

Deformación permanente de materiales fino-granulares en subrasantes

Permanent deformation of fine-grained materials in subgrades

HUGO ALEXANDER RONDÓN QUINTANA

Ingeniero Civil, Doctor en Ingeniería. Docente Asociado de la Facultad del Medio Ambiente y Recursos Naturales de la Universidad Distrital Francisco José de Caldas. Bogotá, Colombia. Contacto: harondonq@udistrital.edu.co

FREDY ALBERTO REYES LIZCANO

Ingeniero Civil, Doctor en Ingeniería. Docente Titular del Departamento de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Javeriana. Bogotá, Colombia. Contacto: fredy.reyes@javeriana.edu.co

EDGAR HUMBERTO SÁNCHEZ COTTE

Ingeniero Civil, Magíster en Ingeniería Civil. Docente Asistente de la Facultad Tecnológica de la Universidad Distrital Francisco José de Caldas. Bogotá, Colombia. Contacto: ehsanchezc@udistrital.edu.co

Fecha de recepción: 16 de Julio de 2012

Clasificación del artículo: Revisión

Fecha de aceptación: 1 de Octubre de 2012

Grupo de Investigación: GIICUD

Palabras clave: *Deformación permanente, materiales fino-granulares, pavimento, subrasante.*

Key words: *genetic algorithms, identification, inverted pendulum, pole location, space states.*

RESUMEN

Diversos estudios han sido desarrollados en el área de los pavimentos para comprender el comportamiento elasto-plástico que experimentan materiales fino 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 presenta la forma como ha sido estudiado el fenómeno de deformación permanente en materiales fino granulares que conforman capas de subrasante en pavimentos. Además, presenta y se discuten los factores que afectan la resistencia a la deformación permanente y la evolución de las ecuaciones matemáticas desarrolladas para pre-

decir 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.

ABSTRACT

Several studies have been conducted in pavement field for trying to understand the elastic-plastic behavior experienced by fine-grained under a cyclic load. This is the second out of two companion papers which shows state of the art researches conducted in this area. Based on a wide literature reviewed, this paper account for the way how permanent phenomenon has been studied in fine-grained materials of subgrades in pavements. Besides,

this paper displays factors which affect resistance to permanent strain and the evolution of mathematical equations developed for predicting this kind of deformation under repeated load. A state of the

art about the resilient response of these materials has been presented in the first paper.

* * *

1. INTRODUCCIÓN

Dos son los principales mecanismos de degradación que se intentan controlar cuando se dimensionan estructuras de pavimentos flexibles por metodologías empíricas y mecanicistas: fatiga y exceso de deformación permanente (comúnmente denominado ahuellamiento). La fatiga ocurre en las capas ligadas, y para el caso de estructuras flexibles, se presenta cuando se generan valores elevados de deformación a tracción en la zona inferior de la capa asfáltica. Este tipo de deformación es asociado a la respuesta resiliente (elástica) que presenta la estructura cuando se mueven las cargas vehiculares. La deformación permanente es la deformación vertical residual que se va acumulando debido al paso de los vehículos la cual puede generar fallas estructurales o funcionales en el pavimento. En el caso de las estructuras flexibles, la deformación permanente total es la suma de la deformación producida en cada una de las capas del pavimento, pero actualmente los métodos de diseño (p.e. [1-7]) suponen que tal deformación 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. Por lo anterior una de las variables más importantes para el dimensionamiento de pavimentos es la subrasante. Para entender con mayor claridad el fenómeno de acumulación de deformaciones permanentes en materiales fino-granulares de subrasantes, desde la década de los 50's se han ejecutado múltiples estudios. A pesar del amplio número de investigaciones en estas áreas el comportamiento elasto-plástico de estos materiales

aún no ha sido totalmente entendido [8-15].

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 fino-granulares empleados como suelos de subrasante en estructuras de pavimento. Un estado del conocimiento similar es presentado al mismo tiempo que este documento y fue elaborado para aquellos estudios tendientes a medir y evaluar la respuesta resiliente que experimentan estos materiales bajo carga cíclica.

2. DEFORMACIÓN PERMANENTE

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

2.1 Factores que influyen en la resistencia a la deformación permanente

2.1.1 Influencia del esfuerzo

De acuerdo con Kim y Siddiki [16] el nivel de esfuerzo es el factor que más afecta el desarrollo de deformaciones permanentes en suelos cohesivos. Las deformaciones permanentes incrementan

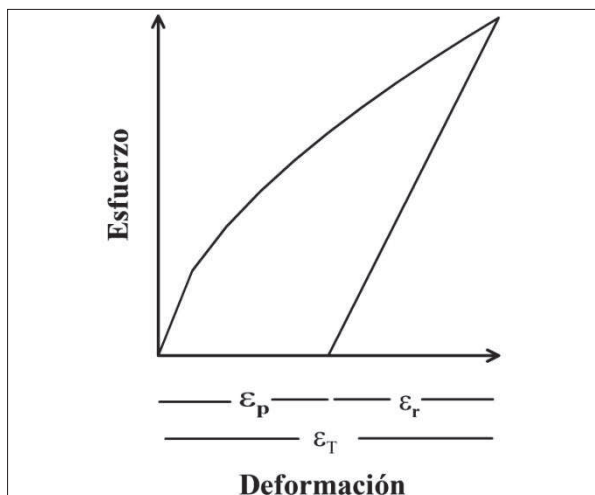


Figura 1. Curva típica esfuerzo – deformación en un ciclo de carga y descarga.

