

Actualidad del Diseño de Muros de Suelo Reforzado Análisis Comparativo Entre La FHWA NHI-10-024 (USA), BS 8006 (Gran Bretaña) and EBGEO (Alemania)

Comparative analysis between three different methodologies for design of MSE walls: FHWA NHI-10-024, BS 8006 and EBGEO

Alex Galindo Mondragón^{1*}

Palabras clave

muro MSE;
geomalla;
diseño;
coeficientes parciales;
FHWA;
BS;
EBGEO;

Sumario

Se ha realizado una comparación profunda entre tres de las metodologías más aplicadas en todo el mundo para el diseño de este tipo de estructuras térreas utilizando coeficientes parciales. (Galindo, 2012). En el estudio, se analizan casi todos los estados límite involucrados tanto en el análisis externo como interno. Las metodologías en estudio son la FHWA NHI-10-024 (2009), BS-8006 (2010) y EBGEO (2010), de los Estados Unidos, Gran Bretaña y Alemania, respectivamente. Como un complemento del análisis, se presentan los resultados de dos ejemplos desarrollados con las tres metodologías, lo que demuestra que existe una tendencia a un diseño más conservador para EBGEO y BS 8006, en comparación con la FHWA.

Keywords

MSE wall;
geogrids;
design;
partial factors;
FHWA;
BS;
EBGEO;

Abstract

This document reflects the current practice for design of MSE walls using Partial coefficients. A deep comparison between three of the most applied methodologies around the world for the design of this type of structures has been done (Galindo, 2012). In the study, almost all the limit states involved in an external and internal analysis were analyzed. The methodologies under study are the FHWA NHI-10-024 (2009), BS-8006 (2010) and EBGEO (2010) used in United States, Great Britain and Germany, respectively. Like a complement of the analysis, the results of two examples developed with the three methodologies are presented, showing that exist a tendency to a more conservative wall design for EBGEO and BS 8006 in comparison with FHWA.

1. INTRODUCCIÓN

Los muros de tierra mecánicamente estabilizada (muros MSE, por sus siglas en inglés), consisten en un relleno de tierra construido y compactado en capas delgadas de tierra, reforzada con elementos metálicos discretos o geosintéticos que aportan resistencia a la tracción al suelo, la cual éste carece por sí mismo. Además, para evitar daños por erosión, los muros MSE son construidos con un tipo específico de fachada (por ejemplo, bloques de mampostería, paneles de concreto, envolturas de geomalla y geotextil, etc.) cuyas exigencias suelen depender de los requerimientos estéticos de un proyecto específico.

El objetivo principal de este artículo es mostrar los resultados de una comparación efectuada entre tres diferentes metodologías de diseño de muros MSE. Estas son la FHWA-NHI-10-024, BS-2006 y EBGEO, que corresponden a EE.UU., Gran Bretaña y Alemania, respectivamente. Sin embargo, de acuerdo con Galindo, A. (2012) se conoce que estas metodologías son material de consulta permanente por parte de los ingenieros de muchos otros países, principalmente en América Central, América del Sur y algunos países de Europa, España como ejemplo.

1.1. Principales Elementos de un Muro Mecánicamente Estabilizado (MSE)

1.1.1. El Suelo

En el diseño de muros MSE, es muy importante identificar tres tipos diferentes de suelos. Estos son: el suelo retenido, el suelo o relleno reforzado y los suelos de cimentación. Para el suelo reforzado, las tres metodologías en estudio recomiendan, en primer instante, el uso de un material granular. Pero todas estas reconocen que se pueden utilizar otros tipos de suelos, de peores propiedades geotécnicas (incluso los denominados como marginales), con algunas restricciones y requisitos que pueden exigir medidas de drenaje adicionales y/o soluciones de las denominadas como “encapsuladas”, cuyo fin principal es mantener seca, en todo momento, la masa de relleno reforzado. Estos aspectos, de forma más detallada, se pueden ver en los textos: FHWA (2009), BS-8006 (2010) y EBGEO (2010).

1.1.2. Tipo de Refuerzo

Este documento y los ejemplos resueltos han sido desarrollados para el diseño de muros MSE utilizando

* Corresponding author: alexgalindom@gmail.com

¹ ICA Inversiones S. de R. L. Tegucigalpa, Honduras.

materiales geosintéticos, específicamente geomallas unidireccionales de compuestos poliméricos (PEAD, PP, PET) y todos los aspectos aquí presentados han de entenderse de esta manera. Sin embargo, las principales diferencias entre las tres metodologías analizadas no están influenciadas por el uso de diferentes tipos de refuerzo extensible.

2. DISEÑO DE MUROS MSE UTILIZANDO COEFICIENTES PARCIALES

El diseño de muros MSE se ha basado tradicionalmente en el diseño por función o Diseño por Esfuerzo Permisible (ASD, por sus siglas en inglés), enfoque que es ampliamente aceptado en Ingeniería Geotécnica. Sin embargo, Koerner (2007) estableció que en el futuro, el diseño de los muros MSE estaría regido por la aplicación de los factores de carga y resistencia (o coeficientes parciales), enfoque ampliamente aceptado en la práctica pasada y actual, de la Ingeniería Estructural.

Ambos enfoques de diseño descritos anteriormente se basan en el análisis de esfuerzos límites, utilizando métodos de equilibrio límite. Sin embargo, el cambio más importante entre ambos es que, en lugar de utilizar los factores de seguridad globales, se aplican coeficientes parciales de carga y resistencia. La mejora está en la forma en que las cargas y resistencias se incorporan en el diseño, porque la incertidumbre se aplica de una manera independiente y los niveles de fiabilidad son más altos de acuerdo a lo establecido por las metodologías en estudio. (FHWA, 2009). Este trabajo se centra en este “nuevo” enfoque. Cabe señalar que, las partes principales de las metodologías tradicionales permanecen intactas en cuanto al análisis de los tipos de falla por estabilidad externa e interna.

2.1. Estabilidad Externa e Interna

Para los cálculos de estabilidad externa se considera que la estructura actúa como un muro de gravedad. Se trata principalmente de la estimación de la cimentación para el muro, procedimiento similar al cálculo de un muro convencional.

Por otro lado, con el análisis interno el proyectista garantiza que el muro será capaz de actuar como una estructura monolítica y estará preparado para resistir la rotura o la extracción de todas las capas de refuerzo en el interior del suelo reforzado, debido a la fuerza de tracción que actúa en el refuerzo y a la suficiente longitud de empotramiento disponible en la capa de refuerzo j en profundidad. Es decir, en esta parte del diseño se establecen el número, el tipo y la separación de los refuerzos en función de la altura del muro.

2.2. Estabilidad Global

Consiste en la revisión de los factores de seguridad de todas las superficies de deslizamiento potenciales (circulares, traslacionales o compuestas) que pueden ocurrir detrás o a través de la zona de relleno reforzado, independientemente de que se haya garantizado su estabilidad externa e interna, para finalmente determinar la superficie de deslizamiento crítica que ofrece el mínimo factor de seguridad al deslizamiento.

