



MUROS EN SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS CON PARAMENTO VERTICAL: TRES SOLUCIONES RECIENTES EN AMBIENTES COMPLEJOS

Ing. PhD. Dimiter Alexiew
HUESKER Synthetic GmbH
dalexiew@huesker.de

Ing. MSc. Fernando Ruiz
HUESKER Ltda.
fernando@huesker.com.br

Ing. Daniel Fernandez Arnáu
HUESKER Ltda.
daniel@huesker.com.br

RESUMEN

Los taludes y muros en suelo reforzado con geomallas se han mostrado hoy por hoy como estructuras de contención bastante eficientes en términos técnicos y económicos. En la actualidad se cuenta con una amplia experiencia práctica en el desarrollo de estas soluciones de ingeniería, sumada a la disponibilidad de procedimientos de análisis reconocidos y recopilados en un importante número de códigos y recomendaciones técnicas alrededor del mundo.

No obstante, las metodologías de diseño en muchas ocasiones han tenido que ser adaptadas a condiciones específicas locales como la morfología del terreno, paisajismo, niveles de seguridad exigidos, factores climáticos (especialmente clima seco), tareas de mantenimiento, cronograma de obra, respuesta e impacto sísmico, ductilidad, presencia de suelos de fundación compresibles, accesibilidad al sitio de construcción, disponibilidad de equipos y maquinaria, e inclusive, a tradiciones culturales o preferencias sociales subjetivas. En este sentido, el tipo de paramento a ser seleccionado es un factor determinante, otorgándosele una importancia similar a la de la escogencia del tipo de refuerzo geosintético componente del macizo de suelo.

Tres proyectos de estructuras en suelo reforzado recientemente desarrollados en Bulgaria y en la región de Oriente Próximo son descritos en el contexto descrito anteriormente, dando especial atención a diversos aspectos ambientales y a diferentes requerimientos técnicos tales como optimización geométrica, sistemas de fundación especiales, elementos de conexión con el paramento y dimensionamiento 'atípico' de los refuerzos, mostrando cada una de las soluciones consideradas, su construcción y su correspondiente desempeño durante el período de servicio. La adecuada adaptabilidad de las soluciones a todos estos factores, su concepción ingenieril y el proceso de selección de las mismas son igualmente abordados en el presente artículo.

1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras de contención con suelo reforzado y/o sistemas de estabilización normalmente deben ser adaptados a las condiciones específicas según su ubicación, tales como la geometría del terreno, el clima (especialmente en climas secos), plazos de obra y el acceso al sitio e incluso las tradiciones locales, las habilidades de la mano de obra y equipamientos disponibles junto con el tipo de revestimiento. Para muchos casos, la elección de revestimiento más apropiado es tan importante como la selección / diseño de la configuración del refuerzo en la estructura. El diseño optimizado y la correcta ejecución siempre deben seguir ciertos criterios ingenieriles y la comprensión de la estética del proyecto a través del proceso de toma de decisiones teniendo en cuenta los pros y los contras.

Recientemente se ejecutaron proyectos en ambientes y condiciones muy diferentes. Estos proyectos involucraron diferentes tipos de revestimiento que se construyeron para una mejor adaptación a los ambientes circundantes y a las condiciones locales. Cada uno de ellos cumplió con diferentes desafíos como los entornos y los requisitos, la optimización de la geometría, las condiciones de fundaciones, tipo de revestimiento y las diferentes conexiones correspondientes al tipo de geomalla requerida. Algunas soluciones específicas fueron proporcionadas durante la construcción con el objetivo de utilizar los recursos y adaptarse a condiciones inesperadas del lugar como es el caso de la geometría del terreno. Los casos de obra que se describen a continuación, dos en Bulgaria y una en Jordania, no son del tipo “Muro verde” debido a la particularidad de climas secos presentados. Estos son:

- Muro Segmental Reforzado con Geomalla en la Intersección de Autopistas en la Circunvalación de Sofía, Bulgaria.
- Muro de Suelo Reforzado de gran altura y sin bermas en la región montañosa problemática y sísmica de Ródope, Bulgaria
- La Garganta (muro artificial con mampuestos) - paredes verticales de suelo reforzado en el Proyecto Hilton, Mar Muerto.

2. CASOS DE OBRA

2.1 Geogrid-Reinforced Segmental Block Walls for a Highway Intersection, Sofia, Bulgaria

En el llamado “Arco del Sur” (km 42+800 al km 44+720) debieron construirse dos sofisticadas intersecciones múltiples que incluían largas pistas de viaducto y rampas de aproximación: “Mladost” en el km 43+023 y “Kliment Ohridski” en el km 43+760, como se muestra en la Figura 1. Por motivos de limitada huella ambiental disponible como así también debido a cuestiones arquitectónicas, los consultores decidieron que todos los terraplenes y aproximaciones a puentes deberían ser ejecutados con el sistema de muros reforzados con paramento de muros segmentales de concreto en pendiente casi vertical, conocido como GRSB por sus siglas en inglés (Geosynthetic Reinforced Soil - Blocks). El principal criterio para considerar este tipo de solución se basó en las experiencias positivas obtenidas con este sistema en otros países durante los últimos 15 años. Diversas publicaciones y fuentes de literatura disponibles revelan que los suelos reforzados con geosintéticos (GRS por sus siglas en inglés) presentan un desempeño superior y una mejor relación costo/eficiencia en relación a los muros de contención de gravedad tradicionales (Koseki et al 2006). Adicionalmente se ha comprobado su mejor respuesta ante eventos sísmicos (Tatsuoka et al 1998 y Alexiew 2012).

