

Terraplenes y balasto en Alta Velocidad Ferroviaria [Primera parte]

Embankments and Ballast in High-Speed Railway [Part One]

Manuel Melis Maynar. Prof. Dr. Ing. de Caminos, M.Sc, MBA
Catedrático de Geotecnia. ETS Caminos Coruña (Exced.).
Catedrático de Ferrocarriles. ETS Caminos Madrid. e-mail

Resumen: Igual que una manguera que lanzara aire a 350 km/h, el tren a Alta Velocidad levanta el balasto, que vuela y golpea entre carril y llanta y golpea en los bajos del tren. El peligro que esto supone, los reducidos costes de mantenimiento y otros factores han hecho que países como Japón (desde 1980) o Alemania (desde 1994) decidieran que todas sus nuevas vías de Alta Velocidad fueran en placa. Pero los grandes descensos de los terraplenes impiden poner vía en placa sobre ellos. Estos dos países limitan también los asentamientos post-constructivos de los terraplenes a 30 mm.

Palabras Clave: Alta Velocidad, Terraplén, Asientos, Balasto, Vía en placa

Abstract: A high speed train raises ballast in the same manner as a hose blasting air at 350 kph, causing this to fly up and strike the undercarriage of the train. The hazards that this implies, the maintenance costs and other factors have led countries such as Japan (since 1980) or Germany (since 1994) to set all new high-speed track on platforms. However the large drops of embankments prevent the installation of platform based track in these areas. These two countries also restrict the post-constructive settlement of the embankments to 30 mm.

Keywords: High-speed, Embankment, Settlement, Ballast, Platform track

Introducción. El vuelo y los golpes del balasto a Alta Velocidad

La vía en balasto impide, por el vuelo de las piedras y el daño a llantas, carril y trenes, la circulación a velocidades superiores a unos 325 km/h, y en numerosas ocasiones y pruebas los golpes comienzan a menores velocidades. Pero los grandes descensos post-constructivos de los terraplenes y pedraplenes impiden colocar vía en placa sobre ellos, porque rompería, y obligan a poner la vía en balasto. Se presentan algunos datos sobre la literatura existente sobre este tema, de tanta actualidad hoy en la Alta Velocidad Española y de tan grande interés para todos los Ingenieros de Caminos en estos momentos.

Deformaciones verticales en la vía de la Alta Velocidad

A diferencia de la carretera y los automóviles, la vía ferroviaria no permite prácticamente deformaciones en el plano vertical, porque los enormes esfuerzos en el punto de contacto entre llanta y carril hacen que una

deformación vertical o deflexión del carril, por pequeña que sea, produzca unos esfuerzos dinámicos tan elevados que el coste de mantenimiento de la vía resulta inabordable. El análisis de la interacción vía-terreno es probablemente uno de los problemas más complejos que puede encontrarse en la ingeniería geotécnica (Lord, 1999, Ref.1) debido a la dificultad de estudiar adecuadamente la influencia de los distintos factores que intervienen, que el citado autor resume como sigue:

- 1.- Cargas repetidas de múltiples ejes ferroviarios que varían en magnitud y frecuencia
- 2.- Carriles deformables unidos por sujeciones deformables a traviesas deformables y cuya separación puede variar.
- 3.- Propiedades y espesores de las capas de balasto, subbalasto y explanada
- 4.- Propiedades de las capas de terreno inferiores.

factores a los que debemos añadir el efecto importante de las cargas dinámicas, muy influidas por la velocidad de los trenes.

Las deformaciones verticales del carril se deben en consecuencia a las causas siguientes, ordenadas de abajo a arriba:

- 1.- Deformaciones de la infraestructura en las capas de cimentación del terraplén y del propio terraplén o pedraplén.
- 2.- Deformaciones del terreno natural sobre el que apoya la superestructura en caso de ir la vía a nivel.
- 3.- En la vía en balasto, las deformaciones elásticas o elastoplásticas de las capas de asiento de la vía, es decir, de las capas superiores del terraplén o pedraplén y de las capas granulares de asiento de la vía, balasto y sub-balasto, con las eventuales capas anti-contaminación o antihelada en algunos países.
- 4.- Deformaciones de los elementos de la sujeción situados sobre la traviesa y bajo el patín del carril.
- 5.- Deformación por flexión del carril entre sujeciones, que tiene lugar en el caso habitual de carril sobre los apoyos discontinuos que son las traviesas. No ocurre en el caso de perfil apoyado en toda su longitud.

Las deformaciones por flexión del carril (5) pueden estimarse sin dificultad con las herramientas numéricas actuales, incluso teniendo en cuenta los descensos de las traviesas cercanas bajo la carga de múltiples bogies y ejes ferroviarios. Las deformaciones (4) de la sujeción bajo la carga del eje son también conocidas, son un dato de la sujeción y dependen de la rigidez de la placa de asiento bajo carril. Estos dos grupos de deformaciones pueden considerarse elásticos y recuperables por tanto al cesar la carga del eje. Las deformaciones (3) debidas al balasto no son elásticas, como veremos a continuación, pero pueden estimarse razonablemente bien ya que el balasto es un material suficientemente conocido y analizado, en general. Las deformaciones (2) del terreno natural sobre el que apoya la superestructura en caso de vía a nivel son un problema conocido en geotecnia, se deben a la aplicación de cargas en suelos, y no las trataremos en lo que sigue. Existen numerosos estudios sobre los módulos edométricos a tener en cuenta y los efectos de los ciclos de carga, que pueden verse entre otras en las referencias (Refs. 2,3,4,5,6,7)

Todas estas deformaciones son pequeñas, del orden de milímetros o centímetros. Pero las deformaciones de los terraplenes ferroviarios pueden ser decimétricas, superando en algunas ocasiones los 50 cm y llegando en algunos suelos blandos a superar los 2.5 metros.

Deformaciones verticales del balasto

Las deformaciones verticales del balasto y subbalasto bajo la carga de los ejes ferroviarios son de estimación

complicada por las propias características del material, pero desde hace muchas décadas existe un cuerpo coherente de doctrina sobre ellas. Los continuados trabajos de López Pita en España desde hace 30 años son, aparte de una excepción admirable en el desierto investigador ferroviario español (Ref.8), un referente muy útil del tema. (Refs.9,10,11,12,13,14,15,16,17,18 y muchas otras). Cubren, estudian y resumen todo el estado del arte desde prácticamente el origen del ferrocarril hasta la actualidad, y recogen prácticamente todos los aspectos necesarios. Su equipo de investigadores ferroviarios hoy es, aparte del único en España, una fuente continua de trabajos y datos de mucho interés e importancia, como los desarrollados bajo su dirección por Fonseca (Ref.19), Bachiller (Ref.20), Bové (Ref.21), y la brillante Tesis Doctoral de Ubalde Claver (Ref.22) que ha puesto por primera vez de manifiesto el grave problema de los terraplenes en la Alta Velocidad española, entre muchos otros.

Las capas granulares como el balasto y subbalasto están sometidas en sus condiciones de trabajo a un nivel de tensiones no muy elevado, y tienen un comportamiento alejado del elástico. Los trabajos pioneros de Schultze a finales de los años 50 para la DB Alemana (Ref.23) con grandes triaxiales de 50 cm de diámetro y 1.25 m de altura, edómetros de 50 cm de diámetro y placa de carga dieron tal vez los primeros resultados científicos para el módulo edométrico del balasto. Obtuvo Schultze valores de 2.600 kg/cm² para compactación densa ($\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$) que suben linealmente hasta 20.000 kg/cm² para 60 ciclos de carga, donde permanece prácticamente constante o sube muy poco hasta 1.000 ciclos. El módulo en descarga obtenido es de este mismo orden de magnitud, 20.000 kg/cm². Marsal, 6 años después (Ref.24) publicó sus ensayos con mayores tamaños, material para pedraplenes de los que es interesante el que llamó nº 3, con tamaños entre 4 y 20 cm (los nº 1 y 2 tienen hasta un 10% de finos menores de 1 mm). Realizó los ensayos en equipo triaxial de 1.13 m de diámetro y 2.5 m de altura, identificando la importancia de la rotura de los contactos, que tiene lugar a presiones de confinamiento del orden de 6 kg/cm², donde la curva índice de poros - tensión de confinamiento sufre un brusco quiebro debido a ese fenómeno de rotura de las aristas y esquinas de la piedra. La importancia del comportamiento del material a bajas presiones fué identificada por Leps en 1970 (Ref.25), por Raymond en 1978 (Ref.26) y bien detallada por Indraratna 20 años después (Ref.27). Los trabajos de este último autor con su equipo triaxial de 0.3 m de diámetro en balasto en Australia muestran que para las bajas presiones de confinamiento a que se encuentra sometido el balasto en la vía su comportamiento es marcadamente no lineal y que la línea de resistencia intrínseca τ - σ de Mohr-Coulomb se curva significativamente para tensiones normales meno-

res de 400 kPa, que son las habituales en la vía. Para estas pequeñas tensiones de confinamiento el ángulo de rozamiento interno del balasto da valores muy elevados, del orden de 65°, que van disminuyendo hasta los 45° para tensiones de confinamiento de 500 kPa. La dilatación del balasto (fenómeno que puede interpretarse como un aumento de volumen del balasto al ser sometido a esfuerzos cortantes, por desplazamientos de unas piedras sobre otras) es relativamente grande a bajas tensiones de confinamiento, mientras que la rotura de bordes y esquinas de las partículas, causa fundamental de los asentamientos diferenciales y de la deformación lateral atribuibles al balasto, aumenta con la tensión lateral de confinamiento, que además disminuye o anula la dilatación. En 1999, Aubry (Ref.28) utilizó un complejo modelo numérico para el balasto en un proyecto de investigación de la SNCF, simulando el paso de 800.000 ejes sobre un grupo de 5 traviesas bloque, lo que corresponde al paso de los 300 TGV diarios que circulan en un tramo de la red francesa durante 7 meses, el periodo usual entre operaciones de mantenimiento. Llegó a obtener la deformación vertical residual en ese periodo en el punto analizado, y repitiendo el proceso para distintos puntos en la misma vertical e integrando en esa vertical llega a una deformación residual del orden del 20%, que para los 30 cm de espesor del balasto resultan en 6 cm. Indica Aubry que este valor es incluso inferior al realmente sufrido por el balasto. Los modelos numéricos actuales de elementos discretos de Cundall (Ref.29), aunque con elementos esféricos, pueden darnos en un futuro muy cercano resultados válidos, agrupando las pequeñas esferas en clusters, como sugiere Medina (Ref.30). Y los muy recientes elementos discretos poliédricos que han empezado a utilizarse en Francia por Saussine (Ref.31) y otros en los magníficos y envidiables proyectos de investigación de la SNCF –de los que tan lejos estamos hoy– sin duda parecen el camino más apropiado. Parece por tanto que hoy el comportamiento del balasto puede modelizarse adecuadamente en los análisis numéricos de la vía.

Las deformaciones de los terraplenes

Las mayores deformaciones verticales de la vía son las debidas a la deformación de las estructuras de tierra –terraplenes y pedraplenes– sobre las que asienta, y cuyo análisis es mucho más complicado. Una vez construidas estas estructuras de tierra en ferrocarriles, sobre todo en la Alta Velocidad, están sometidas a dos tipos de acciones: las estáticas, debidas a los asentamientos post-constructivos de los terraplenes o pedraplenes, y las dinámicas, debidas a las vibraciones producidas por el paso de los trenes. Las primeras van disminuyendo con el tiempo, y en

general son despreciables pasados 10 o 15 años de la construcción del terraplén, mientras que las segundas permanecen constantes a lo largo de la vida de la infraestructura. Pero las primeras pueden ser muy grandes, y llegar a inutilizar la vía o a tener que disponer –para mantener la cota de carril– enormes alturas de balasto que como veremos crean inestabilidad en el conjunto de la superestructura de vía.

En general los terraplenes y pedraplenes se utilizan para el cruce de vaguadas, cauces o zonas bajas, que en la mayoría de las ocasiones tienen depósitos de limos, fangos u otros materiales muy compresibles. Por ello, si no se han retirado en su totalidad estos depósitos compresibles antes de la construcción del terraplén, una parte importante del asiento se deberá a estas capas inferiores del cimiento. El asiento suele tener dos componentes, el del cimiento y el del propio terraplén, material que suele ser naturalmente mejor que el del cimiento. En casos de suelos muy compresibles los asentamientos pueden ser extraordinariamente altos. En Holanda, por ejemplo, cita Woltringh (Ref.32) que un terraplén de 5 m de altura puede bajar hasta 2.5 m por consolidación. Sin llegar a estos extremos en el caso de España, los asentamientos por consolidación y compresión de las capas de cimiento que no han podido retirarse pueden ser también muy grandes, aunque pueden acotarse con relativa fiabilidad si se conocen sus características ingenieriles y puede aplicarse y estudiarse adecuadamente el proceso de consolidación.