3. DISEÑO CON LA NORMA FHWA-NHI-10-024 (2009)

La Administración Federal de Carreteras (FHWA, por sus siglas en inglés) y el Instituto Nacional de Vialidad (NHI, por sus

siglas en inglés) de los Estados Unidos de América desarrollaron la metodología FHWA NHI-10-024 (FHWA, 2009) como una guía para el diseño y construcción de muros MSE utilizando el enfoque de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

3.1. Estabilidad Externa e Interna

Para la estabilidad externa, los estados de esfuerzo límite que deben ser evaluados son: deslizamiento por la base, excentricidad de la carga y capacidad portante. La resistencia al deslizamiento a través de la base del muro se debe evaluar utilizando el mismo procedimiento que se utiliza para zapatas corridas apoyadas en suelos (AASHTO, 2007). La excentricidad se mide como la diferencia de la sumatoria de momentos desestabilizadores y la sumatoria de momentos resistentes dividido entre la sumatoria de fuerzas verticales. La excentricidad se considera aceptable si la localización de la fuerza resultante en la base está dentro del medio de la mitad de la longitud del refuerzo ($L/4$) para cimentaciones en suelos y dentro del medio de tres cuartos de la longitud del refuerzo ($3/8 L$) cimentaciones en roca. Finalmente, existen dos tipos de fallo por capacidad portante: rotura general por esfuerzo cortante y rotura local. Que se presente un tipo u otro de rotura depende de las características físicas y mecánicas del suelo de cimentación. Ver la tabla 1 para su evaluación.

Por otra parte, para la estabilidad interna, los estados de esfuerzo límite que tienen que ser evaluados son: resistencia a la tracción y resistencia al arrancamiento de refuerzo, la resistencia estructural de las conexiones y el paramento. Pero, para el alcance del presente artículo, la resistencia a la tracción y la resistencia al arrancamiento serán los temas más importantes a tratar en el análisis de estabilidad interna. Para más detalles de la conexiones y paramentos ir a FHWA (2009).

Se debe calcular la resistencia minorada del refuerzo T_r para determinar si éste es capaz de resistir la carga horizontal de tracción sin llegar a romperse. Ver la tabla 1 para su evaluación. Para cada capa de refuerzo se debe garantizar una longitud mínima de empotramiento L_e según el esfuerzo máximo mayorado $T_{m\acute{a}x}$ que actúa sobre la capa.

3.2. Resistencia Permisible a la Tracción

Para el cálculo de la resistencia permisible a la tracción de acuerdo a la FHWA (2009) se debe usar la siguiente ecuación:

$$T_r = \frac{T_{ult}}{FS_{DDI}FS_{CR}FS_D} \cdot \phi \quad [1]$$

Donde T_{ult} es la resistencia última a la tracción en la capa de refuerzo (obtenida mediante ensayo de laboratorio), FS_{DDI} , FS_{CR} , FS_D son los factores de reducción por daño en la instalación, por deformación a largo plazo (creep), y durabilidad respectivamente (Típicamente proporcionados por el fabricante) y $\phi = 0,90$ es el factor de resistencia parcial para la resistencia a la tracción del refuerzo.

3.3. Resistencia al Arrancamiento

La resistencia al arrancamiento se evalúa a través de la estimación de la longitud de empotramiento requerida (L_{ereq}) para asegurar que el refuerzo no será extraído del

suelo. De acuerdo con la FHWA (2009) se tiene que verificar la siguiente evaluación:

$$L_e \geq \frac{T_{MAX}}{\phi F^* \alpha \sigma_V C R_C} \geq 1m \quad [2]$$

Donde T_{MAX} es la resistencia a la tracción máxima en la capa de refuerzo j ; $\phi = 0,90$ es el factor de resistencia parcial para el cálculo del arrancamiento; $F^* = 0,67 * \tan \phi'_r$ factor de resistencia al arrancamiento; donde ϕ'_r es el ángulo pico de fricción interna; α es un factor de escala (0,8 para geomallas); σ_V es la presión vertical sin mayorar en la capa j ; $C=2$ para geomallas y refuerzos de tiras geosintéticas (fricción en ambas caras) y R_c (b/S_H) es el ratio de cobertura de la geomalla. Por ejemplo: 100% si las geomallas se colocan una junto a la otra sin espaciamiento (figura 1).

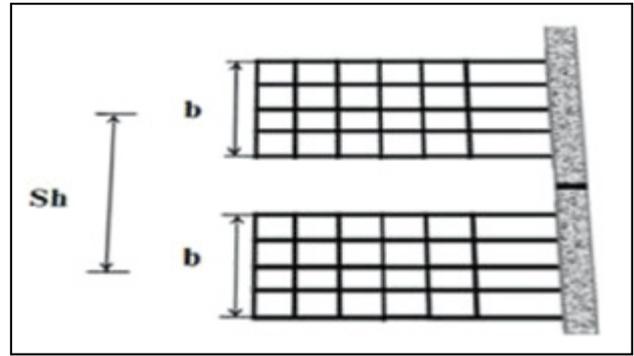


Figura 1. Coeficiente de cobertura b/S_H para refuerzos geosintéticos (Adaptado de FHWA, 2009).

Los aspectos más relevantes de esta metodología se presentan y se describen en la tabla 1.

Tabla 1. Diseño de Muros MSE con la Metodología FHWA NHI-10-024 (2009)

Aspecto de diseño	Descripción	Aspecto de diseño	Descripción
Metodología de Diseño	Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Consiste en el diseño por estados límite aplicando coeficientes parciales. Tanto los estados límite de resistencia como estados límite de servicio. De acuerdo esta metodología para la mayoría de los diseños de un muro MSE estos dos estados controlan el diseño. Sin embargo, en caso de eventos sísmicos de gran magnitud, quizá los estados límite extremos puedan condicionarlo.	Capacidad portante ⁴	Para el cálculo de la capacidad portante: $q_n = c_f N_c + 0.5 L' \gamma_f N_\gamma$ Donde N_c y N_γ son los coeficientes de capacidad portante para el aporte de la cohesión y el aporte del ancho de la cimentación del muro, respectivamente. c_f es la cohesión del terreno de fundación, γ_f es el peso volumétrico del suelo de fundación.
Geometría ¹	La longitud mínima requerida es 0.70 H, donde H es la altura geométrica total.	Carga Máxima a la Tracción	Las cargas máximas de tracción en la capa j en profundidad, se estiman utilizando la teoría de empuje de Coulomb, considerando un muro sin fricción, actuando en el refuerzo considerando una geometría sin pendientes en coronación ($\beta = 0^\circ$) y aplicando la presión en un área de influencia distribuida.
Empotramiento del Muro	Se requiere y se puede considerar o no en la resistencia pasiva al pie del muro.	Línea de tracción máxima	Esta línea está definida por la superficie interna potencial de deslizamiento. Para la FHWA, la línea de ruptura de la cuña activa se localiza en $(45 + \Phi/2)$ de la horizontal y se utiliza para evaluar la resistencia del refuerzo al arrancamiento.
Parámetros de suelo reforzado	La resistencia del suelo se basa en los valores de resistencia pico.	Longitud Activa	Se calcula geoméricamente utilizando la línea de tracción máxima predefinida.
Cargas ²	Se establecen cuatro combinaciones diferentes. Resistencia I, Servicio I, Evento Extremo I, Evento Extremo II. Para casi todos los casos, el Estado de Resistencia Límite I y el Estado de Servicio Límite I, gobiernan el diseño.	Longitud Pasiva Requerida	L_e se calcula como $L_e = L - L_a$, y debe ser comparada con L_{ereq} $L_e \geq \frac{T_{MAX}}{\phi F^* \alpha \sigma_V C R_C} \geq 1m$
Deslizamiento por la base	La evaluación más simple al deslizamiento en la base (contacto suelo-suelo) se evalúa mediante la relación $P_d \leq \phi_r \cdot R_V \cdot 1 \cdot \tan \phi'_f$. Donde P_d es el empuje mayorado que actúa sobre el muro; $\mu = 1 \cdot \tan \phi'_f$ es el coeficiente de fricción, ϕ_r = factor de reducción de resistencia, R_V = carga vertical en la cimentación, ϕ'_f = ángulo de fricción del suelo de cimentación.	Resistencia de Diseño a la Tracción	$T_r = \frac{T_{ult}}{F S_{DD1} F S_{CR} F S_D} \cdot \phi$
Excentricidad de la Carga ³	Define dos tipos diferentes de excentricidad, e and e_b , para la evaluación de la excentricidad de carga y análisis de la capacidad de portante respectivamente.	Factores Parciales	En Galindo, A. (2012) pueden encontrarse todas las tablas con los valores de los factores parciales que afectan tanto a las acciones como a la resistencia.