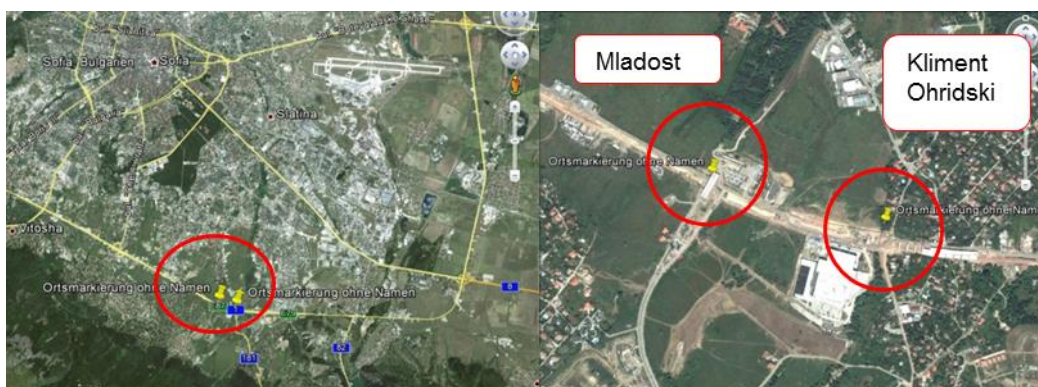


Figura 1. Ubicación de la Intersección “Mladost” y “Kliment Ohridski” en el “Arco del Sur” en la Circunvalación de Sofía.

La longitud total de los muros casi verticales (6° respecto de la vertical) alcanza el valor de 2.1 km y su altura asciende a más de 12 metros. Los trabajos de construcción comenzaron en Octubre del 2010 y se completaron el mismo mes del 2012. Adicionalmente, el proyecto presentó algunos problemas durante el período de diseño y construcción, incluyendo: Suelos locales con capacidad soporte relativamente baja y elevada compresibilidad (por estos motivos los puentes fueron fundados con pilotes, principalmente por razones de asentamientos), los asentamientos de las aproximaciones al puente debían ser lo más próximos posibles a los del mismo puente fundado sobre pilotes. Debían cruzar a través de la base de la estructura de suelo reforzado, con un trazado casi perpendicular, dos tuberías de 0.8 y 1.2 m cada una, que abastecen a la ciudad de Sofía. Y por último, pero no muy importante, la región presenta un elevado riesgo de solicitaciones sísmicas (magnitud $M=9$ en la escala Richter).

Con este artículo se pretende describir la etapa de diseño junto a los criterios, diseños, principales problemas y soluciones involucrados, además de relatar algunos detalles de la etapa de construcción, justificar las soluciones adoptadas y concluir con las experiencias obtenidas.

2.1.1 Características del Proyecto

En ambas intersecciones, se proyectaron muros de suelo reforzado con alturas variables a lo largo de sus ejes variando de aprox. 3m a 13m y con una inclinación de 3° respecto de la vertical. Como se mencionó anteriormente, los suelos locales presentados en la región del arco del sur son de capacidad soporte relativamente baja y presentan una elevada compresibilidad en los niveles de fundación típicos. Con base en los sondeos realizados, el perfil estratigráfico simplificado y adoptado para el suelo de fundación se muestra en la Tabla 1. Estos parámetros fueron utilizados para los análisis de estabilidad global de la estructura de contención

Table 1. Parámetros Característicos y Estratificación del Suelo.

Descripción del Suelo	Profundidad Bajo la Superficie (m)	ϕ (°)	Parámetros del Suelo	
			c (kN/m ²)	γ (kN/m ³)
1.Arcilla, Grava	1.3	12.5	18	18.9
2.Tierra Arcillosa	1.8	12.0	25	18.5
3.Arcilla (orgánica)	5.6	17.0	35	19.4
4.Acilla (Plioceno)	8.6	8.5	50	18.3

El relleno debió ser especificado cuidadosamente debido a la elevada importancia de la estructura final, la escasa experiencia en el país con este tipo de tecnologías y el elevado riesgo de cargas sísmicas. De esta forma, fue especificado un relleno cien por ciento no cohesivo, permitiéndose un máximo de 3% de finos con una granulometría 0/40mm, debió ser muy bien graduada (coeficiente de uniformidad $C_u > 15$) y una curva granulométrica suave. El nivel de compactación requerido fue del 97% de la densidad Proctor Modificado D_{Pr} . Todo esto resultó en un ángulo de fricción interna $\phi > 32^\circ$.

Finalmente los parámetros utilizados para representar el relleno de la estructura de suelo reforzado fueron: $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 32^\circ$, $c = 0 \text{ kN/m}^2$.

Los aspectos que fueron considerados a la hora de elegir un tipo de bloque segmental apropiado fueron: apariencia, flexibilidad en el plano del paramento, facilidad de instalación, capacidad de drenaje, capacidad de anclaje en la conexión con las geomallas y buena respuesta a las solicitaciones sísmicas en el sistema bloque/geomalla. En lo referente a la apariencia, el propietario del proyecto optó por un paramento de aspecto rocoso en vez de un acabado suave. Finalmente fueron escogidos bloques huecos que luego serían rellenados con grava para generar una conexión friccional y permitir un drenaje en el plano del paramento.

Otro aspecto con gran influencia en la técnica constructiva y la forma de anclaje del refuerzo viene representada por las muescas presentes en los bloques que determinan la inclinación del paramento, esta puede ubicarse de diferentes maneras como se expone en la Figura 2. En este sentido es de gran importancia recalcar que estos tipos de bloques fueron seleccionados por su similitud con aquellos utilizados en ensayos sísmicos que comprueban su satisfactorio desempeño cuando se instalan en un sistema con geomallas flexibles de la familia "Fortrac®". (Ling et al. 2005 y Ling et al. 2012). Cabe recalcar que existen pruebas experimentales que demuestran que los bloques sin muesca también responden satisfactoriamente a las solicitaciones sísmicas (Guler et al. 2011, and Guler et al. 2012). Luego de la evaluación de los factores mencionados en este apartado, fue escogido el bloque de la Figura 2 (Izq) que

posee una muesca. La geometría del bloque adoptado tiene las siguientes dimensiones 200mm x 300mm x 460mm (altura, espesor, ancho).

Durante la etapa de dimensionamiento y diseño, se optó por la utilización de geomallas de la familia "Fortrac® T" debido a su flexibilidad, baja fluencia, deformación a la ruptura $\epsilon_{ult} < 10\%$ que resulta en una elevada rigidez axial al corto y largo plazo, su elevado coeficiente de interacción con una amplia gama de suelos y la elevada capacidad de conformar sistemas de conexión que resulten en anclajes capaces de movilizar altas tensiones en diferentes tipos de bloques segmentales.

