

DEFORMACIÓN PERMANENTE DE MATERIALES GRANULARES EN PAVIMENTOS FLEXIBLES: ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Hugo Alexander Rondón¹
Fredy Reyes²

Recibido: 10/05/2007

Aceptado: 07/05/2009

RESUMEN

Diversos estudios han sido desarrollados en el área de los pavimentos para comprender el comportamiento elastoplástico que experimentan materiales granulares bajo carga cíclica. Este es el segundo de dos artículos que presentan el estado del conocimiento de investigaciones desarrolladas en esta área. Basado en una amplia revisión bibliográfica, este artículo da cuenta de la forma como ha sido estudiado el fenómeno de deformación permanente en materiales granulares empleados para conformar capas de base y sub-base de estructuras de pavimentos flexibles. Además, se exponen y se discuten los factores que afectan la resistencia a la deformación permanente y la evolución de las ecuaciones matemáticas desarrolladas para predecir la deformación que experimentan estos materiales bajo carga cíclica. Un estado del conocimiento sobre el comportamiento resiliente de estos materiales es presentado en el primer artículo (Rondón y Reyes, 2007).

Palabras clave: Deformación permanente, estado del conocimiento, materiales granulares, pavimentos flexibles.

-
- 1 Facultad de Ingeniería Civil – Universidad Católica de Colombia. Director de Investigaciones. Ingeniero Civil de la Universidad Francisco de Paula Santander, magíster en Ingeniería Civil de la Universidad de Los Andes (Bogotá D. C.) y doctor en Ingeniería de la Universidad de Los Andes (Bogotá D. C.). Dirección: Dg. 47 No. 15-50, sede El Claustro, Bogotá D. C., Colombia. Tel: (57-1) 3277300, ext. 3137, Fax: (57-1) 2858792. e-mail: harondon@ucatolica.edu.co
 - 2 Departamento de Ingeniería Civil – Pontificia Universidad Javeriana. Director Especialización en Geotecnia Vial y Pavimentos. Ingeniero civil de la Pontificia Universidad Javeriana, DEA. École Nationale Supérieure de Mécanique, Nantes (Francia), Ph. D. en Ingeniería, Laboratoire Central de Ponts et Chaussées y École Nationale Supérieure de Mécanique, Nantes (Francia). Dirección: Calle 40 No. 5-50, Edif. José Gabriel Maldonado, Bogotá D.C., Colombia. Tel: (57-1) 3208320 Ext. 5270, Fax: (57-1) 3208320 Ext. 5398. e-mail: fredy.reyes@javeriana.edu.co

PERMANENT STRAIN OF GRANULAR MATERIALS IN FLEXIBLE PAVEMENTS: STATE OF THE ART

ABSTRACT

Several studies have been conducted in pavement field for trying to understand the elastoplastic behavior experienced by granular materials under a cyclic load. This is the second out of two articles which show state-of-the-art of researches conducted in this field. Based on a wide literature review, this article accounts for the way how permanent strain phenomenon has been studied in granular materials used for creating base and sub-base layers of flexible pavement structures. Besides, this article displays and discusses factors which affect resistance to permanent strain and evolution of mathematical equations developed for predicting that strain experienced by these materials under a cyclic load. A state-of-the-art about resilient behavior of these materials has been presented in the first article (Rondón and Reyes, 2007).

Key words: Permanent strain, state-of-the-art, granular materials, flexible pavements.

INTRODUCCIÓN

Métodos de diseño tales como AASHTO (1986, 1993), AI (1982), AUSTRROADS (1992), HMSO (1994), IDU y Universidad de Los Andes (2002), INVIAS (2002), SHELL (1978) y TRL (1993) suponen que la deformación permanente se genera principalmente en la subrasante. La anterior suposición se basa en que la subrasante es la capa más susceptible a la deformación, debido a su menor rigidez en comparación con las otras capas del pavimento, y a una mayor probabilidad de presentar altos contenidos de agua lo cual disminuiría su capacidad portante. Sin embargo, en una estructura de pavimento flexible todas las capas contribuyen en la generación de este tipo de deformación. Por ejemplo, estudios han demostrado que gran parte de la acumulación de la deformación vertical en estas estructuras se genera en las capas compuestas por materiales granulares no tratados (base y subbase) (Lister, 1972) (Bonaquist, 1992) (Little, 1993) (Collop et al, 1995) (Brown, 1996) (Pidwerbesky, 1996) (Archilla y Madanat, 2002) (Inganson et al, 2002) (Erlingsson, 2004) (Erlingsson e Ingason, 2004). Por lo anterior, la ingeniería de pavimentos ha venido desarrollando dos tipos de estudios en el plano macromecánico para entender el comportamiento elastoplástico que experimentan estos materiales bajo carga cíclica, y a pesar del amplio número de investigaciones realizadas en esta área, este comportamiento aún no ha sido totalmente entendido (Brown, 1996) (Lekarp et al, 2000) (Lekarp et al, 1996) (Collins y Boulbibane, 2000) (Uzan, 1999) (Werkmeister, 2003) (Werkmeister et al, 2002) (Dawson, 2003).

El artículo inicia con una breve definición de la deformación permanente, y luego presenta de manera resumida los resultados teóricos y experimentales de estudios llevados a cabo para evaluar este tipo de deformación sobre materiales granulares empleados para conformar capas de base y sub-base en estructuras de pavimento flexibles.

Un estado del conocimiento similar fue elaborado para aquellos estudios tendentes a medir y evaluar la respuesta resiliente que experimentan estos materiales bajo carga cíclica (Rondón y Reyes, 2007). Ambos estados del conocimiento son presentados por separado.

1. DEFORMACIÓN PERMANENTE

Cuando a un material granular se inducen ciclos de carga y descarga, parte de la deformación total (ϵ_T) que se genera es recuperada (deformación resiliente, ϵ_r). Aquella deformación que no se recupera se acumula con cada repetición del ciclo y se le denomina deformación permanente (ϵ_p) (figura 1). En un pavimento estas deformaciones generan hundimientos o desplazamientos que, en exceso, pueden generar fallas funcionales y/o estructurales.

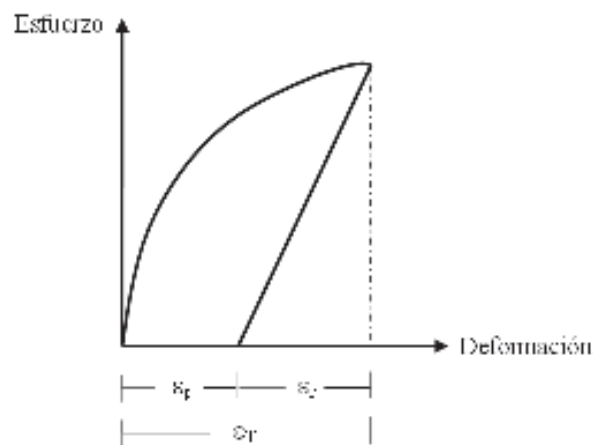


Figura 1. Curva típica esfuerzo – deformación en un ciclo de carga y descarga.

Fuente: elaboración propia.

2. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA A LA DEFORMACIÓN PERMANENTE

2.1 Influencia del esfuerzo

La acumulación de la deformación vertical en un material granular incrementa proporcio-

nalmente con la magnitud del esfuerzo desviador (σ_3) y disminuye con el aumento de la presión de confinamiento (σ_3) (Lekarp et al, 1996) (Morgan, 1966) (Barksdale, 1972, 1973, 1984) (Brown, 1974) (Thompson, 1990) (Brown y Selig, 1991) (Paute et al, 1996) (Garnica y Gómez, 2001) (Suiker et al, 2005) (Reyes y Rondón, 2007) (Kolisoja et al, 2002). Algunos ejemplos se presentan en las figuras 2 y 3.

Cuando la magnitud del esfuerzo desviador es alta (cerca al valor de falla monotónica) en comparación con la presión de confinamiento, el material experimenta deformación permanente en el tiempo, sin alcanzar una fase de equilibrio en la deformación. Lo anterior puede llevar a la falla del material (Brown, 1974) (Cost 337, 2000). La tasa de deformación permanente incrementa con la aproximación del esfuerzo cíclico hacia la línea monotónica de falla (Wichtmann, 2004). Barksdale (1984), Lekarp y Dawson (1997) reportaron que existe un umbral de esfuerzo desviador en el cual la tasa de deformación tiende a incrementar con el número de ciclos. Basados en ensayos triaxiales cíclicos con presión de confinamiento constante (PCC) sobre 3 materiales de base (uno proveniente del distrito El Paso y dos del distrito de Austin en USA), Gandara y Nazarian (2006) reportan que la deformación permanente incrementa conforme se aumenta el esfuerzo desviador, y existe un nivel de esfuerzo en el cual el material experimenta, ciclo a ciclo, incremento en la deformación permanente. Sin embargo, cuando la magnitud del esfuerzo es baja, la deformación permanente vertical tiende a un valor asintótico máximo (Brown, 1996) (Morgan, 1966) (Barksdale, 1972) (Brown y Selig, 1991) (Cost 337, 2000).

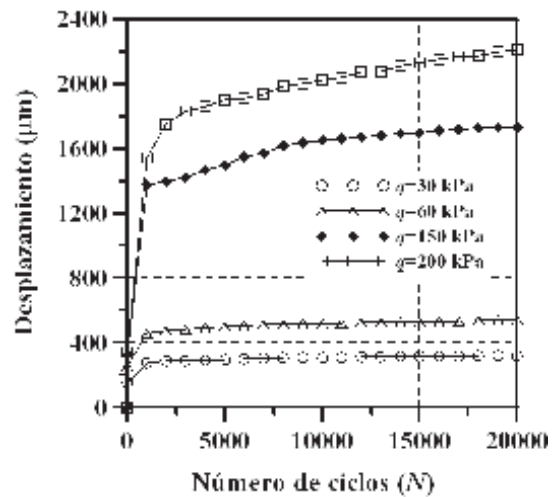


Figura 2. Influencia del esfuerzo desviador sobre la deformación vertical permanente. $p=100$ kPa. (Reyes y Rondón, 2007).

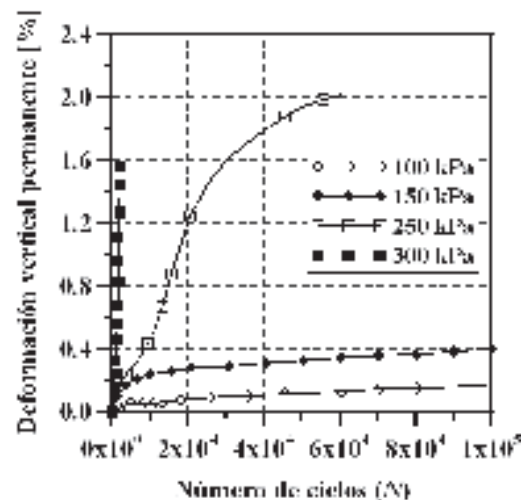


Figura 3. Influencia del esfuerzo vertical sobre la acumulación de la deformación vertical permanente. (Kolisoja et al., 2002).

Garg y Thompson (1997) concluyen, basados en ensayos PCC sobre 6 materiales granulares distintos, que el potencial de deformación permanente puede ser caracterizado por medio de ensayos rápidos de corte, llevando el material a 1000 ciclos de carga.