El estudio del comportamiento de los terraplenes y pedraplenes en España es un tema muy conocido por los expertos, por dos motivos fundamentalmente: (1) la orografía española exige este tipo de estructuras en cualquier infraestructura del transporte y se han proyectado, construido y estudiado por tanto muchos terraplenes desde hace muchas décadas, y (2) España es uno de los países con mayor número de presas construidas y en servicio, y una vez terminadas las cerradas adecuadas para la de hormigón, se han construido un elevado número de presas de materiales sueltos de las que existe abundante información sobre su comportamiento. Los terraplenes y pedraplenes en la Ingeniería Civil, y sobre todo el estudio de sus descensos post-constructivos, han estado ligados tradicionalmente a la Ingeniería de Presas y desde hace muchas décadas son bien conocidos en el mundo técnico los trabajos de profesionales tan prestigiosos como los Profs. Jiménez Salas, Soriano, Justo Alpañés, Cuéllar, Rodríguez Miranda, Rodríguez Ortiz y otros, de los que se resumen aquí algunos de sus trabajos. En 1965 el Prof. Sowers publicó su clásico trabajo (Ref.33) sobre los asentamientos de pedraplenes analizando los datos de 14 presas y llegando a una expresión lineal entre el descenso del terraplén y el logaritmo del tiempo transcurrido, con datos de medidas que llegan a descensos del 1.1% de la

altura en unos 12 años. En 1969 Weber publicó su trabajo sobre terraplenes construidos sobre suelos muy blandos, fangos (Ref.34). Cuatro años después, Mesri publica sus trabajos sobre la compresión secundaria de los terraplenes (Ref.35) y posteriormente sobre la relación entre la compresibilidad, el tiempo y el nivel de tensiones (Ref.36). Mesri indicaba en dicho trabajo, ya hace 30 años, su postulado de que para un suelo determinado cualquiera la relación ($C\alpha/Cc$) entre el coeficiente $C\alpha$ de compresión secundaria, que liga el índice de poros o asiento con el logaritmo del tiempo y el coeficiente Cc que liga la compresibilidad del terraplén (medida por su índice de poros e) con las tensiones, durante la compresión secundaria es única y es válida para cualquier combinación de tiempo, tensión efectiva e índice de poros, y el rango de valores que daba para ese cociente variaba entre 0.025 y 0.1, siendo el más frecuente 0.04. Este estrecho rango de valores fue confirmado por el mismo Mesri en su trabajo de 10 años después (Ref.37). En el Casagrande Volume de 1973 Wilson (Ref.38) publica los descensos de la presa Mammoth Pool, que a los 8 años aún no llegaban a su asíntota y parecen ajustarse a una relación logarítmica lineal con el tiempo, algo similar en la presa de Netzahualcoyote, y da también resultados similares en la de Muddy Run, aunque en esta última sólo la deformada post-constructiva para 500 días.

En el Simposio Nacional sobre Rocas Blandas de noviembre 1976 en Madrid ya se trataron con algún detalle los problemas del comportamiento de terraplenes y pedraplenes diversos. El Prof. Jiménez Salas presentó (Ref.39) los terraplenes de la autopista de Martorell, y Rodríguez Miranda y Gutiérrez Manjón (Ref.40) el terraplén de 80 m en la Bilbao-Behobia, donde estiman un asiento post-constructivo en la zona de mayor altura de 76 cm. Para ese terraplén en concreto obtienen una relación empírica entre el asiento postconstructivo "s" (medido en cm) y la altura del relleno "H" (medida en metros):

$$s = 3.5 \frac{H^2}{100}$$

En las publicaciones internacionales una de las recopilaciones más importantes sobre los descensos de los terraplenes de diversas presas es el trabajo de Clements de 1984 (Ref.41), que estudia las expresiones del asiento postconstructivo "s" de un terraplén-pedraplén dadas por Sowers en 1965

$$s = \alpha \frac{H}{100} (\log t_2 - \log t_1)$$

donde "s" y "H" son asiento y altura del pedraplén en metros y t el tiempo en meses, la propuesta por Lawton y Lester (Ref.42)

$$s = \frac{\sqrt{H^3}}{1000}$$

y la propuesta por Soydemir y Kjaernsli (Ref.43) que para un pedraplén compactado de 10 años de edad, aproximadamente la edad de los terraplenes del AVE de Sevilla hoy, resulta

$$s = \frac{3\sqrt{H^3}}{10000}$$

Clements realiza unos ajustes para los datos de las 68 presas que presenta en su trabajo y para los pedraplenes compactados, en presas con membrana, llega a la expresión

$$s = \frac{1.4}{10^6} H^{2.6}$$

si bien indica que el ajuste es malo, con un coeficiente de correlación de 0.437.

El ensanchamiento lateral de los terraplenes como efecto colaborador al descenso en coronación fue estudiado por Walker y Duncan en 1984 (Ref.44). Dascal, en 1987 (Ref.45), analiza el asiento post-construcción de 15 presas de escollera de altura variables entre 10 y 168 m y construidas sobre bases rocosas, para evitar mezclar los problemas de consolidación del cimientto. Aunque las envolventes de asientos que propone para estimarlos no nos son muy útiles, ya que para un tiempo de 40 meses tras terminar la construcción la envolvente varía desde un asiento del 0.08% de la altura hasta el 0.3% son sin embargo una envolvente más ajustada que la de Clements, que llegaba hasta el 0.72%. El importante trabajo de Justo Alpañes (Ref.46) en 1986 da una recopilación de asientos de pedraplenes, y corrige las regresiones mal efectuadas por autores precedentes entre asientos y altura para distintos tipos de materiales y tipología de presas. El mismo autor, en la comunicación sobre los pedraplenes de rocas de baja resistencia (Ref.47) presenta otra interesante serie de datos de asientos de pedraplenes, explicita por primera vez de forma clara que los asientos no son proporcionales a la altura, lo que demuestra que puede haber otros factores mas importantes, y dice una interesante y muy cruda y sincera reflexión: "En realidad hay que confesar nuestra impotencia para dar una explicación satisfactoria a la enorme diferencia entre los asientos postconstructivos de las presas de Kangaroo ($H=60m$, $\delta =4.3$ cm) y Muddy Run ($H=75m$, $\delta =78.3$ cm)". Catorce años después (Ref.48) el mismo autor repite exactamente la misma frase en el Simposio sobre Infraestructuras del

Transporte de Barcelona del 2000, de forma que la Ingeniería de Caminos y en especial los técnicos dedicados a la infraestructura de los ferrocarriles de Alta Velocidad debiéramos hacer buen caso de esta observación y tomar nota de la práctica imposibilidad de estimar -ni tan sólo explicar- los asentos de terraplenes y pedraplenes en muchos casos. Y esto lleva inevitablemente a cuestionar la validez de nuestros métodos de estimación de los asentos postconstructivos en cualquier terraplén o pedraplén. El Prof. Justo propone también en este último trabajo y tras analizar un número elevado de casos, la expresión siguiente entre el asiento unitario en coronación y el módulo edométrico del material:

$$\log\left(\frac{s}{H}\right)(\%) = 8.0 - 0.85 \log E_{edom}(\text{MPa})$$

que se refleja en la figura 1.

Estudia el Prof. Justo el que llama "gran terraplén" del AVE de Sevilla de 45 m de altura y otros varios, aportando gran cantidad de datos de la construcción. Lamentablemente la tabla XI en la que dice incluir los asentos postconstructivos a los 4.5 años no aparece en la comunicación, y por otra parte no ha sido posible al autor identificar con exactitud ese terraplén hoy, porque en Vía I (sentido Madrid) hay 2 de 50 metros y 6 de 40 m, y en Vía II hay 1 de 50 m y 1 de 40 m como puede verse en la Tabla 2.

En el mismo simposio de 1986, Hinojosa (Ref.49) incluye los resultados de la Encuesta Nacional sobre el comportamiento de terraplenes y pedraplenes, pero sólo obtuvo 12 respuestas y en la práctica la utilidad de dicha magnífica idea de la encuesta es escasa o nula. Presenta también Portilla (Ref.50) un interesante trabajo sobre el terraplén de 90 m de altura de Entrerregueras, en Asturias, y su estimación de asentos por métodos numéricos, pero lamentablemente no se dan datos sobre la evolución a lo largo de los años del asiento medido. Páez y Criado (Ref.51) presentaron la primera aplicación en España de refuerzo de un terraplén con pilotes de suelo-cemento, en la variante de Dueñas, además de diversos ejemplos de precarga de terraplenes.

En 1993 Loganathan (Ref.52) presenta su metodología llamada FDA (Field Deformation Analysis) para el estudio de la deformación de los terraplenes que tiene en cuenta la deformación lateral y los tres componentes del asiento: el instantáneo, el de consolidación y el de fluencia o secundario. Cita los resultados comparativos del método con modelos numéricos y con 13 terraplenes de prueba construidos en Malasia al efecto. El modelo de elementos finitos utilizado fue el famoso CRISP de la Universidad de Cambridge que incluía el modelo constitutivo Cam-Clay, desarrollado por Britto y Gunn (Ref.53) en

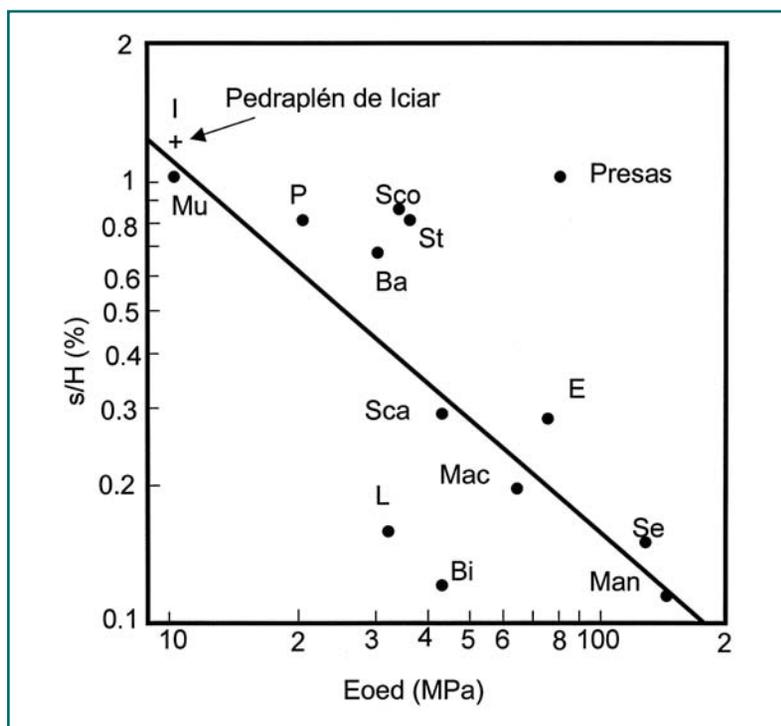


Fig. 1. Relación entre el asiento unitario de un terraplén y su módulo edométrico (Justo, 2000).

1987. Hoy día, en 2006, este programa y otros posteriores mucho más potentes están al alcance de cualquier ingeniero en su portátil, aunque el autor opina que estos análisis tienen mayor aplicación cuando es grande el espesor de los estratos compresibles en cimiento del terraplén o pedraplén.

También en 1993 presenta el Prof. Soriano un completo resumen del estado del arte de los terraplenes y pedraplenes en su trabajo para el Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales sueltos (Ref.54). Recuerda la expresión del asiento post-constructivo del terraplén

$$s_t = s_0 + A \log \frac{t}{t_0}$$

según la cual el asiento s_t en un instante t viene dado por esa expresión, siendo s_0 el asiento en el instante t_0 (posterior a la construcción de la coronación) y A una constante que indica ser el incremento de asiento que se produce al multiplicarse el tiempo por 10. Indica también Soriano que el problema es el fijar con precisión el instante t_0 . Como el valor de A aumenta al aumentar la altura H del terraplén, recomienda trabajar con el cociente de A y H , cociente que llama Índice de Asiento, $IA = A/H$. Los valores que cita Soriano para este Índice de Asiento varían entre 0.1% y 7%, e indica que normalmente suelen estar por debajo del 1% y comprendidos entre 0.1% y 0.5% dependiendo del tipo de material del terraplén.

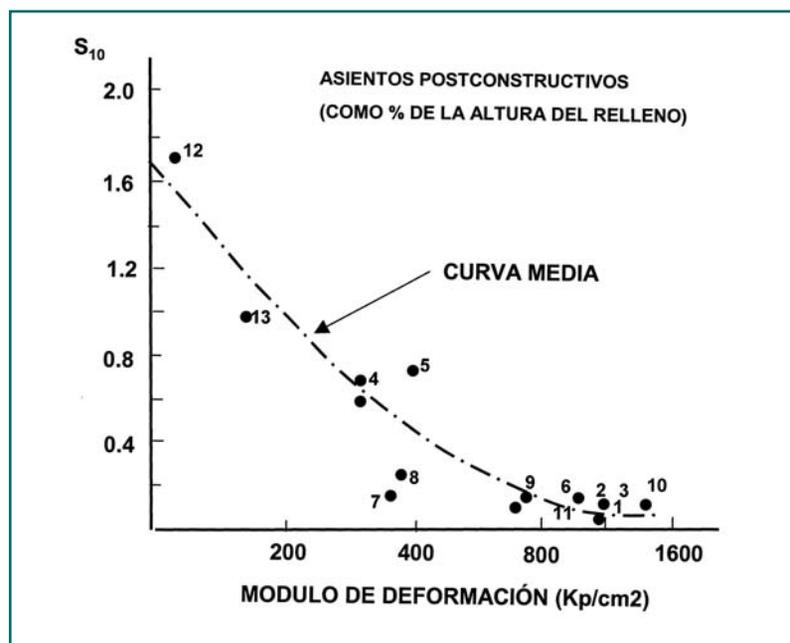


Fig. 2. Relación entre el s10 de un terraplén y su módulo edométrico (Rodríguez Miranda, 1986).

En 1999 Uriel y Olalla presentaron un interesante trabajo (Ref.55) en el que se comparaban las previsiones de informaciones diferidas de la presa de Canales, Granada, la más alta de España con 156 m sobre cimiento, con el comportamiento medido. Las previsiones de los autores resultaron extraordinariamente acertadas, de forma que los asientos reales medidos en 1999 (del orden de 1.5 m) coinciden con los previstos en 1997. En las mismas Jornadas, Sanchez Caro y Soriano (Ref.56) indican que el parámetro que denominan IAh (Índice de asientos hiperbólico) arroja mayores diferencias entre las distintas presas que el parámetro IA (Índice de asientos) descrito anteriormente, e indican también que para el estudio de los asientos diferidos la ley de tipo hiperbólico que proponen tiene dificultades similares a la encontradas en las leyes de tipo logarítmico. El mismo año 1999, en el 3er Simposio Nacional de Geotecnia Vial de Vigo, 1994, presentó Soriano otro trabajo (Ref.57) sobre el comportamiento de los terraplenes y pedraplenes, donde define claramente las deformaciones del terraplén por asiento del cimiento, separando la consolidación y la fluencia. En el mismo Simposio Villar, Rodríguez Miranda y Lancha (Ref.58) presentan ejemplos de comportamiento de distintos terraplenes de autovía. En el caso del pedraplén de Cañarete, de 55 m de altura, el asiento postconstructivo se estimó, además de con los modelos numéricos, en base a una ley empírica que relaciona el asiento a los 10 años posteriores a la construcción con los módulos de deformación del material, y cuya procedencia no se indica, que es la de la siguiente figura, que aparecía también en un trabajo anterior de Rodríguez Miranda (Ref.59) sobre pedraplenes, de 1986. Da diversos datos sobre asientos e incluye el

del pedraplén de Iciar de 80 m, que llegó al 1.7% de la altura. Indica el autor que pueden obtenerse asientos pequeños, del orden del 0.2% de la altura, si se logran módulos del terreno superiores a 500 kg/cm2.