¹ [Geometría. La longitud del refuerzo puede variar entre 0,7 H a 1,20 H, a causa de las malas condiciones de los suelos de la cimentación o geometrías complejas de los muros MSE.]

² [Cargas. En general, se aplican factores parciales mínimos γ_{p-MIN} a las acciones permanentes que tienden a aumentar la estabilidad y γ_{p-MAX} a las acciones que tienden a disminuir la estabilidad en el análisis. Sólo para analizar la resistencia a la tracción, γ_{p-MAX} se aplica tanto a las cargas permanentes como a las cargas variables.] En Galindo, A. (2012) pueden encontrarse las tablas completas de los coeficientes parciales.

³ [Excentricidad de la carga. Esta metodología es la única de las tres metodologías de diseño que desarrolla un procedimiento específico y detallado para el cálculo las excentricidades.]

⁴ [Capacidad portante. La presión vertical máxima en la base se estima utilizando la teoría de Meyerhof, en la cual, esta presión es aplicada en un área $L' = L - 2e_b$. De acuerdo a la FHWA la inclinación de carga está considerada de forma implícita en esta formulación.]

4. DISEÑO CON LA NORMA BS-8006 (2010)

La British Standard (BS) ha desarrollado la BS 8006 (2010) para el diseño y construcción de muros MSE utilizando el enfoque del Diseño por Estado Límite (LSD, por sus siglas en inglés), que consiste en la aplicación de los coeficientes parciales de carga y resistencia como las propuestas de diseño de la FHWA (2009) y EBGE0 (2010).

4.1. Estabilidad Externa e Interna

Para la estabilidad externa, los estados límite de resistencia que tienen que ser evaluados son: Deslizamiento (estado límite último, ULS), capacidad portante e inclinación (ULS), la estabilidad global (ULS), asentamiento (estado límite de servicio, SLS). Por otra parte, para la estabilidad interna, dentro de los estados límites últimos que deben ser evaluados están: resistencia a la tracción del refuerzo, resistencia al arrancamiento o análisis

Tabla 2. Diseño de Muros MSE con BS-8006 (2010)

Aspecto de diseño	Descripción	Aspecto de diseño	Descripción
Metodología de Diseño	Estado límite de diseño (DLS) utilizando factores parciales. El Estados Límite Último (ULS) y el Estado Límite de Servicio (SLS) tienen que ser analizados. De acuerdo con la FHWA NHI-10-024 (2009) este enfoque es bastante similar al LRFD.	Capacidad portante ⁴	Para el cálculo de la capacidad portante: $q_n = c_f N_c + 0.5L' \gamma_f N_\gamma$ Donde N_c y N_γ son los coeficientes de capacidad portante para el aporte de la cohesión y el aporte del ancho de la cimentación del muro, respectivamente. c_f es la cohesión del terreno de fundación, γ_f es el peso volumétrico del suelo de fundación.
Geometría ¹	La longitud de refuerzo mínima requerida es de 0,70 H, donde H es la altura mecánica total, no la altura geométrica. Este concepto de altura mecánica es un nuevo concepto y se define por la altura que resulta de la proyección de la Arctan (0.30).	Carga Máxima a la Tracción	Para estimar la carga máxima de tracción que actúa en la capa de refuerzo, se utiliza la teoría de distribución de carga vertical de Meyerhof (ver capacidad portante) a través de la profundidad en el muro.
Empotramiento del Muro	Se requiere y se puede considerar o no en la resistencia pasiva.	Línea de tracción máxima	Para los cálculos de arrancamiento, esta línea se define por la posible superficie interna de deslizamiento. Según la BS, la línea de la ruptura de la cuña activa se localiza a $45 + \Phi / 2$ de la horizontal. Esta línea se utiliza para evaluar la resistencia al arrancamiento de la capa de refuerzo j.
Parámetros de suelo reforzado	La resistencia del suelo se basa en los valores de resistencia pico.	Longitud Activa	Tabla 1, FHWA (2009).
Cargas ²	Se establecen tres diferentes combinaciones de acciones. Combinación A, Combinación B y Combinación C. En la mayoría de los casos de aplicación las dos primeras combinaciones A y B son suficientes para evaluar los estados límite de un muro MSE. La combinación A considera la mayoración de todas las acciones, con esta combinación se determina la tensión máxima actuante en cada capa de refuerzo y por tanto condicionará la resistencia a la rotura y resistencia al deslizamiento. La combinación B considera sólo la mayoración de las acciones desestabilizadoras. Se utiliza para el cálculo de la resistencia al deslizamiento, la resistencia al arrancamiento de los refuerzos. La combinación C considera las cargas sin mayoración de las acciones permanentes. Se utiliza para evaluar la capacidad portante y estado límite de servicio.	Longitud Pasiva Requerida	L_{ej} se calcula como $L_{ej} = L - L_a$ y debe ser comparada con L_{ereq} . $L_{ej} \geq \frac{T_j f_p f_n}{2\mu(f_{fs} \gamma_1 h_j + f_r w_s + f_q * qL)}$
Deslizamiento por la base	La manera más simple para evaluar el deslizamiento en la base: $R_H \leq \phi_r \cdot R_v \cdot \tan \phi'_f \cdot \frac{1}{f_s}$ Donde $\mu = \tan \phi'_f \cdot \frac{1}{f_s}$ muestra que la metodología BS es más conservadora que la evaluación de la FHWA y EBGE0.	Resistencia de Diseño a la Tracción	$T_{Dfinal} = \frac{T_{char}}{RF_{CR} RF_{ID} RF_W RF_{CH} f_s} \cdot \frac{1}{f_n}$ La BS introduce el concepto de factor parcial por razones económicas f_n .
Excentricidad de la Carga ³	BS-8006 solamente define la excentricidad e para evaluar la capacidad portante.	Factores Parciales	Galindo, A. (2012)

¹ [Geometría. La longitud del refuerzo está definida por el concepto de altura mecánica por tanto; las longitudes preliminares de muros MSE diseñados según BS 8006 tenderán a ser mayores que la FHWA y EBGE0, excepto en la geometría más simple (p. e., muros con superficie horizontal en coronación).]

