución tipo “sándwich”, con alternancia de un material “noble” (en poco espesor: 1-1,5 m) con un material más problemático (con espesor de 3-3,5 m), como se ve en la figura 7 [7].
- Solución de encapsulamiento de un material todo-uno con pedraplén, como en el terraplén de la figura 8, a la entrada de Almería que permitió al-

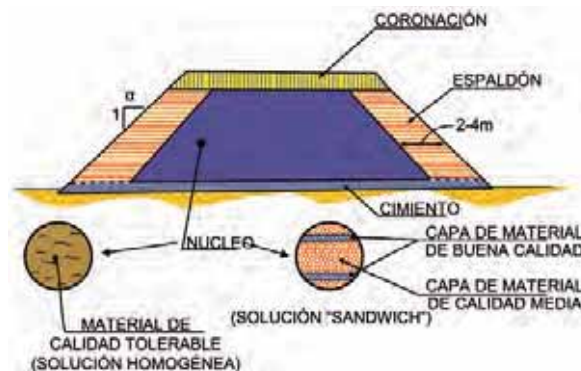


Figura 5. Tipo de sección transversal definido en el PG-3



Figura 6. Selección del material de un terraplén (Oteo, 1994)

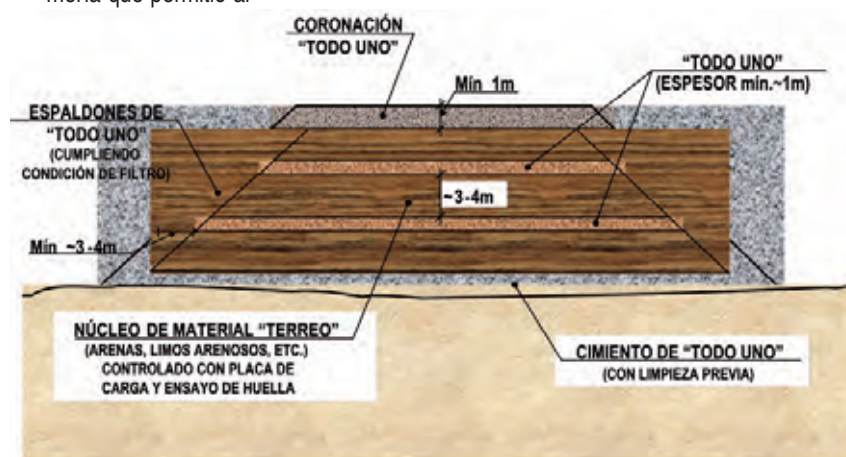


Figura 7. Solución tipo “sándwich”



Figura 8. Encapsulamiento de todo-uno con pedraplén (Oña y otros, 1998)

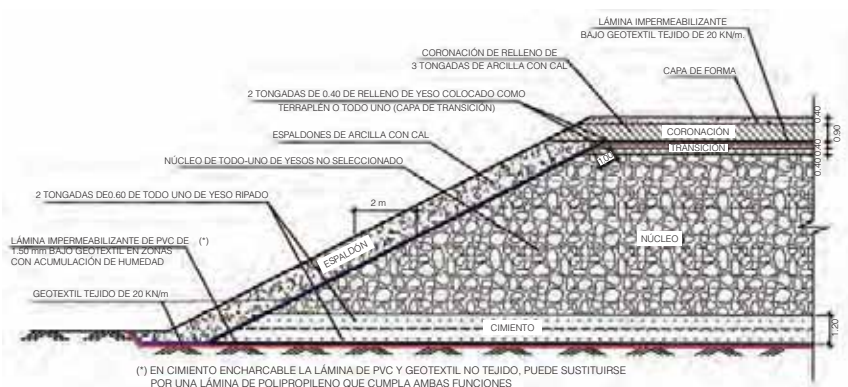


Figura 9a. Encapsulamiento de materiales yesíferos (Ferrocarril de Pinto al Parque Temático Warner)

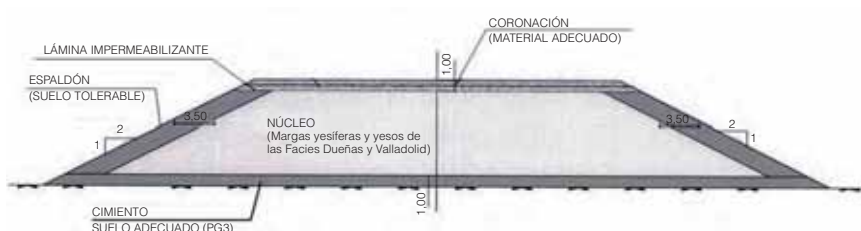


Figura 9b. Solución "encapsulada" utilizada en la N-603

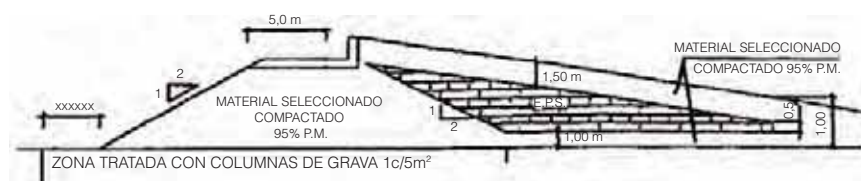


Figura 10. "Terraplén" de poliestireno expandido (Oteo y otros, 1998)