De esta ley empírica deducen que el terraplén de Cañarete debía tener un asiento postconstructivo de 10 cm. A los 5 meses de la terminación los asientos eran inferiores a 3 cm, y estiman que a 10 años puede estar alrededor del 0.15%, unos 5 cm en la peor circunstancia para el punto más alto de 55 m. Han pasado ya 12 años desde entonces y el autor no tiene los datos de los asientos reales medidos.

En su trabajo de 1999 sobre los asientos de los terraplenes del AVE de Sevilla, Soriano (Ref 60) asimila también el problema al del asiento de las presas. Propone un procedimiento sencillo de cálculo del coeficiente α de asiento post-construcción y llega a la expresión

$$\alpha = \frac{s_{10t} - s_t}{H} = 230 \left(\frac{C_\alpha}{C_c} \right) \frac{\Delta s}{H}$$

expresión que aplicada a un análisis de dos terraplenes de 40 m de altura en el AVE da resultados muy coincidentes con los medidos en los años secos hasta 1995, para los que en fase de proyecto se supusieron valores de (C_α/C_c) del orden de 0.04, con los que obtuvo Soriano la expresión $\alpha = 10 \Delta s/H$. En los años lluviosos posteriores Soriano encuentra que la velocidad de asiento en esos terraplenes sube de 6 mm/mes hasta 18 mm/mes en los meses más lluviosos como a finales del invierno de 1996 en que cayeron más de 360 litros por m² en un mes y el índice α duplicó su valor. En la expresión anterior Soriano toma las definiciones de Mesri (Ref.32) para el coeficiente C_c que liga la compresibilidad del terraplén (medida por su índice de poros e) con las tensiones

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma)}$$

y para el coeficiente C_α de compresión secundaria, que liga el índice de poros o asiento con el logaritmo del tiempo.

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta(\log t)}$$

Cita también Soriano la importancia del trabajo recopilatorio de Clements (Ref. 30) Por otra parte, para terraplenes formados por materiales muy impermeables, arcillosos o de plasticidad media o alta, tiene lugar el fenómeno de ensanchamiento lateral, descrito en la literatura, p. ej, por Walker y Duncan. (Ref.40).

Cuéllar presentó en el mismo congreso su trabajo sobre comportamiento de un pedraplén de 40 m de la Autovía de las Rías Bajas (Ref.61). Como es bastante habitual, debió encontrar alguna dificultad administrativa para identificar el pedraplén en el trabajo publicado, lo que ahora nos crea muchos problemas a los interesados en el estudio de estos temas y en seguir el comportamiento posterior. En su trabajo Cuéllar obtiene los módulos de Young dinámicos y estáticos, el cociente E_D/E_S del orden de 7 en los 30 primeros metros de profundidad y de 20 a 65 más abajo, y un módulo de deformación del orden de 40 MPa hasta los 35 m de profundidad, aumentando hasta los 130 para 40 m de profundidad. Sánchez Alciturri (†) presentó su trabajo (Ref.62) sobre las deformaciones durante la construcción de otros dos terraplenes de 12 m de altura en la autovía A-67, resaltando la coincidencia entre los descensos calculados (0.9 m) y los medidos, que alcanzaron 1.2 m a los 220 días de comenzar los trabajos.

Perez Fábregat (Ref.63,64,65) presentó también en 1999 datos sobre la construcción de algunos terraplenes del AVE de Zaragoza. En el tramo Arcos-Sta. María sólo se cita un terraplén grande -sin dar más datos, se describe el sistema de mechas drenantes para consolidar los cimientos de otro terraplén en el tramo Zaidín-Alcarrás y se dan algunas tablas de lecturas de descenso de Enero y otros meses de 1998, pero el autor no ha podido aún identificar los puntos que cita, pk 602+180 y otros. En el tramo Alcarrás-Lleida describe 4 de los terraplenes, cimentados sobre suelos blandos de hasta 10 m de espesor, y se presenta un trabajo muy interesante sobre la malla de drenes verticales instalados y su diseño, y las estimación de los asientos constructivos. Lamentablemente no ha habido información posterior sobre los asientos post-constructivos de dichos terraplenes.

Técnicas para reducir el descenso de los terraplenes

Las técnicas para reducir el descenso de los terraplenes son numerosas, y existen numerosas referencias en la literatura técnica, y más especialmente en la española. Antes de la aparición en Europa de la alta Velocidad, el octavo Congreso Europeo de Mecánica del Suelo de Helsinki en 1983 publicaba los trabajos del Profesor belga Van Impe (Ref.66) sobre la mejora de los descensos de los terraplenes por columnas de grava. En este trabajo Van Impe daba uno de los primeros métodos de cálculo del asiento del terraplén con columnas, indicando que el método es razonablemente exacto, y que las columnas de grava pueden reducir el descenso del terraplén al 45% del asiento que tendría lugar sin ellas, aunque el ejemplo que presenta es para un terraplén de sólo 5 m de altura. Otro método de cálculo de la transferencia de cargas del terraplén a las columnas es el dado en el mismo congreso por Wallays (Ref.67). En Es-

paña, donde las infraestructuras del transporte obligan a menudo a la construcción de importantes terraplenes, el refuerzo de éstos es un problema bien conocido. En el Simposio sobre Terraplenes y Pedraplenes de 1986 en Madrid se presentaron numerosos trabajos sobre estos temas, entre los que hay que citar los de Cañizo (Ref.68) que describe las ventajas e inconvenientes de cada método de refuerzo, el ya citado de Rodríguez Miranda sobre pedraplenes (Ref.36), y el del mismo autor sobre rellenos tipo sandwich (Ref.69) aplicados en la autovía Bilbao-Behovia.

Luis Sopeña presentó en 1999 (Ref.70) dos métodos numéricos alternativos para el caso de un terraplén de 5.5 m de altura en la circunvalación de Huelva, concluyendo que los modelos numéricos deben ser cuidadosamente estudiados, ya que pueden producir asientos que resultan ser un 65% de los realmente medidos, es decir, pueden dar un terraplén más rígido que el real. Cuellar (Ref.71) presenta en el mismo Congreso un método de mejora de las características de los terraplenes, aplicado en este caso a los bloques técnicos o cuñas de transición, a base de inyecciones de fracturación de mortero de cemento. En 2000 Romana presentó (Ref.72) un completo resumen de la precarga y sus aplicaciones, junto con unas aplicaciones de estimación de los asientos diferidos de un terraplén en función de la velocidad de aparición de esos asientos, utilizando el método presentado a su vez por Asaoka (Ref.73) en 1978.

Tal vez el trabajo más completo sobre el refuerzo de los terraplenes en suelos blandos sea el presentado en 2001 por H. Brandtl, de la Universidad de Viena (Ref.74), aunque se refiere solamente a lo que llama terraplenes bajos, menores de 5m y con suelos cuyo contenido de humedad natural es muy alto, del orden del 1000%. Repasa el autor los métodos utilizados para el refuerzo de esos terraplenes, dividiendo los métodos en los siguientes (a los que habría que añadir la precarga):

1. Columnas de grava o arena
2. Terraplenes sobre pilotes y encepados de distintos tipos
3. Terraplenes sobre geotextiles o armados con geotextiles
4. Compactación dinámica del terreno
5. Terraplenes de materiales ligeros, granulares (cenizas, espuma de vidrio, etc) o en bloques (porexpan o materiales similares).
6. Viaductos enterrados, estructuras flotantes o soportadas por pilotes y situadas a nivel del suelo que en alguna ocasión son más ventajosas que los terraplenes de materiales sueltos.

Fé Marqués y Sagaseta (Ref.75) presentaron en el Simposio de Barcelona sobre Geotecnia en las Infraestructuras del Transporte de Septiembre 2000 las distintas alternativas de rigidización de un terraplén de 19 m en el AVE, el terra-

plén de Las Brisas, en la provincia de Lérida, pero hoy no tenemos datos de su comportamiento real. La primera e inteligente medida fue la modificación del perfil longitudinal para reducir 6 m de altura. Se estudiaron después las soluciones de: (1) eliminar los fangos, que se desechó por el aporte de agua y la profundidad de excavación necesaria, 9m, (2) Columnas de grava, (3) Sustitución por estructura y (4) Mechas drenantes. Describen la solución finalmente adoptada, mechas drenantes, tendido de taludes del 2H/1V a 3H/1V y una berma de 8 m de anchura, la construcción en 2 fases dejando un tiempo de 2 semanas entre ellas, y la construcción del terraplén con suelos exclusivamente granulares, gravas arenosas de préstamos cercanos. El asiento estimado para la construcción era de 41.1 cm, pero no tenemos datos sobre las medidas reales ni de los asientos post-constructivos. Gutiérrez Manjón describe (Ref.76) el comportamiento de un terraplén de 80 m de altura en la Autovía del Noroeste, cuyo descenso constructivo se estimó en 35 cm y fué de 41 cm y el postconstructivo se estimó en 10 cm. El relleno se terminó en Diciembre de 1998, y el asiento postconstructivo medido en Mayo de 2000 era de 18 cm, pero tampoco tenemos hoy datos sobre su comportamiento real.

Domínguez y Serrano describen (Ref.77) los diversos métodos de cimentación y rigidización de otros terraplenes de alturas entre 5 y 10 m en la línea de Alta Velocidad Madrid-Zaragoza en el Valle del Arroyo de Anchuelo. Los posibles tratamientos de mejora que se analizaron fueron: (1) Compactación dinámica, (2) la sustitución del material, (3) el aligeramiento de los terraplenes, (4) Precarga con el propio terraplén, (5) drenes verticales, (6) Columnas de grava, y (7) un tratamiento mixto de columnas de grava y drenes verticales. Explican los autores los motivos por los que la solución adoptada fué la de columnas de grava, pero tampoco hay datos del comportamiento del terraplén cuyo asiento máximo previsto durante la construcción era de 60 cm.

Rodríguez y Romana describen (Ref.78) las deformaciones de otros terraplenes del AVE de Zaragoza, en las cercanías de Alhama. El terraplén del Barranco de Otero, que sustituyó al viaducto previsto de 8.5 m de altura, se construyó con precarga y mechas drenantes. Este terraplén, y 5 más de los 39 del tramo se instrumentó, y los autores indican los asientos obtenidos, que en ningún caso superan los 15 cm. Desde ese año 2000 hasta el momento de escribir estas líneas han pasado casi 6 años, sin embargo, y aunque hoy es difícil interpretar a qué pk actual corresponde cada terraplén citado, el autor cree haber podido identificar algunos salvo el del Barranco de Otero (que tal vez pudiera ser el del actual pk 200+272). El llamado por los autores T5 de 17.6 m de altura con 12 cm de asiento máximo en el artículo, puede ser el pk 178+317 que tiene hoy 27.5 cm de asiento. El llamado T-30 de 15 m de altura, con 4 cm de asiento en el artículo, puede ser el pk 195+927 que tiene hoy 26 cm,

y el llamado T-20 de 20.7 m de altura con 4 cm de asiento en el artículo puede ser el famoso terraplén del pk 188+307 que tiene hoy más de 48 cm de asiento. Este terraplén ha tenido al tren varias semanas con reducciones de velocidad de hasta 80 km/h (que en el momento de escribir estas líneas son de 160 km/h), y ha movido la clave de la bóveda triarticulada del paso inferior, como puede comprobar cualquier lector que se acerque a la traza.

La velocidad crítica del terraplén y la onda de proa del tren

Además de los descensos de los terraplenes, otro problema importante para los ferrocarriles de Alta Velocidad en lo que se refiere a los terraplenes es la llamada "velocidad crítica" del tren. Este problema no se estudia en el presente trabajo, sino sólo se menciona su existencia y se cita alguna de la literatura existente, para el lector interesado. Tres años después de terminar la 2ª guerra mundial tuvo lugar el 2º Congreso Internacional de Mecánica del Suelo, en Rotterdam, 1948. En él, el ingeniero F. De Nie, de los Ferrocarriles Holandeses, llamó la atención sobre los movimientos de los terraplenes en su pionero trabajo (Ref.79) sobre las medidas realizadas en el tramo Gouda-Oudewater, siendo posiblemente el primero en observar e identificar el fenómeno de lo que él llamo "ondulación" del terreno bajo el paso del tren, fenómeno que consiste en la amplificación de los movimientos verticales de las partículas del terreno bajo el paso del tren.