Gidel et al., (2001), basados en ensayos triaxiales cíclicos con presión de confinamiento variable

(PCV) sobre dos materiales granulares distintos (llamados Sorèze y Poulmarch), observaron que la deformación vertical permanente incrementa cuando se aumenta la relación entre el esfuerzo desviador y la presión media $p=(\sigma_1+2\sigma_3)/3$. Además, reportaron un incremento en la deformación con un aumento en p (figuras 4a y b).

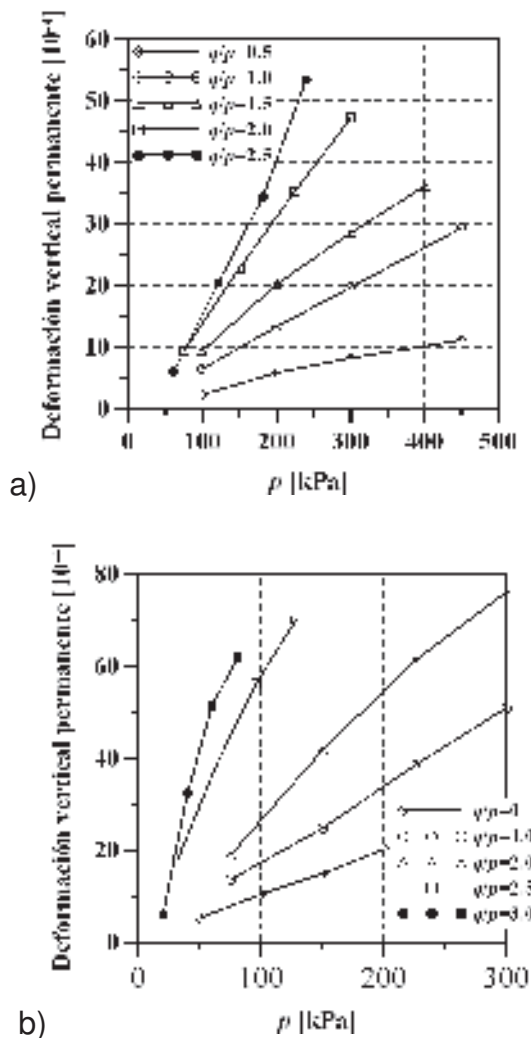


Figura 4. Deformación vertical permanente vs. q/p , $N= 20000$ (Gidel et al., 2001). a) Sorèze, b) Poulmarch.

Werkmeister (2003), basado en el concepto del “Skakedown” y en los resultados de ensayos triaxiales PCC, observó que, dependiendo de la amplitud del esfuerzo cíclico, las capas granulares experimentan comportamientos diferentes (figuras 5a, b y c). En la figura 5a, la amplitud de carga es tal que la tasa de deformación permanente decrece hasta un valor casi nulo y, por lo tanto, se puede hablar de un estado en el cual la respuesta tiende a ser elástica. En la figura 5b la amplitud de carga se aumenta y la tasa de deformación inicialmente disminuye hacia un valor muy pequeño, y luego existe un ciclo en el cual la tasa de deformación incrementa hasta llevar al colapso el material. Este mismo estado ha sido reportado por Kolisoja (1998), Theyse (2002) en un Simulador de Vehículo Pesado y Katzenbach y Festag (2004). En la figura 5c la amplitud de carga es tan elevada que desde el inicio de su aplicación, el material exhibe una tasa de deformación permanente constante que lo lleva al colapso. Estos tres rangos se conocen en la literatura como “Plastic Shakedown”, “Plastic Creep” e “Incremental Collapse”, respectivamente.

En la literatura de referencia, convencionalmente el término “Shakedown” ha sido usado para describir el comportamiento de estructuras bajo cargas cíclicas (Collins y Boulbibane, 2000) (Collins et al., 1993). El uso de este concepto en el análisis de pavimentos fue sugerido por primera vez por Sharp (1983) y Sharp y Booker (1984). Literatura adicional donde se pueden observar otros resultados experimentales y simulaciones sobre el tema pueden ser consultadas en Raad et al., (1989), Ravindra y Small (2004), Wolff y Visser (1994) y Arnold et al., (2002, 2004).

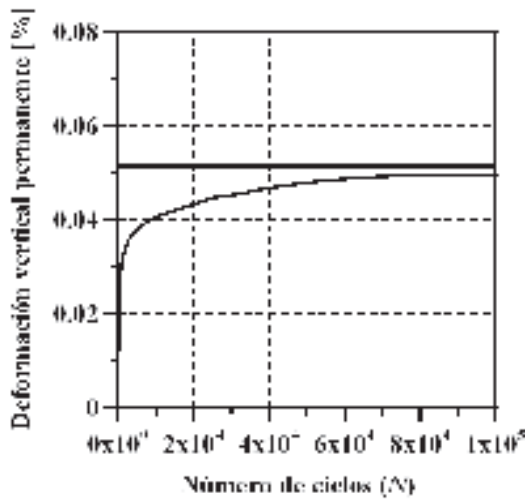


Figura 5a. Deformación vertical permanente vs. N . $q=35$ kPa, $p=70$ kPa. (Werkmeister et al., 2001).

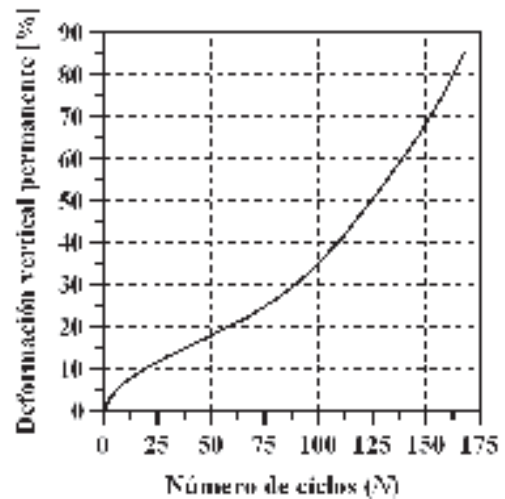


Figura 5c. Deformación vertical permanente vs. N . $q=840$ kPa, $p=140$ kPa. (Werkmeister et al., 2004).

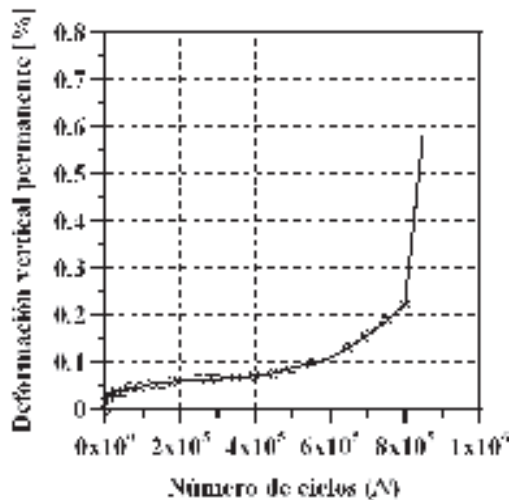


Figura 5b. Deformación vertical permanente vs. N . $q=280$ kPa, $p=140$ kPa. (Werkmeister et al., 2004).

Experimentos y simulaciones numéricas en programas de elementos discretos (DEM por sus siglas en inglés) demuestran que estados totalmente elásticos nunca son alcanzados en un material granular cuando se inducen trayectorias de esfuerzos similares a las que ocurren en un pavimento (Werkmeister, 2003) (Werkmeister et al., 2002) (Werkmeister et al., 2001, 2004a, 2004b) (Alonso-Marroquín y Hermann, 2004) (García-Rojo et al., 2005) (García-Rojo y Hermann, 2004). Lo que se ha evidenciado a muy bajos niveles de carga es un estado “quasi-elástico”, en el cual la tasa de deformación es muy pequeña, pues existe en estos materiales una leve disipación de energía y, por lo tanto, una muy pequeña generación de deformación permanente en ciclos de carga y descarga (Werkmeister et al., 2001, 2002, 2004) (García-Rojo et al., 2005) (García-Rojo y Hermann, 2004) (Tatsuoka et al., 1999) (Alonso-Marroquín et al., 2004).

2.2 Influencia de la historia de esfuerzo

Garnica y Gómez (2001), Kalcheff y Hicks (1973), Shenton (1974), Brown y Hyde (1975), Stewart (1986) observaron que cuando la carga cíclica se aumenta gradualmente sobre un material granular la deformación es mucho más pequeña que cuando se aplica directamente la carga más grande. Es decir, cargas previas sobre estos materiales causan una reducción significativa de la deformación vertical experimentada bajo carga subsiguiente y, por lo tanto, la máxima carga cíclica aplicada controla la futura magnitud de la deformación permanente (figura 6).

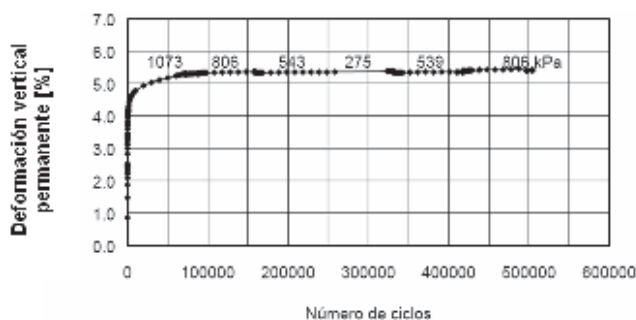


Figura 6. Influencia de la historia de esfuerzos (Garnica y Gómez, 2001).

Lekarp y Dawson (2000), Werkmeister (2003), Garnica y Gómez (2001) mencionan que, aunque el efecto de la historia de carga sobre la deformación permanente ha sido reconocido, muy pocas investigaciones se han concentrado en esta área.

2.3 Influencia del contenido de agua

Existe un contenido de agua que es beneficioso para elevar la resistencia a la deformación permanente. Incrementos adicionales a este contenido óptimo de agua generan en el material un aumento del grado de saturación, acompañado por elevación de la presión de poros y disminución de los esfuerzos efectivos, lo que induce pérdida de la rigidez y de la resistencia a la deformación permanente (Lekarp et al., 2000) (Barksdale, 1972) (Kolisoja

et al., 2002) (Cost 337, 2000) (Gidel et al., 2001) (Dawson et al., 1996).

Holubec (1969), realizó ensayos triaxiales cíclicos sobre un material tipo macadán y una grava-arena. En el macadán observó que un aumento en el contenido de agua de 3.1% a 5.7% genera un incremento del 300% en la deformación permanente. De manera similar observó un incremento del 200% de la deformación cuando se incrementó en la grava-arena el contenido de agua de 3.0% a 6.6%.