² [Cargas. En general, los factores parciales mínimos $f = 1.00$ se aplican a las acciones permanentes que tienden a aumentar la estabilidad y los factores parciales máximos se aplican a las acciones que tienden a disminuir la estabilidad en el análisis. Este enfoque es bastante similar a la FHWA (2009). Para el cálculo de empuje al deslizamiento y la excentricidad, se considera un ángulo de fricción del suelo-suelo de $\beta = 0$; β equivale al δ en la FHWA (2009). (Método de cuña anclada para refuerzos geosintéticos.)] En Galindo, A. (2012) pueden encontrarse las tablas completas de los coeficientes parciales.

³ [Carga excéntrica. En este método no se desarrolla un procedimiento detallado para calcular la excentricidad; el diseñador queda en libertad de aplicar criterios de evaluación independientes lo que conllevará a obtener diferentes valores entre diferentes proyectistas.]

⁴ [Capacidad portante. Ver el comentario de la FHWA (2009) sobre este tema.]

de posibles superficies de deslizamiento de cuña, como una alternativa.

4.2. Resistencia a la Tracción permisible

De acuerdo con la BS-8006 (2010) para el cálculo de la resistencia a la tracción se utiliza la siguiente ecuación:

$$T_{Dfinal} = \frac{T_{char}}{RF_{CR}RF_{ID}RF_WRF_{CH}f_s} \cdot \frac{1}{f_n} \quad [3]$$

Donde T_{char} es la Resistencia a la tracción característica obtenida a través de prueba de tracción de tira ancha en laboratorio; RF_{CR} , RF_{ID} , RF_W , RF_{CH} son los factores de reducción por deformación por esfuerzo sostenido a largo plazo (creep), daño en la instalación, durabilidad y ataque químico, respectivamente (dados por el fabricante). Por otra parte, f_s ($f_s=1$ para geosintéticos) y f_n ($f_n=1,1$ para los ejemplos bajo análisis), son los factores de extrapolación de datos y el coeficiente de resistencia parcial de los factores económicos, respectivamente.

4.3. Resistencia al Arrancamiento

La resistencia al arrancamiento se evalúa a través de la estimación de la longitud de empotramiento requerido (L_{ereq}) para asegurar que el refuerzo no será extraído de la masa de suelo reforzado. Por tanto se debe garantizar una longitud de empotramiento (L_{ej}) mayor que la longitud de empotramiento requerida por el cálculo (L_{ereq}). Realizar la siguiente comprobación:

$$L_{ej} \geq \frac{T_j f_p f_n}{2 \mu (f_{is} \gamma_1 h_j + f_r w_s + f_q * qL)} \quad [4]$$

Donde T_j es la fuerza de tracción máxima en la capa de refuerzo j para una combinación de carga A o B específica; f_{is} ($f_{is}=1,5$) es el factor parcial máximo para cargas permanentes (p.e., el peso propio); f_r ($f_r=1,5$) es el factor parcial máximo por carga muerta de las combinaciones A o B; es la sobrecarga debida al peso muerto sobre el muro (p. e., pendiente infinita); f_q ($f_q=1,5$) es el factor parcial máximo por cargas externas; es la profundidad de la capa j de refuerzo a través de la altura del muro; f_p ($f_p=1,3$) es el factor parcial por arrancamiento; f_n ($f_n=1,1$) es un factor parcial único debido a razones económicas utilizado solamente por BS; μ es la fricción en la superficie del refuerzo del suelo; equivalente al factor de resistencia al arrancamiento F^* de la FHWA (2009); que fue descrito en la sección 3.3; γ_1 es el peso volumétrico del suelo de relleno; q la sobrecarga debida a la carga muerta; L el ancho donde actúa la carga muerta; el producto entre $q \cdot L$ es w_s que es la fuerza vertical establecida por la BS (2006) debido al peso muerto sobre el muro. Los aspectos más relevantes de esta metodología se detallan en la tabla 2.

5. DISEÑO CON LA NORMA EB GEO (2010)

La Sociedad Alemana de Mecánica de Suelos ha desarrollado las "Recomendaciones para el Diseño y Análisis de Estructuras de Tierra utilizando Refuerzos Geosintéticos" (EBGEO, 2010) para el diseño y construcción de

muros MSE, utilizando el enfoque del Estado Límite de Diseño (LSD). Este método radica en la aplicación de factores parciales de cargas y resistencias, que consiste en la aplicación de dichos factores como los enfoques de diseño de la FHWA (2009) y BS-8006 (2010).

5.1. Estabilidad Externa e Interna

La norma EBGEO no establece una separación clara sobre cuáles son los análisis externos e internos a realizar. Pero estos pueden ser inferidos. Para la estabilidad externa, los estados de esfuerzo límite que deben ser evaluados son: Deslizamiento (STR), capacidad portante (STR), excentricidad (EQU) y estabilidad global (GEO). Por otro lado, la estabilidad interna implica la estimación de la fuerza de resistencia de diseño del refuerzo R_d , tomada su magnitud como la de menor valor entre la resistencia a la tracción del refuerzo R_{Bd} (STR) y la resistencia al arrancamiento del refuerzo R_{Ad} (GEO), para asegurar la estabilidad de todas las posibles cuñas de deslizamiento que pueden ocurrir en diferentes ángulos (θ) a través del suelo reforzado.

5.2. Resistencia a la Tracción Permisible

Para el cálculo de la Resistencia a la tracción permisible de acuerdo a EBGEO (2010) se utiliza la siguiente ecuación:

$$R_{B,d} = \frac{R_{B,k0}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5 \cdot \gamma_M} \quad [5]$$

Donde $R_{B,k0}$ es la resistencia a la tracción de tira ancha (prueba de laboratorio), A_1 , A_2 , A_3 , A_4 y A_5 son los factores de reducción por deformación por esfuerzo sostenido a largo plazo (creep), daño en la instalación, resistencia de las conexiones, degradación química y biológica y acciones dinámicas de impacto, respectivamente (dados por el fabricante); y γ_M (usar $\gamma_M=1,4$) es el coeficiente parcial de seguridad para la resistencia estructural de refuerzos flexibles.

5.3. Resistencia al Arrancamiento

Se puede observar que en los planteamientos de la FHWA y BS, se debe calcular la longitud de empotramiento requerida L_{ereq} , pero el enfoque EBGEO es diferente, debido a que la fuerza de resistencia al arrancamiento se calcula directamente como una fuerza y no como una longitud de empotramiento. Por lo que, la resistencia al arrancamiento se calcula con la siguiente ecuación:

$$R_{A,K} \geq 2 \cdot \sigma_{v,k} \cdot L_A \cdot \frac{f_{sg,k}}{\gamma_B} \quad [6]$$

Donde, $\sigma_{v,k}$ es la presión vertical en la capa de refuerzo j en profundidad, L_A es la longitud de empotramiento existente para cada ángulo (θ) de cada cuña bajo análisis, γ_B ($\gamma_B = 1,4$) es el factor parcial por arrancamiento y $f_{sg,k}$ es la fricción en la interfaz entre la capa y el suelo. Usar $f_{sg,k} = \lambda * \tan \phi'$, donde $0.50 < \lambda < 0.8$). Los aspectos más relevantes de esta metodología se describen en la tabla 3.