Para la materialización de la interface entre los bloques y el relleno, fue especificada una grava triturada pobremente graduada con granulometría 4/16 mm. Esto permitió una óptima conexión de las geomallas de refuerzo por medio de fricción e intertravamiento del sistema bloque/geogrilla/bloque, permitiendo a su vez el libre drenaje vertical en el paramento. Adicionalmente se especificó la ejecución de una cortina de drenaje de 0.3m de espesor ejecutada con la misma grava triturada por detrás de los bloques.

En respuesta a los criterios anteriores, se adoptaron tres tipos de geomallas para la totalidad de la obra con resistencias últimas de 55, 80 y 110 kN/m. Para estos tres tipos, la abertura de la malla fue la misma e igual a 20 x 20 mm. El espaciamiento vertical de los planos de refuerzo se estableció en 400mm.



Figura 2. Izq: Bloque Segmental utilizado; Der.: detalle de la doble capa de geomalla para la conexión en la interfase bloque-geomalla-bloque

2.1.2 Estabilidad de Taludes, Diseño Sísmico y Cambio de Material de Relleno in-situ.

Para los análisis de estabilidad de los muros de bloques segmentales reforzados con geomallas se eligieron tres alturas diferentes de la estructura: 12.7m, 11.1m y 6.3m. Como hipótesis de cálculo se consideró el método de Bishop, adoptando superficies de ruptura circulares. También se realizaron análisis por el método de deslizamiento vertical, similar al método de Janbu, pero considerando también la resistencia cisallante del suelo en la superficie de ruptura. Este razonamiento de adaptación de los procedimientos normales de estabilidad geotécnica se prefirió para el caso de dimensionamiento de muros segmentales como por ejemplo el procedimiento de la NCMA (2011) en USA. Hay algunos motivos para esto: la filosofía de que las estructuras de suelo deberían comportarse generalmente de la misma forma, ya sea que las mismas estuvieran reforzadas o no, las experiencias positivas en Alemania y Bulgaria durante décadas con los métodos clásicos y por último, pero no menos importante, conservar una plataforma de dimensionamiento común y entendible para todos los participantes del proyecto, inclusive el propietario y el supervisor de la obra.

El revestimiento del muro segmental fue modelado como un suelo con $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 30^\circ$ and $c = 10 \text{ kN/m}^2$. Esto es sin lugar a dudas una consideración muy simplista, pero es adoptada con base en un sólido respaldo de experiencias anteriores, ensayos/simulaciones y un criterio ingenieril que fue ampliamente discutido. Por esto, se asume que los resultados obtenidos estarán del lado de la seguridad en términos de resistencia cisallante en las regiones más "débiles" del revestimiento: es decir, las interfaces horizontales compuestas por el sistema bloque-geomalla-bloque.

La ciudad de Sofía se encuentra en una región de elevada actividad sísmica donde se presentan intensidades de movimientos telúricos del orden del grado 9 de acuerdo con la escala Richter, esto se traduce en un coeficiente de aceleración horizontal $k_h=0.27$. Esta condición sísmica tan severa fue uno de los mayores desafíos en el dimensionamiento de la estructura. Para los análisis de estabilidad bajo condiciones sísmicas fueron adoptados los conceptos utilizados en Bulgaria. En dichos conceptos se destacan dos puntos importantes: Las cargas sísmicas $F_{sismico}$ son determinadas por medio de la multiplicación de k_h por el llamado coeficiente de respuesta $R_{respuesta} < 1.0$ y en segundo lugar el ángulo de fricción interna ϕ es reducido un $\Delta\phi$ dependiendo de la magnitud (en la escala Richter). El coeficiente $R_{respuesta}$ depende de la ductilidad de la estructura, en que una estructura rígida y frágil alcanza valores de $R_{respuesta}=0.40$ y una estructura dúctil con gran capacidad de disipación de energía (como es el caso de un

terraplén) toma valores en torno de $R_{\text{respuesta}}=0.25$. Pese a que en Bulgaria no se encuentran normas o recomendaciones para estructuras de suelo reforzado, se asume que este tipo de elementos usando geomallas flexibles serán por lo menos tan dúctiles y tan capaces de disipar energía (y por lo tanto mantener su integridad) como lo son las estructuras de suelo no reforzado. Diversas investigaciones y experiencias documentadas confirman de hecho que las estructuras de suelo reforzado tienen un excelente desempeño bajo cargas sísmicas (Tatsuoka et al 1998, Alexiew 2012 y Guler et al. 2011). Por los motivos anteriormente citados, fue asumido un $R_{\text{respuesta}}=0.25$ para los análisis de estabilidad desarrollados. Además debió adoptarse el valor de reducción del ángulo de fricción interna, el cual en este caso se fijó en $\Delta\phi=5.7^\circ$. Para mayores detalles en relación a los procedimientos de diseño sísmico de Bulgaria, referirse a [3, 13], entre otros. Se recuerda que las recomendaciones locales indican para cargas sísmicas, un $FS=1.10$. Las cargas de tráfico actuando sobre el sistema reforzado fueron reducidas a un 80% en el análisis de estabilidad sísmica. Los valores correspondientes quedaron entonces en 33.3 kN/m² y 26.6 kN/m² para las condiciones normal y sísmica respectivamente.

Se evaluaron dos casos de dimensionamiento: condición normal y condición sísmica.

Para el análisis de estabilidad se utilizó el concepto de factor de seguridad global (FS), pese a que el método alemán EBGeo (2011) actualmente está basado en el concepto de factores de seguridad parciales. El FS fue escogido en función de las normas de Bulgaria con $FS>1.30$ para condiciones normales y $FS>1.10$ para condiciones sísmicas.

Con el objetivo de identificar el mecanismo menos favorable, fueron evaluados diversos modos de falla:

- a) Interna: superficies de ruptura atravesando solamente la zona reforzada;
- b) Externa: superficies de ruptura pasando por fuera de la zona reforzada;
- c) Compuesto: superficies de ruptura atraviesan ambas regiones, reforzada y no reforzada.