Brown (1974), realizando ensayos triaxiales cíclicos en condiciones drenadas y no drenadas, observó, para un nivel de esfuerzo desviador de 140 kPa y presión de cámara de 70 kPa, que la deformación permanente se equilibró al 1% de deformación cuando la condición fue drenada, y para el caso no drenado no se observó equilibrio cuando el ensayo había terminado en el 6% de deformación. Freeme y Servas (1985), basados en ensayos sobre pistas de prueba en Sudáfrica y empleando 4 materiales granulares distintos (G1, G2, G3, G4), reportan que la tasa de deformación permanente incrementa en el tiempo cuando es permitido el ingreso del agua a la capa granular en un pavimento y no es posible su drenaje. En un paso posterior se permitió de nuevo el drenaje en la capa granular y el material disminuyó su tasa de deformación hasta alcanzar una fase de equilibrio, como se presenta en la figura 7. Observaciones similares son reportadas por Dawson (1990) al realizar ensayos triaxiales cíclicos. Gidel et al., (2002) reportan los resultados de un estudio llevado a cabo sobre una pista de ensayo de 100 m de longitud construida entre Rochefort y Saint-Jean d'Angély (Charente-Maritime, Francia), cuyo pavimento consistió de 35 cm de subrasante mejorada, 20 cm de base granular, 4 cm de capa asfáltica y la subrasante era una arcilla calcárea blanda. Ellos observaron que en los ciclos iniciales de carga la deformación es alta y pasa a una fase de estabilización del desplazamiento. Luego, en una

segunda fase, se observó de nuevo elevación del desplazamiento debido al incremento del contenido de agua por la lluvia en la zona de estudio. En la fase final se observó que el desplazamiento aún continuaba pero la tasa de dicho desplazamiento disminuyó. La figura 8 presenta los resultados de la evolución de la deformación permanente con el número de ciclos, para cada una de las capas de un pavimento ensayado in situ, empleando un HVS. La estructura ensayada consistía de 1.5 cm de capa asfáltica soportada por dos capas granulares (base y sub-base) de 20 cm de espesor cada una. Durante los primeros 3.3×10^5 ciclos de carga no existía agua en la capa granular, luego se detuvo el ensayo y se aumentó la tabla de agua que se elevó 30 cm por debajo de la subrasante. En la figura 8 se puede observar que después de que la tabla de agua se elevó, la deformación permanente también incrementó (Erlingsson e Ingason, 2004).

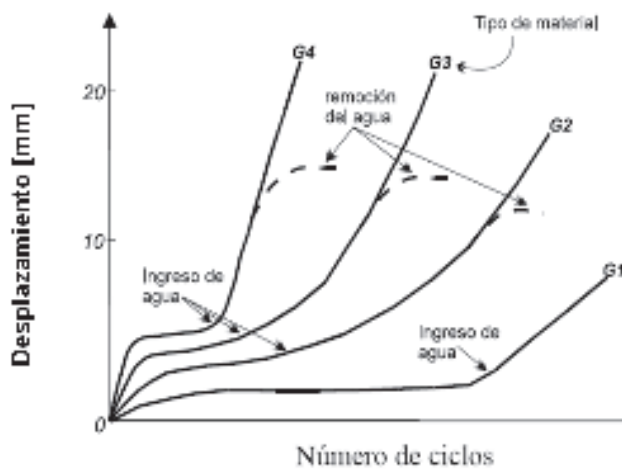


Figura 7. Influencia de las condiciones de drenaje sobre la deformación vertical permanente. (Freeme y Servas, 1985).

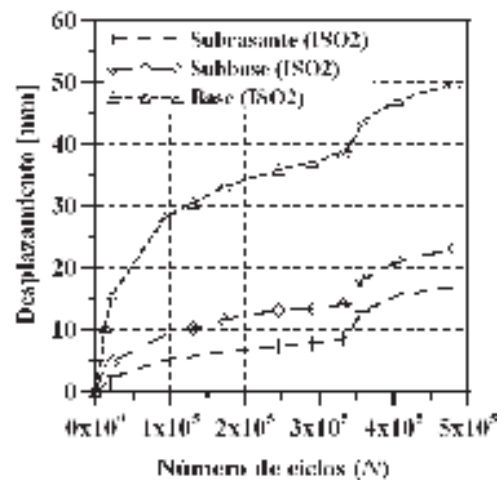


Figura 8. Efecto de la elevación del nivel freático sobre la deformación vertical permanente. (Erlingsson e Ingason, 2004)

Thom y Brown (1987) concluyen que adiciones progresivas de agua al material granular generan un incremento considerable en la deformación permanente, y observaron que este efecto es ligeramente mayor cuando el contenido de finos es más alto. Realizando ensayos triaxiales cíclicos sobre una arena, Paute y Hornych (1996) reportan que la deformación permanente que experimentó el material, cuando el grado de saturación era del 80%, fue 3 veces mayor que cuando el grado de saturación era del 55%. Balay et al., (1997), basados en estudios de deformación permanente sobre tres materiales granulares distintos, observaron que eran muy sensibles con la variación en el contenido de agua, y la acumulación de la deformación vertical permanente fue mayor cuando la humedad se acercaba al valor óptimo del ensayo Proctor.

Theyse (2002), basado en ensayos en un HVS, observó que un aumento en el contenido de agua genera un incremento notable en la deformación permanente vertical. Similares observaciones fueron reportadas en el mismo estudio empleando ensayos triaxiales cíclicos. Además, demuestra que el grado de saturación influye en el valor del esfuerzo para el cual la deformación tiende a un

valor estable (deformaciones resilientes casi en su totalidad).

Estudios recientes llevados a cabo con “Ensayos a pequeña escala” donde se fabrican especímenes para simular las capas de subrasante y base granular en un pavimento (empleando tubos de polietileno de 36” de diámetro) han demostrado que materiales granulares empleados para conformar capas de base experimentan un incremento considerable en la deformación, si se encuentran bajo condición saturada (Gandara y Nazarian, 2006).

2.4 Influencia de la densidad

En general, la reducción en la densidad de un material granular genera disminución de la resistencia a la deformación permanente (Lekarp et al., 2000) (Barksdale, 1972) (Barksdale y Hicks, 1973) (Brown y Selig, 1991) (Cost 337, 2000) (Wichtmann et al., 2004) (Dawson et al., 1996) (Thom y Brown, 1987) (Kamal et al., 1993). Un ejemplo de la influencia de la densidad sobre la acumulación de la deformación vertical permanente en materiales granulares se presenta en la figura 9.

En 1989, 4 laboratorios de investigación (Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, University of Nottingham - UNOT, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - LCPC y Delft University of Technology - DUT) realizaron ensayos triaxiales cíclicos sobre un material granular. Uno de los fines del estudio era comparar el funcionamiento de los equipos triaxiales. Los ensayos en los 4 laboratorios utilizaron la misma granulometría, contenido de agua y trayectorias de esfuerzos. Los resultados de deformación permanente fueron distintos en los 4 laboratorios (figura 10) y esta diferencia se debió principalmente a que los laboratorios empleaban diferentes métodos de compactación de las muestras (Galjaard et al., 1996).

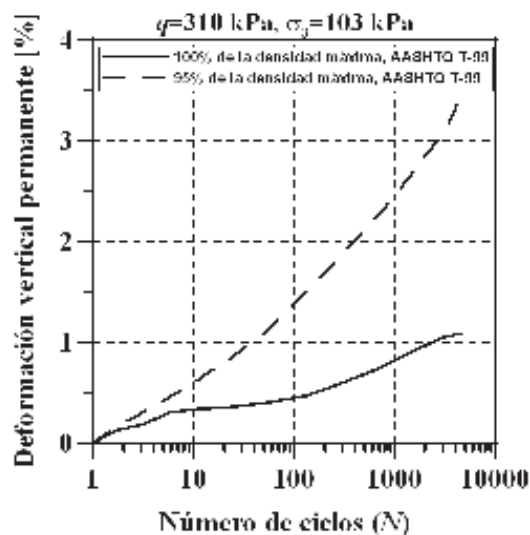


Figura 9. Efecto de la densidad sobre la acumulación de la deformación vertical permanente. Barksdale (1972)

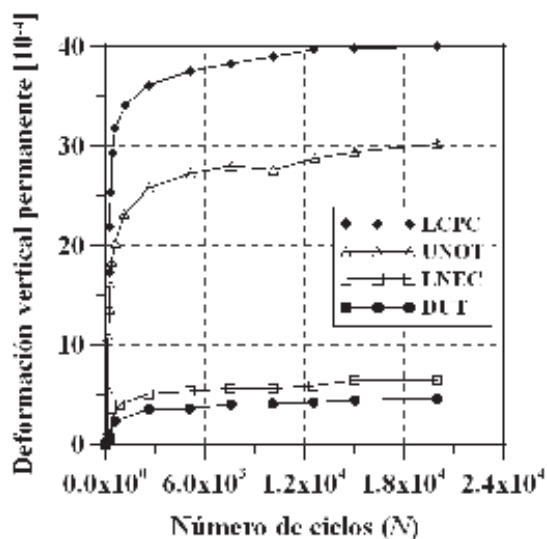


Figura 10. Deformación vertical permanente vs. N. Galjaard et al., (1996)

En Gidel et al., (2001) se menciona que un aumento en la densidad del material genera un aumento en la resistencia a la deformación permanente, pero esta influencia es pequeña para el caso del rango de densidades encontradas en pavimentos (95-100% de la densidad máxima

seca del Proctor modificado). Gidel et al., (2002) observaron en una pista de ensayo que después de 6 meses de aplicaciones de carga el desplazamiento vertical fue de 11.3 mm en una zona de baja compactación de la capa granular (97% del valor óptimo de densidad seca del ensayo proctor), y de 3.8 mm en una zona de alta compactación (100% del valor óptimo de densidad seca).

2.5 Influencia del número y frecuencia de carga

Morgan (1966) aplicó más de 2×10^6 de ciclos de carga sobre dos tipos de arenas con granulometría diferente, y dentro del rango de esfuerzo utilizado, las deformaciones verticales permanentes continuaban acumulando. Sin embargo, menciona que después de un período inicial por encima de 2×10^5 ciclos, los valores de la tasa de deformación permanente son, en algunos casos, muy pequeños. Similares observaciones fueron presentadas por Barksdale (1972) para diferentes tipos de materiales granulares, y por Suiker et al., (2005) quienes realizaron ensayos hasta $N=5 \times 10^6$ sobre balasto. Barksdale y Hicks (1973), Brown y Selig (1991) mencionan que la deformación permanente en materiales granulares aumenta aproximadamente de manera lineal con el logaritmo del número de ciclos, pero a muy bajos niveles de esfuerzo la tasa de deformación tiende a disminuir con los ciclos de carga. Paute et al., (1996) y Brown y Hyde (1965) observaron que la tasa de deformación disminuye hasta un punto en el cual se puede definir un valor límite de acumulación de deformación vertical. En los resultados de ensayos triaxiales cíclicos reportados por Katzenbach y Festag (2004) y Festag (2002) sobre una arena cuyo tamaño máximo de partícula oscilaba entre 0.2 y 2 mm, se observa que aún a 4.4×10^6 ciclos de carga no cesan las deformaciones permanentes.

Realizando ensayos de corte simple con carga cíclica sobre arenas en condición drenada, y empleando frecuencias de carga entre 0.2 y 1.9 Hz, Youd

(1972) concluye que no existe dependencia entre la tasa de acumulación de la deformación vertical y la frecuencia (figura 11). Similar observación es reportada por Shenton (1978) quienes realizan ensayos triaxiales cíclicos en condición drenada sobre un material de balasto con frecuencia de carga entre 0.1 y 30 Hz, y por Kokusho et al., (2004) quienes realizan ensayos triaxiales cíclicos no drenados sobre materiales granulares con diversas granulometrías. Thom y Brown (1987) reportan que la frecuencia de carga no afecta significativamente la acumulación de la deformación vertical permanente que presenta una muy pequeña disminución de la tasa de deformación cuando la frecuencia de carga es más alta. Wichtmann et al., (2004) reportaron en un estudio desarrollado sobre arenas gruesas (tamaño máximo de 1 mm) con diferentes granulometrías, que el material experimentaba acumulación de la deformación vertical aún a 2×10^6 de ciclos de carga. Sobre el mismo material, Wichtmann (2005) reportó, al realizar ensayos triaxiales cíclicos, que la frecuencia de carga (entre 0.05 y 2.0 Hz) no influye en la acumulación de la deformación vertical permanente (figura 12).