Fuente: Elaboración propia.

cuando aumenta el esfuerzo desviador [17-23]. Un ejemplo se presenta en la figura 2. *SL*, en porcentaje, es la relación entre el esfuerzo cíclico desviador aplicado en un ensayo triaxial y el esfuerzo desviador máximo alcanzado por el material en un ensayo triaxial no consolidado no drenado. Cuando la presión de confinamiento aumenta las deformaciones permanentes disminuyen [21].

Frost et al. [24] reportan la obtención de un esfuerzo desviador el cual si es superado, el material exhibe acumulación de deformaciones permanentes exponencialmente. Ellos encontraron que este estado ocurre aproximadamente cuando el esfuerzo es 0,5 veces la magnitud del esfuerzo desviador máximo, q_{max} , obtenido en un ensayo triaxial monotónico en condición no consolidada y no drenada. Otros investigadores como Brown y Dawson [25] sugirieron que este estado ocurre cuando el esfuerzo desviador presenta el 50% del valor de la succión medida en el suelo. Cheung [26] sugiere que ocurre cuando el desviador genera 1% de deformación permanente en una muestra luego de 1.000 aplicaciones carga. Raad y Zeid [17] encontraron este estado entre 0,80 y 0,90 de la relación entre el esfuerzo desviador aplicado y la resistencia bajo carga monotónica en un triaxial. Para Muhanna et al. [18] este estado ocurre con *SL*=60-75% y Ray-

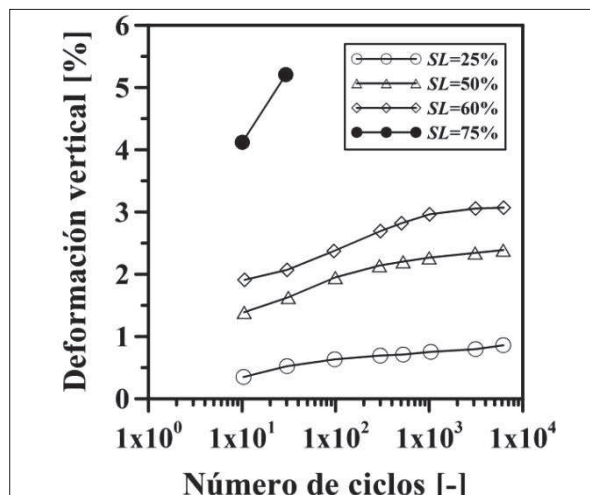


Figura 2. Evolución de la deformación vertical permanente con el esfuerzo sobre una arcilla A-6. Muhanna et al.

Fuente: Tomado de [18].

mond et al. [27] lo reportó con *SL* entre 54 a 60%.

Monismith et al. [28] realizaron ensayos sobre una muestra de arcilla para determinar la influencia de la historia de esfuerzo sobre la acumulación de las deformaciones permanentes. Ellos reportaron que las muestras que fueron sometidas a cargas previas en los ensayos cíclicos experimentaron menor acumulación de deformación permanente en comparación con aquellas que no eran sometidas a dichas sollicitaciones previas.

De acuerdo con Muhanna [29], en pavimentos, deformaciones permanentes superiores al 4% deben ser inaceptables. Además estableció sobre muestras de suelo A-6 que una vez se alcanza una tasa de deformación de 10^{-7} /ciclo estos materiales alcanzan un estado estable de deformación (estado resiliente casi en su totalidad).

Con base en el concepto del Shakedown, Yang et al. [20] mencionan que cuando la magnitud del esfuerzo desviador cíclico es pequeño, inicialmente el módulo resiliente (M_r) incrementa con el número de ciclos de carga N y gradualmente alcanza un valor constante en el cual el suelo exhibe endurecimiento en la deformación. Para niveles más altos

de esfuerzo, inicialmente aumenta el M_r , pero luego conforme se sigue aplicando el esfuerzo cíclico, éste parámetro disminuye. En conclusión mencionan que materiales finos experimentan bajo carga cíclica estados de endurecimiento y ablandamiento de la deformación. El endurecimiento ocurre en los primeros ciclos de carga y el ablandamiento cuando los niveles de esfuerzo son elevados. Estos mismos investigadores encontraron una relación entre el M_r y las deformaciones permanentes en suelos finos cuando la magnitud del esfuerzo desviador es pequeña (figura 3a). Sin embargo, cuando dicho esfuerzo es elevado no encontraron correlación entre estos dos parámetros (figura 3b).

Hyde [30] reportó la influencia del OCR (relación de sobreconsolidación por sus siglas en inglés) sobre la resistencia a la deformación permanente de una muestra de arcilla y observó que al aumentar este parámetro entre 4-20%, la deformación permanente disminuye.

2.1.2 Influencia del contenido de agua

En general un incremento en el contenido de agua genera aumento en la acumulación de la deformación permanente [16, 21, 31]. Majidzadeh et al.