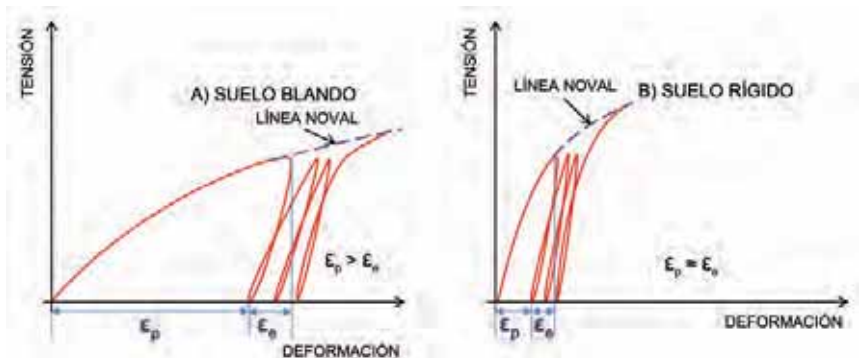


Figura 11. Relación tensión-deformación en suelos

canzar los 60 m, con talud exterior 1:1. Esta solución de encapsulamiento también la hemos utilizado con materiales yesíferos (figura 9a) y, recientemente, se ha utilizado en la N-603 (Burgos a Santander), como se ve en la figura 9b.

- "Polesplén" realizado con bloques (de 4×1×0,5 m) de poliestireno expandido, de densidad 25 kg/m³, sobre suelo blando, y recubierto por 20 cm de hormigón, como el caso de la Variante de El Puerto de Santa María y Puerto Real (figura 10) [8].

3. Sobre la compactación

Como ya hemos indicado, el término "compactar" indica el conjunto de operaciones por las cuales se pretende colocar en un volumen aparente determinado el máximo volumen posible de sólidos de un suelo determinado (con su plasticidad, granulometría, etc.). La compactación, en la obra, se consigue – en general – pasando sobre el material térreo elegido y extendido (con espesor algo mayor de la tongada de diseño) una máquina que aporte ener-

gía (por peso o por peso y vibración o por peso y superficie de apoyo) al conjunto de partículas de suelo, intentando conseguir la máxima concentración de sólidos por unidad de volumen. Como eso no es suficiente con una pasada: la máquina debe de pasar varias veces sobre el material a compactar, sometiendo a éste a ciclos reiterados de tensión-deformación.

En la figura 11 puede verse el efecto de un esfuerzo o tensión cíclica sobre un terreno.

En función de la rigidez del suelo se producen "pocas" o "muchas" deformaciones plásticas. Si el suelo es blando, la primera curva tensión-deformación (figura 11) lleva a importantes deformaciones plásticas, ϵ_p , mucho mayores que las elásticas o recuperables, ϵ_e . Precisamente la generación de deformaciones plásticas indica la posibilidad de compactar un suelo, ya que se producen disminuciones de volumen, tras aplicar ciclos de carga, que suponen un aumento de la concentración de sólidos de la unidad de volumen.

A partir de, aproximadamente, 1933, Ralph Roscoe Proctor inventa su ensayo de compactación, en que se relaciona la humedad inicial del terreno con la densidad seca que se obtiene al compactar (en un molde estándar) un suelo, amasado con cierta (pero, variable) humedad, rellenando el molde con tongadas de espesor constante y energía de compactación constante.

En la figura 12a puede verse el resultado típico de un ensayo de compactación. Dicho resultado se expresa como una relación (determinada por puntos) entre la humedad inicial de la probeta ensayada y la densidad seca obtenida, con humedad previamente definida y con espesor de tongadas y energía constante. En esa figura 12a se han dibujado las curvas correspondientes a dos energías E_1 y E_2 , en que $E_2 > E_1$. Ambos tienden asintóticamente hacia la línea de saturación, cuya ecuación es:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w \cdot e + G}{1 + e}$$

Siendo: γ_d = peso específico seco del terreno.

γ_w = densidad aparente del agua.

e = índice de huecos final del terreno.



Figura 12. Posibles curvas de compactación y exigencia clásica en el control

$G =$ peso específico de las partículas del suelo.

Esta línea no es una recta, pero es muy parecida a una línea de ese tipo.

Las densidades óptimas son diferentes para cada energía y corresponden a humedades óptimas distintas (que son mayores cuanto más baja es la energía aplicada).

El criterio clásico (y que todavía se utiliza, a veces, de forma indebida) es establecer un grado de compactación, GD, de forma que:

$$GD = \frac{\text{Densidad seca aparente después de compactar}}{\text{Densidad seca aparente óptima en el ensayo de referencia}} = \frac{Y_d}{Y_{d, \text{ref}}}$$

Puede hablarse del 95% de la densidad óptima del Proctor Normal (PN) o de la densidad óptima del Proctor Modificado (PM), pero son valores claramente diferentes (en una "arena de miga" del centro de España, estos valores pueden ser 1,95 y 2,05 t/m³ respectivamente), lo que se indica en la figura 12b.