Tabla 3. Diseño de Muros MSE con EBGeo (2010)

Aspecto de diseño	Descripción	Aspecto de diseño	Descripción
Metodología de Diseño	Estado Límite de Diseño (DLS). El Estado Límite Ultimo (ULS) y el Estado Límite de Servicio (SLS) deben ser analizados aplicando factores parciales. Estados estructurales Límite (STR) y Estados geo límites deben ser evaluados (GEO)	Capacidad portante ⁴	Para el cálculo de la capacidad portante: $R_{n,k} = c_{2,k} \cdot N_{c0} \cdot i_c + \gamma_{2,k} \cdot b' \cdot N_{b0} \cdot i_b$ Donde, $i_b = (1 - \tan\delta)^{m+1}$, donde $m=2$, e $i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$ (donde $i_c < 1$). Donde: $c_{2,k}$: Cohesión efectiva del suelo de fundación (kN/m ²); $\gamma_{2,k}$, peso específico del suelo de fundación del muro; N_{c0} y N_{b0} , coeficientes de capacidad portante de la cohesión y el ancho de cimentación; i_c y i_b , factores de inclinación de la carga para la cohesión y el ancho de cimentación.
Geometría ¹	Similar a la FHWA (2009).	Carga Máxima a la Tracción	La carga máxima de tracción que actúa en la capa de refuerzo j se calcula haciendo un análisis de equilibrio de potenciales cuñas deslizantes que ocurren a diferentes θ y tomando en cuenta las intersecciones de estas cuñas con diferentes capas de refuerzo para calcular la carga máxima de tracción que actúa en la capa j, con el fin de garantizar el equilibrio. La carga máxima de tracción es el menor valor entre la resistencia al arrancamiento R_{Ad} y la Resistencia a la tracción R_{Bd} de la capa j intersectada.
Empotramiento del Muro	El empotramiento del muro no es precisamente requerido; aún más, no se establecen valores predeterminados como sucede en la FHWA Y BS. Pero puede ser considerado siempre y cuando se esté en la certeza que este suelo al pie del muro no será removido.	Línea de tracción máxima	Para los cálculos de arrancamiento, la EBGeo utiliza un método de equilibrio de cuñas de deslizamiento potenciales, el cual, es diferente al enfoque utilizado por la FHWA y BS que utilizan una cuña única predefinida.
Parámetros de suelo reforzado	La resistencia del suelo se basa en los valores de resistencia pico.	Longitud Activa	En el enfoque de la EBGeo, la longitud activa no es un valor fijo, ésta dependerá de la cuña individual bajo análisis.
Cargas ²	Se establecen cuatro diferentes combinaciones de acciones. BS-P (permanente), BS-T (transitoria), BS-A (accidental) y BS-E (sismo). En la mayoría de los casos las primeras dos combinaciones son suficientes.	Longitud Pasiva Requerida	Debido al enfoque utilizado, la longitud de empotramiento no es un valor fijo, ésta dependerá de la cuña bajo análisis.
Deslizamiento por la base	La manera más simple para calcular el deslizamiento en la base es $T_d \leq \phi_r \cdot R_v \cdot 1 \cdot \tan\phi'_f$ Donde $\mu = 1 \cdot \tan\phi'_f$. Demostrando que el enfoque EBGeo es menos conservador que el BS 8006.	Resistencia de Diseño a la Tracción	$R_{B,d} = \frac{R_{B,k0}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5 \cdot \gamma_M}$
Excentricidad de la Carga ³	La EBGeo define solamente la excentricidad e , pero ésta se utiliza para evaluar la capacidad portante y la excentricidad de la carga resultante.	Factores Parciales	Galindo, A. (2012)

¹ [Geometría. Ver comentarios de la FHWA (2009).]

² [Cargas. En general, los factores parciales mínimos γ_{Gmin} y γ_{Qmin} son aplicados a acciones permanentes y variables que tienden a incrementar la estabilidad y γ_{Gmax} y γ_{Qmax} a las acciones permanentes y variables que tienden a disminuir la estabilidad. Pero, para el cálculo de la resistencia a la tracción y al arrancamiento del refuerzo, EBGeo ha desarrollado un método diferente al de la FHWA y BS. El enfoque de EBGeo considera valores diferentes de la fuerza de tracción para cada cuña bajo análisis.]

³ [Excentricidad de la carga. Ver el comentario de la BS.]

⁴ [Capacidad portante. Si se comparan las expresiones de capacidad portante de las tres metodologías, se puede observar que la ecuación de EBGeo penaliza la resistencia de capacidad portante a través de los factores de inclinación. Este enfoque establece que el efecto de la inclinación de la carga no se considera en el cálculo de B', aun cuando el concepto de $B' = B - 2 \cdot e$ es el mismo adoptado por la FHWA y BS (L'). Para los ejemplos de cálculo, este aspecto influyó en la longitud requerida.]

6. ESTUDIO COMPARATIVO Y EJEMPLOS DE APLICACIÓN

En este apartado se detalla el análisis de un proyecto específico, en el que se deben diseñar dos muros MSE con diferente geometría, para un proyecto de carreteras. El primer muro tiene una altura de 6,00 m, un talud en coronación con pendiente 2:1 (2,50 m de altura) y tiene que soportar una sobrecarga por tráfico de 12 kPa (figura 2). El segundo muro tiene una altura de 5,00 m, con una disposición del relleno del trasdós, con superficie horizontal en coronación y que tiene que soportar una carga de tráfico de 12 kPa.

Cálculo según la FHWA:

Aplicar $\gamma_{EVMAX} = 1,35$, $\gamma_{EVMIN} = 1,00$, $\gamma_{EHMAX} = 1,50$ y $\gamma_{LS} = 1,75$ (Combinación de Carga Resistencia I) a las acciones permanentes verticales (EV), a las acciones permanentes horizontales (EH) y a la carga de tráfico (LS), respectivamente. Para calcular el empuje para la evaluación de deslizamiento, utilizar los conceptos de ángulo de influencia (I) y altura equivalente (h_{eq}) para un caso de talud en coronación, ambos descritos en la FHWA NHI-10-24 (2009).; y utilizar la altura equivalente S_{eq} para estimar las fuerzas máximas de tracción que actúan en la capa j. Para ver una explicación más detallada de los factores I y h_{eq} ver ejemplo desarrollado en Galindo (2012). Para el cálculo del arrancamiento

considerar un $R_c=1$. Además, utilizar los siguientes factores parciales de resistencia: $\phi = 0,65$ para capacidad portante, $\phi = 1$ para resistencia al deslizamiento, $\phi = 0,9$ para resistencia a la tracción y resistencia al arrancamiento.