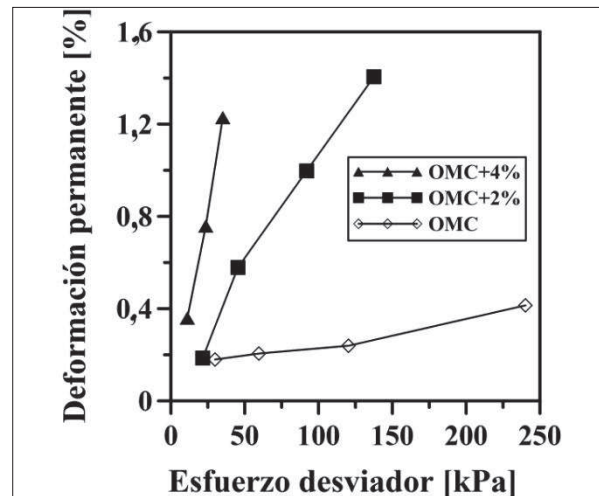


Figura 4. Evolución de la deformación permanente con la humedad y el esfuerzo desviador
Fuente: Tomado de [19].

[32] mencionan que del total de pavimentos ahue-llados, la mayor parte (alrededor de 40%) se deforman debido a la presencia de subrasantes con altos contenidos de humedad. De acuerdo con Yang et al. [33] lo anterior se debe a que el módulo resiliente declina rápidamente cuando aumenta el contenido de agua.

Puppala et al. [21, 34] y Ullditz [35] reportan la existencia de suelos mixtos en los cuales, aunque

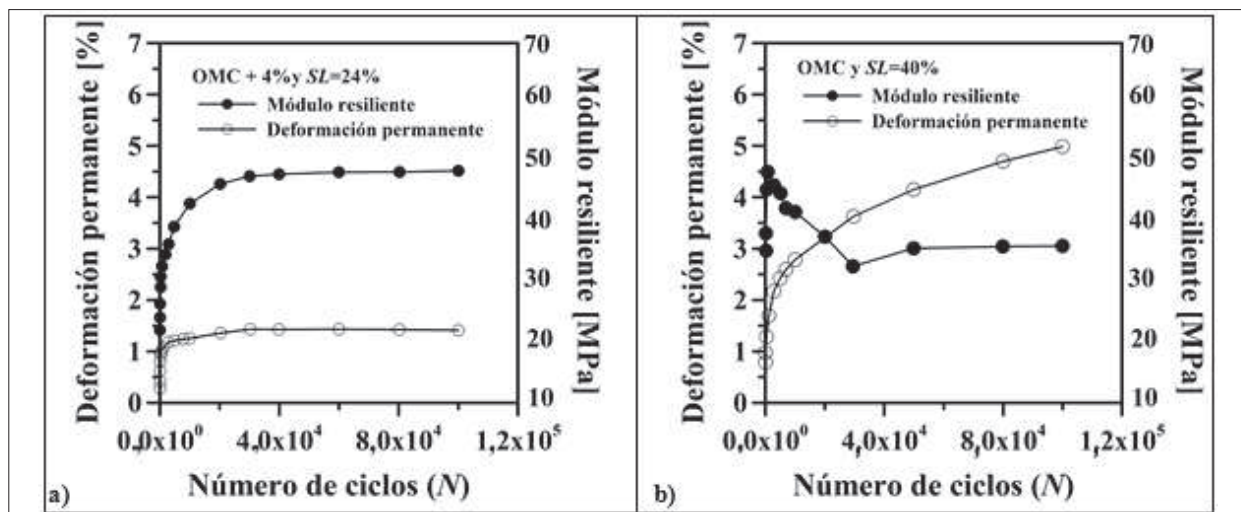


Figura 3. Relación entre la deformación permanente y el módulo resiliente
Fuente: Tomado de [20].

experimenten buenas propiedades resilientes (altos valores de rigidez), ellos pueden experimentar elevada acumulación de deformación.

Yang y Huang [19] utilizaron para realizar ensayos triaxiales cíclicos un suelo tipo A-7-5 y prepararon las muestras con contenidos de agua en OMC (óptimo del Proctor modificado), OMC+2% y OMC+4%. La figura 4 presenta la evolución de la deformación permanente con la humedad y el esfuerzo desviador cuando $N=10^4$. Se observa que la acumulación de este tipo de deformación aumenta cuando se incrementa el contenido de agua en las muestras de arcilla.

Kim y Siddiki [16] reportan la evolución de la resistencia a la compresión confinada de una muestra de arcilla con contenidos de agua en el OMC, en la rama seca y en la húmeda del ensayo Proctor modificado. Se reportó una mayor resistencia de las muestras fabricadas con contenidos de agua en la zona seca seguida por aquellas fabricadas con OMC y las de menor resistencia aquellas fabricadas con contenidos de agua en la rama húmeda. De la misma forma, la acumulación de la deformación permanente bajo carga cíclica fue mayor en las muestras fabricadas con contenidos de agua en la rama húmeda, seguidas por aquellas fabrica-

das con OMC y por ultimo aquellas fabricadas con contenidos de agua en la rama seca. En la rama húmeda el incremento en la deformación fue enorme en comparación con los otros dos estados (OMC y rama seca).