No hay que confundir este concepto (en que se habla del noventa y tanto por ciento de la densidad óptima) con el de índice de densidad o densidad relativa (aplicable sólo a suelos granulares), en que un valor del orden del 80-85% de la densidad máxima corresponde a un altísimo grado de concentración de sólidos.

Pero si se determinaran los valores de diferentes parámetros geotécnicos para distintos estados de humedad-densidad, se obtendrían que las zonas con análogo valor de un parámetro determinado tendrían las formas indicadas en la figura 13 [9], correspondientes a una arena algo arcillosa, con 31-35% de finos, del centro de la Península Ibérica o de arenas procedentes de la erosión de granitos españoles y chilenos.

Ello se resume en el esquema de la fi-

gura 14a. Por este motivo se incorporó al PG-3 actual (siglo XXI) el criterio admisible de la compactación definido por:

- Un porcentaje de la densidad seca de la curva de compactación, con energía lo más parecida a la de campo (que, hoy día, suele ser la del P.M.).
- Un intervalo de humedad respecto a la óptima del ensayo de compactación, tanto hacia arriba como hacia abajo (con incrementos que no tienen que ser iguales).
- Un área definida por las condiciones anteriores y rectas paralelas a la quasisrecta de la línea de saturación (figura 14b). La zona coloreada es la admisible. No recordamos haber visto en ninguna obra real (aunque no veamos todas) aplicar este criterio del PG-3 actual y solamente hemos visto aplicar el de la figura 12b (el del PG-3/75).

Pero el control de la humedad-densidad (la densidad aparente es fácil de medir en campo, pero la humedad exige mayor tiempo para determinación exacta) no es el único

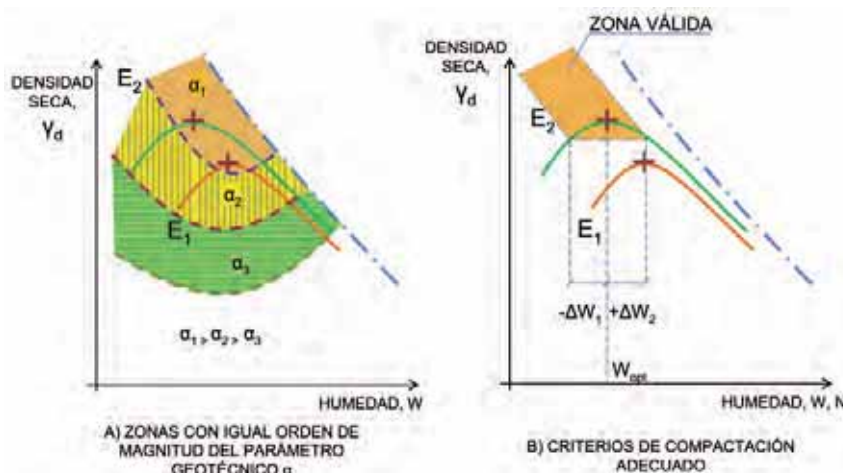
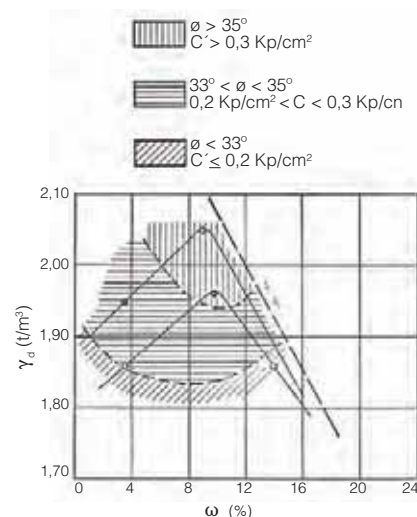
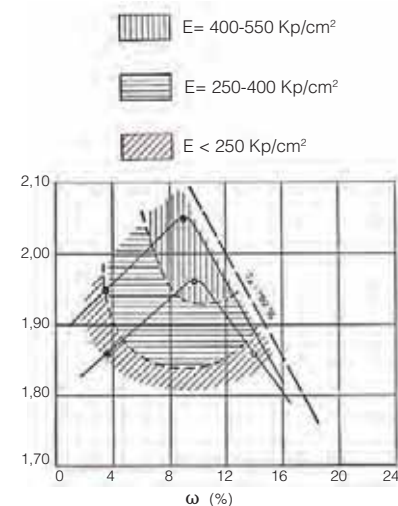


Figura 14. Nuevo criterio de compactación incluido en el PG-3 actual



a) Zonas de similar ángulo de rozamiento



b) Zonas de similar módulo de deformación para una presión del confinamiento de 2 Kp/cm²

Figura 13. Distribución de los valores de parámetros de resistencia y de formación en el diagrama de compactación (Espinace y Oteo, 1983)

TERRENO	ESCOLLERA	GRAVA	ARENA	LIMO	ARCILLA
ENSAYO					
DENSIDAD ARENA					
DENSÍMETRO BALÓN					
DENSIDAD CON PLÁSTICO					
MÉTODO NUCLEAR					
PLACA Ø 30 cm					
PLACA Ø 72 cm					
ENSAYO HUELLA					
MÉTODOS GEOFÍSICOS					
PENETRÓMETROS					
PRESIÓMETROS					
CONTROL HUELLA Y PASADAS					