En un sentido propiamente técnico, un análisis como el realizado no se corresponde con las actuales normativas ni tampoco tiene sentido con las metodologías abordadas, resultando en trabajo adicional que no sería necesario con los actuales procedimientos. Esto es debido a que los suelos simplemente seguirán los mecanismos de falla críticos (superficie de deslizamiento), sin importarse por cuál es el modo de falla correspondiente (Interno, Externo o Compuesto). De cualquier manera, el presente proyecto en discusión debió ser respaldado con los antiguos criterios de análisis de estabilidad para responder a las demandas del propietario y del supervisor de la obra.

Fue utilizado el software GGU-Stability para todos los análisis de estabilidad.

En un determinado momento de la obra el Comitente sugirió una mudanza del material utilizado para el relleno de la estructura por motivos de logística y costos gracias a la presencia de una cantera más cercana a la considerada inicialmente y con una calidad del material extraído superior al utilizado hasta el momento, siendo limpio, bien graduado y con mayor resistencia al corte, en contraposición presentó una desventaja referente al peso específico mayor al material anterior. Los responsables de la obra solicitaron nuevos análisis de estabilidad para las secciones que resultarían modificadas, con nuevos parámetros de resistencia del suelo de relleno $\phi = 35.8^\circ$; $c = 0$ kN/m²; $\gamma = 21.90$ kN/m³ (note el elevado valor de γ). Los resultados mostraron la necesidad de refuerzos más largos en la base de las estructuras; la menor distancia resultante entre los paneles justificó la unificación de los refuerzos a la izquierda y a la derecha resultando en un solo panel que ocupaba todo el ancho de la base del terraplén. En este aspecto es interesante resaltar que a pesar de una mayor cantidad de geomalla requerida, la solución el nuevo material de relleno resultó más eficiente en términos de plazos de ejecución y en términos económicos.

2.1.3 Aspectos Específicos y Experiencias (Problemática de Asentamientos, Tuberías, Terremoto Pernik)

Debió ser evaluada la minimización de los asentamientos totales y de los diferenciales en las aproximaciones con los puentes (fundados en pilotes excavados). Los análisis dieron como resultado asentamientos diferenciales de hasta 0,25 m que no eran aceptables, aproximadamente el 30% de ellos podrían ocurrir en la etapa de post-construcción, debido a la lenta consolidación de las arcillas. Debieron ser considerados además tres aspectos importantes: 1) el riesgo de fisuras en los bloques segmentales debido a asentamientos diferenciales a lo largo del paramento, 2) la presión lateral sobre las pilas del puente debido al peso del terraplén y 3) asentamientos debidos a un posible terremoto. Por motivos de estos riesgos, fue realizada una sustitución del suelo en toda la extensión. Su espesor se aumentó a lo largo de los terraplenes de suelo reforzado de 0,8 m hasta valores mayores a 3,0 m en las proximidades del puente. Fue especificada una grava triturada de alta calidad para esta sustitución, con $\phi = 37.5^\circ$ y un módulo de

compresión $E > 200$ MPa. Tal solución ayudó a reducir el asentamiento por consolidación calculado luego de la construcción a un valor menor a $< 0,02$ m.

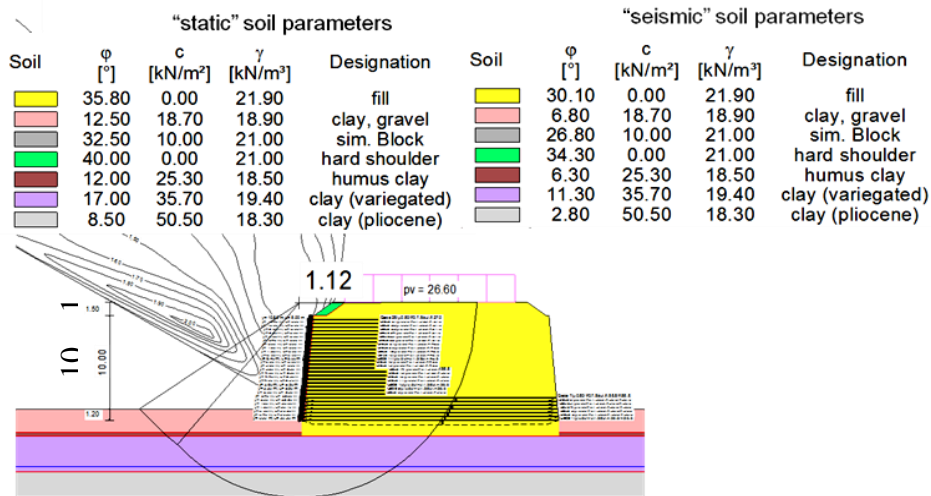


Figura 3. Análisis de Estabilidad Sísmica y Parámetros de los Suelos para las Condiciones Normal y Sísmica.

Además, dos grandes tuberías de suministro de agua de alta presión para la capital Sofía, con diámetros de 0,8 y 1,2 m tuvieron que cruzar la estructura de suelo reforzado de forma casi perpendicular a su base. Las tuberías tenían que ser instaladas en alcantarillas colado in situ. La altura del muro reforzado en estas zonas sería de 12 metros resultando en problemas críticos en términos de asentamiento diferencial a lo largo de los ejes de las alcantarillas y entre las mismas y el suelo reforzado con geomalla. Por otra parte, la elevada presión lateral ejercida por el suelo del terraplén llevaría a grandes espesores de las paredes de la caja de alcantarilla, que llegó a una altura de 6 m. Por lo tanto, se decidió crear una pared de alivio de presión de tierra utilizando geomalla envuelta en ambos lados de todas las alcantarillas con una separación vertical de $> 0,1$ m. Las cajas de alcantarilla se comenzaron a construir una vez que la porción de terraplén circundante reforzado con geomalla con envoltura en el paramento estaba terminada. Para este acabado se utilizaron bolsas de arena que sirvieron de encofrado para la envoltura del refuerzo alrededor del extremo de la capa de suelo. Para cerrar la brecha en el extremo superior de las cajas de alcantarilla; el criterio general fue implementar una solución de ductilidad similar a la del resto del sistema y de evitar una concentración de tensiones. En primer lugar, una sola capa de relleno reforzado y envuelto con la geomalla se instaló en el techo de la caja de alcantarilla, materializando un "apoyo blando". A continuación, la brecha fue salvada por un geotextil monoaxial tejido fabricado a partir de alcohol polivinílico (PVA) con resistencia nominal de 120 kN/m y una elevada rigidez a la tracción de $J > 2200$ kN/m en el corto plazo y $J > 1500$ kN/m después de 60 años de fluencia. El análisis del puente se realizó de acuerdo a las recomendaciones EBGeo (2011).