Kung et al. [36] reportan que un aumento en la succión matricial del suelo genera incremento en la resistencia a la deformación permanente, y este incremento varía dependiendo del tipo de suelo.

2.1.3 Influencia de la frecuencia de carga

Efectos viscosos (comportamiento dependiente de la temperatura y la velocidad de carga) sobre las propiedades de arcillas bajo carga estática o monótonica han sido reportados ampliamente en la literatura (p.e., [37-42]). Sin embargo, para evaluar estos efectos bajo cargas cíclicas muy pocas investigaciones han sido desarrolladas. Seed y Chan [43] encontraron que la frecuencia de carga influye en la respuesta de materiales arcillosos cuando el contenido de agua es elevado (figura 5a). Por el contrario, para el caso de muestras con pequeños contenidos de agua la influencia de la frecuencia de carga fue nula (figura 5b). Se observa en la figura 5a que a medida que aumenta la velocidad de car-

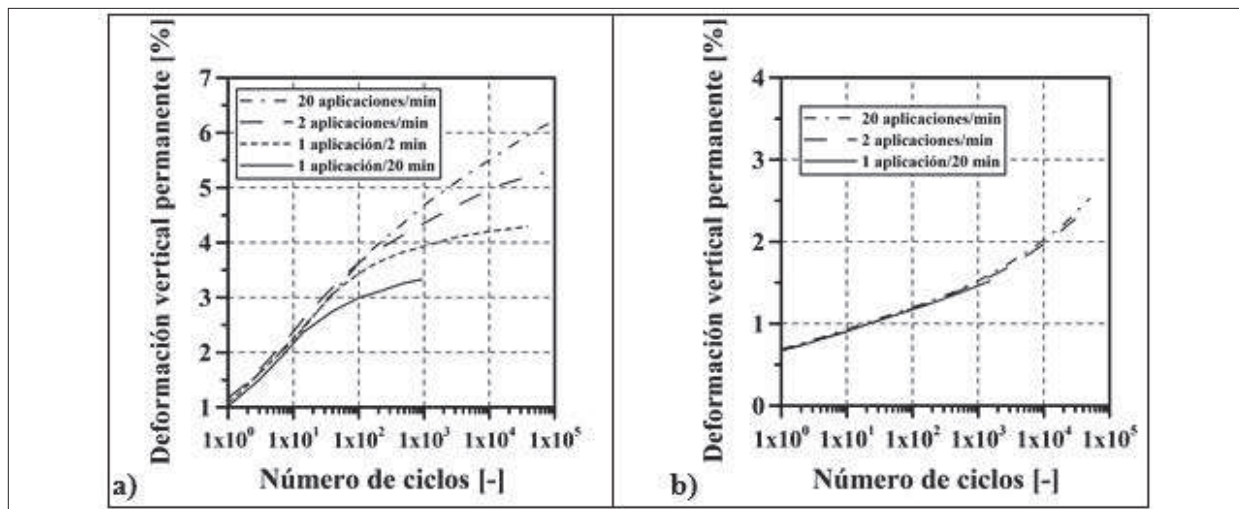


Figura 5. Evolución de la deformación permanente con la frecuencia de carga para una muestra de arcilla saturada al a) 95% y b) 63%

Fuente: Tomado de [43].

ga la resistencia a la deformación permanente disminuye. Este comportamiento es diferente a aquel que experimentan otros materiales con comportamiento viscoso como el asfalto.

Procter y Khaffaf [44] en la figura 6 muestran el efecto de la frecuencia de carga sobre una muestra de arcilla re-moldeada saturada de Derwent. Dicen con base en la figura que un cambio de frecuencia de 1/120 Hz a 1 Hz causa aproximadamente un incremento en τ/C_u de 30% (relación entre el esfuerzo cortante cíclico aplicado para causar una deformación vertical de 5% y la resistencia del material bajo carga monotónica). Al igual que en la figura 5, se observa que al aumentar la velocidad de carga la resistencia a la deformación permanente disminuye.

Liu y Xiao [22] ensayaron bajo carga cíclica en un aparato triaxial muestras de arcilla expansiva tipo CL aplicando frecuencias de carga de 1 y 2 Hz. Ellos también reportaron un incremento en las deformaciones permanentes cuando se aumenta la velocidad de carga.

Hyde [30] realizando ensayos sobre una arcilla saturada fabricada en laboratorio reportó comportamiento viscoelástico cuando fue solicitada bajo carga cíclica. Un comportamiento similar sobre

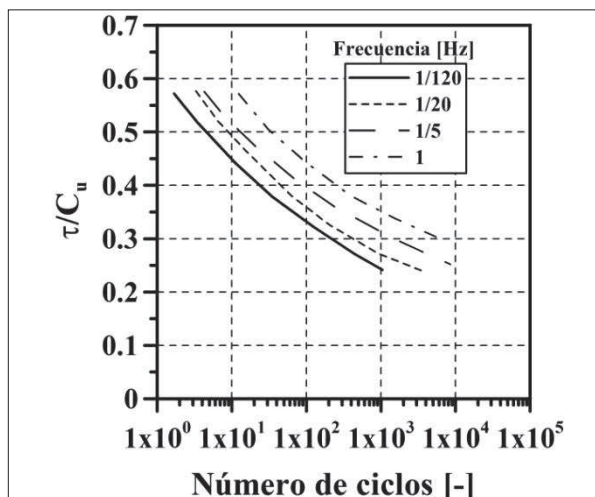


Figura 6. Evolución de la deformación permanente con la frecuencia de carga
Fuente: Tomada de [44]

una muestra arcillosa fue observado años más tarde por Brown et al. [45] y O'reilly et al. [46]. Estos últimos investigadores desarrollaron un modelo matemático basado en la ecuación constitutiva elastoplástica e introdujeron en la misma, expansión del “yield surface” con el fin de tener en cuenta el efecto viscoso bajo carga cíclica que experimentó el material arcilloso.