Figura 15. Posibles sistemas de control en campo

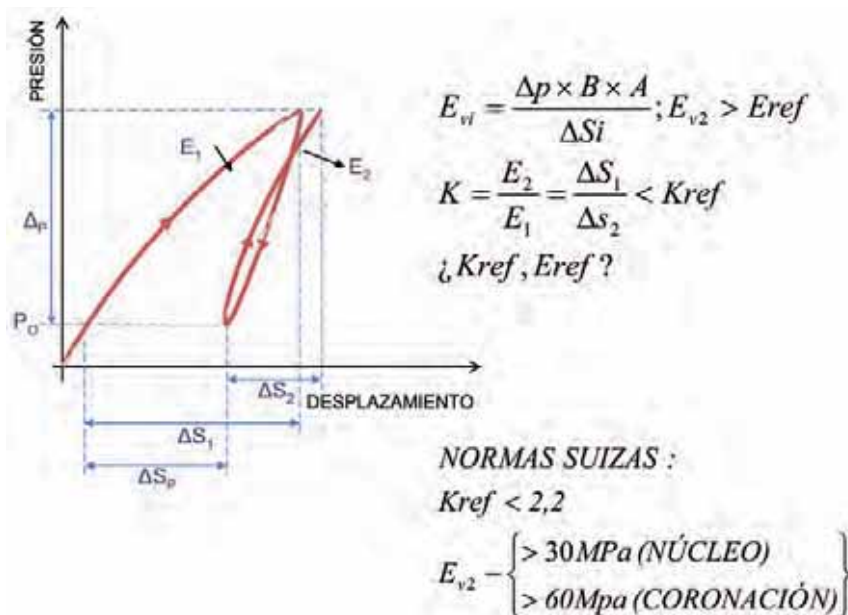


Figura 16. Ensayo de placa de carga para control de compactación

método para controlar la compactación. En la figura 15 aparecen indicados diversos procedimientos para controlar la compactación en campo: densidad por el método clásico de la arena (para suelos de granulometría media y fina), densímetro de balón (para gravas), densidad por el método "del plástico" (para gruesos y escollera), el tan manido método nuclear que ha de, previamente, tarse adecuadamente, los ensayos de placa de carga (de Ø 30 cm, Ø 60 cm y mayores diámetros, en función de la granulometría del suelo), métodos geofísicos (para evaluar el módulo transversal o longitudinal de defor-

mación), el de la huella (tan sencillo y que permite ensayar volúmenes de varios metros cúbicos), los presiográficos y penetrómetros (para evaluar resistencia y deformabilidad en profundidad en un terraplén ya hecho), etc.

El ensayo de placa de carga –propiciado claramente, junto con el de huella, en el PG-3 actual– se basa en pensar que, al hacer dos ciclos de carga, las ramas de carga y recarga son diferentes, debido a las deformaciones plásticas que se infieren (figuras 11 y 16). Si se determinan los módulos de deformación en esos dos ciclos de carga (E_{v1}) y recarga (E_{v2}), su relación da

una idea de la plastificación que produce la aplicación de la carga. Cuando este ensayo se normalizó por los suizos, se pasó a exigir un valor mínimo de E_{v2} y un valor máximo de $K (=E_{v2}/E_{v1})$:

- Núcleo: $E_{v2} > 30 \text{ MPa}$ (si no hay materiales seleccionados, en cuyo caso se exige un valor mínimo de 60 MPa).
- Coronación: $E_{v2} > 60 \text{ MPa}$ (si no hay materiales seleccionados).
- $K < 2,2$ para núcleos.

Este valor máximo de K ha de tomarse de forma crítica, puesto que la norma suiza lo fija sin darse cuenta que debe de depender de E_{v2} . Si nos fijamos en los gráficos de la figura 17, en que se ha representado un diagrama carga-descarga (esta última equivalente a la recarga) para $E_{v2}=30 \text{ MPa}$ y $K=2,2$ y lo mismo para $E_{v2}=100 \text{ MPa}$ y $K=2,2$ se aprecia que los gráficos p (presión) - s (asiento) son muy diferentes, pero, aparentemente, cumplen de forma análoga los requisitos de compactación, lo que no parece lógico. También se ha representado un gráfico con $E_{v2}=100 \text{ MPa}$ y $K=4,0$.

Esta gráfica que – en teoría – no cumple los requisitos suizos de compactación, tiene – sin embargo, un comportamiento tensión-deformación más favorable que la curva con $E_{v2}=30 \text{ MPa}$ y $K=2,2$, lo cuál no es lógico. K debe depender de E_{v2} . Y así lo llevamos recomendando varios años (desde el IV Congreso Nacional de Geotecnia Vial, celebrado en Santander, 2004) [10]. Con la figura 18 puede determinarse el valor de K adecuado, magnitudes que han sido contrastadas por la práctica (figura 19 en la que se reproducen resultados reales obtenidos en diversas obras, algunas de las cuales se han realizado con materiales "marginales"...).