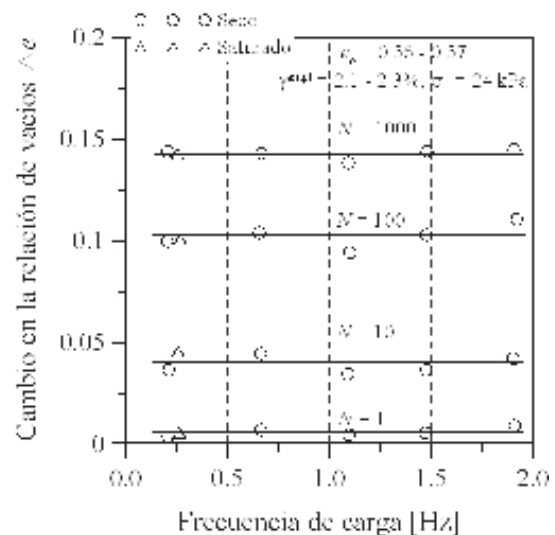


Figura 11. Influencia de la frecuencia de carga sobre el cambio en la relación de vacíos de un material granular. (Youd, 1972).

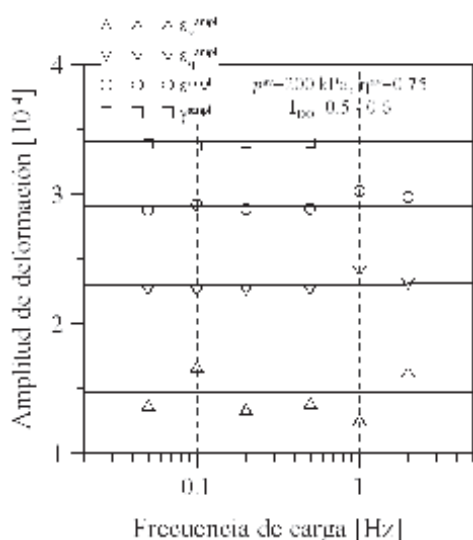


Figura 12. Influencia de la frecuencia de carga sobre la amplitud de la deformación. (Wichtmann, 2005).

2.6 Influencia de la granulometría, tamaño máximo, cantidad de finos y forma de la partícula

Thom y Brown (1987, 1988) reportan que muestras con gradación uniforme no compactadas presentan mayor resistencia a la deformación permanente que muestras bien gradadas sin compactar. Sin embargo cuando compactaron las muestras observaron que la gradación no afectaba la deformación permanente. Además, concluyen que muestras con alta presencia de finos reducen la resistencia a la deformación permanente. Garnica y Gómez (2001) reportan que materiales uniformes presentan mayor resistencia a la deformación permanente que aquellos bien gradados a pesar de que la rigidez es mayor en los materiales bien gradados. Núñez et al., (2004) por el contrario, reportan que materiales bien gradados presentan mayor resistencia a la deformación permanente que aquellos con granulometría uniforme. Werkmeister (2003), quien realizó ensayos triaxiales cíclicos sobre 3 ma-

teriales granulares con distinta gradación, concluye que la granulometría no influye en la resistencia a la deformación permanente.

De acuerdo con estudios realizados por Barksdale e Itani (1989), materiales con partículas redondeadas experimentaron dos veces mayor deformación permanente que materiales con partículas fracturadas. Además, cuando la gradación es más fina la tendencia es a experimentar mayor deformación; similar observación es reportada por Barksdale (1972, 1984) y Barksdale y Hicks (1973), y si el contenido de finos desarrolla plasticidad, la resistencia a la deformación permanente disminuye. Barksdale (1984), al realizar ensayos a escala real (en una pista de prueba acelerada bajo condiciones controladas de medio ambiente), reporta que pavimentos con bases granulares y con gradaciones finas experimentan valores de deformación permanente de 21% superiores a aquellos que emplearon gradaciones gruesas. Contrario a lo anterior menciona que la vida de fatiga de las estructuras de pavimentos fue 20% mayor, cuando se utilizó la gradación más fina.

Brown y Selig (1991) mencionan que altos contenidos de finos son no deseables en materiales granulares, ya que causan problemas hidráulicos debido a la baja permeabilidad y la posibilidad de retener agua. Lo anterior induce a obtener un material con altos grados de saturación y, por lo tanto, pérdida de la resistencia a la deformación permanente. Pérdida de resistencia por la presencia de altos contenidos de finos son reportados también por Barksdale (1972) y Thom y Brown (1988).

Kamal et al., (1993) observaron que la resistencia a la deformación permanente es mayor para materiales bien gradados. Reportan que una elevada cantidad de finos en materiales granulares genera mayor deflexión en las estructuras de pavimento, pero existe un valor óptimo de contenido de finos para el cual el material presenta la mayor resistencia a la deformación.

En la figura 13 se presenta el efecto del contenido de finos sobre la deformación permanente en resultados de ensayos triaxiales cíclicos reportados por Kolisoja, et al., (2002). La presión de celda fue de 50 kPa y el esfuerzo vertical de 300 kPa. Un incremento en el contenido de finos de 3.9 a 10.7% incrementa notablemente los valores de deformación permanente.

En la figura 14 se observa una curva típica de deformación versus número de ciclos de carga para dos materiales granulares distintos, los cuales experimentaron, aproximadamente, en un ensayo con HVS, el mismo nivel de esfuerzo. En la figura se observa que el material G1 presenta valores de deformación menores que el material G6, debido solo a sus mejores propiedades mecánicas (ver especificación TRH 14 del CSRA (1985) o consultar en Wolff y Visser (1994)). Kumar et al., (2006), por el contrario, basados en los resultados de ensayos monotónicos y cíclicos sobre 4 materiales granulares reportaron que el material con mayor CBR (60.7%, Californian Bearing Ratio) experimentó mayores deformaciones permanentes bajo carga cíclica que los demás que presentaban inferiores CBR (entre 9.1 y 47.2%).

Lekarp y Isacsson (2001) recomiendan que los ensayos triaxiales cíclicos se realicen con muestras a escala real. Lo anterior debido a que en muchas ocasiones se remueven las partículas grandes en los especímenes con el fin de reducir las muestras al tamaño requerido para poder ser ensayadas. Ensayos realizados sobre tres tipos de materiales granulares con diferentes granulometrías demuestran que la respuesta estructural de estos materiales depende del tamaño máximo de la partícula utilizada para preparar el espécimen del triaxial. La reducción de la escala de gradación genera un significativo impacto sobre las caracte-

rísticas resilientes y de deformación permanente de los materiales ensayados.

Werkmeister (2003), Gidel et al., (2001) y Kumar et al., (2006) reportan que el tipo de material y contenido mineralógico afecta el nivel de deformación permanente en un material granular. Gidel et al., (2001) mencionan que materiales con gradación uniforme y partículas angulares presentan mayor resistencia a la deformación permanente que materiales con granulometrías bien gradadas y partículas redondeadas.

Cheung y Dawson (2002) realizaron ensayos triaxiales cíclicos sobre 3 materiales granulares distintos (dolomitic limestone, granodiorite y grava) con el fin de investigar la relación entre las propiedades de las partículas (forma, factor de rugosidad, redondez, esfericidad, fricción superficial y angularidad) y su comportamiento en términos de resistencia al corte, rigidez y resistencia a la deformación permanente. Para el estudio emplearon un equipo triaxial de 28 cm de diámetro y 56 cm de alto. Del estudio concluyen:

- La angularidad y la redondez de las partículas tienen el más grande efecto sobre la resistencia a la deformación permanente, y presentan mayor resistencia entre más angulares sean.
- La rigidez fue influenciada por la fricción y rugosidad superficial de las partículas (a mayor fricción y rugosidad mayor rigidez),
- No existe una relación clara entre la resistencia de las partículas y el funcionamiento de las mezclas en términos de rigidez, deformación permanente y resistencia.
- En general, la resistencia a la deformación permanente incrementa con incremento en el ángulo de fricción.

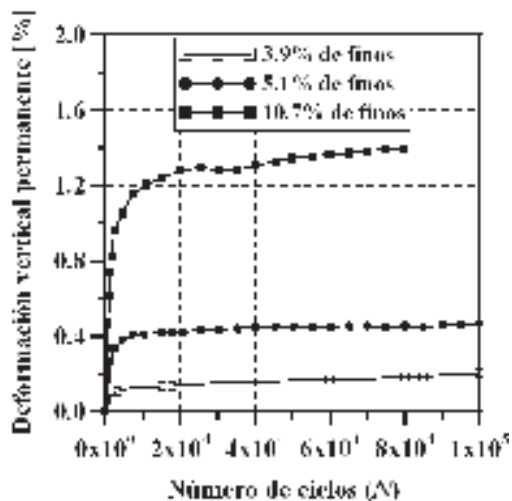


Figura 13. Influencia del contenido de finos sobre la acumulación de la deformación vertical permanente. (Kolisoja et al., 2002).

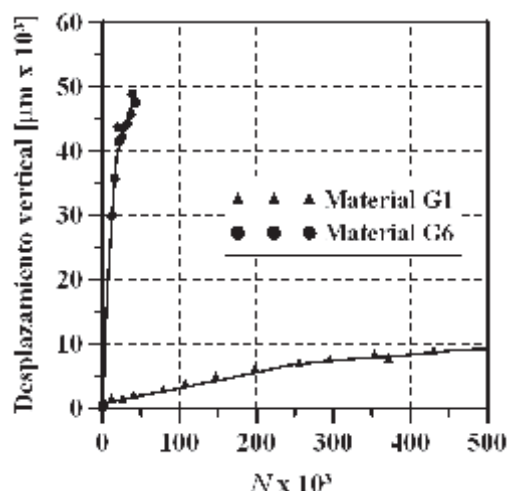


Figura 14. Influencia del tipo de material granular sobre la deformación vertical permanente. (Wolf y Visser, 1994).

2.7 Influencia del tipo de ensayo

Por lo general, los métodos de diseño de pavimentos caracterizan y cuantifican la “calidad” de un material granular por medio de los siguientes ensayos: análisis granulométrico, Proctor, Californian Bearing Ratio (CBR), desgaste en la máquina de los Ángeles, índices de alargamiento y aplanamiento,

partículas fracturadas, pérdida en solidez, equivalente de arena e índice plástico. Estos ensayos solo pueden realizar medidas indirectas de la “calidad” del agregado pétreo y, en algunos casos, de la resistencia al corte bajo carga monotónica (p.e., CBR), pero no pueden predecir la rigidez y la resistencia a la deformación permanente que experimentan estos materiales bajo una carga rodante (carga cíclica) (Brown, 1996) (Brown y Selig, 1991) (Lentz y Baladi, 1980). Los métodos de diseño suponen entonces que cumpliendo ciertos requisitos de “calidad” en los ensayos de caracterización, las capas granulares no experimentarán comportamientos deficientes bajo cargas cíclicas. Sin embargo, algunos estudios encontrados en la literatura de referencia ponen en duda la anterior suposición:

- Gidel et al., (2002) realizaron ensayos triaxiales cíclicos sobre dos materiales granulares que presentaban desgastes elevados y no reunían ciertos parámetros empíricos de calidad exigidos por las especificaciones francesas para carreteras. Sin embargo, los valores de rigidez (variaron entre 800 MPa y 1300 MPa) y de resistencia a la deformación permanente de estos materiales fueron altos, lo cual indica que el criterio empírico basado en Los Ángeles y en otros ensayos de caracterización no son suficientes para evaluar el funcionamiento mecánico de agregados pétreos.
- Núñez et al., (2004), basados en ensayos monotónicos, observaron que aunque los parámetros de resistencia al corte (cohesión y fricción) de diversos materiales mal gradados eran similares, su resistencia a la deformación permanente fue bastante diferente. Incluso observaron que, a pesar de que uno de los materiales no gradados era superior en CBR y parámetros de resistencia al corte a los demás, experimentó mayores valores de deformación permanente.
- Investigadores como Balay et al., (1997) mencionan que diversos estudios han confirmado que

no existe una relación entre el comportamiento mecánico de materiales granulares (rigidez y resistencia a la deformación permanente) y la resistencia del agregado (p.e., desgaste en la máquina de Los Ángeles y CBR).