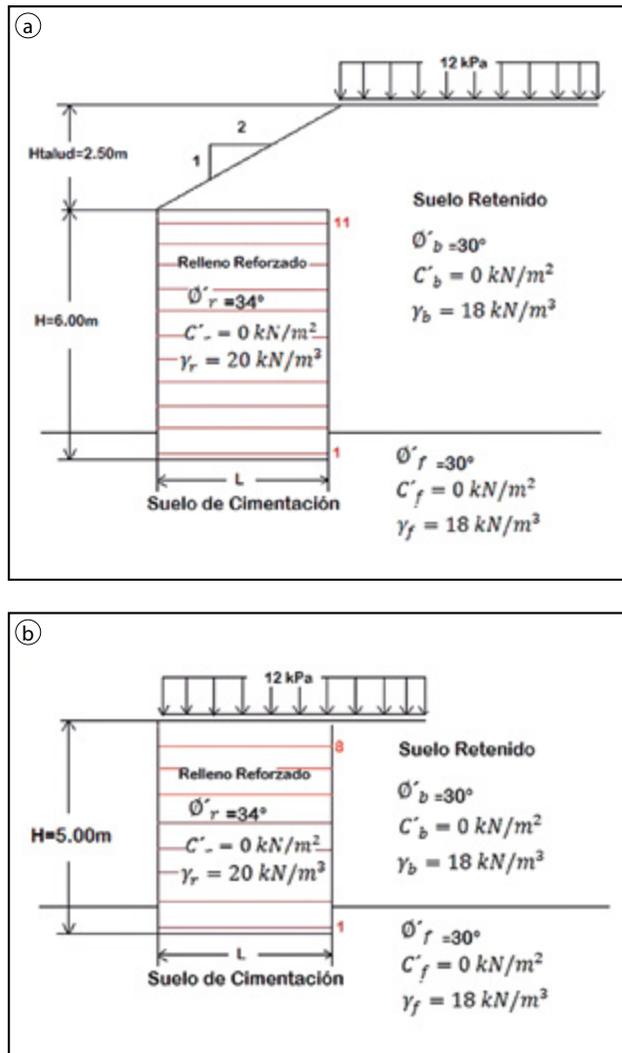


Figura 2. a) Ejemplo de diseño de un muro MSE con pendiente definida y sobrecarga viva. b) Ejemplo de diseño de un muro MSE con superficie horizontal en coronación y sobrecarga viva.

Cálculo según BS:

Aplicar $f_{SA} = 1,50$ y $f_{QA} = 1,50$ a las acciones permanentes y sobrecargas de tráfico que influyen en el empuje lateral para la evaluación de la resistencia al deslizamiento por la base y para evaluación tanto de la capacidad portante como la resistencia máxima a la tracción en la capa de refuerzo j , considerando una combinación de carga "A". Aplicar $f_{SB} = 1,50$, $f_{QB} = 1,50$ y $f_{SBv} = 1,00$ (v indica cargas verticales) para el cálculo por deslizamiento (Combinación de carga "B"). Ver en la tabla 2 la explicación de las combinaciones A y B. Además, utilizar los siguientes factores parciales de resistencia: $f_s = 1,2 - 1,3$ (resistencia al deslizamiento), $f_{ms} = 1,35$ (capacidad portante).

Cálculo según la EBGEO:

Utilizar la combinación BS-P, $\gamma_G = 1,35$ para acciones permanentes y $\gamma_Q = 1,35$, para acciones variables. $\gamma_{EHMAX} = 1,50$, $\gamma_{G,geo} = 1,0$, $\gamma_{Q,geo} = 1,0$ para cálculos internos. También los siguientes factores de resistencia parcial: $\gamma_\phi = 1,25$ (ángulo de fricción), $\gamma_c = 1,25$ (cohesión),

$\gamma_B = 1,4$ (resistencia al arrancamiento), $\gamma_{GL} = 1,1$ (resistencia al deslizamiento), $\gamma_{GR} = 1,4$ (capacidad portante).

7. RESULTADOS

7.1. Muro 1

Los resultados del primer ejemplo de diseño (figura 2a), calculado por las tres metodologías aquí presentadas, se muestran en la tabla 4. Para observar la solución completa de este ejemplo ver Galindo, A. (2012). De acuerdo con los resultados presentados en las tabla 4, existe una tendencia a un diseño más conservador del muro (para este ejemplo), comenzando por el más y terminando con el menos conservador, en el siguiente orden: EBGEO (2010), BS 8006 (2010) y FHWA-NHI-10-024 (2009).

Es importante señalar que, a fin de lograr todos los requerimientos de diseño de estabilidad externa, la EBGEO demanda una longitud de refuerzo mayor (5,80 m) que la BS (5,50 m) y que la FHWA (4,80 m). Para este caso, la diferencia en la longitud de la base (L) se debe a dos razones principales; una es que, aun cuando las tres metodologías utilizan formulaciones muy similares para el análisis de la capacidad portante, argumentando que se toman en cuenta los factores de inclinación y excentricidad de la carga en el enfoque de distribución de Meyerhof ($L-2e$), la EBGEO, además, aplica los factores de inclinación de carga (i). En este ejemplo, los valores de magnitud de la capacidad portante determinados por la EBGEO fueron de alrededor del 50% menores en comparación con los resultados de la FHWA y BS, por lo tanto, se aumentó la longitud hasta 5,80 m. La segunda es que, los factores de reducción para el análisis de estabilidad por deslizamiento son mayores para las BS con $\gamma_{BS} = 1,2$ ($1/\gamma_{BS}$, para contacto suelo-suelo determinado como el cociente entre un factor a' de 1 y un factor $f_s=1.2$), comparados con la EBGEO $\gamma_{EBGEO} = 1,10$ ($1/\gamma_{EBGEO}$, para contacto suelo-suelo determinado como el cociente entre un factor λ de 1 y un factor γ_{GL} de 1,10) y la FHWA $\gamma_{FHWA} = 1,168$ ($1/\gamma_{BS}$, para contacto suelo-suelo considerando un factor de $\mu = 1 * \tan\phi_r$, y que $\tan\phi_f = 0.856 \tan\phi_r$).

También, por comparación directa se puede observar que las fuerzas de tracción máximas $T_{max,i}$ para la BS son mayores que los valores propios de la FHWA. Viera, C. (2011) llegó a la misma conclusión en un ejemplo similar, pero comparando solamente las fuerzas de tracción $T_{max,i}$ de la BS 8006 (2010) y la FHWA NHI-10-024 (2009) a través de un análisis comparativo de la estabilidad interna solamente. Las geomallas GG1, GG2, GG3 y GG4 corresponden a las geomallas tipo 1, tipo 2, tipo 3 y tipo 4, respectivamente; cuyas resistencias de diseño (mínimas) de acuerdo a los requerimiento de la FHWA y la BS 8006 son de 15,16 kN/m, 19,12 kN/m, 23,08 kN/m y 37,58 kN/m, respectivamente, considerando un factor de reducción de 0.90 ($\phi = 0.90$ de FHWA equivale a $1/f_n$ de la BS, donde $f_n = 1.1$) y un factor global de reducción ($FS_{DDI}FS_{CR}FS_D = RF_{CR}RF_{ID}RF_WRF_{CH}f_s$) asumido de 2,73 para considerar daños por instalación, deformación a largo plazo (creep) y durabilidad. En cambio para la EBGEO, las resistencias de diseño a la tracción del refuerzo ($R_{B,d}$), utilizando los criterios establecidos en la tabla 3 (factores de reducción y coeficiente parcial de minoración), son de

Tabla 4. Comparación de resultados al diseñar el muro MSE 1 según las metodologías FHWA NH1-10-024, BS-8006 y EBGEO