4. Sobre la construcción

Es habitual que en los Pliegos de prescripciones técnicas particulares de los proyectos de infraestructuras viarias apenas se hable de las condiciones de construcción o de puesta en obra de estructuras de tierra. Se incluyen diversas consideraciones sobre la remoción de los materiales de desbroce y su retirada; sobre demoliciones de obras de fábrica; sobre que las obras de excavación se ajustarán a las alineaciones, pendientes, etc., y demás información contenida en el

Proyecto y a lo que – sobre el particular – ordene el Director de Obra; sobre referencias topográficas; sobre que se mantendrá la plataforma en perfecto estado de drenaje (lo que es difícil en estados intermedios de los terraplenes) y rodadura; sobre que el transporte se hará con vehículos adecuados; sobre diversas consideraciones para el caso de excavación en roca (evitar daños en taludes por voladuras, eliminación de bolos de piedra excesivamente grandes, etc.); sobre préstamos, acopios y caballos; sobre medición y abono; sobre zanjas y drenajes; etc.

También, a veces, se indica que el material para terraplenes no debe de tener más del 35% de finos y que el material que pasa por el tamiz nº 20 UNE debe ser mayor del 70%. También suele repetirse la clasificación del PG-3 sobre materiales:

- Seleccionados (materia orgánica o M.O. < 0,2%, contenido de sales ó SS < 0,2%, D_{máx}<10cm; pasa menos del 25% de finos; límite líquido o LL < 30; índice de plasticidad < 10, etc.
- Adecuados (M.O. <1%; SS<0,2%; finos < 35%; LL < 40, etc.).
- Tolerables (M.O. <2%; SS>1% o yeso <5%; LL<65, asiento de colapso <1%, hinchamiento libre <3%, etc.).
- Marginales (M.O. <5%; hinchamiento libre <5%; LL<90%, etc.).
- Inadecuados (no incluidos en las categorías anteriores).

Y se suele añadir:

- En coronación: Suelos adecuados (o seleccionados), con índice CBR ≥ 5.
- En cimienta: Suelos tolerables adecuados, o seleccionados siempre que las condiciones de drenaje o estanqueidad lo permitan, con índice CBR ≥ 3.
- Núcleo: Suelos tolerables, adecuados o seleccionados con CBR ≥ 3, Podrán usarse suelos marginales si se justifica con estudio especial.
- Espaldones: Materiales que satisfagan las condiciones de impermeabilidad resistencia y protección que indique el Proyecto (indicación, que, muchas veces, no se incluye en el mismo).

También puede leerse algo sobre el grado de compactación. Pero como muchos Pliegos van siendo transcripciones cuasi-literales de otros más antiguos, se sigue leyendo que el ensayo Proctor Normal es el

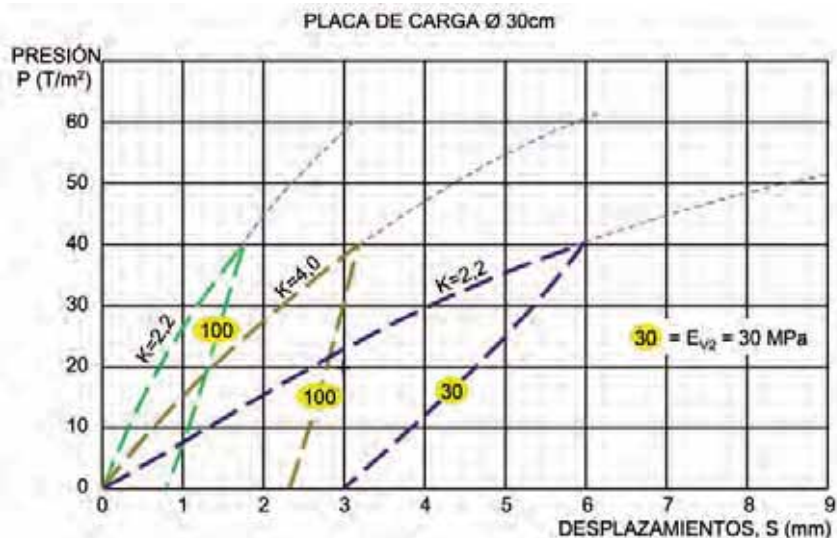


Figura 17. Posibles curvas P-S para distintas exigencias en el control

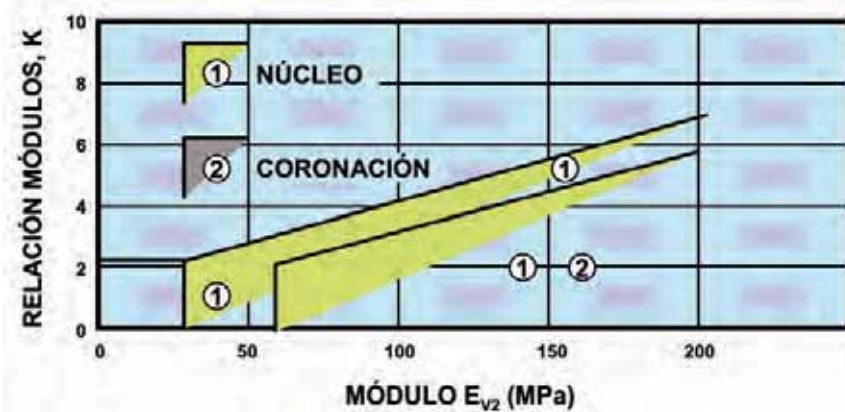


Figura 18. Nueva propuesta de aceptación de materiales compactados (Oteo, 2004)