En el mismo Congreso el mismo autor presentó con J. Cuperus la descripción de los trabajos de consolidación y refuerzo de ese tramo (Ref.80), y describe cómo la sucesiva elevación con balasto de la vía para compensar el asiento del terraplén llevó a su rotura en Nieuwerkerk en 1930. En 1999, medio siglo después, estos pioneros estudios de terraplenes para trenes de 120 km/h fueron recogidos por Woltringh (Ref.81) con ocasión de la construcción de la nueva línea de alta Velocidad en Holanda para 300 km/h. Este fenómeno de la "onda de proa" de un tren sobre un terraplén o "velocidad crítica del tren" en un determinado terraplén probablemente no es muy importante en España, donde no son frecuentes los blandos suelos usuales en Holanda, pero no cabe duda de que puede llegar en algunos casos a ser tan peligroso como los propios descensos de la vía. En cualquier caso y según indica el autor, una placa de hormigón redujo las deformaciones del carril en un 90%. Seis años después de las observaciones de De Nie, J. Kenney propuso en 1954 (Ref.82) su expresión de la velocidad crítica de la onda en una viga de rigidez EI y masa ρ por unidad de longitud apoyada sobre un sistema de resortes continuo, el modelo Winkler, de constante K por unidad de longitud de la viga.

$$V_{crit} = \sqrt[4]{\frac{4KEI}{\rho^2}}$$

Pese a lo que indica el prestigioso Prof. C. Esveld (Ref.83) en su conocido texto, hoy sabemos que la velocidad crítica de un determinado terraplén, u “onda de proa” del tren puede ser tan baja como 200 km/h, lo que puede ser sumamente peligroso con trenes que circulan a esa velocidad y producir inestabilidades o incluso descarrilos. Como indica Madshus (Ref.84), del Instituto Geotécnico Noruego NGI, en el Congreso de Mecánica del Suelo de Amsterdam de 2001, la expresión de Kenney tiene algunas deficiencias, pero es útil para aclarar los conceptos y ver la influencia de cada una de las variables. Aumentar la constante de Winkler o la rigidez EI de la plataforma, o reducir la masa unitaria del terraplén si fuera posible, aumentará la velocidad crítica peligrosa, y podrá alejarse de las velocidades de los trenes.

Pero también indica Madshus que ni este modelo ni el modelo alternativo de Krylov (Ref.85,86) de las ondas de Rayleigh en un semiespacio homogéneo reproducen la realidad del fenómeno, y propone su propio modelo numérico (Ref.87). Presenta ejemplos de un terraplén en Ledsgard, Suecia, donde las deformaciones verticales de la vía, prácticamente nulas para velocidades del tren de hasta 130 km/h, aumentan enormemente hasta llegar a un máximo de 10 mm a la velocidad de 235 km/h. La solución que propone para resolver el problema son los conocidos viaductos enterrados, flotantes o pilotados, aumentando así la inercia, solución propuesta también por el Prof. Esveld de la Universidad de Delft. La simulación de estas soluciones con el modelo numérico indica una reducción de los movimientos verticales del carril del orden de 4 veces, de 12 mm a 3 mm. Presenta la solución aplicada en el citado terraplén de Suecia, donde la construcción de pilotes de cal y cemento bajo la vía, de 60 cm de diámetro y 6 a 13 m de profundidad y separados 0.5 m entre ejes, redujo el desplazamiento vertical del carril de 12 mm a 0.9 mm. Las investigaciones sobre este fenómeno continúan, y ya disponemos de medidas de las vibraciones originadas por trenes de Alta Velocidad hasta 314 km/h en la nueva línea París-Bruselas, según los trabajos de Degrande y Schillemans (Ref.88).

Conclusión sobre la estimación de los descensos postconstructivos de los terraplenes

Como puede ver el lector, los trabajos sobre los descensos de pedraplenes y terraplenes son numerosos, especialmente en España. Conocidos y estudiados estos trabajos llega el momento de la gran pregunta para el In-

Tabla 1. Diferentes estimaciones de asientos post-constructivos de terraplenes

Altura H (m)	Previsiones de asientos en pedraplenes de 10 años (m)			
	Lawton, 1964	Sowewrs, 1965	Soydemir, 1979	Clements, 1987
	$\alpha = 0.05$			
10	0.032	0.010	0.009	0.001
15	0.058	0.016	0.017	0.002
20	0.089	0.021	0.027	0.003
25	0.125	0.026	0.038	0.006
30	0.164	0.031	0.049	0.010
35	0.207	0.036	0.062	0.014
40	0.025	0.042	0.076	0.020
50	0.354	0.052	0.010	0.037

geniero de Caminos que está diseñando un trazado de Alta Velocidad. Alguien desconocido, en el Estudio Informativo, sin los estudios geotécnicos adecuados que se hacen después, ha decidido poner en un punto un terraplén de 30 m de altura, con unos materiales y un cimiento determinado y prácticamente sin analizarlos (trabajos que se hacen también en la posterior fase de Proyecto). El trazado ya no puede cambiarse tras la Declaración de Impacto Ambiental. ¿Cuanto descenderá el terraplén en 10 años? ¿Debe ponerse este terraplén?. Y la respuesta es, como vemos, que no sabemos. Como acabamos de ver, no tenemos forma de estimar con certeza el descenso post-constructivo del terraplén, tal vez ni siquiera su orden de magnitud. Las reglas empíricas de estimación dan hoy una dispersión tan enorme que no tienen ninguna utilidad práctica, salvo el muy extraordinario acierto de sus propias predicciones citado por Uriel (Ref.50). Los modelos numéricos –como siempre, y de ahí su enorme peligro– darán los resultados que se desee o que desee el Organismo que los encarga, depende de los inputs. Repetimos que la conclusión más acertada de todos los trabajos sobre la estimación del descenso de terraplenes y pedraplenes es probablemente la ya citada del Prof. Justo Alpañés “En realidad hay que confesar nuestra impotencia para dar una explicación satisfactoria a la enorme diferencia entre los asientos postconstructivos de las presas de Kangaroo y Muddy Run”. Si se aplican algunas de las estimaciones clásicas aquí resumidas, el ingeniero que tiene que diseñar un terraplén de 30 m de altura por ejemplo, para un tren de Alta Velocidad, puede estimar los descensos postconstructivos máximos siguientes en 10 años (Tabla 1). Y se encuentra que para 30 m de altura unas estimaciones dan un descenso de 1 cm y otras de 16 cm. Esta dispersión, de hasta el 1600%, es todo lo que el ingeniero que diseña el trazado de un AVE puede esperar de los métodos actuales de estimación de los asientos post-constructivos de terraplenes y pedraplenes.

Terraplenes, descensos y ferrocarril

En 2001 M. Sunaga de la RTRI (Railway Technical Research Institute, Japón), (Ref.89) publicó las especificaciones que se fijan en Japón para los descensos de los terraplenes de las nuevas líneas ferroviarias de Alta Velocidad. En el caso de vía en balasto indica que los asentamientos máximos permitidos son de 100 mm, ya que se considera que asentamientos mayores inducen costes de mantenimiento demasiado altos, inaceptables. La vía en placa, que no tiene prácticamente costes de mantenimiento en comparación, exige sin embargo por su rigidez una infraestructura sumamente indeformable, con un asiento post-constructivo máximo permitido en un terraplén de 30 mm, independiente de la altura del terraplén. En el mismo congreso, T.Niedhart (Ref.90) indica cómo en los últimos años se ha instalado vía en placa en los tramos de las nuevas líneas alemanas de Alta Velocidad en construcción, lo que ha introducido muchos nuevos conceptos y métodos a tener en cuenta en el diseño y construcción de los terraplenes. Presenta el equipo de carga en placa dinámica que preparó la Administración Ferroviaria Alemana (Deutsche Bahn, DB) a estos fines, con un magnífico diámetro de 2.5 m y capaz de dar a la plataforma cargas estáticas de hasta 70 kPa a frecuencias de hasta 45 Hz, lo que produce cargas dinámicas de hasta unos 2.000 kN, unas 10 veces la carga estática de un eje, lo que parece incluso mayor que las cargas dinámicas esperables en la vida de la infraestructura salvo planos u ovalizaciones de ruedas. Lo interesante aquí son los datos que proporciona el autor sobre las especificaciones de esas nuevas líneas. La vía en balasto en Alemania, dice, debe batearse con mucha frecuencia para los trenes de alta velocidad, 250 a 350 km/h, y este bateo y mantenimiento genera unos costes muy elevados que desaparecen con una vía en placa bien proyectada y construida, cuyos costes de mantenimiento son despreciables. La vía en placa preferida por la DB es generalmente la Rheda con artesa. Pero las deformaciones verticales de este tipo de vía sólo pueden compensarse fácilmente actuando sobre la sujeción, que admite correcciones de hasta 30 mm en vertical y 4 mm en horizontal y que ya han sido reducidas en 1999 por la DB hasta los 20 mm en vertical y 0 en horizontal en una longitud de 10 m, es decir, una pendiente del defecto de 1:500.

Naturalmente, estas restricciones no permiten construir la vía de Alta Velocidad con una placa rígida sobre terraplenes cuya deformación post-constructiva sea grande, porque la placa romperá. La flexibilidad vertical de la vía en balasto le permite sin embargo absorber mayores deformaciones de la infraestructura que la vía en placa, ya que su corrección es relativamente sencilla, pero esto no ocurre con la vía hormigonada.

En las recomendaciones para el trazado de Alta Velocidad en Holanda, resume Woldringh (Ref.29) la problemática, comentando que una rigidez excesiva de la vía, como 0.5 mm de descenso del carril bajo la carga de un eje, causa un desgaste ondulatorio excesivo. Por otra parte si es demasiado flexible, la sujeción puede dañarse, o no ser capaz de dar esa deformación, y en consecuencia se consideran inaceptables deformaciones de 3.5 mm bajo la carga de 225 kN, aceptando como máximo razonable un valor de 2.0 a 2.2 mm. Fijan en Holanda un descenso máximo del carril de 1.3 a 1.4 mm bajo una carga de 225 kN, tanto para vía en balasto como para vía en placa. En Alemania una carga de 200 kN debe producir un descenso de 1.5 mm.

Para la vía en placa indica también Woldringh que en Alemania el máximo descenso que puede tener un terraplén es de 6 cm, y el máximo asiento diferencial en una longitud de 10 m de vía debe ser de 2 cm. En Suecia los máximos asientos que debe dar un terraplén tras su construcción, para velocidades de 350 km/h, son de 10 cm, para vía en balasto y no hay aún especificaciones para vía en placa. Para el caso de Japón, Woldringh remite también a Sunaga, que indica que los asientos máximos admisibles de los terraplenes tras la construcción son de 10 cm para vía en balasto y 3 cm para vía rígida en placa.

Terraplenes del AVE Madrid-Sevilla

El AVE Madrid-Sevilla se puso en servicio el 21 de Abril de 1992. Sus terraplenes fueron proyectados, diseñados y construidos por la Dirección General de Ferrocarriles, dirigida en ese periodo por el prestigioso Dr. Ingeniero de Caminos Antonio Alcaide, experto en Geotecnia y Mecánica del Suelo. En las magníficas publicaciones que esa Dirección General editó en 1991 sobre el proyecto y la construcción de la línea se observa el cuidado y el cariño con el que se estudiaron todos los aspectos del proyecto y la construcción de los terraplenes, no frecuentes en nuestras infraestructuras. El tomo "Explicación" (Ref.91) estudia los desmontes y terraplenes, e indica los análisis y modelos numéricos efectuados sobre cada uno de los terraplenes. Se estudiaron los asientos previsibles durante la construcción y la explotación posterior, y los terraplenes más importantes fueron dotados de una cuidadosa instrumentación, que hoy sigue analizándose con gran detalle y alta frecuencia. El modelo constitutivo utilizado para el cálculo numérico fué el hiperbólico de Duncan y Chang (Ref.92) cuyos parámetros publica. Pero de los asientos post-constructivos pasados 14 años de la construcción no se sabe nada, no se ha publicado ningún trabajo salvo los escasos arriba citados y hoy es sumamente difícil, imposible en la práctica, obtener datos del comportamiento

Tabla 2. Número de terraplenes del AVE de Sevilla agrupados por altura

TERRAPLENES EN EL AVE DE SEVILLA			
Altura, m	Vía I	Vía II	Total
50	2	1	3
45	0	0	0
40	6	1	7
35	3	1	4
30	3	6	9
25	5	5	10
20	16	14	30
15	29	33	62
10	47	56	103
5	147	127	274
Suma	258	244	502

to de los terraplenes del AVE de Sevilla. Los valores dados en 1991 por la Dirección General de Ferrocarriles para los asientos tras la nivelación de la vía (misma Ref, pag 39) son de 16 cm para un pedraplén de 43 m e inferiores a 12 cm para el resto. No indica el autor la situación de ninguno de ellos, y es por tanto muy difícil o imposible identificarlos hoy. Quien esto escribe no ha podido hacerlo.

Los terraplenes del AVE Madrid-Sevilla son 502, cuya división en alturas es la reflejada en la Tabla 2.

Como puede verse, la línea tiene numerosos terraplenes de gran altura, de los que se resumen en la Tabla 3 los mayores de 20 m de altura en Vía 1 (sentido Madrid) y Vía 2 (sentido Sevilla).