Capa	z_i (m)	FHWA NHI-10-024				BS 8006				EBGEO 2010			
		L (m)	$L_{e\text{cál}}^{\text{cál}}$ (m)	$T_{\text{max},i}$ (KN/m)	GG ¹	L (m)	$L_{e\text{cál}}^{\text{cál}}$ (m)	$T_{\text{max},i}$ (KN/m)	GG ¹	L (m)	$T_{\text{max global}}$ (kN/m) $\vartheta = 40^\circ$ $\vartheta = 59,18^\circ$		GG
1	5,80	4,80	0,18	4,96	GG1	5,50	0,38	9,29	GG2	5,80			GG3
2	5,60	4,80	0,24	8,47	GG1	5,50	0,39	13,88	GG2	5,80			GG3
3	5,00	4,80	0,27	11,22	GG1	5,50	0,36	16,78	GG2	5,80			GG3
4	4,40	4,80	0,29	13,97	GG3	5,50	0,34	19,74	GG4	5,80			GG3
5	3,80	4,80	0,30	16,72	GG3	5,50	0,33	22,74	GG4	5,80			GG3
6	3,20	4,80	0,32	19,47	GG3	5,50	0,32	25,75	GG4	5,80	185,35 kN/m	181,58 kN/m	GG3
7	2,60	4,80	0,32	22,21	GG4	5,50	0,31	28,77	GG4	5,80			GG4
8	2,00	4,80	0,33	24,96	GG4	5,50	0,31	31,80	GG4	5,80			GG4
9	1,40	4,80	0,34	27,71	GG4	5,50	0,30	34,83	GG4	5,80			GG4
10	0,80	4,80	0,34	30,46	GG4	5,50	0,30	37,87	GG4	5,80			GG4
11	0,20	4,80	0,17	15,69	GG4	5,50	0,15	19,44	GG4	5,80			GG4

¹ GG: geomallas de refuerzo principal.

12,04 kN/m, 15,18 kN/m, 18,32 kN/m y 29,83 kN/m, respectivamente. Para ver el cálculo de las resistencias de diseño ver el desarrollo de ejemplo completo en Galindo, A. (2012). La diferencia en las resistencias de diseño se debe a que, para un mismo valor asumido para el factor global de reducción (2,73 para FHWA y BS), la EBGEO aplica un factor parcial mayor (0,71 ó a $1/\gamma_M$, donde $\gamma_M = 1,4$), lo que implica un $\approx 21\%$ más de reducción al valor de resistencia de los refuerzos.

Por otra parte, se puede observar que es difícil realizar una comparación directa entre las fuerzas de tracción de la FHWA y la BS contra las fuerzas de tracción de la EBGEO, al ser sus valores no únicos y estar determinados en su aportación global ($T_{\text{max global}}$), es la suma de todas las fuerzas de las capas intersectadas; Los resultados de realizar el análisis con dos cuñas ($\vartheta = 40^\circ$ and $\vartheta = 45 + \vartheta'2 = 59.18^\circ$) indican que la GG3 y la GG4 son necesarias para asegurar la estabilidad, los cuales son refuerzos más resistentes que la GG1 y la GG2, lo que indica que los valores teóricos de las fuerzas de tracción que actúan en la capa de refuerzo j, y a una misma distribución y separación de refuerzo, según la EBGEO, son en teoría mayores que los valores individuales de la FHWA y de la BS 8006.

7.2. Muro 2

Los resultados para el segundo ejemplo de diseño (figura 2b) calculados por las tres metodologías aquí presentadas se muestran en la tabla 5. De acuerdo con esta tabla, existe una tendencia a un diseño más conservador del muro, comenzando por el más y terminando con el menos conservador, en el siguiente orden: BS-8006, EBGEO 2010 and FHWA-NHI-10-024.

De acuerdo a los resultados presentados en la tabla 5, cabe señalar que, a fin de lograr todos los requerimientos de diseño por estabilidad externa, la BS 8006 demanda una longitud de refuerzo mayor (4,25m) que la EBGEO (3,50m) y la FHWA (3,50m).

La diferencia en la longitud de la base (L) puede deberse a que el factor de reducción para el análisis de estabilidad por deslizamiento está afectado por un coeficiente

parcial mayor para la BS con $\gamma_{BS} = 1,625$ ($1/\gamma_{BS}$ para contacto suelo-refuerzo determinado como el cociente entre un factor a' de 0.8 y un $f_s=1.3$), en comparación con EBGEO con $\gamma_{EBGEO} = 1,375$ ($1/\gamma_{EBGEO}$, para contacto suelo-refuerzo determinado como el cociente entre un factor λ de 0.8 y un factor γ_{GL} de 1,10) y FHWA $\gamma_{FHWA} = 1,5$. ($1/\gamma_{FHWA}$, para contacto suelo-refuerzo considerando un factor de $\mu = 1 * \tan\phi_r$ y que $\tan\phi_r = 0.67\tan\phi_r$).

También, por comparación directa se puede observar que, las fuerzas de tracción máximas $T_{\text{max},i}$ para la BS son mayores que los valores para la FHWA. Estos resultados también fueron alcanzados en el primer ejemplo y son consecuentes también con los resultados alcanzados por Viera, C. (2011) en un ejemplo con características geométricas diferentes como el presentado en la (figura 2a). Las geomallas GG1, GG2 y GG3 corresponden a las geomallas tipo 1, tipo 2, tipo 3, respectivamente; cuyas resistencias de diseño minoradas, de acuerdo a Ec. 1 y Ec. 3, son de 15 kN/m, 24 kN/m y 34.55 kN/m, respectivamente. Para su determinación se consideró un factor de reducción de 0.90 (ϕ y $1/fn$, donde $fn=1,1$, para Ec. 1 y Ec. 3) y un factor global de reducción de 3,00 para considerar daños por instalación, deformación a largo plazo (creep) y durabilidad. En cambio para la EBGEO las resistencias de diseño del refuerzo son de 11,90 kN/m y 19,05 kN/m, respectivamente. La diferencia en las resistencias de diseño se debe a que, para un mismo valor asumido para el factor global de reducción (3 para FHWA y BS), la EBGEO aplica un factor parcial mayor (0,71 ó a $1/\gamma_M$, donde $\gamma_M = 1,4$) que las otras dos metodologías, lo que que implica un $\approx 21\%$ más de reducción al valor de resistencia de los refuerzos.

Por otra parte, se puede observar que aun cuando es difícil realizar una comparación directa entre las fuerzas de tracción de la FHWA contra las fuerzas de tracción de la EBGEO, los resultados de hacer el análisis con dos cuñas ($\vartheta = 40^\circ$ and $\vartheta = 59.18^\circ$) indican que la GG1 y la GG2 son las geomallas necesarias para asegurar la estabilidad. Debido a ello, para este ejemplo (y geometría de muro) se puede inferir que los valores teóricos de las fuerzas de tracción que actúan en la capa de refuerzo j, según la EBGEO, son bastante similares a los valores individuales de la FHWA,

Tabla 5. Comparación de resultados al diseñar el muro MSE 2 según las metodologías FHWA NH1-10-024, BS-8006 y EBGeo

Capa	z_i (m)	FHWA NHI-10-024				BS 8006				EBGeo 2010			
		L (m)	$Le_{cál}$ (m)	$T_{max.i}$ (KN/m)	GG ¹	L (m)	$Le_{cál}$ (m)	$T_{max.i}$ (KN/m)	GG ¹	L (m)	$T_{max global}$ (kN/m) $\vartheta = 40^\circ$ $\vartheta = 59,18^\circ$		GG
1	4,20	3,50	0,93	9,66	GG1	4,25	0,87	13,15	GG1	3,50			GG1
2	3,60	3,50	0,51	9,16	GG1	4,25	0,40	10,37	GG1	3,50			GG1
3	3,00	3,50	0,46	11,91	GG1	4,25	0,37	13,70	GG1	3,50			GG1
4	2,40	3,50	0,44	14,66	GG1	4,25	0,36	17,21	GG2	3,50	80,28	112,65	GG1
5	1,80	3,50	0,42	17,40	GG2	4,25	0,36	20,96	GG2	3,50	kN/m	kN/m	GG2
6	1,20	3,50	0,41	20,15	GG2	4,25	0,37	25,03	GG3	3,50			GG2
7	0,60	3,50	0,40	22,90	GG2	4,25	0,39	29,49	GG3	3,50			GG2
8	0,00	3,50	0,20	12,82	GG2	4,25	0,20	17,11	GG2	3,50			GG2

¹ GG: geomallas de refuerzo principal.

no así a los de la BS, que para esta geometría requiere refuerzos de mayor resistencia a la tracción.