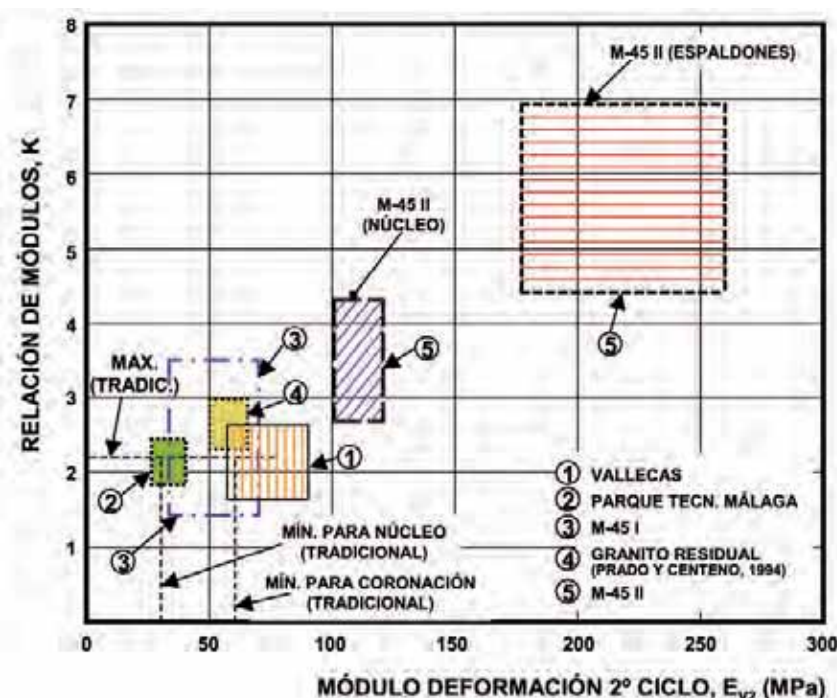


Figura 19. Comparación de criterios tradicionales para aceptación con placa de carga y resultados en obras con materiales marginales que han tenido buen comportamiento

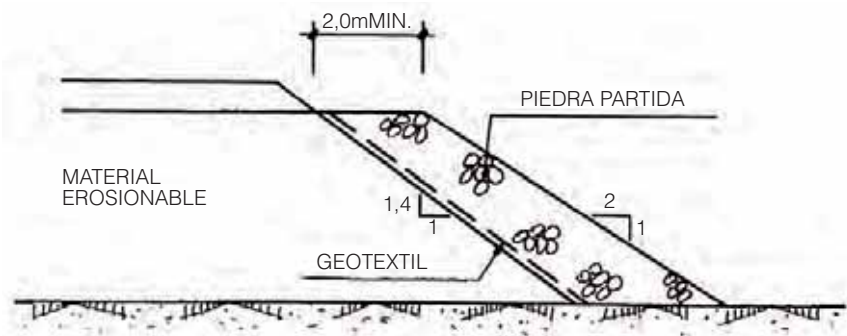


Figura 20. Espaldón de refuerzo en Autovía Andaluza (Oteo, 1994)

de referencia (cuando ya hace tiempo que se ha pasado al Proctor Modificado como referencia). Y entonces se exige en coronación el 100% P.N. y en núcleo el 95% P.N. En Proyectos algo más actuales ya aparece el 98% P.M. para el núcleo. Pero, respecto a la humedad se indica, como mucho que esté entre -2% y +1% de la humedad óptima. Debería acudir a la filosofía del PG-3/2000 reproducido en la figura 14b.

Respecto al resto de condiciones de puesta en obra (tongadas, maquinaria, pasadas, etc.) o no se dice nada o se han indicaciones genéricas y se hace referencia a alguno de los artículos del PG-3. Por ejemplo, se suele decir: "El espesor de estas tongadas será el adecuado para que, con los medios disponibles, se obtenga en todo su espesor el grado de compactación exigido. Dicho espesor, en general y salvo especificación en contrario de la Dirección de las Obras, será de 30 cm. En todo caso, el espesor de tongadas ha de ser superior a tres medidas del tamaño máximo del material a utilizar".

Sobre el control de compactación, a veces – a partir de lo indicado sobre la densidad seca – se llega a escribir sobre el uso del ensayo de placa de carga: determina-

ción de E_{v2} y K , con el inconveniente que se sigue exigiendo $K < 2,2$, sobre lo que ya hemos comentado en el capítulo anterior.

Todo esto – en nuestra opinión – es correcto pero insuficiente. Se deja, prácticamente, al Contratista para que busque a veces los materiales y que piense en la maquinaria que ha de utilizar. En los proyectos a veces se indica claramente la fuente de materias primas, ya sea en la traza, ya en las cercanías. Pero no siempre se aprovecha todo lo que se extrae en las excavaciones, cuando la tendencia actual es aprovechar todo lo que se excave y que los vertederos sean del menor volumen posible, por problemas de impacto ambiental, los problemas de inestabilidad de laderas que se generan, etc.