Figura 4. Conformación de la "Capa Blanda" en la parte superior de la separación en las alcantarillas y puenteo mediante geotextil tejido de elevado módulo.

El 22 de mayo 2012, pocos meses antes de la finalización de las intersecciones, un terremoto moderado se produjo con una magnitud de 5.8 de acuerdo con Richter; el epicentro fue en Pernik 24 kilómetros al suroeste de la capital búlgara. En ese momento, la mayoría de las aproximaciones de puente habían alcanzado sus alturas finales > 12m incluyendo las zonas sensibles alrededor de las cajas de alcantarilla, tubería y pilares del puente. Cumpliendo con las expectativas, no se constataron deformaciones ni fisuras en las estructuras. Tampoco se presentaron asentamientos diferenciales a lo largo de los muros de bloques segmentales. De la misma forma, la integridad alrededor de las estructuras de alcantarilla se conservó satisfactoriamente. El pavimento asfáltico que había sido ejecutado hasta ese momento tampoco manifestó alteraciones debidas al sismo.



Figura 5. Inclinación perfecta (Izq.), ausencia de asentamientos diferenciales en el contacto puente-aproximación (Der.)

2.2 Diseño y Construcción de Muros de Suelo Reforzados de gran altura y sin Bermas en la Problemática Región Montañosa de Bulgaria.

En las montañas Ródope en el sur de Bulgaria, el trazado de la Ruta III-868 de Devin a Mihalkovo que forma parte de la red vial nacional tuvo que ser cambiado por completo debido a la construcción de una nueva presa en el río Vacha. La antigua carretera construida hace algunas décadas en un "camino común" a lo largo del río tuvo que ser trasladado desde el valle del río hasta las colinas a gran altitud resultando en un tramo nuevo de 11 km de longitud. La Figura 6 proporciona una visión general del terreno montañoso, donde se muestra la traza de la antigua carretera en el valle y de la nueva carretera cuesta arriba. Por desgracia, la topografía montañosa presentada se caracteriza por irregularidades muy sofisticadas (laderas muy empinadas e irregulares) variando las condiciones geológicas e hidrológicas, las tendencias de inestabilidad en algunos lugares y la completa dificultad de crear accesos para la construcción. Además, la región está en la zona de una actividad sísmica significativa. La optimización de la solución desde el punto de vista del medio ambiente, los costos, la geología, la resistencia sísmica, el equilibrio suelo-masa, tecnología y el horario era un desafío. Después de revisar las diferentes opciones de la solución final optimizada, fue concluido que serían necesarias veinte paredes de suelo reforzado con geomalla con una longitud total de 2 km, alturas de hasta 20 metros y una inclinación de la cara de 10v: 1h (casi vertical) sin ningún tipo de bermas, lo que es bastante único.



Figura 6. Vista general de la región montañosa y posición aproximada de las rutas anterior y nueva.

2.2.1 Concepto General y Filosofía.

Las estructuras de suelo reforzado con geomallas flexibles fueron escogidas debido a su excelente adaptación al medio y a su gran ductilidad que resulta en alta robustez contra impactos sísmicos y deslizamiento de taludes. Un tipo especial de revestimiento de pared relleno con grava fue adaptado para amenizar en el paisaje mediante el uso de material rocoso local y permitiendo un cronograma de ejecución flexible. Junto a esto, el revestimiento también presenta gran flexibilidad, lo que se traduce en una mejor respuesta frente a sollicitaciones sísmicas. Debido a las pendientes naturales muy empinadas, el correcto posicionamiento y sistema de fundación debieron responder a una inclinación del paramento casi vertical, del orden de 10v: 1h y así lograr una mejor adaptación a la geometría de la pendiente. El concepto era reducir al mínimo el ancho de la base de las secciones transversales generalmente trapezoidales minimizando así la excavación y la expansión por la pendiente (Figura 7). Sobre la base de la práctica común y criterios conservadores, tres tipos de secciones transversales fueron previstos: sin bermas (hasta 6-8m), con una berma (hasta 14 m) y con dos bermas (hasta 22m). Según se hizo referencia anteriormente, durante la ejecución fueron eliminadas todas las bermas, lo que resultó en secciones transversales trapezoidales de gran altura y sin bermas (ver 2.2.3).

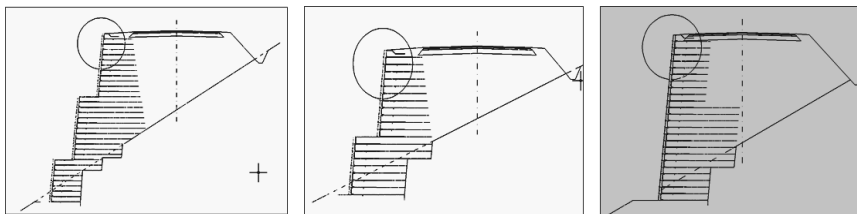


Figura 7. Elementos básicos de una sección transversal típica: inclinación del paramento 10v:1h, número de bermas variable.

Debido a razones logísticas y de acceso, los análisis de estabilidad final y el diseño de los muros con suelo reforzado iban a ser completados una vez que comenzaran los trabajos de construcción. Las secciones transversales típicas de la figura 7 eran simplemente indicativas y servirían de base para el análisis de estabilidad preliminar. La razón de esta filosofía fue la incertidumbre en condiciones reales geotécnicas y topográficas a lo largo de la carretera de 11 km de largo. El revestimiento era una cuestión importante. Después de considerar diferentes opciones, el llamado sistema de revestimiento "Piedra Muralex®", que se muestra en la Figura 8, fue elegido como el más conveniente; el sistema se basa en la idea de una "fachada colgante" que luego se vincula a la estructura reforzada. Esta técnica conduce a ventajas importantes: 1) las geomallas quedan ocultas y por lo tanto protegidas contra rayos UV, el fuego y el vandalismo; 2) las posibles deformaciones de la pared se producen antes de la instalación del revestimiento; 3) permite el uso de gran variedad de material rocoso disponible de excavación en el sitio; 4) el comportamiento dúctil bajo impacto sísmico.