8. DISCUSIÓN

- Se debe abrir un debate serio acerca de la determinación de la capacidad portante por medio de las tres metodologías. Sólo la EBGeo 2010 afecta la carga de hundimiento por los factores de inclinación de la resultante. Al aplicar estos coeficientes en el ejemplo de la figura 2a., la capacidad portante se redujo por más del 50% en comparación a la FHWA-NHI-10-024 y la BS 8006, a pesar de que las tres formulaciones son idénticas si quitamos a la EBGeo los coeficientes de i .
- ¿Deben ser las normativas más específicas en los procedimientos de cálculo a utilizar o deben de dejar al proyectista la opción de tomar la decisión según su criterio y experiencia? (p.e., procedimientos de cálculo claramente establecidos para la FHWA contra la BS 8006 y EBGeo 2010)
- Tal y como lo sugirieron Bueno, Patías y Zornberg (2006) en la reunión anual del Transportation Research Board (TRB) en Washington, D.C. ¿se podría considerar la posibilidad de flexibilizar las normativas para permitir el aprovechamiento de suelos marginales?
- De realizarse lo anterior, ¿sería conveniente exigir a los fabricantes del refuerzo la rápida implementación de mejoras en sus geomallas o sería suficiente la implementación de soluciones tipo encapsuladas?

9. CONCLUSIONES

- Existe una tendencia a un diseño más conservador para la EBGeo (2010) y BS 8006 (2010), en comparación con la FHWA-NHI-10-024 (2009).
- En el análisis comparativo de los dos ejemplos se determinó que la BS 8006 y la EBGeo penalizan más la resistencia al deslizamiento por la base que la FHWA.
- En el análisis comparativo se determinó que la EBGeo penaliza más la capacidad portante al aplicar los factores de inclinación de la carga, en

contraste con la FHWA y la BS 8006 que establecen que la influencia de la inclinación de la carga está considerada dentro de la formulación de Meyerhof ($B' = B - 2$).

- Para geometrías más complejas (muro 1), de acuerdo a los requerimientos de la EBGeo y la BS 8006, existe una tendencia a requerir geomallas más resistentes a la tracción en comparación con la FHWA NHI-10-024.
- En relación a la anterior, al comparar de forma directa la FHWA y la BS 8006, los esfuerzos de tracción máxima a diferentes niveles del refuerzo en profundidad, las tracciones teóricas son mayores para la BS 8006 que para la FHWA NHI-10-024, resultado que es congruente con lo concluido por Viera (2011) para el análisis de estabilidad interna entre estas dos metodologías.
- De acuerdo a los requerimientos de diseño, para la geometría más simple (Ver muro 2. Figura 2b.), existe una tendencia a requerir geomallas más resistentes a la tracción para la BS 8006 en comparación con la FHWA NHI-10-024 y la EBGeo.
- A pesar que con la EBGeo no puede realizarse una comparación directa de las tracciones máximas que actúan en cada capa de refuerzo en profundidad, en casos de geometrías más complejas (muro 1) puede observarse que las solicitaciones del refuerzo, necesarias para mantener la estabilidad de las cuñas, en la EBGeo tienden a ser superiores (GG3 y GG4) en relación a la FHWA y la BS 8006, lo que puede ser un indicativo de que las tracciones teóricas por capa deberían ser también mayores para la EBGeo.
- Sin embargo, en el caso de la geometría más simple (Ver muro 2. Figura 2b.) puede observarse que las solicitaciones teóricas del refuerzo necesarias para mantener la estabilidad interna, en la BS 8006 tienden a ser superiores (GG2 y GG3) en relación a la FHWA y la EBGeo (GG1 y GG2).
- Del análisis realizado, queda establecido que la EBGeo aplica una reducción 21% mayor a la resistencia de diseño a la tracción de los refuerzos, en relación a la FHWA y la BS 8006. Por lo tanto, la EBGeo siempre tenderá a ser más conservadora en cuanto a la elección de la resistencia del refuerzo.

- Para una geometría más compleja (muro 1) al comparar la FHWA y la BS 8006 parece ser que la BS 8006 es más conservadora para el cálculo de la longitud de empotramiento requerida para las capas de refuerzo superiores, pero a medida se avanza en profundidad la tendencia cambia y la FHWA pasa a ser más conservadora. Los resultados coinciden con la conclusión establecida por Viera (2011). En cambio, para una geometría más simple (muro 2) las longitudes de empotramiento teóricas requeridas por la FHWA son mayores que las requeridas por la BS 8006.

10. AGRADECIMIENTOS

Agradecer al Dr. Ing. José Manuel Martínez por tutelar el desarrollo de esta tesina. Por valiosa colaboración, sus sugerencias y recomendaciones. A la AECID por la Beca Otorgada para realizar mis estudios en el CEDEX (2012).

11. BIBLIOGRAFÍA

BRITISH STANDARDS. (2010). Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. BS 8006-1:2010. Gran Bretaña : s.n. ISBN. 978 0 580 53842 1.

Bueno, B.S., Patias, J., Zornberg, J.G. (2005). Use of Poor Draining Soils in Reinforced Soil Structures in Brazil. s.l. : Transportation Research Board (TRB) Annual Meeting, 2005.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE, U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION WASHINGTON, D.C. (2009). Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes-Vol II. FHWA-NHI-10-025 FHWA GEC 011-VOL II. Estados Unidos : s.n., 2009. Vol. II.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE, U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION WASHINGTON, D.C. (2009). Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes-Vol I. FHWA-NHI-10-024 FHWA GEC 011-VOL I. Estados Unidos : s.n., 2009. Vol. I.

GERMAN GEOTECHNICAL SOCIETY. (2011). Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements (EBGEO). Essen : Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.

Galindo, A. (2012). Tesina de Máster. Actualidad del Diseño de Muros de Suelo Reforzado. Análisis Comparativo entre las Metodologías de FHWA-NHI-10-024, BS 8006 y EBGEO 2010. Madrid: Laboratorio de Geotecnia . Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)

Koerner, R. M.(2007). Part1. The design principles of geosynthetics. Possible future practice in geosynthetic design. The Textile Institute. Geosynthetics in civil engineering. Cambridge: Woodhead Publishing Limited and The Textile Institute (R.W. Sarsby).

Viera, C.S. (2011). Comparative Analysis of Design Methods for Internal Stability of Geosynthetic Reinforced Soil Walls. Aveiro, Portugal.