Y la Dirección de Obra ha de librar su batalla particular con el Contratista para fijar:

- Materiales concretos a utilizar.
- Diseño final del terraplén.
- Espesor de tongadas.
- Trituración del material (arranque, manejo y extensión).
- Adición o no de agua.
- Maquinaria de compactación.
- Número de pasadas.

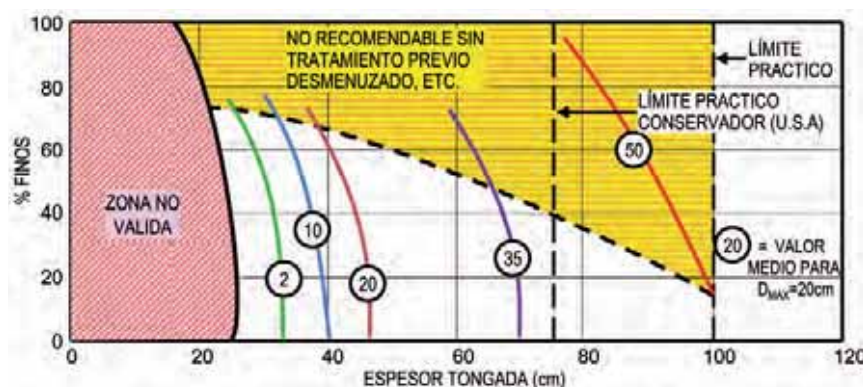


Figura 21. Posible recomendación para fijar el espesor de tongada (Oteo, 2003)

- Sistema real de control. (Hemos visto utilizar placas de carga de 30 cm en todo-uno, con tamaños máximos de 10-15 cm, que invalidan totalmente los resultados del ensayo), etc.

Los materiales pueden ser diversos, como lo pueden ser su distribución en la sección transversal, tal como hemos comentado al hablar de diseño; y debe prestarse atención especial a los espaldones, que actúan como protección del núcleo y la parte exterior del firme. Su erosión conduce a grietas en el cambio de la sección del firme (contacto arcén-calzada). A veces hemos tenido que añadir espaldones de refuerzo [6] para evitar que continuaran los destrozos en el cuerpo del terraplén (figura 20), o se ha añadido, en el diseño, un repié de escollera para limitar los movimientos del talud del espaldón y aprovechar la resistencia la corte de ese apoyo.

El espesor de tongadas puede ser de 30 cm en materiales finos (e incluso disminuirse a 25 cm en arcillas muy expansivas reforzadas con cal), pero al aumentar el tamaño máximo del material y la energía de la maquinaria de compactación puede también aumentarse dicho espesor. En la figura 21 se incluye una posible recomendación que establecimos hace algún tiempo para fijar el espesor de tongada.

En esa figura el espesor de esas tongadas se hace en función del contenido de finos (% que pasa por el tamiz nº 200 ASTM ó 0,080 UNE) y del valor medio del tamaño máximo. Por ejemplo, en el caso de "todo-uno", con 20 cm de tamaño máximo y 20% de finos (condiciones muy reales), el espesor de tongada sería de unos 45 cm (2 veces y media el tamaño y medio y no las 1,5 veces que indicaba el Pliego antes comentado).

En el caso de pedraplenes con escolleras de 50 cm de tamaño máximo y 20-30% de finos, el espesor de tongadas podría llegar a ser del orden de 95 cm (1,9 veces el tamaño máximo). En esa figura se indica un límite práctico para el espesor de tongada de 1,0 m, aunque en los Estados Unidos hace más de 20 años que la FHWA indicó que el límite práctico conservador debería fijarse en 75 cm. Ello depende del material y de su potencialidad para fracturarse (las recomendaciones de la FHWA estaban casi totalmente dirigidas a esquistos y pizarras

areniscosas) y a la posibilidad de utilizar maquinaria pesada, hoy día mucho más potente que hace veinte años.

En cuanto a la trituración, en arcillas, margas arcillosas, margas yesíferas, etc., puede ser muy conveniente el que el material se extienda con un grado de trituración apreciable, para que no queden nódulos o terrones grandes embebidos en un material fino. Eso puede conseguirse:

- En la extracción, utilizando maquinarias de cadenas, como las del D-11.
- Con la "agitación" del transporte.
- Durante la extensión, utilizando bulldozers e, incluso, cuchillas de arado.
- Durante la compactación, con maquinaria tipo "pata de cabra" para que la energía se concentre y rompa los nódulos o terrones grandes.

La adición de agua puede ser muy conveniente en materiales arcillosos y, sobre todo, si son expansivas, para compactarlas del lado húmedo. Si el material se trata con aglomerantes, es imprescindible.

En cuanto a la maquinaria disponible, en la figura 22 [11] se ha representado un criterio, que elaboramos en su día, para seleccionar el tipo en función del contenido de finos y del tamaño máximo del material a compactar. Por ejemplo con materiales con muchos finos (70-90%), que vienen a inscribirse en los denominados "marginales" e "inadecuados" por el PG-3, la maquinaria adecuada sería la "pata de cabra", con desmenuzado previo y adición de agua, con posible refuerzo de cal. Esta última recomendación puede ser discutible, ya que hemos empleado con estos materiales soluciones tipo "sándwich" (alternancia de material tratado con cal y material sin tratar) y encapsuladas.