Con las mayores reservas el autor puede presentar la siguiente tabla de descensos postconstructivos hasta el año 2003 que ha intentado ordenar de datos sueltos de

Tabla 3. Situación de los terraplenes del AVE de Sevilla ordenados por altura

MAYORES TERRAPLENES DEL AVE DE SEVILLA. ORDENADOS POR ALTURA					
VIA 1			VIA 2		
PK INICIO	ALTURA, m	Longitud, m	PK INICIO	ALTURA, m	Longitud, m
290,979.00	50	1,671	311,563.00	50	312
311,170.00	50	670	301,476.00	40	164
294,530.00	40	435	321,290.00	35	910
301,450.00	40	190	301,023.00	30	127
302,310.00	40	60	312,359.00	30	315
305,560.00	40	520	323,290.00	30	460
307,144.00	40	156	324,550.00	30	870
312,361.00	40	311	327,750.00	30	422
301,020.00	35	140	328,478.00	30	212
321,395.00	35	825	255,415.00	25	2,585
324,200.00	35	1,060	294,650.00	25	335
293,200.00	30	750	318,035.00	25	195
322,380.00	30	840	322,500.00	25	700
323,290.00	30	460	368,540.00	22	574
302,040.00	25	70	287,510.00	20	232
327,700.00	22	472	287,822.00	20	351
328,478.00	22	997	288,200.00	20	150
366,360.00	21	820	293,300.00	20	628
371,200.00	21	520	315,768.00	20	601
287,430.00	20	312	317,060.00	20	600
287,822.00	20	351	318,725.00	20	200
288,200.00	20	117	324,200.00	20	260
314,533.00	20	105	377,600.00	20	2,870
316,494.00	20	345	383,355.00	19	67
318,035.00	20	195	383,477.00	19	458
325,265.00	20	185	68,622.00	18	515
368,480.00	20	634	138,875.00	18	1,525
369,254.00	20	186	330,460.00	16	130
383,400.00	20	22	94,600.00	15	1,835
383,477.00	20	593	268,968.00	15	1,043

Tabla 4.- Descensos post-constructivos en 10 años de algunos terraplenes del AVE de Sevilla

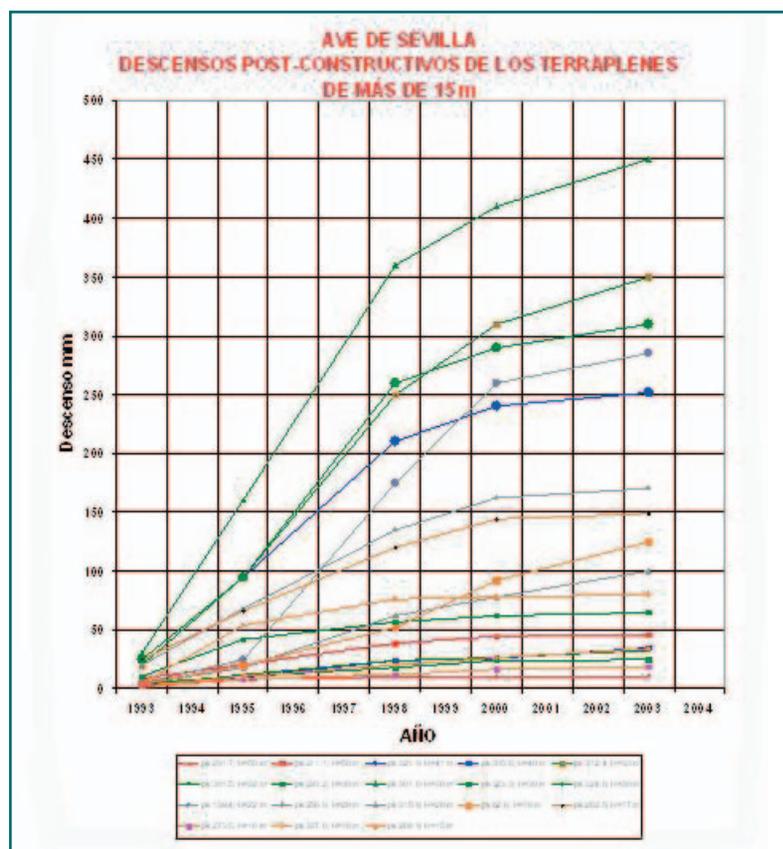
AVE DE SEVILLA. COMPORTAMIENTO EN 10 AÑOS DE LOS TERRAPLENES						
PK	Altura, m	Longitud, m	Descenso, mm	Radio, m	Peralte, mm	Velocidad autorizada, km/h
56.6	10	220	48	4,000	150	270
56.8	10	500	152	4,000	150	270
62.2	8	200	58	-4,000	150	270
62.7	18	384	125	-4,000	150	270
139.4	22	1,035	285	-4,000	150	270
233.9	10	425	129	Recta		250
247.9	10	784	18	3,200	135	250
256.0	20	962	170	-3,200	135	250
262.5	17	754	149	3,200	135	250
269.0	15	1,070	34	3,200	135	250
273.5	16	1,215	19	Recta		250
275.8	10	260	10	Recta		250
291.7	50	945	11	Recta		215
293.2	30	745	25	Recta		215
301.0	30	155	450	-2,300	140	215
301.5	32	190	310	-2,300	140	215
305.6	40	480	35	2,300	140	215
311.2	50	715	46	Recta		215
312.4	33	320	350	2,300	150	215
315.8	20	615	100	-2,300	150	215
321.3	41	927	252	3,200	135	250
323.3	30	463	65	-3,200	135	250
324.6	30	685	33	-3,200 a 3,200		250
337.6	16	220	80	-1,400	120	160

Fig. 3. Evolución del asiento post-constructivo en 10 años de algunos terraplenes del AVE de Sevilla. (rojo H > 50m, azul H > 40m, verde H > 30m, gris H > 20m, naranja H > 15m).

algunos años con el radio del trazado, el peralte y la velocidad autorizada al tren hace algunos años. El autor no puede asegurar que estas velocidades autorizadas sean las actuales.

La evolución en estos 10 años de los descensos de algunos terraplenes de más de 15 m de altura ha sido la que se ve en la fig. 3.

Como puede verse, efectivamente no parece existir relación del descenso post-constructivo con la altura del terraplén, como ya adelantaba Justo Alpañés hace tantos años. En la publicación citada comentaba Alcaide que "la mayor parte del asiento post-constructivo -del orden de la mitad- se produce en el primer año, por lo que no repercute sobre la superestructura", y por ello se planificaron los trabajos de forma que los terraplenes de más de 20 m terminaran antes de un año respecto a la nivelación de la vía. Pero la figura anterior ya nos indica que esto no es así. Como puede verse, el asiento postconstructivo realmente no comienza a estabilizarse hasta pasados de 8 a 10 años de la construcción, con lo que no hay forma de evitarlo o reducirlo durante la construcción de la explanación. Obsérvese además que en aquellos años también se creía que los asientos post-constructivos eran en alguna forma proporcionales a la altura del relleno. Los mayores asientos en Sevilla corresponden a un terraplén de 30 m de altura y en Zaragoza a uno de 17 m (fig.6), y los dos de 50 m de Sevilla



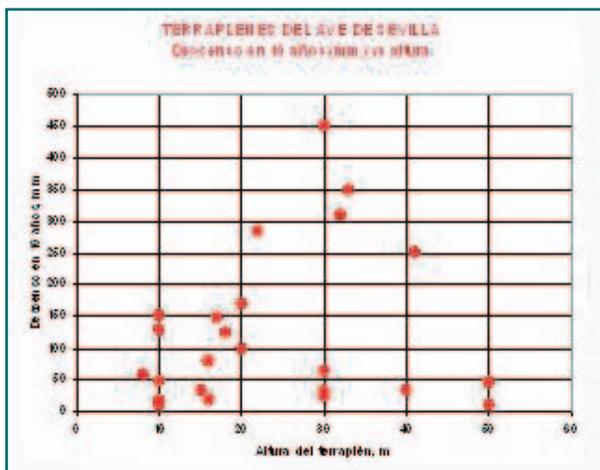
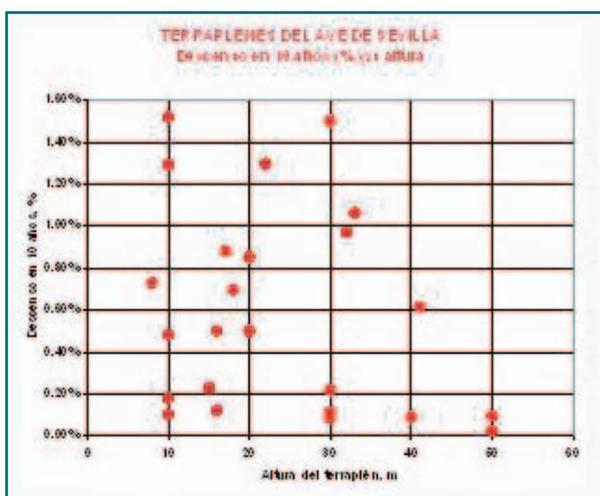


Fig. 4 A y B. Descenso post-constructivo vs. altura del terraplén en 10 años en el AVE de Sevilla (mm y % de H). Los mayores asentamientos relativos corresponden a los pk 56+796 de 10 m y al pedraplén del pk 301+005 de 30 m. Como se ve, es necesario publicar, recomprobar y reestudiar estos datos, y las causas de estos descensos si se confirman.



han tenido asentamientos muy pequeños. En uno de ellos apenas ha habido que pasar la bateadora haciendo levantes de vía en 12 años.

Terraplenes del AVE Madrid-Zaragoza

Sobre los terraplenes del AVE a Zaragoza no conoce el autor ningún trabajo ni publicación del Ministerio. Del análisis de los distintos proyectos puede obtenerse la relación parcial que se ve en la tabla 5.

La línea se puso en servicio, sin la señalización ni los nuevos trenes, el 11 de Octubre de 2003. Los proyectos del tramo Calatayud-Ricla (pk 219 a 251 aprox.) se habían licitado el 24 de Noviembre de 1993 y las obras comenzaron el 15 de abril de 1996. El autor no dispone de las fechas reales de terminación de cada terraplén, pero puede admitirse que en 2001 estaban terminados. Los descensos post-constructivos medidos a finales de 2005 que el autor ha podido conseguir y ha intentado ordenar

Tabla 5. Algunos terraplenes del AVE de Zaragoza, agrupados por altura

TERRAPLENES AVE ZARAGOZA PK 150 a 300	
Altura, m	Nº
45	1
40	1
35	4
30	2
25	3
20	7
15	12
10	8

Tabla 6. Descensos post-constructivos en 3-5 años de algunos terraplenes del AVE de Zaragoza

TERRAPLENES AVE ZARAGOZA PK 150.0 A 300.0 Enero 2003 a Noviembre 2005		
PK	Altura, m	Descenso Postconstructivo mm
235.00	45	77
240.83	40	89
158.84	36	230
165.70	35	490
232.46	35	92
233.60	35	84
244.39	32	178
157.16	30	131
238.55	25	112
245.42	23	187
226.36	22	71
243.19	22	185
246.86	22	114
248.58	20	125
300.47	20	83
306.44	20	71
171.98	19	81
180.66	17	132
188.04	17	482
195.81	17	263
159.68	16	60
170.36	16	182
173.18	16	323
183.88	15	309
198.17	15	145
268.97	14	71
175.42	13	319
275.33	13	75
205.64	12	78
208.89	12	72
226.68	11	153
185.31	10	138
177.73	8	275
270.27	6	30
169.96	4	170

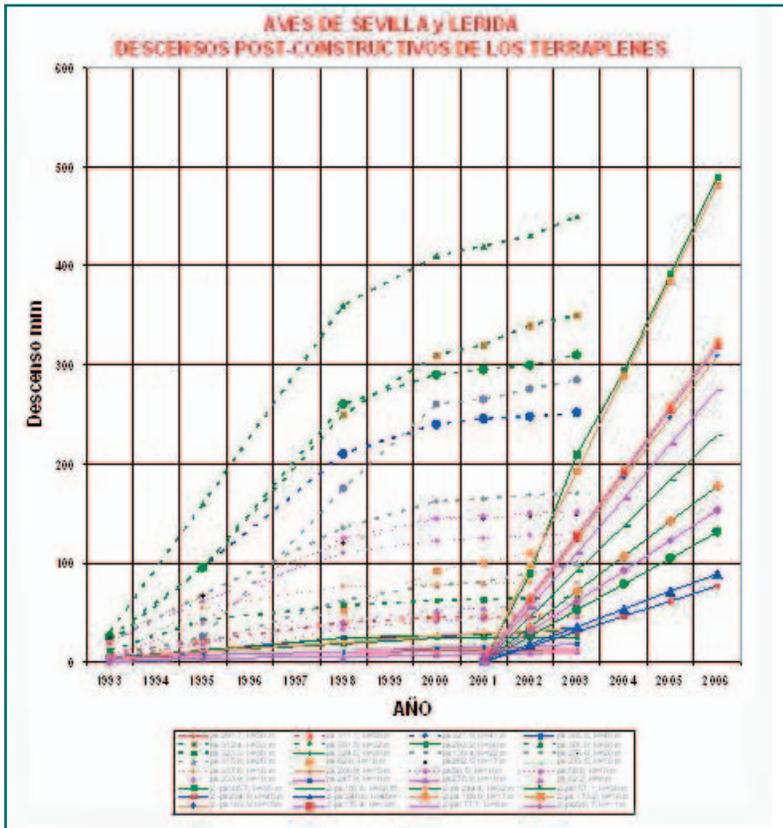


Fig. 5. Evolución del descenso post-constructivo de terraplenes de los AVE de Sevilla y Lérida. (rojo H > 50 m, azul H > 40 m, verde H > 30 m, gris H > 20 m, naranja H > 15 m).

de datos sueltos son, con todas las reservas, los siguientes, con los terraplenes ordenados por altura decreciente, resumidos en la tabla 6.

La figura 5 ilustra los descensos postconstructivos de estos terraplenes junto con los del AVE de Sevilla en base a los datos que el autor ha podido conseguir tras varios años, y

ordenar, sin que pueda garantizar su exactitud. La figura es extraordinariamente interesante, porque indicaría, si los datos son correctos, que en cinco años los asentamientos post-constructivos de Zaragoza son mayores que los de Sevilla en 12, y se ignora hasta qué valores pueden llegar. El autor no dispone de las velocidades autorizadas por el explotador, pero ya ha citado la de 80 km/h (hoy 160 km/h) del pk 188.

En los gráficos de los descensos de Zaragoza sólo se ha dispuesto del asiento final de 2006, de forma que el autor ha interpolado linealmente entre 2003 y 2006 separando las líneas para que puedan distinguirse. Los datos intermedios no tienen por tanto valor alguno. Al igual que en los terraplenes de Sevilla no parece haber relación entre la altura del terraplén y su descenso post-constructivo, como muestra la figura 6.

Si los datos son exactos se observa, como hemos dicho, una mucha mayor deformación de varios terraplenes, y una mucho mayor velocidad de asiento que en Sevilla.