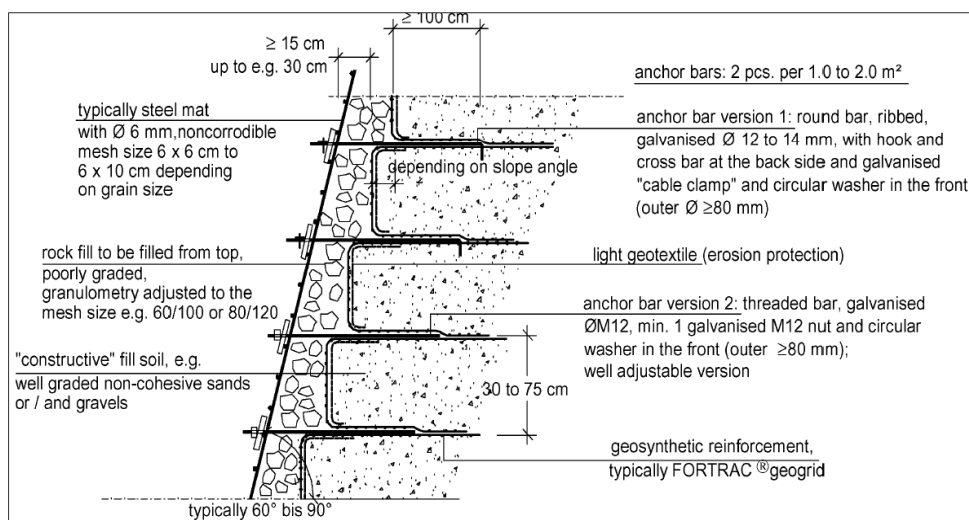


Figura 8. Versión típica del sistema de revestimiento Muralex®.

Por otra parte, muchos de estos muros cruzan pequeños valles, en tales casos se planificaron alcantarillas estándar siendo integradas en la estructura de suelo reforzado. Antes del comienzo de la construcción no se conocían los cursos de agua ni los niveles freáticos presentes. Sin embargo, para todos los muros se implementaron mantas drenantes en las bases.

2.2.2 Consideraciones sobre los Análisis de Estabilidad

El estudio geotécnico antes de inicio de la construcción no fue suficientemente detallado a lo largo de los 11 kilómetros de la carretera planificada. Aunque era posible identificar la pendiente local del suelo y de rocas de manera precisa para cada muro en particular, los parámetros del material de relleno fueron asumidos de forma conservadora en valores medios para todos los muros. El método de las superficies de ruptura circulares según Bishop se utilizó junto con análisis adicionales de planos de falla poligonales utilizando el método de la cuña deslizando, teniendo en cuenta la resistencia al corte entre los bloques. El concepto de Factor de Seguridad (FS) según el código alemán (DIN 4084) se aplicó en todo el proyecto teniendo en cuenta tanto la estabilidad interna y externa como el modo de falla compuesto. Como material de refuerzo se escogieron las geomallas, hechas de poliéster, con Resistencias Nominales en el rango de 55 a 200 kN/m debido a su alta resistencia a corto y largo plazo, baja fluencia, alto coeficiente de interacción en una amplia gama de suelos y por último la flexibilidad que resulta en una instalación simple y expedita. Los FS requeridos fueron elegidos de acuerdo con las recomendaciones búlgaras $FS > 1,3$ y $FS > 1,1$ para condiciones normales y sísmicas respectivamente (CDBSSR 1987, CDRW 1986, SGDSR 1987). Para el diseño sísmico, fue requisito la reducción del ángulo de fricción interna $\varphi_{\text{characteristic, static}}$ en función de la intensidad del terremoto, según la ecuación 1.

$$\varphi_{\text{characteristic, seismic}} = \varphi_{\text{characteristic, static}} - \Delta\varphi \quad (1)$$

2.2.3 Ejecución, Solución de Problemas, Experiencias.

La ejecución comenzó en 2007. Los primeros problemas surgieron pronto: en algunas zonas la topografía resultó significativamente distinta de la que se esperaba, el terreno real presentó diferencias de cotas respecto de lo que debía ser, la inclinación de la pendiente verdadera a menudo se mostró más pronunciada. Paso a paso, muchas de las secciones transversales tuvieron que ser rediseñadas. Al final de este proceso de adaptación, todos los muros de suelo reforzado, incluso el más alto con la altura sobre los 20 m, fueron rediseñados sin bermas en sus geometrías, lo que resultó ser bastante único. La solución sin bermas ofrece ventajas significativas: el ancho de la base de las secciones transversales trapezoidales se redujo al mínimo; esto ayudó a evitar cortes profundos en la ladera. En ocasiones, cursos de agua no esperados tuvieron que ser drenados con urgencia. Para este propósito, tuberías gruesas de geotextiles no tejidos enrollados se instalaron terminando en la parte frontal del muro como una solución rápida ad hoc.

2.3 “La Garganta” (The Gorge) – Muro Vertical de Suelo Reforzado con Envoltura de Geomallas en el Paramento y Revestimiento Estético con Imitación de Rocas de la Región (Petra Siq). Mar Muerto, Jordania.

“La Garganta” es un corredor artificial (creado por el hombre) con un acabado artesanal (esculpido a mano) que imita una de las maravillas del mundo, la famosa ruta de Petra o “Petra Siq”. Este desfiladero es una parte importante y distintivo del Spa & Resort Hilton del Mar Muerto que conforma una escultura con una terminación que pretendió imitar el aspecto de piedra ondulada que se presenta naturalmente fracturada/fisurada, según se muestra en la Figura 9. Se compone de dos paredes verticales (en los lados izquierdo y derecho), separados a una distancia horizontal variable y aleatoria, con una altura máxima de 18.0m, que descienden gradualmente hacia la costa del Mar Muerto. Será utilizado como un camino para los visitantes para llegar al Mar Muerto. La parte inferior de la garganta del “The Gorge” también desciende a partir de la elevación de -412 MSL al comienzo hasta el nivel inferior con una elevación aproximada de -422 a lo largo de una distancia de recorrido de 80 metros.