3. ECUACIONES DE DEFORMACIÓN PERMANENTE

A pesar que la acumulación de la deformación permanente vertical en la subrasante es uno de los criterios de falla más utilizado para el dimensionamiento de estructuras de pavimentos por métodos mecanicistas. Hau y McDowell [47] mencionan que, sobre suelos finos, pocos modelos de evolución de deformación permanente han sido desarrollados y reportados en comparación con aquellos para caracterizar la respuesta resiliente. De acuerdo con Zhao et al. [48], los primeros investigadores que sugirieron el uso de la deformación permanente vertical (e_p) en la subrasante como criterio de falla en pavimentos fueron Kerkhoven y Dorman [49]. Desde ese momento, múltiples ecuaciones empíricas han sido desarrolladas para evaluar este tipo de deformación y algunas de las más utilizadas se enuncian a continuación.

Monismith et al. [50] proponen la ecuación (1), la cual es una de las más utilizadas para predecir la evolución de las deformaciones permanentes en la dirección vertical (e_p) con el número de ciclos de carga (N):

$$\varepsilon_p = aN^b \quad (1)$$

a y b son parámetros de regresión.

Tseng y Lytton [51] proponen la ecuación (2) para suelos de subrasante. Esta ecuación es la recomendada por el MEPDG [1] para predecir deformaciones permanentes:

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \frac{\left[\exp\left(\rho^\beta \times a_1 M_r^{h_1}\right) + \exp\left(\frac{\rho^\beta}{10^7} \times a_2 M_r^{h_2}\right) \right]}{2} \exp\left(\frac{\rho}{N}\right) \quad (2)$$

$$\log \beta = -0,61119 - 0,017638W_c \quad (3)$$

$$\rho = 10^{\rho} \left[\frac{\ln \left(\frac{a_1 M_r^{b_1}}{a_2 M_r^{b_2}} \right)}{1 - (10^{\rho})^{\beta}} \right]^{\frac{1}{\beta}} \quad (4)$$

β , ρ son parámetros de regresión, ε_r es la deformación vertical resiliente, W_c es el contenido de agua en porcentaje y M_r es el módulo resiliente.

Raad y Zeid [17] proponen para magnitudes de esfuerzo pequeños la ecuación (5).

$$q = \frac{\varepsilon_a}{a + b \log N} \quad (5)$$

Cuando los niveles de esfuerzo son elevados proponen la ecuación (6).

$$q = \frac{\varepsilon_a}{a + (b + c \log N)\varepsilon_a} \quad (6)$$

q es la relación entre el esfuerzo desviador aplicado y la resistencia bajo carga monotónica en un ensayo triaxial, ε_a es la deformación axial vertical, a , b , c son parámetros de regresión.

Cheung [26] propuso la ecuación (7) con base en ensayos sobre material de arcilla bajo 10^3 ciclos de carga:

$$\varepsilon_p = A \left(\frac{q_r}{s} \right)^b (\log N + B) \quad (7)$$

q_r es el esfuerzo desviador, s es la succión, N es el número de ciclos de carga y A , b , B son parámetros de regresión. Brown [52] menciona que esta ecuación puede ser utilizada solamente en vías con bajos volúmenes de tránsito.

Muhanna et al. [18] proponen la ecuación (8).

$$\log \left[\Sigma \frac{\varepsilon_p^*}{SL^{7/4} e^3} \right] = 1,3 + 2,476 \frac{w - w_o}{w_o} \quad (8)$$

ε_p^* es la deformación plástica acumulada en el estado Shakedown (valor límite máximo de esfuerzo bajo el cual la respuesta última del material es re-

siliente), SL es el nivel de esfuerzo (relación entre el esfuerzo aplicado y la resistencia monotónica), e es la relación de vacíos, w es el contenido de agua y w_o es el contenido óptimo de agua obtenido del ensayo Proctor.

Zhao et al. [48] modificaron la ecuación (1) con base en un estudio realizado sobre ocho suelos típicos de subrasante en el estado de Arkansas (USA), ver ecuación (9).

$$\varepsilon_p = aN^b = 10^c \left(\frac{\sigma_d}{q_s} \right)^d N^{10^e \left(\frac{\sigma_d}{q_s} \right)^f} \quad (9)$$

σ_d es el esfuerzo desviador, q_s es la resistencia al corte en el estado pico del suelo, c - f son parámetros del material obtenidos por regresión.