En cuanto al número de pasadas, puede variar entre 2 y 6 dobles. El menor número suele corresponder a materiales "nobles", con tamaños máximos grandes y granulometría continua y el máximo a materiales arcillo-margosos. Este número debe fijarse en obra haciendo pruebas con el material y maquinaria disponible.

Más adelante haremos algunos comentarios sobre el control, de tipo más específico.

Queremos terminar este capítulo indicando que las Normas francesas, hace más de veinte años, introdujeron diversos

conceptos:

- Determinar la posibilidad de añadir y dejar secar el material, a partir de los datos de laboratorio (humedad natural, humedad óptima Proctor, contenido de finos, etc.).
- Establecieron unas tablas para determinar la energía(s) a aplicar por unidad de volumen (v) para cada tipo de suelo, incluyendo no sólo la relación s/v sino los valores de s que daban muchos tipos reales de maquinaria. Quizás porque ello es complicado, porque actualizar los valores de s no es fácil, etc., este aspecto, que parecía muy importante, no ha tenido aplicación práctica en España.

Se han diseñado algunos sistemas para determinar si el estado de humedad que tiene un préstamo es el adecuado para su puesta en obra. Así, se diseñó el ensayo MCV, en que en una pequeña prensa y con un molde similar al de Proctor se introducía el material, en unas determinadas condiciones, y con un pisón normalizado se medía la "huella" de penetración en el molde. En función de esta penetración se determinaba la posibilidad o no de usar inmediatamente el material. Cuando el autor de estas páginas estaba en el Laboratorio de Geotecnia se encargó de poner a punto este aparato, hace ya muchos años. Que sepamos se ha utilizado en muy pocas obras (en una de ellas era para controlar la puesta en obra del núcleo arcilloso de una presa de materiales sueltos) y su uso no parece haberse extendido de forma práctica.

Referencias bibliográficas

- [1] SÁNCHEZ LÁZARO, T. (2007). "De las calzadas romanas a la aparición del vehículo automóvil". Un siglo de Caminos en España. A.T.C. Madrid, pp. 27-34.
- [2] FONSECA, J. M^º. (1990) "Las calzadas romanas" C.I.C.C.P.
- [3] BALAGUER, E. e IZARD, J. M. (2007) "La red de carreteras actual y su gestión: Los retos del futuro". Un siglo de Caminos en España. A.T.C. Madrid, pp. 115.

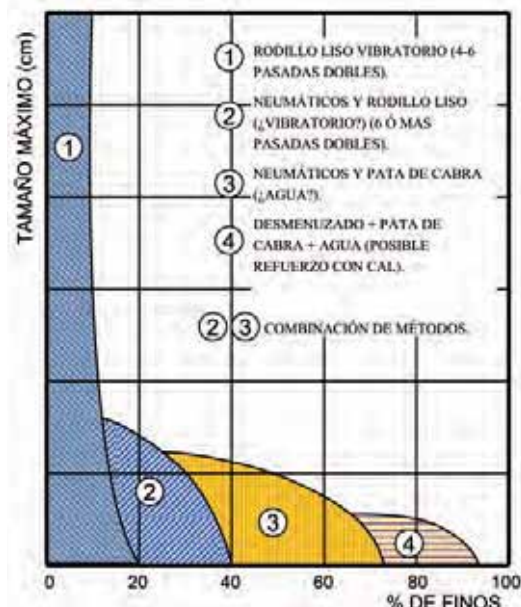


Figura 22. Maquinaria de compactación recomendada (Oteo, 2003)

- [4] ESCARIO, J. L.; ESCARIO, V. y BALAGUER, E. (1967) "Caminos". II Tomo, 5ª Edición. Ed. Dossat, Madrid.
- [5] OTEO, C. (2007) "Estabilización y refuerzo de materiales marginales" II Jornada sobre Materiales Marginales en Obras Viarias: Sevilla A.T.C., pp.33-68.
- [6] OTEO, C. (1994). "Reglas generales de proyecto". III Simposio Nacional de Geotecnia Vial, Vigo. Ponencia General. pp. 183-205.
- [7] OÑA, J.; LÓPEZ, A.; OTEO, C. y SOPEÑA, L. (1998). "Estabilización de la ladera de Aguadulce" I Congreso Andaluz de Carreteras. Granada. Vol. II. pp. 1949-58.
- [8] OTEO, C.; SOPEÑA, L. y BURBANO, G. (1998). "Rellenos aligerados con poliestireno expandido (EPS) en la Variante del Puerto de Santa María". I Congreso Andaluz de Carreteras. Granada. Vol. II., pp. 1773-1778.
- [9] ESPINACE, R. y OTEO, C. (1983). "Influencia del grado de compactación de rellenos arenosos en su deformabilidad bajo acciones estáticas y cíclicas". Cuadernos de Investigación. Cedex nº 10.
- [10] OTEO, C. (2004) "Los suelos marginales: Características y aprovechamiento". IV Simposio Nacional de Geotecnia Vial. Santander, pp 45-78.
- [11] OTEO, C. (2003). "Reflexiones sobre el arte de la estabilización de taludes". III Congreso Andaluz de Carreteras. Sevilla. Vol. I. pp. 911-23. ❖