Consecuencias de los descensos de los terraplenes en Alta Velocidad

El autor no ha visto en las publicaciones ninguna referencia a este grave problema de los terraplenes que sufrimos en la Alta Velocidad española. Las Recomendaciones del Ministerio de 1999 sobre el proyecto de plataformas ferroviarias de que dispone el autor no lo mencionan (Ref.93), parecen ser una actualización de la Tesis Doctoral del Prof. Profillidis de 1983 (Ref.94,95,96). Las Instrucciones y Recomendaciones para Redacción de Proyectos de Plataforma IGP-2004 (Ref.97) tampoco mencionan el problema de los asentamientos ni fijan limitación alguna. Pero las consecuencias

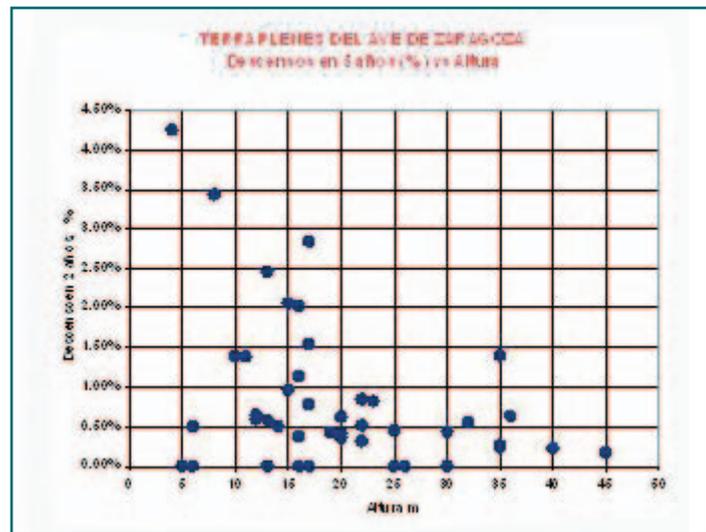
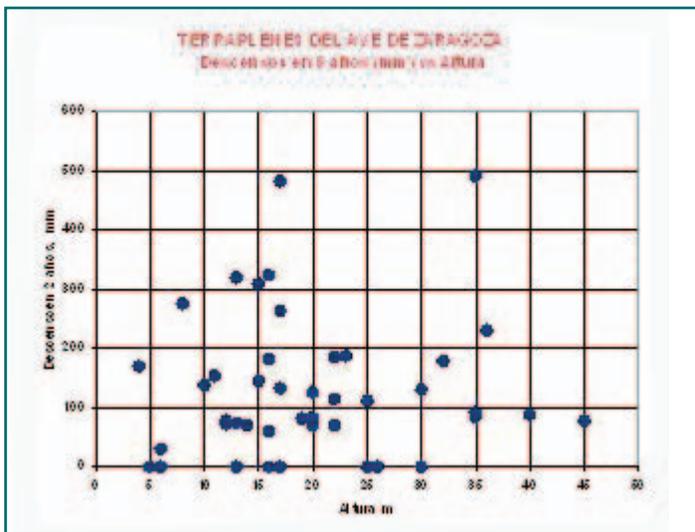


Fig. 6. Descenso post-constructivo vs. altura del terraplén en 5 años en el AVE de Zaragoza (mm y % de H). El 4.25% corresponde al pk 169+961 de 4 m de altura y el 3.5% al pk 177-720, de 8 m de altura. como se ve, es necesario publicar, recomprobar y reestudiar estos datos, y las causas de estos descensos si se confirman.

de este problema podrían ser graves, ya lo son de hecho, y se pueden resumir como sigue.

1. Peligro del balasto a altas velocidades del tren. Necesidad de la vía en placa para la Alta Velocidad

Todos los fabricantes europeos de trenes están hoy estudiando con las Administraciones ferroviarias el problema del vuelo del balasto con el paso del tren a Alta Velocidad. Carriles dañados, bogies y rodales golpeados y dañados, cristales rotos en algún caso, y no se encuentra una solución para eliminar el problema. El autor cree que es peligroso lanzar al tren a 350 km/h en estas condiciones. Cree que la única solución es eliminar el balasto e instalar siempre vía en placa para la Alta Velocidad, como hizo Japón desde 1980 y hace actualmente Alemania..

2. Imposibilidad de usar la vía en placa en los terraplenes

La primera consecuencia es que, si el máximo descenso postconstructivo permitido a un terraplén es de 30 mm para poder construir vía en placa sobre él, en España



Fig.8. Protección japonesa para evitar el vuelo del balasto y el peligro a los trenes (fotos MMM).



Fig.9. Aumento de espesor de balasto por descenso del terraplén y cuñas de transición. Se observa bien el descenso por la curvatura de la canaleta, que inicialmente era horizontal.

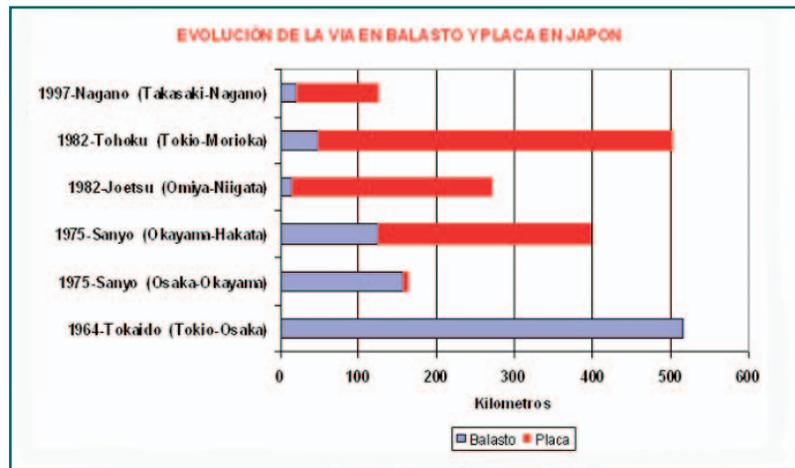


Fig.7.-Eliminación del balasto en Japón para Alta Velocidad (Y.Matsumoto, 2001).

no puede construirse vía en placa con los terraplenes que se están diseñando. Los grandes descensos post-constructivos romperán la placa en pocos meses, como ha ocurrido en gran parte de los tramos de autovía que se construyeron hace una o dos décadas con pavimento de hormigón hidráulico. Pero como hemos visto más arriba, esos 30 mm se han especificado en Alemania y en Japón.

La subconsecuencia de esta primera es que, como sabemos, la vía en balasto no parece ser válida para velocidades superiores a 300 km/h. Ni los deflectores en los bajos del tren ni otras medidas impiden el vuelo del balasto y el golpeo a los bajos del tren. Por lo tanto el tren no puede ni podrá circular a los 350 km/h previstos en España con la vía en balasto, lo que era un fenómeno muy conocido en todo el mundo desde hace muchos años. En la siguiente figura 7 puede verse cómo han evolucionado las partes construidas en balasto y en placa en las líneas de Alta Velocidad en Japón en función del año en que se pusieron en servicio (Ref.98). Conocidos los proble-



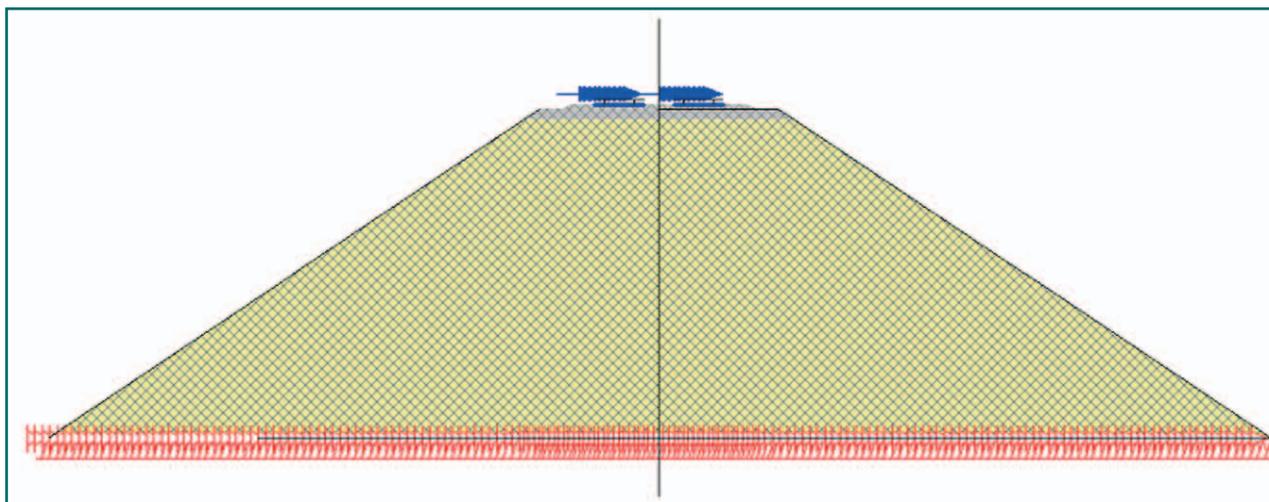


Fig.10. Modelo sencillo en Σ/W para ver la influencia del espesor de balasto bajo traviesa.

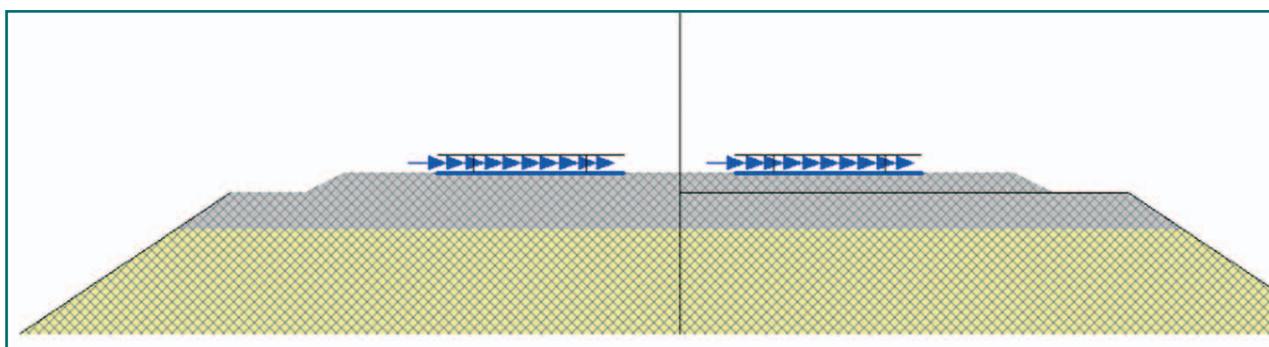


Fig.11. Detalle de la zona superior. Sustitución progresiva de explanada por balasto suelto.

mas del balasto en los primeros Shinkansen Tokaido y Sanyo, el balasto no ha vuelto a utilizarse para la Alta Velocidad japonesa.

En los escasos tramos de vía de Alta Velocidad en que hay que poner balasto en Japón por algún motivo, se protege con gomas como las de las fotografías de la fig. 8.

3. Reducción de la resistencia lateral de la vía en balasto por los descensos de los terraplenes

Aunque el terraplén descienda, la vía debe mantenerse en su cota original de proyecto. En determinadas circunstancias y si los descensos del terraplén han sido muy grandes puede modificarse el trazado longitudinal y ajustarse la K_v del acuerdo vertical, estudiando previamente el efecto de la aceleración vertical sobre el pasajero. Pero salvo este ajuste del trazado, la corrección de los asientos postconstructivos de los terraplenes sólo puede hacerse por levantes de la vía con la bateadora, es decir, añadiendo espesor de balasto. En el AVE de Sevilla el espesor mínimo de balasto bajo traviesa en el punto de menor espesor era de 30 cm, y en las zonas en que la vía ha bajado tanto como 30, 40 y hasta 45 cm, este es el espesor de balasto que ha habido que añadir. En algunos

terraplenes el autor ha podido conseguir alguna foto que se ha incluido aquí para el lector interesado, en la que pueden apreciarse claramente los descensos.

Pero el aumentar el espesor de balasto bajo la traviesa no es bueno. Prestigiosos autores clásicos como Dogneton (Ref.99) han escrito y defendido explícitamente que el espesor de balasto bajo la cara inferior de la traviesa no tiene ninguna influencia sobre la resistencia lateral de la vía, y ello ha sido y sigue siendo recogido también tradicionalmente en los textos y apuntes de las Cátedras de Ferrocarriles de España (Ref.100). Sin embargo, el autor opina que esto no puede ser así. El aumento de espesor de balasto bajo traviesa significa en definitiva que se está sustituyendo un material cohesivo (plataforma) por otro no cohesivo (balasto) y de igual o inferior rozamiento interno puesto que no volverá a ser bateado y tendrá ya rotas las aristas y esquinas. La resistencia de la vía al esfuerzo transversal debe por tanto disminuir, y aumentar su deformación lateral bajo cargas horizontales. La expresión de los corrimientos en la superficie de un semiespacio elástico sometido a una carga puntual horizontal (problema similar al de Boussinesq, pero con carga horizontal) fué resuelto por Cerruti en 1882 (Ref.101). La expresión de los corrimientos en el punto de aplicación de la fuerza y en su dirección es la siguiente:

$$u = \frac{Q(1+\nu)}{2\pi ER} \left[1 + \frac{x^2}{R^2} + (1-2\nu) \left[\frac{R}{R+z} - \frac{x^2}{(R+z)^2} \right] \right]$$

que para $x=0$ y $R=z$ se simplifica a:

$$u = \frac{Q(1+\nu)(3-2\nu)}{4\pi E} \frac{1}{z}$$

El corrimiento es, como se sabe, infinito en el punto de aplicación de la carga, y va bajando con la profundidad z según la ley hiperbólica anterior. Si el módulo elástico del medio disminuye, naturalmente el corrimiento aumenta. No tenemos solución analítica, tipo Burmister, para un sistema multicapa, ni aún bicapa, con materiales de distinto módulo, pero el problema puede modelizarse con cualquiera de las herramientas numéricas disponibles hoy. Para comodidad del lector el autor ha modelizado el comportamiento de un terraplén de 17 m de altura sometido las cargas horizontales que transmite la traviesa al balasto suponiendo espesores de balasto que van aumentando en tramos de 25 cm desde los 25 cm iniciales hasta 1 m.