Hau y McDowell [47] proponen la ecuación (10) para determinar el espesor necesario que se debe colocar de base granular con el fin de proteger la subrasante y evitar ahuellamiento excesivo durante la fase constructiva del pavimento. Esta ecuación fue establecida con el fin de no permitir un desplazamiento superior en el pavimento de 4cm el cual es el máximo permitido de acuerdo con Powell et al. [53].

$$\log N = \frac{l_g (CBR)^{0,63}}{190} - 0,24 \quad (10)$$

N es el número de ciclos de carga, l_g es el espesor de la capa granular en mm, CBR es la relación de soporte de California y debe ser expresado en porcentaje. Años atrás, Turnbull y Ahlvin [54] habían reportado una ecuación similar (ecuación (11)) para calcular el espesor (t en cm) que se necesita de una estructura de pavimento flexible con el fin de que la subrasante no falle por esfuerzos de corte.

$$t = \alpha \sqrt{\frac{P}{8,1 CBR} - \frac{A}{\pi}} \quad (11)$$

P es la carga en kN, A es el área de contacto en cm^2 y α es un parámetro que dependen del tipo de suelo.

Yang y Huang [19] proponen la ecuación (12) para determinar la evolución de la deformación permanente con el número de ciclos de carga (N):

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{app} N^k \quad (12)$$

ε_{app} es la deformación inicial. Para la determinación de los dos parámetros de la ecuación es necesario tener en cuenta que cambian con el esfuerzo desviador y el contenido de agua. Ecuaciones similares a la ecuación (12) son reportadas ampliamente en la literatura para el caso de materiales granulares gruesos (p.e., [55-56]).

Yang et al. [20] encontraron una relación entre el módulo resiliente y la deformación permanente a través de la ecuación (13)

$$\varepsilon_p = A * SL^B * \left(\frac{M_r}{M_{ri}} \right)^C N^D \quad (13)$$

ε_p es la deformación permanente en porcentaje, SL es la relación entre el esfuerzo cíclico desviador aplicado y el esfuerzo desviador máximo alcanzado por el material en un ensayo triaxial no consolidado no drenado, M_{ri} es el módulo resiliente inicial determinado en los primeros 5-10 ciclos de carga (N) y A, B, C, D son parámetros de regresión.

4. CONCLUSIONES

El principal factor que influye en la generación de la deformación permanente en materiales fino-granulares es la magnitud de las cargas cíclicas. La deformación permanente en un material granular incrementa proporcionalmente cuando se aumenta la magnitud del esfuerzo desviador cíclico y disminuye con el aumento de la presión de confinamiento. Dependiendo de la amplitud del esfuerzo cíclico las capas de subrasante experimentan comportamientos diferentes. Si la carga es pequeña el comportamiento es casi totalmente resiliente. Si esta carga es elevada (cercana 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.

Pocos estudios para evaluar la influencia de la frecuencia de carga sobre el comportamiento elasto-plástico de materiales fino-granulares ha sido realizada. En los estudios consultados se evidencia comportamiento dependiente de la velocidad de carga. En general se reporta un incremento en las deformaciones permanentes conforme aumenta la velocidad de carga.

A pesar que el efecto de la historia de carga sobre la deformación permanente ha sido reconocido, muy pocas investigaciones se han concentrado en esta área. La 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 fino-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 pequeña (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.

Ninguna de las ecuaciones presentadas son capaces 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, frecuencia de carga y grado de compactación.

REFERENCIAS

- [1]. MEPDG, ARA, Inc., ERES Consultants Division, "Guide for the Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures - 2004", NCHRP Project 1-37A, Transportation Research Board, Washington, D.C., www.trb.org/mepdg/. Accessed September 12, 2007.
- [2]. AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials, "Guide for Design of Pavement Structures", Washington, D.C., 1993.
- [3]. IDU - Instituto de Desarrollo Urbano y Universidad de Los Andes, "Manual de Diseño de Pavimentos para Bogotá", Bogotá D.C., Colombia, 2002.
- [4]. INVIAS - Instituto Nacional de Vías, "Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos en Vías con Bajos, Medios y Altos volúmenes de Tránsito", Bogotá D.C., Colombia, 1998.
- [5]. AI - Asphalt Institute, "Research and Development of the Asphalt Institute's Thickness Design Manual", MS - 1, 9th Ed., College Park, Md., 1991.
- [6]. AUSTRROADS, "Pavement Design - A Guide to the Structural Design of Road Pavement", Austroads, Sydney - Australia, 1992.
- [7]. Shell International Petroleum Company, "Shell Pavement Design Manual – Asphalt Pavement and Overlays for Road Traffic", London, U.K., 1978.
- [8]. F. Lekarp, I. Ulf and A.R. Dawson, "State of the art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates", Journal of Transportation Engineering, vol. 126, no. 1, pp. 66-75, 2000.
- [9]. S.F. Brown, "Soil Mechanics in Pavement Engineering", The 36th Rankine Lecture of the British Geotechnical Society, Géotechnique, vol. 46, no. 3, pp. 383-426, 1996.
- [10]. F. Lekarp, I.R. Richardson and A. Dawson, "Influences on Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials". Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, no. 1547, Washington D.C., pp. 68-75, 1996.
- [11]. J. Uzan, "Permanent Deformation of a Granular Base Material", Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, no. 1673, Washington D.C., pp. 89-94, 1999.
- [12]. I.F. Collins and M. Boulbibane, "Geomechanical Analysis of Unbound Pavements Based on Shakedown Theory", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 126, pp. 50-59, 2000.
- [13]. S. Werkmeister, R. Numrich, A. Dawson and F. Wellner, "Deformation Behaviour of Granular Materials under Repeated Dynamic Load", Journal of Environmental Geomechanics – Monte Verità, pp. 215-223, 2002.
- [14]. A.R. Dawson, "Cumulative Damage and its Applicability to Low Volume Road Pavements", presented at the Internationales Kolloquium Prüfung, Bewertung und Bemessung von Straßenbefestigungen, Technische Universität Dresden, April 3-4, 2003.
- [15]. S. Werkmeister, "Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions", PhD thesis, University of Technology, Dresden, 2003.
- [16]. D. Kim and N.Z. Siddiki, "Simplification of Resilient Modulus Testing for Subgrades", Final Report FHWA/IN/JTRP-2005/23, Joint Transportation Research Program, Project No. C-36-52S, School of Civil Engineering, Purdue University, Feb., 2006.
- [17]. L. Raad and B.A. Zeid, "Repeated Load