Figura 9. Esquema de “La Garganta” (Izq.), terminación esculpida (Der.)

2.3.1 Características del Proyecto y Problemas del Emplazamiento.

Las paredes son verticales; sin embargo deben mantener la estabilidad tanto externa como interna frente a las sobrecargas de los edificios adyacentes en una región de alto riesgo sísmico. La pared artificial que simula la terminación natural no podrá proporcionar resistencia lateral ante los empujes; en vez de eso los esfuerzos laterales resultantes tendrán que ser soportados por un sistema de liberación de tensiones (envoltura) sin imponer ningún empuje aplicado al revestimiento.

Por otro lado, según el informe de la investigación geotécnica y con base en los reconocimientos visuales de campo, el material encontrado cerca de la salida desfiladero está formado por el material Sabkha. Este Sabkha se compone de arcilla altamente plástica laminada con aragonita y material evaporable (yeso) y con una resistencia al corte no drenado que va desde 0 hasta 55 kN/m² (Juillie y Sherwood 1983). El área de suelos Sabkha se caracteriza por una muy baja capacidad soporte y bajos valores de SPT (Aiban 1998). Es evidente que junto a su alto potencial de expansión y asentamiento, la capa de Sabkha no era adecuada como capa de soporte, por lo tanto debió realizarse primeramente un tratamiento del suelo, antes de la construcción de “La Garganta” e incluso antes que cualquiera de las estructuras ligeras adyacentes (tales como pasillos, escaleras, ducha y vestuarios).

2.3.2 Diseño y Construcción del Muro

Las obras de construcción de la totalidad de los muros comenzaron en julio de 2012 y acabaron en noviembre de 2012. Estos muros se proyectaron casi verticales con hasta 18.0m de altura y fueron diseñados con capas de geomallas de alta resistencia con envoltura y malla de acero frente a los paneles, como se muestra en la figura 10. Fueron escogidas Geomallas de poliéster de alta resistencia a la tracción y elevada rigidez gracias a que simultáneamente presentan buena flexibilidad, baja fluencia y un gran coeficiente de interacción con una amplia variedad de suelos, lo que brinda sencillez de instalación.

Para optimizar el diseño y el costo a lo largo de las paredes de distintas alturas, se consideraron diferentes resistencias (resistencia nominal máxima de 200 kN/m) y longitudes de la geomallas, sin embargo se encontraba especificada una separación vertical uniforme de 60cm. Todas las secciones fueron analizadas ante la estabilidad global en ambas condiciones (normal y sísmica) con la utilización de GGU-Stability, donde debieron alcanzarse factores de seguridad (FS) requeridos mínimos que fueron de 1.3 para la condición normal y de 1,1 para condiciones sísmicas.

Este estrecho entre dos muros de suelo reforzado y con una estructura de acabo montada manualmente fue luego revestido con concreto proyectado, cubriendo la totalidad de la superficie, dando así el acabado que simula la piedra natural y esculpida. Una gran ventaja de esta técnica fue la ejecución por etapas, donde el revestimiento es ejecutado luego de terminada la estructura. Esto permitió minimizar los efectos que los asentamientos pudieran generar sobre el revestimiento. Este hecho fue demostrado a través de un monitoreo realizado durante un periodo total de seis meses. Se observó que la mayor parte de los asentamientos, que se encontraron dentro de los límites de tolerancia, ocurrieron en las primeras etapas de

este período (primeros dos meses) para luego reducirse a valores insignificantes, esto demuestra que los grandes desplazamientos consecuentes de la consolidación de los suelos de la fundación ya habían ocurrido anteriormente a la ejecución del revestimiento.

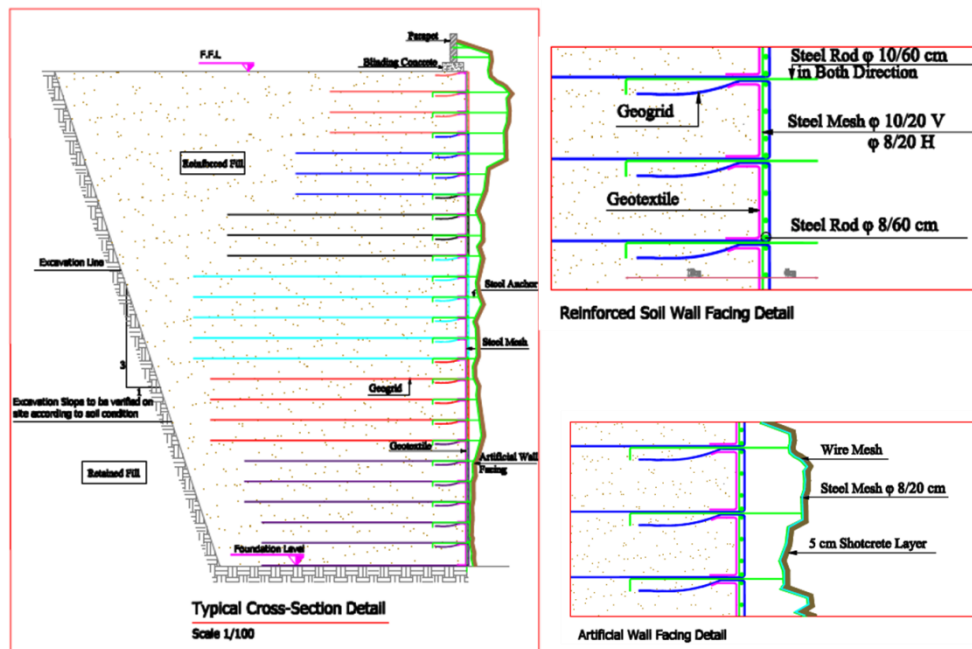


Figura 10. Sección transversal típica de un muro de suelo reforzado con envoltura de la geomalla y revestimiento con concreto proyectado sobre malla metálica.