- Kumar et al., (2006) (*estudio descrito en el capítulo 2.6*).

Ensayos más apropiados para estudiar el comportamiento elastoplástico que experimentan materiales granulares son aquellos en los cuales se pueden inducir cargas cíclicas. Lastimosamente aún con la tecnología actual existe carencia de equipos para simular lo más real posible los estados de esfuerzo y deformación que experimentan estos materiales bajo cargas similares a las presentadas en un pavimento. El control en un ensayo de laboratorio, de los componentes de esfuerzo presentes en un pavimento, es complicado. Existen en el mundo aparatos como el “Triaxial Verdadero” que pueden reproducir estas tres componentes (Thom y Dawson, 1996) pero no es apropiado para medir pequeñas deformaciones y existen muy pocos en el mundo. Otra alternativa es el “Hollow Cylinder Apparatus” (Paute et al., 1996) (Dawson, 1990) (Hyde, 1974), en el cual una vez confinada la muestra de material a ensayar se aplica un esfuerzo vertical y, adicionalmente, se aplica un torque que genera esfuerzos cortantes sobre planos verticales y horizontales. El inconveniente de trabajar en este equipo resulta cuando se quieren estudiar granulares gruesos (como es el caso de los materiales que conforman capas de base y sub-base), y al igual que el triaxial verdadero existen pocos ejemplares.

La mayor parte de las investigaciones sobre materiales granulares en el área de los pavimentos se realizan empleando aparatos triaxiales cíclicos. Los ensayos triaxiales cíclicos son de dos tipos: con presión de confinamiento constante (PCC) y variable (PCV). Los ensayos tipo PCC presentan como principal desventaja que solamente pueden simular la carga vertical cíclica y, por lo general,

se sobrestima el efecto de la presión de confinamiento. Además, la presión de confinamiento permanece constante durante el ensayo. En comparación con los ensayos PCC, los ensayos PCV simulan mejor el comportamiento cíclico de las cargas rodantes, ya que pueden describir tanto los esfuerzos verticales cíclicos como los horizontales. Sin embargo, ignoran el efecto del esfuerzo cortante. En comparación con los estudios de deformación permanente en ensayos tipo PCC, muy pocos estudios en ensayos PCV se han realizado principalmente por:

- Con la tecnología actual, las frecuencias de carga son bajas y los ensayos consumen mucho tiempo.
- En muchos casos, la magnitud de la presión de confinamiento cíclica es limitada a bajos valores.
- Los ensayos PCV requieren de equipos e instrumentación especial para la generación de la presión de confinamiento cíclica y la medición de la deformación vertical y radial.
- En comparación con los equipos tipo PCC muy pocos del tipo PCV existen en los institutos de investigación.

Es decir, la mayor parte de las ecuaciones que se encuentran en la literatura de referencia p.e. Barksdale (1972), Núñez et al., (2004), Lentz y Baladi (1980), Hyde (1974), Veverka (1979), Khedr (1985), Tseng y Lytton (1989), Sweere (1990), Huurman (1997), Liu y Carter (2004) y Uzan (2004) para predecir deformaciones permanentes, son desarrolladas a partir de los resultados obtenidos de ensayos tipo PCC. La pregunta que resulta de la anterior afirmación es: ¿pueden ser utilizados los resultados de ensayos PCC, para desarrollar modelos confiables que predigan la deformación permanente en capas granulares? Algunos estudios se han realizado para intentar responder esta pregunta pero la mayor parte de ellos se han concentrado en evaluar

características resilientes p.e.: Brown y Hide (1975), Allen y Thompson (1974), Nataatmadja y Parkin (1989), Zaman et al., (1994). A continuación se describen algunos estudios realizados para evaluar la deformación permanente en materiales granulares.

- Chan y Brown (1994) realizaron ensayos PCC y en un hollow cylinder sobre un material con tamaño máximo de partícula de 5 mm. En el hollow cylinder la presión de confinamiento era constante durante los ensayos. Ellos observaron que la tasa de deformación plástica y las deformaciones permanentes de corte del material eran mayores cuando se inducen en los especímenes esfuerzos cíclicos verticales y de corte simultáneos en el Hollow.
- Aunque no hicieron medidas directas de las deformaciones permanentes, Allen y Thompson (1974) reportan que los valores de deformación que experimentaron materiales granulares con tamaño máximo de partícula de 1 1/2" en ensayos PCC exceden a aquellos obtenidos en PCV. Aquí es importante tener en cuenta que los ensayos se realizaron siguiendo las especificaciones de la época para determinar el módulo resiliente y no para medir deformación permanente. Además, emplearon para comparar los dos tipos de ensayos, trayectorias de esfuerzos que no son apropiadas para tal fin.
- Un año más tarde, Brown y Hyde (1975) emplearon trayectorias de esfuerzos más representativas para comparar el comportamiento del material granular en ensayos PCC y PCV. Ellos reportaron valores similares de deformación permanente en ambos ensayos (figura 15). Una de las principales dificultades de este estudio fue que compararon solo tres trayectorias PCV con una PCC, lo que limita el análisis y las conclusiones. Además, no se permitió evaluar la influencia del esfuerzo desviador en el estudio, ya que éste fue siempre de 200 kPa.

- Rondón (2008), teniendo en cuenta las limitaciones de los ensayos realizados por Allen y Thompson (1974) y Brown y Hyde (1975), diseñó un programa experimental para comparar el comportamiento que experimentan materiales granulares en ensayos PCC y PCV. La conclusión general de dicho estudio fue que estos materiales experimentan diferente rigidez y acumulación de la deformación vertical permanente en ambos ensayos. Adicionalmente, el comportamiento depende de los valores del esfuerzo desviador cíclico aplicado y de la inclinación de la trayectoria de esfuerzos.

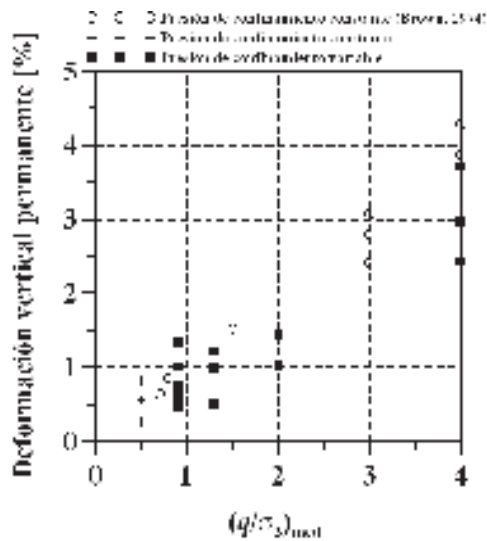


Figura 15. Deformación vertical permanente versus $(q/\sigma_3)_{med}$.

3. ECUACIONES DE DEFORMACIÓN PERMANENTE

A continuación se presentan algunas ecuaciones encontradas en la literatura de referencia que intentan predecir la evolución de la deformación permanente en materiales granulares. ϵ_v^p significa deformación permanente vertical y N número de ciclos.

- Barksdale (1972) realizó ensayos triaxiales cíclicos con un máximo de 10^5 ciclos de carga.

$$\varepsilon_1^p = a + b \log(N) \quad (1)$$

a, b son parámetros del material obtenidos por regresión.

- Hyde (1974) tiene en cuenta la influencia del esfuerzo desviador y la presión de confinamiento.

$$\varepsilon_{1f}^p = a \frac{q}{\sigma_3} \quad (2)$$

ε_{1f}^p es la deformación permanente vertical final para un número de ciclos infinitos, q es el esfuerzo desviador, σ_3 es la presión de confinamiento y a es un parámetro del material obtenido por regresión. De la misma manera Lashine et al., (1971) y Brown (1974) habían presentado una ecuación similar donde $a = 0.9$ y 0.01 respectivamente.

- Veverka (1979): la ecuación supone que existe una correlación de proporcionalidad entre las deformaciones resilientes y las permanentes.

$$\varepsilon_1^p = \mu \varepsilon N^\alpha \quad (3)$$

μ es una constante de proporcionalidad entre la deformación permanente y la resiliente, ε es la deformación permanente para los primeros 200 ciclos de carga y α es un parámetro que tiene en cuenta la disminución de la tasa de deformación con N .

- Lentz y Baladi (1980) proponen una ecuación hiperbólica donde se correlacionan los esfuerzos y las deformaciones cíclicas con las monotónicas.

$$\frac{\sigma_d}{S_d} = \frac{\varepsilon_p / \varepsilon_{0.95S_d}}{n + m \left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_{0.95S_d}} \right)} \quad (4)$$

σ_d es el esfuerzo desviador cíclico, S_d es la resistencia pico, medida en un ensayo triaxial monotónico, ε_p es la deformación permanente, $\varepsilon_{0.95S_d}$ es la deformación monotónica que se

produce en el 95% de la resistencia pico y n, m son parámetros del material.

- Khedr (1985), basado en ensayos triaxiales cíclicos tipo PCC y PCV, concluyó que la tasa de deformación permanente en materiales granulares decrece logarítmicamente con el número de ciclos de carga y relaciona la deformación permanente con la rigidez del material.

$$\frac{\varepsilon_1^p}{N} = s_1 (R_o)^{s_2} (M_R)^{s_3} N^{-m} \quad (5)$$

M_R es el módulo resiliente, R_o es la relación de esfuerzos octaédricos (τ_o/σ_o) y s_1, s_2, s_3, m son parámetros del material.

- Paute et al., (1988): la ecuación tiene en cuenta que en los primeros cien ciclos de carga la deformación permanente se debe al reacomodo de la muestra durante el ensayo.

$$\varepsilon_1^p = A \frac{\sqrt{N}}{\sqrt{N} + D} + \varepsilon_o^p \quad (6)$$

ε_o^p es la deformación producida en los primeros 100 ciclos de carga y A, D son parámetros del material.

- Tseng y Lytton (1989):

$$\varepsilon_1^p = \varepsilon_o \exp\left(-\frac{\rho}{N}\right)^\beta \quad (7)$$

ε_o, ρ y β son parámetros obtenidos por medio de regresión.