- Model for Subgrade Soils: Model Development”, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, no. 1278, Washington, D.C., pp. 72-82, 1990.
- [18]. A.S. Muhanna, M.S. Rahman and P.C. Lambe, “Model for Resilient Modulus and Permanent Strain of Subgrade Soils”, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, no. 1619, Washington, D.C., pp. 85-93, 1998.
- [19]. S.-R. Yang and W.-H. Huang, “Permanent Deformation and Critical Stress of Cohesive Soil under Repeated Loading”, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, no. 2016, Washington, D.C., pp. 23-30, 2007.
- [20]. S.-R. Yang, W.-H. Huang and C.-C. Liao, “Correlation Between Resilient Modulus and Plastic Deformation for Cohesive Subgrade Under Repeated Loading”, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, no. 2053, Washington, D.C., pp. 72-79, 2008.
- [21]. A. J. Puppala, S. Saride and Chomtid, S., “Experimental and Modeling Studies of Permanent Strains of Subgrade Soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 135, no. 10, pp. 1379-1389, 2009.
- [22]. J. Liu and J. Xiao, “Experimental Study on the Stability of Railroad Silt Subgrade with Increasing Train Speed”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 136, no. 6, pp. 833-841, 2010.
- [23]. Z.-Y. Guo, Zhang, H.-L, Cong, L. and Q.-J. Gao, “Permanent Deformation of Subgrade Soils”, *Proceedings of Sessions of the 15th U. S. National Congress of Theoretical and Applied Mechanics, Analysis of Asphalt Pavement Materials and Systems: Emerging Methods (GSP 176)*, pp. 156-169, 2006.
- [24]. M.W. Frost, P.R. Fleming and C.D.F. Rogers, “Cyclic Triaxial Tests on Clay Subgrades for Analytical Pavement Design”, *Journal of transportation Engineering*, vol. 130, no. 3, pp. 378-386, 2004.
- [25]. S.F. Brown and A.R. Dawson, “Two Stage Mechanistic Approach to Asphalt Pavement Design”, *Proc., 7th Int. Conf. on Asphalt Pavements*, vol. 1, International Society for Asphalt Pavements, Univ. of Nottingham, Nottingham, U.K., pp. 16-34, 1992.
- [26]. L.W. Cheung, “Laboratory Assessment of Pavement Foundation Materials”, PhD thesis, Univ. of Nottingham, Nottingham, U.K., 1994.
- [27]. G.P. Raymond, P.N. Gaskin and F.Y. Addo-abedi, “Repeated Compressive Loading of Leda Clay”, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 16, no. 1, pp. 1-10, 1979.
- [28]. C.L. Monismith, N. Ogawa and C.R. Free-me, “Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils due to Repeated Loading”, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, no. 537, Washington, D.C., pp. 1-17, 1975.
- [29]. A.S. Muhanna, “A Testing Procedure and a Model for Resilient Modulus and Accumulated Plastic Strain of Cohesive Subgrade Soils”, PhD thesis, North Carolina State University, Raleigh, 1994.
- [30]. A.F.L. Hyde, “Repeated load triaxial testing of soils”, PhD. thesis, Univ. of Nottingham, Nottingham, U.K., 1974.
- [31]. R.P. Elliott, N. Dennis and Y. Qiu, “Permanent Deformation of Subgrade Soils, Phase II: Repeated Load Testing of Four Soils”, Report No. MBTC FR-1089, Final Report, National Technical Information Service, Springfield, VA, pp. 1-85, 1999.
- [32]. K. Majidzadeh, F. Bayomi and S. Khedr, “Rutting Evaluation of Subgrade Soils in Ohio”, *Transportation Research Record:*