Se ha supuesto actuando en la cara inferior de cada traviesa una carga horizontal de $8 \cdot 10^4 \text{ N} = 8 \text{ t}$. La modelización se ha hecho con el sencillo programa Sigma/W de elementos finitos, suponiendo para el balasto un módulo de $2.8 \times 10^8 \text{ N/m}^2$, cohesión nula y un rozamiento interno de 30° . Para la explanada se ha supuesto una cohesión de $7 \times 10^4 \text{ N/m}^2$ y un módulo de $2 \times 10^8 \text{ N/m}^2$, aunque los valores no son importantes. Los resultados, como era de esperar, indican que al aumentar en 25 cm el espesor del balasto bajo la traviesa el desplazamiento horizontal en el mismo punto del extremo exterior de la traviesa y a 25 cm de profundidad bajo ella aumenta de prácticamente 0 mm a 13×10^{-3} mm. A 50 cm de profundidad el desplazamiento aumenta de 27.3×10^{-3} mm a 45.5×10^{-3} mm, es decir, aumenta en un 66%. Esto parece equivalente a aceptar que la resistencia lateral de la vía disminuye en ese mismo porcentaje al meter 25 cm de balasto adicionales bajo la traviesa. A mayor profundidad de 50 cm los desplazamientos horizontales probablemente dejen de tener importancia. El lector puede comprobar estos resultados y realizarse sus propios modelos con software sencillo como el descrito, o con software más potente de diferencias finitas o elementos finitos. En la tabla 4 puede verse que algunos terraplenes de gran descenso tienen radios muy pequeños, y aun con la velocidad limitada, los esfuerzos horizontales del tren sobre la vía son grandes. Además de los análisis experimentales que ya deberían hacerse en España sobre estos temas, tendremos estudios más exactos y completos sin duda en los próximos años con los nuevos modelos de balasto basados o bien en



Fig.12. Longitud de bates de la bateadora (foto MMM).

los clusters de esferas (Ref.29,30) o bien en los elementos discretos poliédricos citados más arriba (Ref.31).

4. Balasto sin batear bajo la traviesa. Balasto débil

Además el lector debe tener en cuenta que los bates de las bateadoras tienen una longitud de 30 a 35 cm, de forma que la máxima profundidad del balasto que pueden batear es de 30 cm bajo la cara inferior de la traviesa. En consecuencia, estos grandes espesores de balasto del AVE de Sevilla y Zaragoza están sin batear salvo los 30 cm superiores. Debido al fenómeno de rotura de aristas y esquinas visto más arriba su rozamiento interno y su compacidad disminuyen con el tiempo y el paso de los trenes, y la resistencia lateral de la vía irá también disminuyendo gradualmente.

5. Bolsas de balasto y humedades en plataforma

Es un fenómeno conocido y estudiado en la literatura que el aumento de espesor de la capa de balasto va produciendo hundimientos y penetraciones de ese material en la plataforma (ver Dingqing Li, Ref.5, pp 317, fig.3). Con ello la humedad se va acumulando en esos puntos bajos y el problema empeora también gradualmente.

5. Descenso de los postes de catenaria. Sustitución o recrecido del poste

Como puede verse en la fig. 9, los postes de catenaria están cimentados en el terraplén. Al ir descendiendo el terraplén e ir subiendo la vía para volver a su cota por aportación de balasto, la distancia entre la catenaria y cabeza de carril va disminuyendo. Este problema, ya bien conocido en Francia con menores terraplenes, se corrige ahora elevando el brazo que soporta la catenaria, pero llega un momento en que el brazo ya no puede elevarse más, y será necesario recrecer o sustituir los postes para volver al gálbilo de proyecto del hilo de contacto. Este momen-

to, que lógicamente precisará de interrupciones del servicio para trabajar con comodidad y seguridad de los operarios, debe estar ya muy cercano, en opinión del autor, en varios tramos del AVE de Sevilla. En el AVE París-Lyon se renovó totalmente el balasto a los 15 años que ya ha cumplido Sevilla.

Conclusiones

1. El autor opina que el terraplén y pedraplén, tal como se está utilizando en las infraestructuras ferroviarias españolas, no es adecuado para la Alta Velocidad. Los grandes descensos post-constructivos que sufre impiden instalar la vía en placa y hacen obligado el uso de la vía en balasto. Y por otra parte, el problema del vuelo del balasto y el golpeo a carriles, bogies y cajas impide circular a los trenes a la velocidad prevista de 350 km/h en las pruebas que se están llevando a cabo en líneas de todos los países, incluidos Francia y Alemania. Países como Japón identificaron este grave problema hace más de 25 años, y desde entonces toda su infraestructura de Alta Velocidad tiene vía en placa, lo que ya hace también Alemania en la actualidad.
2. Lo mismo ocurre con las cuñas de transición o bloques técnicos que se colocan actualmente entre los terraplenes y pedraplenes y las obras de fábrica o puntos duros del trazado.
3. En España la vía en placa ha sido estudiada mucho y desde hace muchos años. Ya en 1973 se había instalado el tramo Calatorao-Ricla, del que aún hoy en el abandonado apeadero de Calatorao puede verse un monolito con un trozo de esa vía en placa. En 1991, Estradé (Ref.102) presentó un estudio completo sobre los problemas del balasto, la vía en placa y lo que ya había hecho Japón en sus Shinkansen. Siete años después Estradé (Ref.103,104) insiste sin éxito en las ventajas de la vía en placa continuando su trabajo, y de nuevo lo hace en su posterior trabajo del 2000 (Ref.105). Escolano (Ref.106) indicaba ese mismo año 1998 que todas las nuevas líneas de 200 km/h o mayor velocidad en Alemania serían de vía en placa, describiendo las distintas alternativas. En repetidos trabajos se han expuesto las ventajas de la vía en placa en ferrocarriles metropolitanos para reducir los costes de mantenimiento (Ref.107,108). Peña, en 2003 (Ref.109) describía los nuevos tramos de prueba instalados en el tramo Las Palmas-Oropesa con dis-

tintas variantes de vía en placa. Lamentablemente, otros criterios que no conocían o no previeron los graves problemas del balasto en la Alta Velocidad negaron la conveniencia de la vía en placa en la Alta Velocidad Española, diciendo que no es económicamente conveniente ni aún considerando un periodo de 60 años. Esta afirmación hoy se ha demostrado equivocada (Ref.110), y probablemente ha impedido desde entonces la colocación de la vía en placa, tan necesaria hoy en la Alta Velocidad española para que los trenes puedan andar a su velocidad prevista de 350 km/h.

4. En España hay especialistas con una enorme experiencia en el proyecto, la construcción y el análisis de los terraplenes y pedraplenes, probablemente los mejores especialistas del mundo a muchos de los cuales se ha citado arriba. Pero estos especialistas parecen hoy ser consultados solamente después de que el trazado haya sido decidido por otros responsables. De esta forma, una vez aprobado el Estudio Informativo y seleccionado el corredor, el problema de los altos terraplenes en Alta Velocidad ya no tiene solución. El trabajo posterior de los especialistas en Geotecnia se reduce por tanto a una simple Geotecnia Forense, a tratar inútilmente de reducir asentamientos donde no es posible reducirlos. Y estos asentamientos impiden la vía en placa y obligan a la vía en balasto.

5. Las soluciones que salen de los Estudios Informativos actuales de Alta Velocidad parecen al autor similares a las que se aplicaron en los trazados del siglo XIX, pese a que entonces los trenes de vapor subían las rampas a 50 km/h y hoy lo pueden hacer a 350 o 400 km/h. Cortos y numerosos túneles en la cima de las montañas, altos terraplenes y altísimos viaductos. El autor cree que debe reconsiderarse totalmente este enfoque.

6. El autor cree muy necesario que los responsables de estas infraestructuras pongan todos los datos disponibles a disposición de los investigadores ferroviarios, y que se doten de los medios necesarios para la investigación en profundidad de estos problemas desde las Universidades. En concreto, cree que todos los datos de terraplenes de Sevilla y Zaragoza-Lérida-Barcelona, deberían ponerse a disposición de los especialistas citados arriba, a fin de evaluar lo que deba hacerse en los terraplenes de los nuevos trazados en terminación de Barcelona o Málaga, en construcción como Valencia o Galicia o en Estudio Informativo como el Lubián-Orense u otros nuevos ejes ferroviarios. ♦

Referencias

Nota del Autor: Alguna de las referencias bibliográficas citadas es hoy difícil de encontrar. El autor puede enviarla sin coste, en formato pdf, al lector interesado.

-(1) Lord, J "Railway foundations: Discussion Paper" Proceedings Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructures, Amsterdam 1999, Balkema, pp. 1679-1691.

-(2) Li, D, Selig, E "Resilient modulus for fine-grained subgrade soils" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120, June 1994, pp. 939-957

-(3) Li, D, Selig, E "Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 122, Dec 1996, pp. 1005-1013

-(4) Biarez, J, et al "Modulus for remoulded undisturbed soils in the range of 10-5 to 10-1, used for rail track and pavement foundations" Proce-

edings Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructures, Amsterdam 1999, Balkema, pp. 1737-1742.

-(5) Li, D, Selig, E "Method for railroad track foundation design. I: Development" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 124, Apr 1998, pp. 316-322

-(6) Li, D, Selig, E "Method for railroad track foundation design. II: Applications" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 124, Apr 1998, pp. 323-329

-(7) Leca, B, Guilloux, A "High speed railways and subways: geotechnical aspects of tunnels and track foundations" Proceedings Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructures, Amsterdam 1999, Balkema, pp. 1617-1635.

-(8) López Pita, A, "La investigación ferroviaria y su relación con la universidad", Revista de Obras Públicas 1980, 127, (3178): 193-206

-(9) López Pita, A, "La distribución de tensiones en la capa de balasto y la determinación del espesor necesario: estado actual", Revista AIT, 11, Agosto 1976, pp 67-77

-(10) López Pita, A, "El coeficiente de balasto y su aplicación al estudio de la mecánica de una vía férrea", Revista AIT, 12, Octubre 1976, pp 53-68

-(11) López Pita, A, "Un nuevo método para la determinación del espesor de la capa de balasto", Revista AIT, 13, Diciembre 1976, pp 77-89

-(12) López Pita, A; Megía, M, "Historia del cálculo de los diques de escollera (1933-1965)", ROP 1974, 121, (3105): 31-52

-(13) López Pita, A ; " Nuevos criterios en el dimensionamiento de vías férreas", ROP 1977, 124, (3147): 571-580

-(14) López Pita, A; "Contribución al conocimiento del mecanismo de deterioro de una vía férrea", ROP 1981, 128, (3191): 271-289

-(15) López Pita, A, "La heterogeneidad resistente de una vía y su incidencia en la evolución de la nivelación longitudinal : una aproximación al problema", ROP 1983, 130, (3218): 719-735

-(16) López Pita, A; Estradé, J; "Planteamiento de una nueva metodología para el estudio del mecanismo de deterioro de la capa de balasto bajo la acción de las cargas del tráfico ferroviario", ROP 1990, 137, (3290): 23-36

-(17) López Pita, A; Estradé, J; "Antes y después de la aplicación de los métodos numéricos en la investigación del balasto", ROP 1993, 140, (3318): 67-74

-(18) López Pita, A, "La rigidez vertical de la vía y el deterioro de las líneas de alta velocidad" ROP 2001, 148, (3415): 7-26

-(19) Fonseca Teixeira, P, "Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical", Aula COMSA, Mayo 2004

-(20) Bachiller Saña, A "Las rampas máximas en líneas de alta velocidad", Aula COMSA, Marzo 2002

-(21) Bové Chic, A "Consecuencias de la interoperabilidad ferroviaria en el ámbito de la vía", Aula COMSA, Junio 2003

-(22) Ubalde Claver, L, "La auscultación y los trabajos de vía en la línea del AVE Madrid-Sevilla: Análisis de la experiencia y deducción de nuevos criterios de mantenimiento", Tesis Doctoral, ETS Ingenieros de Caminos de Barcelona, Octubre 2004

-(23) Schultze, E, Coesfeld, G, "Elastic properties of ballast", 5^o Conf. Internac. de Mecánica del Suelo, París, 1961, I, pp. 323-327.

-(24) Marsal, R, "Large scale testing of rockfill materials", J. Soil Mech. and Foundations, ASCE, 1967, 2, pp. 27-43.

-(25) Leps, T, "Review of shearing strength of rockfill", J. Soil Mech. and Foundations, ASCE, 1970, 4, pp. 1159-1170.

-(26) Raymond, G; Davies, J, "Triaxial test on dolomite railroad ballast", J. Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 1978 (6), pp. 737-751.

-(27) Indraratna, B; Ionescu, D; Christie, H, "Shear behavior of railway ballast bed based on large scale triaxial tests", J. Geotechnical and Environmental Engineering, ASCE, May 1998, pp. 439-449.

-(28) Aubry, A et al. "Modelling of ballast behaviour in railway track", 12^o Congreso Europeo de Mecánica del Suelo y Cementaciones, Amsterdam, 1999, pp 1733-1736.

-(29) Cundall, P "PFC Basics" in Numerical Modelling in Micromechanics via Particle Methods, The Second PFC Symposium, Kyoto, Oct, 2004

-(30) Medina, Luis "Desplazamiento lateral de la vía en función del espesor de balasto con el modelo de elementos discretos PFC". Comunicación privada, 2006.

-(31) Saussine, G et al "Modelling ballast behaviour using a three-dimensional polyhedral discrete element method". Rail & Recherche, SNCF, Oct 2004, Université de Montpellier 2.

-(32) Woldringh, R.F. Notes on specifications for railway embankments in high speed lines", Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures, ETC 11 of ISSMGE, Amsterdam, 2001, Balkema, pp.263-269.

-(33) Sowers, G, Williams, R, Wallace, T, "Compressibility of broken rock and the Settlement of rockfills", 6^a Conferencia Internacional de Mecánica del Suelo, Montreal 1965, pp 561-565

-(34) Weber, W "Performance of embankments constructed over peat". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Jan 1969, pp 53-76.