- Sweere (1990): ecuación similar a la de Barksdale (1972) pero las muestras en los ensayos experimentaron un número de ejes mayores de carga (10^6).

$$\log \varepsilon_1^p = a + b \log(N)$$

$$\varepsilon_1^p = a N^b \quad (8)$$

a, b son parámetros del material obtenidos por regresión.

- Hornych et al., (1993): esta ecuación se basa en los resultados de ensayos tipo PCV aplicando al material granular 8×10^4 ciclos de carga.

$$\varepsilon_1^p = \varepsilon_o^p + A \left[1 - \frac{N^{-B}}{100} \right] \quad (9)$$

ε_o^p es la deformación producida en los primeros 100 ciclos de carga, y A , B son parámetros del material. A en esta ecuación es considerado como el valor límite de acumulación de deformación vertical (Paute et al, 1996). Lekarp et al (1996, 2000), y Lekarp y Dawson (1997) basados en ensayos triaxiales cíclicos mencionan que esta ecuación puede perder validez cuando los niveles de esfuerzo desviador y N son elevados.

- Wolff y Visser (1994), Wolff (1992): ecuación basada en ensayos a escala real con un simulador de vehículo pesado (HVS).

$$\varepsilon_1^p = (cN + a)(1 - \exp^{-bN}) \quad (10)$$

c es la pendiente de la asíntota en la curva ε_1^p vs. N , a es el intercepto de la asíntota y b controla su curvatura.

- Huurmann (1997) y Werkmeister et al., (2004) basados en el concepto del Shakedown desarrollaron la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_1^p = A \left[\frac{N}{1000} \right]^B + C \left(\exp^{\frac{D \cdot N}{1000}} - 1 \right) \quad (11)$$

$$A = (a_1 \exp^{a_2 \sigma_3}) \sigma_1^2 + (a_3 \sigma_3^{a_4}) \sigma_1 \quad (12)$$

$$B = (b_1 \exp^{b_2 \sigma_3}) \sigma_1 + (b_3 \sigma_3^{b_4})$$

La ecuación (11) es también empleada en los estudios de van Niekerk et al., (2002). A es un parámetro que describe la deformación para 1000 ciclos de carga cuando la magnitud del esfuerzo es tal que el material tiende a una fase de estabilización de la deformación permanente. B es un parámetro que describe la pendiente de la curva de deformación vs. N . Con los parámetros C y D (segunda parte de la ecuación) se puede describir el comportamiento del material cuando la fase estable de la deformación no es alcanzada durante

el ensayo. a , b , son parámetros del material obtenidos por regresión.

- Theyse (1997): basado en resultados obtenidos en un HVS, modifica la ecuación de Wolf (1992) con el fin de que pueda tener en cuenta la influencia del esfuerzo.

$$PD = \exp^c N^s (\exp^{B\sigma_1} - 1) \quad (13)$$

PD es el desplazamiento vertical permanente (por su sigla en inglés) y c , s y B son parámetros del material.

- Gidel et al., (2001): esta ecuación tiene en cuenta el efecto que produce ensayar el material granular con diferentes trayectorias de carga q/p . Se divide en dos partes: la primera es función del número de ciclos de carga, y la segunda es función de los esfuerzos máximos que experimenta el material.

$$\varepsilon_1^p = \varepsilon_o^p \left[1 - \frac{N^{-B}}{100} \right] \left(\frac{\sqrt{p_{\max}^2 + q_{\max}^2}}{p_o} \right)^n \frac{1}{\left(m + \frac{s}{p_{\max}} - \frac{q_{\max}}{p_{\max}} \right)} \quad (14)$$

ε_o^p es la deformación permanente producida en los primeros 100 ciclos de carga, p_{\max} es la presión media máxima, q_{\max} es el esfuerzo desviador máximo que experimenta el material durante el ensayo y B , m , n , s son parámetros del material. La ecuación (14) puede ser utilizada cuando la magnitud de esfuerzos es tal que el material presenta una fase de estabilización de la deformación permanente.

- Theyse (2002): la ecuación (15) es similar a la de Wolf y Visser (1994) y puede ser empleada cuando la deformación permanente tiende a una fase estable. Para el caso donde la deformación permanente es inestable recomiendan utilizar la ecuación (16).

$$PD = mN + a(1 - \exp^{-bN}) \quad (15)$$

$$PD = q \exp^{-rN} + p \exp^{-sN} - q + p \quad (16)$$

PD es el desplazamiento vertical y a , b , r , s son parámetros del material.

- El Abd et al., (2004): modifican la ecuación (14) para el caso en el cual la fase estable de deformación permanente no es alcanzada en los ensayos triaxiales cíclicos. Reemplazan la primera parte de la ecuación (14) por la ecuación de Sweere (1990).

$$\varepsilon_1^p = aN^b \left(\frac{\sqrt{p_{\max}^2 + q_{\max}^2}}{p_a} \right)^n \frac{1}{\left(m + \frac{s}{p_{\max}} - \frac{q_{\max}}{p_{\max}} \right)} \quad (17)$$

a, b son parámetros del material obtenidos por regresión.

- Núñez et al., (2004): basados en ensayos triaxiales cíclicos tipo multiescala realizados en Brasil sobre un material basáltico triturado con diferentes granulometrías, desarrollaron ecuaciones que relacionan la deformación permanente inicial (ε_{pi}) y la tasa de deformación constante (TDC) con el esfuerzo desviador (q) y la relación entre el esfuerzo desviador y el de falla (q/σ_{1f}). Estas ecuaciones pueden ser utilizadas para el caso en el cual la magnitud del esfuerzo desviador es tal que el material presenta una tasa de deformación permanente constante.

$$\varepsilon_{pi} = a \exp^{bq} \quad (18)$$

$$TDC = c \exp^{dq} \quad (19)$$

$$\varepsilon_{pi} = f \exp^{\frac{g \cdot q}{\sigma_{1f}}} \quad (20)$$

$$TDC = h \exp^{\frac{i \cdot q}{\sigma_{1f}}} \quad (21)$$

a, b, c, d, e, f, g son parámetros del material obtenidos por regresión.

- Liu y Carter (2004): en la ecuación (22) relacionan la deformación permanente con el incremento en el esfuerzo desviador cíclico (Δq) y el de falla monótonico (q_f). Dependiendo de la trayectoria de esfuerzo descomponen la ecuación (22) en la ecuación (23).

$$\varepsilon_p = a \left(\frac{\Delta q}{q_f - \Delta q} \right) (\log N)^b \quad (22)$$

$$\varepsilon_p(N) = \varepsilon_p(N)|_{OB} - \varepsilon_p(N)|_{OC} \quad (23)$$

a, b son parámetros del material obtenidos por regresión.

- Uzan (2004): relaciona la deformación permanente vertical con la resiliente (ε_1^r) para el mismo N .

$$\log \left(\frac{\varepsilon_1^p}{\varepsilon_1^r} \right) = \left[a_0 + a_1 \left(\frac{\theta + k_1}{p_a} \right) + a_2 \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} \right) \right] + \left[b_0 + b_1 \left(\frac{\theta + k_1}{p_a} \right) + b_2 \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} \right) \right] \log N \quad (24)$$

θ es la suma de esfuerzos principales, τ_{oct} es el cortante octaédrico, $p_a = 100$ kPa y a_p, b_p, k_1 son parámetros obtenidos por regresión.

- Erlingsson e Ingason (2004): desarrollaron una ecuación similar a la de Tseng y Lytton (1989) pero correlacionan las deformaciones resilientes (ε_r) con las permanentes (ε_p) medidas en laboratorio e in situ (campo) por medio de un HVS.

$$\frac{\varepsilon_p^{campo}}{\varepsilon_r^{campo}} = \frac{\varepsilon_p^{laboratorio}}{\varepsilon_r^{laboratorio}}$$

$$\varepsilon_p^{campo} = \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r^{laboratorio}} \exp \left(- \left(\frac{\rho}{N} \right)^\beta \right) \varepsilon_r^{campo} \quad (25)$$

ε_o, ρ y β son parámetros obtenidos por medio de regresión.

La mayor deficiencia de estas ecuaciones es que sus parámetros, en muchos casos, no tienen significado físico y son variables de estado del material. Además, no son capaces de reproducir la evolución de la rigidez bajo diversas trayectorias de esfuerzo. Incluso, algunas ecuaciones p.e., Morgan (1966), Sweere (1990), Hornych et al., (1993) relacionan solamente la deformación permanente con N y no pueden ser aplicadas con alto grado de con-

fianza, ya que no toman en cuenta la magnitud de las cargas cíclicas. Hasta el momento, ninguno de los modelos elásticos no lineales y de deformación permanente presentados es capaz de reproducir los tres rangos de comportamiento observados en las figuras 5a, b y c. Por lo tanto, en el futuro, los modelos constitutivos deben intentar reproducir este comportamiento. Una amplia oportunidad para la formulación de modelos que simulen el comportamiento real de materiales granulares la ofrece la estructura de la elastoplasticidad e hipoplasticidad (Hau et al., 2005) (Hicher et al., 1999) (Chazallon, 2000).

CONCLUSIONES

El principal factor que influye en la generación de la deformación permanente en materiales granulares es la magnitud de las cargas cíclicas. La deformación permanente en un material granular incrementa proporcionalmente cuando se aumenta la magnitud del esfuerzo cíclico y disminuye con el aumento de la presión de confinamiento. Dependiendo de la amplitud del esfuerzo cíclico las capas granulares experimentan comportamientos diferentes. Si la carga es pequeña el comportamiento es casi totalmente resiliente. Si esta carga es elevada (cerca al valor de falla monotónico) el material exhibe una tasa de deformación permanente constante que puede llevarlo a la falla, y existe un nivel de esfuerzo intermedio entre comportamiento estable e inestable de la acumulación de la deformación vertical.

La influencia de la frecuencia de carga sobre el comportamiento elastoplástico de materiales granulares es muy pequeña.

A pesar de que el efecto de la historia de carga sobre la deformación permanente ha sido reconocido, muy pocas investigaciones se han concentrado en esta área. Amplia evidencia experimental ha demostrado que cuando la carga cíclica se aumenta gradualmente sobre un material granular, la

deformación es mucho más pequeña que cuando se aplica directamente la carga más grande.

Un incremento del contenido de agua en materiales granulares genera una disminución notable de su resistencia a la deformación permanente. Un aumento en la densidad del material genera un aumento en la resistencia a la deformación permanente, pero esta influencia es leve (para el caso del rango de densidades encontradas en pavimentos) en comparación con la influencia que tiene la magnitud de las cargas y el contenido de agua.

Materiales con partículas angulares presentan mayor resistencia a la deformación permanente que aquellos con partículas redondeadas. El efecto de la granulometría y contenido de finos no es claro y en muchos casos se presentan resultados contradictorios al reportar su influencia.

Ninguna de las ecuaciones presentadas es capaz de reproducir los estados de comportamiento que experimentan materiales granulares bajo diversas trayectorias de carga cíclica y condiciones del medio. Por lo general, las ecuaciones relacionan solamente la deformación permanente con el número de ciclos de carga y/o con la magnitud del esfuerzo, sin tener en cuenta la influencia que tienen factores como el contenido de agua, grado de compactación y la granulometría del material.

REFERENCIAS

- AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials. 1986. Guide for Design of Pavement Structures, Washington, D. C.
- AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993. Guide for Design of Pavement Structures. Washington, D. C.
- AI - Asphalt Institute, 1982. Research and Development of the Asphalt Institute's Thickness Design Manual MS - 1, 9th Ed., College Park, Md.
- ALLEN, J. J. y THOMPSON, M. R., 1974. Resilient Response of Granular Materials Subjected to Time-Dependent Lateral Stresses. Transportation Research Record, 510, Transportation Research Board, Washington, D. C., 1-13.