- Journal of the Transportation Research Board, Washington, D.C., no. 671, pp. 75-84, 1978.
- [33]. S.-R. Yang, W.-H. Huang and Y.-T. Tai, "Variation of Resilient Modulus with Soil Suction for Compacted Subgrade Soils", *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Washington, D.C., no. 1913, pp. 99-106, 2005.
- [34]. A.J. Puppala, L.N. Mohammad and A. Alen, "Permanent Deformation Characterization of Subgrade Soils From RLT Test," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 11, no. 4, pp. 274-282, 1999.
- [35]. P. Ullditz, "Mathematical Model for Pavement Performance under Moving Wheel Load", *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, no. 1384, Washington, D.C., pp. 94-99, 1993.
- [36]. J.H.S. Kung, H.-D. Lin, S.-J. Yang and W.-H. Huang, "Resilient Modulus and Plastic Strain of Unsaturated Cohesive Subgrade Soils", *Unsaturated Soils 2006*, ASCE, pp. 541-552, 2006.
- [37]. A.M. Richardson and R.V. Whitman, "Effect of Strain-Rate upon Undrained Shear Resistance of a Saturated Remoulded Fat Clay", *Géotechnique*, vol. 13, no. 4, pp. 310-324, 1963.
- [38]. M. Topolnicki, G. Gudehus and B.K. Mazurkiewicz, "Observed Stress-Strain Behaviour of Remoulded Saturated Clay under Plane Strain Conditions", *Géotechnique*, vol. 40, no. 2, pp. 155-187, 1990.
- [39]. A. Niemunis and S. Krieg, "Viscous Behaviour of Soil under Oedometric Conditions", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 33, no. 1, pp. 159-168, 1996.
- [40]. A. Fodil, W. Aloulou and P.Y. Hicher, "Viscoplastic Behaviour of Soft Clay", *Géotechnique*, vol. 47, no. 3, pp. 581-591, 1997.
- [41]. T. Enomoto, F. Tatsuoka, M. Shishime, S. Kawabe and H. Di Benedetto, "Viscous Property of Granular Material in Drained Triaxial Compression", *Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis*, part 5, vol. 146, pp. 383-397, 2007.
- [42]. B.C. Hawlader, B. Muhunthan and G. Lmai, "Viscosity Effects on One-Dimensional Consolidation of Clay", *ECI-281A – Advance Soil Mechanics Term – Project*, University of California, 16 pp., 2003.
- [43]. H.B. Seed and C.K. Chan, "Effect of Stress History and Frequency of Stress Application on Deformation of Clay Subgrades under Repeated Loading", *Proc., Highway Research Record*, vol. 37, Highway Research Board, Washington, D.C., pp. 555-575, 1958.
- [44]. D.C. Procter and J.H. Khaffaf, "Cyclic Triaxial Tests on Remoulded Clays", *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 110, no. 10, pp. 1431-1445, 1984.
- [45]. S.F. Brown, S.C. Loach and M.P. O'Reilly, "Repeated Loading of Fine Grained Soils", *Contractor Report 72*, Transportation Research Laboratory, 1987.
- [46]. M.P. O'Reilly, S.F. Brown and R.F. Overy, "Viscous Effects Observed in Tests on an Anisotropically Normally Consolidated Silty Clay", *Géotechnique*, vol. 39, no. 1, pp. 153-158, 1989.
- [47]. K.W. Hau and G.R. McDowell, "Evaluating Permissible Subgrade Rut Depth in Pavement Design", *Geotechnical Engineering*, 158, *Proc. of the Inst. of Civil Eng.*, pp. 45-56, 2005.
- [48]. Y. Zhao, N.D. Dennis and R.P. Elliot, "Prediction of Subgrade Permanent Strain using Simple Soil Properties", *Geotechnical Engineering for Transportation Projects*, GSP 126, *Proceedings of GeoTrans 2004*, pp. 1076-1085, 2004.
- [49]. R.E. Kekhoven and G.M. Dorman, "Some

- Considerations on the Californian Bearing Ratio Method for the Design of Flexible Pavements”, Shell Bitumen Monograph No. 1, 1953.
- [50]. C.L. Monismith, N. Ogawa and C.R. Freeme, “Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils due to Repeated Loading”, TRB 537, Washington D.C., pp. 1-17, 1975.
- [51]. K.-H. Tseng and R.L. Lytton, “Prediction of Permanent Deformation in Flexible Pavement Materials, Implication of Aggregates in the Design, Construction, and Performance of Flexible Pavements”, ASTM STP 1016, ASTM, Philadelphia, PA, pp. 154-172, 1989.
- [52]. S.F. Brown, “Soil Mechanics in Pavement Engineering”, The 36th Rankine Lecture of the British Geotechnical Society, Géotechnique, vol. 46, no. 3, pp. 383-426, 1996.
- [53]. W.D. Powell, J.F. Potter, H.C. Mayhew and M.E. Nunn, “The Structural Design of Bituminous Roads”, Transportation and Road Research Laboratory, Crowthorne, TRRL Laboratory Report 1132, 1984.
- [54]. W.J. Turnbull and R.C. Ahlvin, “Mathematical Expression of the CBR (California Bearing Ratio) Relations”, presented at Proceedings Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1957.
- [55]. H.A. Rondón, “Comportamiento de un Material Granular no Tratado en Ensayos Triaxiales Cíclicos con Presión de Confinamiento Constante (PCC) y Variable (PCV)”, PhD tesis, Universidad de los Andes, Bogotá D.C. (Colombia), 2008.
- [56]. F. Lekarp, I. Ulf and A.R. Dawson, “State of the art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates”, Journal of Transportation Engineering, vol. 126, no. 1, pp. 76-83, 2000.