2.3.3 Tratamiento del Suelo de Fundación

Una de las técnicas más económicas para mejorar de suelos es el uso de geosintéticos. Debido a la falta de capacidad de la “Sabkha” como estrato de fundación, se decidió llevar a cabo el tratamiento del suelo de fundación utilizando geomallas de alta resistencia, elaboradas a partir de alcohol polivinílico. El tratamiento se limitó a las zonas donde se encontró “Sabkha” a menos de 2.0m debajo de los muros proyectados, particularmente cerca de la salida de la garganta y en la fundación de las estructuras adyacentes en la orilla. El tratamiento consistió en la excavación de 2,0 m seguido por la colocación de dos capas repetidas; relleno de roca (50-70cm) cubierto por una capa de arena (10 cm) y geomalla biaxial con resistencia nominal de 200 kN/m cubierta por un geotextil no tejido como material de protección. La geomalla junto con las capas de geotextil de protección fueron aplicadas en la total de la extensión donde se requirió tratamiento. A través de esta aplicación se logró la distribución de las tensiones verticales a través de grandes áreas, lo que se tradujo en asentamientos insignificantes que lograron verificarse por medio de una continua campaña de mediciones.

3. COMENTARIOS FINALES

Las estructuras de suelo reforzado con pendiente muy empinada - casi vertical – son sistemas muy populares en todo el mundo y son asumidos como una alternativa relativamente simple. A pesar de su sencillez y desafíos, los muros de suelo reforzado se pueden adaptar incluso a diversas soluciones personalizadas. Como propiedades ventajosas destacan su flexibilidad y adaptación al medio ambiente circundante, garantizando la estabilidad necesaria en condiciones normales y sísmicas. Los desafíos involucrados para esta técnica pueden presentarse en términos de concepto, diseño, ejecución, y rediseños durante la ejecución.

En el primer caso de estudio, algunos problemas específicos fueron confrontados; los suelos bajo lenta consolidación en una región con al riesgo de solicitaciones sísmicas, la complejidad de compatibilizar los asentamientos entre puentes fundados sobre pilotes y elevados terraplenes fundados sobre el terreno y la integración de tuberías de alcantarilla a través de la base las estructuras de suelo reforzado. Luego de pasar por un sismo de intensidad media, las mediciones no revelaron consecuentes deformaciones en la estructura

Para el segundo caso, un tipo de revestimiento específico se adoptó para el cumplimiento de una amplia gama de requisitos. Casi todas los muros de suelo reforzado tuvieron que ser rediseñados y adoptado durante su ejecución resultando en una solución poco común en los casos habituales por tratarse de grandes alturas de taludes muy empinados sin presencia de bermas, cumpliendo todos los objetivos del proyecto; estabilidad, tiempo y costos.

En el tercer caso, se contó con un aspecto notable debido al acabado esculpido del revestimiento que era bastante único en la región. A pesar de las dificultades técnicas: suelo débil, elevado riesgo de solicitaciones sísmicas y la verticalidad de muros elevados, estos fueron terminados en los estrechos plazos previstos, lo que permitió significativo ahorro de los costos finales.

En nuestra opinión, el éxito de estos proyectos se basa, por un lado, en las ventajas y flexibilidad de las soluciones con geosintéticos en ingeniería geotécnica y por otra parte en la colaboración entre todas las partes involucradas en cada proyecto: contratistas, consultores y propietarios.

4. BIBLIOGRAFÍA

- Aiban S. A., Al-Moudi O.S.B., Ahmed I. and Al-Abdub Wahhab. Reinforcement of a Sadi Sabkha Soil Using Geotextile, Sixth International Conference on Geosynthetic, Atlanta 1998.
- Alexiew, D. 2012. "High geogrid-reinforced walls with a flexible stone filled facing in a mountainous seismic region". Proc.2nd Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, Lima, Peru
- CDBSSR 1987. Code for the design of buildings and structures in seismic regions. KTSU & BAN, Sofia, Bulgaria. (in Bulgarian)
- CDRW 1986. Code for the design of retaining walls. MBI Ministry for building industry, Bulletin BSA, Vol. XXX/10, Sofia, Bulgaria. (in Bulgarian).
- DIN 4084. Baugrund - Geländebruchberechnungen (Soil - Calculation of embankment failure and overall stability of retaining structures), Deutsches Institut für Normung, Berlin, Deutschland.
- EBGEO 2011. Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements. German Geotechnical Society (DGGT), Ernst &Sohn, Essen-Berlin.
- Guler, E., Alexiew, D., Basbug, E. 2011. "Dynamic behavior of geogrid reinforced segmental block walls under earthquake loads". Proc. 5th Int. Conf. on Earthquake Geotech. Eng., Santiago, Chile.
- Guler, E., Alexiew, D., Basbug, E. 2012. "The behavior of geogrid reinforced segmental block walls under earthquake loads". Topic: Soil improvement and Reinforcement. Proc.5th European Geosynthetics Congress, Valencia, Spain, vol. 5: 265-269.
- Juilley Y. and Sherwood D.E., Improvement of Sabkha Soil of the Arabian Gulf Coast, Eighth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki 1983.
- Koseki, J., Bathurst, R.J., Guler, E., et al. 2006. "Seismic stability of reinforced soil walls". Keynote lecture. Proc.8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama, Japan, vol. 1: 51-77.
- Ling, H., Mohri, Y., Leshchinsky, D., Burke, C., Matsushima, K., and Liu, H. 2005. "Large-scale shaking table tests on modular-block reinforced soil retaining walls." J. Geotech. Geoenviron. Eng., 131(4): 465–476.
- Ling, H., Leshchinsky, D., Mohri, Y., and Wang, J. 2012. "Earthquake response of reinforced segmental retaining walls backfilled with substantial percentage of fines." J. Geotech. Geoenviron. Eng., 138(8): 934–944.
- NCMA 2011. Design manual for segmental retaining walls 3rd Edition. USA.
- SGDSR 1987. Specialties in the geotechnical design in seismic regions. MBI Ministry for building industry, Bulletin BSA, Vol. XXXII/11, Sofia, Bulgaria. (in Bulgarian).
- Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M., Munaf, Y. and Horii, N. 1998. "Seismic stability against high seismic loads of geosynthetic-reinforced soil retaining structures". Keynote Lecture. Proc.6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, USA, 1: 103-142.