-(35) Mesri, G "Coefficient of secondary compression". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Jan 1973, pp 123-137

-(36) Mesri, G, Godlewski, P, "Time- and stress-Compressibility Interrelationship". J. Geotechnical Engineering Division, ASCE, May 1977, pp 417-430.

-(37) Mesri, G, Castro, A, "Ca/Cc concept and Ko during secondary compression", J. Geotechnical Engineering Division, ASCE, March 1987, pp 230-247.

-(38) Wilson, S "Deformation of earth and rockfill dams", Casagrande volume, Embankment-Dam Engineering, Wiley, 1973, pp 365-417

-(39) Jiménez Salas, J, Uriel, S, Vicente, R "Estudios preliminares y comportamiento de dos terraplenes de margas arcillosas en la autopista Martorell-Villafranca", Simposio Nacional sobre rocas blandas, Madrid, Noviembre 1976, pp B2-1 - B2-12

-(40) Rodríguez Miranda, M, Gutierrez Manjón, J "Comportamiento de un pedraplén de 80 m de altura para una autopista", Simposio Nacional sobre rocas blandas, Madrid, Noviembre 1976, pp B3-1 - B3-13

-(41) Clements, R, "Post-Construction deformation of rockfill dams", J. Geotechnical Engineering Division, ASCE, July 1984, pp 821-840.

-(42) Lawton, F, Lester, M, "Settlement of rockfill dams", 8^o Congreso Internacional de Grandes Presas, Edimburgo, 1964, Vol 3, pp 599-613.

-(43) Soydemir, C, Kjaernsli, B, "Deformation of membrane-faced rockfill dams", 7^o International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Inglaterra, 1979, Vol 3, pp 281-284.

-(44) Walker, W, Duncan, J "Lateral bulging of earth dams", J. Geotechnical Engineering Division, ASCE, July 1984, pp 923-937.

-(45) Dascal, O "Posconstruction deformations of rockfill dams", J. Geotechnical Engineering Division, ASCE, January 1987, pp 46-59.

-(46) De Justo Alpañés, J, "Auscultación y comportamiento de pedraplenes y presas de materiales sueltos" Simposio sobre Terraplenes, Pedraplenes y otros rellenos, Madrid, 1986, pp 317-355.

-(47) De Justo Alpañés, J, "La utilización de rocas de baja resistencia en los pedraplenes de presas de materiales sueltos" Simposio sobre Terraplenes, Pedraplenes y otros rellenos, Madrid, 1986, pp 447-479.

-(48) De Justo Alpañés, J, "La utilización de rocas de baja resistencia en los terraplenes y pedraplenes de Infraestructuras del Transporte (problemas de colapso y reptación)" Simposio sobre Geotecnia en las Infraestructuras del Transporte, Barcelona, Septiembre 2000, pp 113-127.

-(49) Hinojosa, JA "Resultados de la encuesta nacional sobre el comportamiento de terraplenes y pedraplenes" Simposio sobre Terraplenes, Pedraplenes y otros rellenos, Madrid, 1986, pp 359-393.

-(50) Portilla, R, et al "Análisis del comportamiento del terraplén de Entrerregueras, Autopista Campomanes-León" Simposio sobre Terraplenes, Pedraplenes y otros rellenos, Madrid, 1986, pp 398-431.

-(51) Páez, J, Criado, F "Diseño de terraplenes, precarga y pilotes de suelo-cemento en la variante de Dueñas" Simposio sobre Terraplenes, Pedraplenes y otros rellenos, Madrid, 1986, pp 584-606.

-(52) Loganathan A et al "Deformation analysis of embankments", J. Geotechnical Engineering, ASCE, Aug 1993, pp 1185-1206.

-(53) Britto, A, Gunn, M "Critical state soil mechanics via finite elements" Ellis Horwood, 1987.

-(54) Soriano, A "El comportamiento de las presas de materiales sueltos y su auscultación" Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales sueltos, Zaragoza, Octubre 1993

-(55) Uriel, S, Olalla, C "Pronóstico de deformaciones diferidas y contraste de mediciones reales en el primer llenado de la presa de Canales y durante su periodo de servicio". Ponencia 73, pp. 291-302. VI Jornadas Españolas de Presas, Málaga 1999.

-(56) Sanchez Caro, F, Soriano, A "Deformaciones en presas de materiales sueltos". Ponencia 12, pp. 251-264. VI Jornadas Españolas de Presas, Málaga 1999.

-(57) Soriano, A "Características del comportamiento de terraplenes y pedraplenes" 3er Simposio Nacional de Geotecnia Vial, Vigo 1994, pp 207-225

-(58) Villar, R, Rodríguez Miranda, M, Lancha, E, "Diseño y comportamiento de pedraplenes en la Autovía almería-El Parador (Almería)" 3er Simposio Nacional de Geotecnia Vial, Vigo 1994, pp 309-316

- (59) Rodríguez Miranda, M "Pedraplenes" Simposio sobre Terraplenes, Pedraplenes y otros rellenos, Madrid, 1986, pp 219-245.
- (60) Soriano, A, Sánchez, F "Settlements of railroad high embankments" Proceedings Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructures, Amsterdam 1999, Balkema, pp. 1885-1890.
- (61) Cuellar, V, et al "Mechanical behaviour of a big rockfill highway embankment" Proceedings Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructures, Amsterdam 1999, Balkema, pp. 97-102.
- (62) Sánchez Alcuturri, J, Cañizal, J, Sagaseta, C "Field Performance of staged construction of an embankment" Proceedings Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructures, Amsterdam 1999, Balkema, pp. 1571-1576.
- (63) Perez Fábregat, L "Subtramo Arcos de Jalón-Sta. M^o de Huerta" Revista de Obras Públicas, 3386, Abril 1999, pp. 97-102.
- (64) Perez Fábregat, L "Subtramo Zaidín-Alcarrás" Revista de Obras Públicas, 3386, Abril 1999, pp. 103-114.
- (65) Perez Fábregat, L "Subtramo Alcarrás-Lleida" Revista de Obras Públicas, 3386, Abril 1999, pp. 115-125.
- (66) Van Impe, W, "Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns", 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation, Helsinki, May 1983, pp. 309-312.
- (67) Wallays, M, "Load transfer mechanism in soils reinforced by stone or sand columns", 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation, Helsinki, May 1983, pp. 313-317
- (68) Cañizo, L "Utilización de elementos de refuerzo en rellenos" Simposio sobre Terraplenes, Pedraplenes y otros rellenos, Madrid, 1986, pp 44-60.
- (69) Rodríguez Miranda, M "Diseño, construcción y comportamiento de rellenos tripo sandwich en la autopista Bilbao-Behovia" Simposio sobre Terraplenes, Pedraplenes y otros rellenos, Madrid, 1986, pp 282-292.
- (70) Sopeña, L, Estaire, J "Modelitacion of the settlements of an embankment on a soft soil reinforced with stone columns" Proceedings Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructures, Amsterdam 1999, Balkema, pp. 1577-1582.
- (71) Cuellar, V "Improvement of transition zones for high velocity railroad lines" Proceedings Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructures, Amsterdam 1999, Balkema, pp. 1693-1697.
- (72) Romana, M "Mejora del terreno mediante precarga". Libro Homenaje a Jiménez Salas, 2000, pp.207-216
- (73) Asaoka, A "Observational procedure of settlement prediction". Soils and Foundations, Diciembre 1978, pp 87-101
- (74) Brandl, H "Low embankments on soft soil for highways and high speed trains", Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures, ETC 11 of ISSMGE, Amsterdam, 2001, Balkema, pp.239-262.
- (75) Fé Marqués, M, Sagaseta, C "Diseño Geotécnico del terraplén de Las Brisas, en el subtramo VI de la LAV Zaragoza-Lleida, apoyado sobre limos blandos por encima del límite líquido" Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte, Barcelona, Sept 2000, pp 521-536.
- (76) Gutierrez Manjón, J, et al "Comportamiento de varios rellenos de autovía de hasta 80 m de altura ejecutados en la zona del Puerto del Manzanal con rocas blandas del carbonífero y ordovicico" Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte, Barcelona, Sept 2000, pp 541-552.
- (77) Dominguez, M^a L, Serrano, A "Cimentación de terraplenes de la LAV Madrid-Zaragoza-Barcelona-frontera francesa a su paso por el Valle del Arroyo de Anchuelo (Madrid) en el subtramo III del tramo Madrid-Zaragoza" Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte, Barcelona, Sept 2000, pp 717-727.
- (78) Rodriguez, R, Romana, M et al "Deformaciones de los terraplenes de los subtramos IX y X de la nueva línea ferroviaria de alta velocidad Madrid-Barcelona" Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte, Barcelona, Sept 2000, pp 801-811.
- (79) De Nie, F, "Undulation of railway embankments on soft sub-soil during passing of trains". 2nd. International Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering, Rotterdam, 1948, IV a 2, pp.8-12.
- (80) Cuperus, J L, De Nie, F, "Strengthening the road-bed of a railway, supported by soft soil and situated amidst the buildings of the central part of a town". 2nd. International Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering, Rotterdam, 1948, IV a 1, pp.1-7.
- (81) Woldringh,R, New, B "Embankment design for high speed trains on soft soils" Proceedings Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructures, Amsterdam 1999, Balkema, pp. 1703-1712.
- (82) Kenney, T, "Steady state vibrations of beam on elastic foundation for moving load", Journal of Applied Mechanics, Dec 1954, pp.359-364
- (83) Esveld, C "Modern Railway Track", 2nd Ed. MRT Productions, Delft, 2001, pp 120-121
- (84) Madshus, C, (NGI), "Modelling, monitoring and controlling the behaviour of embankments under high speed train loads", Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures, ETC 11 of ISSMGE, Amsterdam, 2001, Balkema, pp.225-238.
- (85) Krylov, V "Generation of ground vibrations by superfast trains", Applied Acoustics, 44, 1995, pp 149-164
- (86) Krylov, V, Ferguson C "Generation of surface acoustic waves by moving trains", Ultrasonic Symposium 1993, pp 769-772
- (87) Kaynia, A, Mdshus, C, "Ground vibrations from high speed trains: Prediction and Countermeasure", Journal of Geotechnical and Environmental Engr., ASCE, June 2000, pp. 531-537.
- (88) Degrande, G, Schillemans, "Free field vibrations during the passage of a Thalys high-speed train at variable speed", Journal of Sound and Vibration, n^o 247, 2001, pp. 131-144.
- (89) Sunaga, M "Characteristics of embankment vibrations due to high-speed train loading and some aspects of the design standard for high-speed links in Japan", Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures, ETC 11 of ISSMGE, Amsterdam, 2001, Balkema, pp 203-211
- (90) Neidhart, T "True to-scale in situ tests determining dynamic performance of earthworks under high speed loading", Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures, ETC 11 of ISSMGE, Amsterdam, 2001, Balkema, pp 213-223
- (91) Alcaide, A "Tramo Getafe - Córdoba, Explanación", MOPT, Mayo 1991
- (92) Duncan, J, Chang, CY, "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, Vol 96, Sept 70, pp.1629-1653
- (93) Ministerio Fomento "Recomendaciones para el proyecto de plataformas ferroviarias", Min. Fomento, 1999
- (94) Les Structures d' Assise de la Voie Ferrée, Mémoire de DEA, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris 1981.
- (95) Abaques de Comportement du Système Voie/Fondation, Committee D117 of the Research Department of the International Union of Railways, Report No 28, Utrecht, The Netherlands, 1983.
- (96) La Voie Ferrée et sa Fondation - Modélisation Mathématique, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1983.
- (97) IGP-2004, GIF-ADIF « Instrucciones y Recomendaciones para redacción de proyectos de plataforma » IGP-1 Geotecnia y Obras de Tierras. IGP 1.1 Recomendaciones sobre desmontes y terraplenes, pp2-6. IGP 1.2 Recomendaciones sobre cuñas de transición, pp 1-9, 2004
- (98) Matsumoto, Y "Japanese Railway Technology today", Tokyo, Railway Technology Research Institute, 2001, pp.88
- (99) Dogneton, P "La détermination expérimentale de la résistance laterale et longitudinale des voies ballastees", Uretch, Abril 1975, Office de Recherches et d'Essais de l'Union Internationale des Chemins de fer, pp.27
- (100) Losada, M "Mecánica de la vía, Cuaderno III", pp.85, UPM, ETS Ing. Caminos, 1995
- (101) Jiménez Salas, "Geotecnia y Cimientos", Tomo II, Ed. Rueda, Madrid, 1981, pp-189
- (102) Estradé, J "La superestructura de vía sin balasto: perspectivas de su aplicación en las nuevas líneas de alta velocidad". Revista de Obras Públicas, Sept. 1991, pp 9-28
- (103) Estradé, J "La superestructura de vía en placa en las nuevas líneas de alta velocidad de nuestro país". ROP, Ene. 1998, pp 63-74
- (104) Estradé, J "La superestructura de vía en las líneas de alta velocidad a proyectar en el futuro". 3er Congreso de Ingeniería del transporte, Barcelona, 1998, tomo 2, pp 938-945
- (105) Estradé, J "La rueda-carril y la sustentación magnética". ROP 3398, May 2000, pp 37-50
- (106) Escolano, J "La vía en placa en la DB-AG". Revista de Obras Públicas, Dic. 1998, pp 21-34
- (107) Moreno, L, et al "La nueva línea L2 del ferrocarril metropolitano de Barcelona". ROP 3366, Jun 1997, pp 73-87
- (108) Melis, M, de Matías, I "Vía en placa en la ampliación del Metro de Madrid. Reducción de los costes de mantenimiento". ROP 3375, Abr 1998, pp 17-34
- (109) Peña, M "Tramos de ensayo de vía en placa en la línea del Corredor del Mediterráneo para su explotación a Alta Velocidad. I. Diseño y construcción". ROP 3431, Mar. 2003, pp 57-68
- (110) Puebla, J, et al "Para altas velocidades ¿Vía con o sin balasto?". ROP 3401, Sept 2000, pp 29-40