- ALONSO-MARROQUÍN, F. y HERMANN, H. J., (2004). Ratcheting of Granular Materials. *The American Physical Society*, 92(5).
- ALONSO-MARROQUÍN, F., GARCÍA-ROJO, R. y HERRMANN, H. J., 2004. Micromechanical Investigation of granular ratcheting. *Proceedings of the International Conference on Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena*, Bochum (Germany), 3-9.
- ARCHILLA, A. R. y MADANAT, S., (2002). Estimation of Rutting Models by Combining Data from Different Sources. *Journal of Transportation Engineering*, 127 (5): 379-389.
- ARNOLD, G. K., DAWSON, A. R., HUGHES, D. A. B. y ROBINSON, D., 2002. The Application of Shakedown Approach to Granular Pavement Layers. *Proceedings of the 9th International Conference on Asphalt Pavements*, Copenhagen, Vol. 1.
- ARNOLD, G., DAWSON, A., HUGHES, D. y ROBINSON, D., 2004. Deformation Behaviour of Granular Pavements. *Proc., of the 6th International Symposium on Pavements Unbound*, 169-177.
- AUSTROADS, 1992. *Pavement Design - A Guide to the Structural Design of Road Pavement*. Austroads, Sydney - Australia.
- BALAY, J., GOMES, C., JOUVE, P., HORNYCH, P. y PAUTE, J.-L., 1997. Mechanical Behaviour of Soils and Unbound Granular Materials, *Modelling of Flexible Pavements - Recent Advances*. *Proceedings 8th International Conference on Asphalt Pavements*, Seattle, Vol. 1, 823-842.
- BARKSDALE, R. D., 1972. Laboratory Evaluation of Rutting in Basecourse Materials. *Proceedings of the 3rd International Conference on Asphalt Pavements*, Vol. 1, 161-174.
- BARKSDALE, R. D., 1984. Performance of Crushed-Stone Base Courses. *Transportation Research Record*, 954, Transportation Research Board, Washington, D. C., 78-87.
- BARKSDALE, R. D. e ITANI, S. Y., 1989. Influence of Aggregate Shape on Base Behaviour. *Transportation Research Record*, 1227, Transportation Research Board, Washington, D. C., 173-182.
- BARKSDALE, R. D. y HICKS, R. G., 1973. Evaluation of Materials for Granular Base Courses. *3rd Interamerican Conference on Materials - Technology*, Brazil, 134-143.
- BONAQUIST, R., 1992. Summary of Pavement Performance Test Using the Accelerated Loading Facility, 1986-1990. *Transportation Research Record*, 1354, Transportation Research Board, Washington, D. C., p74-85.
- BROWN, S. F. (1974). Repeated Load Testing of a Granular Material. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(7): 825-841.
- BROWN, S. F., (1996): Soil Mechanics in Pavement Engineering. The 36th Rankine Lecture of the British Geotechnical Society, *Géotechnique*, 46 (3): 383-426.
- BROWN, S. F. y HYDE, A. F. L., 1975. Significance of Cyclic Confining Stress in Repeated-load Triaxial Testing of Granular Material. *Transportation Research Record*, 537, Transportation Research Board, Washington, D. C., 49-58.
- BROWN, S. F. y SELIG, E. T., 1991. The Design of Pavement and Rail Track Foundations. *Cyclic Loading of Soils*, Capítulo 6, 249-305.
- CHAN, F. W. K. y BROWN, S. F., 1994. Significance of Principal Stress Rotation in Pavements. XIII ICSMFE, New Delhi, India, 1823-1826.
- CHAZALLON, C., 2000. An Elastoplastic Model with Kinematic Hardening for Unbound Aggregates in Roads, *Unbound Aggregates in Road Construction - UNBAR 5*, Dawson editor, Balkema, Rotterdam, 265-270.
- CHEUNG, L. W. y DAWSON, A. R., 2002. Effects of Particle and Mix Characteristics on Performance of Some Granular Materials. *Transportation Research Record*, 1787, Transportation Research Board, Washington, D. C., 90-98.
- COLLINS, I. F. y BOULBIBANE, M., (2000). Geomechanical Analysis of Unbound Pavements Based on Shakedown Theory. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126: 50-59.
- COLLINS, I. F., WANG, A. P. y SAUNDERS, L. R. (1993). Shakedown Theory and the Design of Unbound Pavements. *Road y Transportation Research*, 2 (4): 29-38.
- COLLOP, A. C., CEBON, D. y HARDY, M. S. A., (1995) "Viscoelastic Approach to Rutting in Flexible Pavements". *Journal of Transportation Engineering*, 121 (1): 82-93.
- COST 337, 2000. *Unbound Granular Materials for Road Pavements*, Final Report of the Action. Luxembourg: Office for Official Publications of the European Communities.

- CSRA (Committee of State Road Authorities). 1985. TRH 14: Guidelines for Road Construction Materials. Pretoria, South Africa.
- DAWSON A. R., 1990. Introduction to Soils and Granular Materials. Lecture Notes from Residential Course, Bituminous Pavements - Materials, Design and Evaluation, Department of Civil Engineering, University of Nottingham.
- DAWSON, A. R., 2003. Cumulative Damage and its Applicability to Low Volume Road Pavements. Internationales Kolloquium Prüfung, Bewertung und Bemessung von Straßenbefestigungen, Technische Universität Dresden, April 3-4.
- DAWSON, A. R., PAUTE, J. L y THOM, N. H., 1996. Mechanical Characteristics of Unbound Granular Materials as a Function of Condition. Flexible Pavement. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam, 35-44.
- EL ABD, A., HORNYCH, P., BREYSSE, D., DENIS, A. y CHAZALLON, C., 2004. A Simplified Method of Prediction of Permanent Deformations of Unbound Pavement Layers. Proc., of the 6th International Symposium on Pavements Unbound, 179-189.
- ERLINGSSON, S., 2004. Mechanistic Pavement Design Methods - A Road to Better Understanding of Pavement Performance. Via Nordica 2004 - NRA's 19th Road Congress, C8: Berekraftige vegkonstruksjonar, 8 p.
- ERLINGSSON, S. e INGASON, T., 2004. Performance of Two Thin Pavement Structures During Accelerated Pavement Testing Using a Heavy Vehicle Simulator. 2nd International Conferences on Accelerated Pavement Testing, University of Minnesota, 19 p.
- FESTAG, G., 2002. Experimental Investigations on Sand Under Cyclic Loading. Constitutive and Centrifuge Modelling: Two Extremes, Ed.: Springman, Swets y Zeitlinger, 269-275.
- FREEME, C. R. y SERVAS, V., 1985. Advances in Pavement Design and Rehabilitation. Accelerated Testing of Pavements, CSIR - Pretoria.
- GALJAARD, P. J., PAUTE, J.-L. y DAWSON, A. R., 1996. Comparison and Performance of Repeated Load Triaxial Test Equipment for Unbound Granular Materials. Flexible Pavement. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam, 7-21.
- GANDARA, J. A. y NAZARIAN, S., 2006. Characterization of Rutting Potential of Texas Bases Through Laboratory and Small Scale Tests. TRB 85th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington D. C., 15 p.
- GARCÍA-ROJO, R. y HERMANN, H. J., 2004. Shakedown of Unbound Granular Material. Institute for Computer Applications 1, University of Stuttgart (Germany).
- GARCÍA-ROJO, R., ALONSO-MARROQUÍN, F. y HERMANN, H. J., 2005. Characterization of the Material Response in the Granular Ratcheting. Institute for Computer Applications 1, University of Stuttgart (Germany).
- GARG, N. y THOMPSON, M. R., 1997. Triaxial Characterization of Minnesota Road Research Project Granular Materials. Transportation Research Record, 1577, Transportation Research Board, Washington, D. C., 27-36.
- GARNICA, P. A. y GÓMEZ, L. J., 2001. Deformaciones permanentes en materiales granulares para la sección estructural de carreteras. publicación técnica no. 176, secretaria de comunicaciones y transportes (SCI) - Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Sanfandila, México.
- GIDEL, G., BREYSSE, D. y DENIS, A., 2002. Modeling the Unbound Granular Material Long Term Behavior. 15th ASCE Engineering Mechanics Conference, Columbia University, New York.
- GIDEL, G., HORNYCH, P., CHAUVIN, J., BREYSSE, D. y DENIS, A., 2001. "A New Approach for Investigating the Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Material Using the Repeated Load Triaxial Apparatus. Bulletin Des Laboratoires Des Ponts et Chaussées, 5-21.
- HAU, K. W., MCDOWELL, G. R., ZHANG, G. P. y BROWN, S. F., (2005). The Application of a Three-Surface Kinematic Hardening Model to Repeated Loading of Thinly Surfaced Pavements. Granular Matter, 7: 145-156.
- HICHER, P., DAOUADJI, A. y FEDGHOUCHE, D., 1999. Elastoplastic Modelling of the Cyclic Behaviour of Granular Materials. Unbound Granular Materials - Laboratory testing, In-situ testing and modelling, Gomes Correia, A. (Ed.), A.A. Balkema, Rotterdam, 161-168.
- HMSO., 1994. Design Manual for Roads and Bridges, Vol. 7, HD 25/94, part 2, Foundations.

- HOLUBEC, I. 1969. Cyclic Creep of Granular Materials. Department of Highways, Ontario, Report No. RR147,
- HORNYCH, P., CORTE, J.-F. y PAUTE, J.-L., (1993). Étude des Déformations Permanentes Sous Chargements Répétés de Trois Graves non Traitées. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 184: 77-84.
- HUURMAN, M., 1997. Permanent deformation in concrete block pavements. Ph. D., Thesis, Delft University of Technology.
- HYDE, A. F. L., 1974. Repeated Load Triaxial Testing of Soils. Ph. D., Thesis, University of Nottingham.
- INGASON, T., WIMAN, L. G. y HARALDSSON, H., 2002. HVS - Testing of Iceland Low Volume Road Structures. ISAP - 9th International Conference on Design of Asphalt Pavements, 13 p.
- INSTITUTO DE DESARROLLO URBANO y UNIVERSIDAD DE LOS ANDES, 2002: Manual de diseño de pavimentos para Bogotá. Bogotá D.C., Colombia.
- INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS, 2002. Manual de diseño de pavimentosasfálticos en vías con bajos, medios y altos volúmenes de Tránsito. Bogotá D.C., Colombia.
- KALCHEFF, I. V. y HICKS, R. G. (1973). A Test Procedure for Determining the Resilient Properties of Granular Materials. Journal of Testing and Evaluation, JTEVA, 1(6): 472-479.
- KAMAL, M. A., DAWSON, A. R., FAROUKI, O. T., HUGHES, D. A. B. y SHA'AT, A. A., 1993. Field and Laboratory Evaluation of the Mechanical Behavior of Unbound Granular Materials in Pavements. Transportation Research Record, 1406, Transportation Research Board, Washington, D. C., 88-97.
- KATZENBACH, R. y FESTAG, G., 2004. Material Behaviour of Dry Sand under Cyclic Loading. Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Proc. of CBS04, Bochum, () 153-158.
- KHEDR, S., 1985. Deformation Characteristics of Granular Base Course in Flexible Pavements. Transportation Research Record, 1043, Transportation Research Board, Washington, D. C., 131-138.
- KOKUSHO, T., HARA, T. y HIRAOKA, R., (2004). Undrained Shear Strength of Granular Soils with Different Particle Gradations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130 (6): 621-629.
- KOLISOJA, P., 1998. Large Scale Dynamic Triaxial Tests III. Tampere University of Technology.
- KOLISOJA, P., SAARENKETO, T., PELTONIEMI, H. y VUORIMIES, N., 2002. Laboratory Testing of Suction and Deformation Properties of Base Course Aggregates. Transportation Research Record, 1787, Transportation Research Board, Washington D. C., 83-89.
- KUMAR, P., CHANDRA, S. y VISHAL, R. (2006). Comparative Study of Different Subbase Materials. Journal of Materials in Civil Engineering, 18(4): 576-580.
- LASHINE, A. K., BROWN, S. F. y PELL, P. S., 1971. Dynamic Properties of Soils. Department of Civil Engineering, University of Nottingham (England).
- LEKARP, F. e ISACSSON, U. (2001). The Effects of Grading Scale on Repeated Load Triaxial Test Results. International Journal of Pavement Engineering, 2: 85-101.
- LEKARP, F. y DAWSON, A., 1997. Analysis of Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials. International Symposium on Thin Pavements, Surface Treatments, Unbound Roads, Canadá.
- LEKARP, F., RICHARDSON, I. R. y DAWSON, A., 1996. Influences on Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials. Transportation Research Record, 1547, Transportation Research Board, Washington D. C., p 68-75.
- LEKARP, F., ULF, I. y DAWSON, A. R., (2000). State of the art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. Journal of Transportation Engineering, 126(1): 76-83.
- LENTZ, R. W. y BALADI, G. Y, 1980. A Simplified Procedure to Characterize Permanent Strain in Sand Subjected to Cyclic Loading. International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea; Balkema Publishers; Rotterdam, the Netherlands.
- LISTER, N. W., 1972. The Transient and Long Term Performance of Pavements in Relation to Temperature. Proc. 3rd. Int. Conf. on Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, Ann Arbor.
- LITTLE, P. H., 1993. The Design of Unsurfaced Roads Using Geosynthetics. Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham.
- LIU M. D. y CARTER, J. P., 2004. Application of a New Definition for the Number of Cycles of Loading. Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Proc. of CBS04, Bochum, 57-63.

- MORGAN, J. R., 1966. The Response of Granular Materials to Repeated Loading. Proc., 3rd Conf., ARRB, 1178-1192.
- NATAATMADJA, A. y PARKIN, A. K., (1989). Characterization of Granular Materials for Pavements. Canadian Geotechnical Journal, 26: 725-730.
- NÚÑEZ, W. P., MALYSZ, R., CERATTI, J. A. y GEHLING, W. Y. Y., 2004. Shear Strength and Permanent Deformation of Unbound Aggregates Used in Brazilian Pavements. Proc., of the 6th International Symposium on Pavements Unbound, 23-31.
- PAUTE, J.-L., JOUVE, P., MARTÍNEZ, J. y RAGNEAU, E., (1988). Modèle de Calcul Pour le Dimensionnement des Chaussées Souples. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 156: 21-36.
- PAUTE, J.-L. y HORNYCH, P., 1996. Influence of Water Content on the Cyclic Behaviour of a Silty Sand. Flexible Pavement. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam, 121-134.
- PAUTE, J.-L., HORNYCH, P. y BENABEN, J. P., 1996. Repeated Load Triaxial Testing of Granular Materials in the French Network of Laboratoires des Ponts et Chaussées. Flexible Pavement. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam, 53-64.
- PIDWERBESKY, B. D., 1996. Fundamental Behaviour of Unbound Granular Pavements Subjected to Various Loading Conditions and Accelerated Trafficking. Ph D Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- RAAD, L., WEICHERT, D. y HAIDAR, A., 1989. Shake-down and Fatigue of Pavement with Granular Bases. Transportation Research Record, 1227, Transportation Research Board, Washington, D. C., 159-172.
- RAVINDRA, P. S. y SMALL, J. C., 2004. Shakedown Analysis of Unbound Road Pavements - An Experimental Point of View. Proc., of the 6th International Symposium on Pavements Unbound, 79-86.
- REYES, F. y RONDÓN, H. A., 2007. Caracterización Mecánica de Granulares de Pavimentos en Triaxiales Cíclicos. Revista Ingeniería de Pavimentos (Actualmente en revisión), Argentina.
- RONDÓN, H. A., 2008. Comportamiento de un Material Granular no Tratado en Ensayos Triaxiales Cíclicos con Presión de Confinamiento Constante (PCC) y Variable (PCV). Tesis de Doctorado en Ingeniería, Universidad de Los Andes, Bogotá D.C. (Colombia).
- RONDÓN, H. A. y REYES, F. A. (2007). Comportamiento Resiliente de Materiales Granulares en Pavimentos Flexibles: Estado del Conocimiento. Revista Ingenierías, Universidad de Medellín, 6 (11): 65-90.
- SHARP, R., 1983. Shakedown Analyses and the Design of Pavements under Moving Surface Loads. Ph. D. Thesis, University of Sydney. Australia.
- SHARP, R. W. y BOOKER, J. R., (1984). Shakedown of Pavements under Moving Surface Loads. Journal of Transportation Engineering, 110(1): 1-14.
- SHELL INTERNATIONAL PETROLEUM COMPANY, 1978. Shell Pavement Design Manual - Asphalt Pavement and Overlays for Road Traffic, London.
- SHENTON, M. J., 1974. Deformation of Railway Ballast under Repeated Loading Triaxial Tests. Report RP5, Soil Mechanics -Section, British Railways Research Department, Derby, England.
- SHENTON, M. J., 1978. Deformation of Railway Ballast under Repeated Loading Conditions. Railroad Track Mechanics and Technology. Pergamon Press, 405-425.
- STEWART, H. E. (1986). Permanent Strains from Cyclic Variable-Amplitude Loadings. Journal of Geotechnical Engineering, 112(6): 646-660.
- SUIKER, A. S. J., SELIG, E. T. y FRENKEL, R. (2005). Static and Cyclic Triaxial Testing of Ballast and Sub-ballast. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131 (6): 711-782
- SWEERE, G. T., 1990. Unbound Granular Bases for Roads. Ph. D. Thesis, University of Delft. Netherlands.
- TATSUOKA, F., ISHIARA, M., UCHIMURA, T. y GOMES CORREIA, A., 1999. Non-linear Resilient Behaviour of Unbound Granular Materials Predicted by the Cross-Anisotropic Hypo-Quasi-Elasticity Model. Unbound Granular Materials - Laboratory testing, In-situ testing and modelling, Gomes Correia editor, Balkema, Rotterdam, 197-206.
- THEYSE, H. L., 1997. Mechanistic-Empirical Modelling of the Permanent Deformation of Unbound Pavement Layers. 8th International Conference on Asphalt Pavements, Federal Highway Administration, Washington D. C. 19 p

- THEYSE, H. L., 2002. Stiffness, Strength, and Performance of Unbound Aggregate Materials: Application of South African HVS and Laboratory Results to California Flexible Pavements. Report produced under the auspices of the California Partnered Pavement Research Program for the California Department of Transportation. University of California, 76 p.
- THOM, N. H. y DAWSON, A. R., 1996. The Permanent Deformation of a Granular Material Modelled Using Hollow Cylinder Testing. *Flexible Pavement*. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam, 65-78.
- THOM, N. H., y BROWN, S. F., 1987. Effect of Moisture on the Structural Performance of a Crushed-Limestone Road Base. *Transportation Research Record*, 1121, Transportation Research Board, Washington D. C., 50-56.
- THOM, N. H., y BROWN, S. F., 1988. The Effect of Grading and Density on the mechanical Properties of a Crushed Dolomitic Limestone. *Proc., 14th ARRB Conf., Vol. 14, Part 7*, 94-100.
- THOMPSON, M. R. y SMITH, K. L., 1990. Repeated Triaxial Characterization of Granular Bases. *Transportation Research Record*, 1278, Transportation Research Board, Washington D. C., 7-17.
- TRL - Transport Research Laboratory, 1993. A Guide to the Structural Design of Bitumen-Surfaced Roads in Tropical and Sub-tropical Countries. RN31, Draft 4th edition.
- K. H. y LYTTON, R. L., (1989). Prediction of Permanent Deformation in Flexible Pavement Materials. *J. Assoc. Asphalt Paving Technol.*, 58: 155-156.
- UZAN, J. (2004). Permanent Deformation in Flexible Pavements. *Journal of Transportation Engineering*, 130: 6-13.
- UZAN, J., (1999). Granular Material Characterization for Mechanistic Pavement Design. *Journal of Transportation Engineering*, 125: 108-113.
- VAN NIEKERK, A. A., MOLENAAR, A. A. A. y HOUBEN, L. J. M., 2002. Effect of Material Quality and Compaction on the Mechanical Behavior of Base Course Materials and Pavement Performance. 6th International Conference Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, 1071-1081.
- VEVERKA, V. (1979). Raming van de Spoordiepte bij Wegen met Cen Bitumineuze Verharding. *De Wegen-techniek*, 24(3): 25-45.
- WERKMEISTER, S., 2003. Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions. Ph. D., thesis, University of Technology, Dresden.
- WERKMEISTER S., DAWSON, A. y WELLNER, F., (2004). Pavement Design Model of Unbound Granular Materials. *Journal of Transportation Engineering*, 130: 665-674.
- WERKMEISTER, S., DAWSON, A. y WELLNER, F., 2001. Permanent Deformation Behaviour of Granular Materials and the Shakedown Concept. *Transportation Research Record*, 1757, Transportation Research Board, Washington D. C., 75-81.
- WERKMEISTER, S., NUMRICH, R., DAWSON, A. y WELLNER, F., 2002. Deformation Behaviour of Granular Materials under Repeated Dynamic Load. *Journal of Environmental Geomechanics - Monte Verità*, 215-223.
- WERKMEISTER, S., WELLNER, F., OESER, M. y MOELLER, B., 2004. Design Criteria of Granular Pavement Layers. *Proc., of the 6th International Symposium on Pavements Unbound*, 209-218.
- WICHTMANN, T., 2005. Explicit Accumulation Model for Non-cohesive Soils under Cyclic Loading. Ph. D. Thesis, Des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr - Universität Bochum.
- WICHTMANN, T., NIEMUNIS, A. y TRIANTAFYLIDIS, TH., 2004. Strain Accumulation in Sand due to Drained Uniaxial Cyclic Loading. *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Proc. of CBS04, Bochum*, 233-246.
- WOLFF, H., 1992. Elasto-Plastic Modelling of Granular Layers. Research Report RR92/312 Department of Transport, South Africa.
- WOLFF, H. y VISSER, A. T., 1994. Incorporating Elasto-Plasticity Granular Layers Pavement Design". *Proc. Instn. Civil Engineering Transportation*, 105, 259-272.
- YOUD, T. L., (1972). Compaction of Sands by Repeated Shear Straining. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98 (SM7): 709-725.
- ZAMAN, M., CHEN, D. y LAGUROS, J., (1994). Resilient Moduli of Granular Materials. *Journal of Transportation Engineering*, 120(6): 967-988.