

Muro de contención en suelo reforzado

“Solución alternativa a un muro tradicional de hormigón”

Ing. Andrés Curiel

Ing. Arturo L. Forteza

Departamento Técnico - América T&S

El presente trabajo analiza un caso de obra en el cual se resolvió la utilización de un muro de contención de suelo reforzado con geotextil como alternativa a un muro de hormigón armado tradicional, para la construcción del subsuelo del salón principal del Casino del hotel Mantra (antes Cipriani) en Manantiales - Maldonado.

El muro en cuestión debía salvar un desnivel de más de 8 metros de altura, por detrás del muro de la sala, debajo del jardín y piscina de las instalaciones, con unos 60 m. de desarrollo. El perfil del suelo del lugar es, simplíficadamente, un estrato de roca y por encima una capa de arena.

Introducción

Desde épocas remotas la construcción de obras cotidianas y de gran porte ha recurrido a la utilización de distintos tipos de materiales naturales para complementar las características resistentes de los suelos a compresión, con elementos que le aporten cierta resistencia a tracción que los mismos carecen (enfajinados, fibras vegetales, cañas, adobe). En las últimas décadas, con el mismo fin, se recurre al uso de materiales artificiales, como ser flejes metálicos, hilados o mallas sintéticas, desarrollados específicamente para uso geotécnico.

Dentro de esta categoría de uso, como elementos de refuerzo de suelos para la construcción de terraplenes sobre suelos blandos, estabilización de taludes y construcción de muros de contención, se incluyen especialmente los materiales Geosintéticos, entre los que se destacan los geotextiles y las geomallas (o geogrillas).

Un geotextil es una manta flexible, de poco peso y espesor, constituida por fibras poliméricas (poliéster, polietileno), fabricada por procesos de origen textil (tejidos o no tejidos), de alta resistencia a tracción, al desgarrar y al punzonado.

Las geogrillas son estructuras de bandas de polímero de alta tenacidad a la tracción, entrecruzadas uni o bi direccionalmente, conectadas por extrusión, amarre o entrelazado, que forman aberturas de suficiente tamaño que permiten la trabazón con el suelo y los agregados del terreno con el que interactúan.

Un muro de contención, tradicionalmente, es una obra de hormigón armado que permite salvar desniveles en el terreno, diseñada para resistir el empuje de suelos y sobrecargas en la superficie, dependiendo del tipo y altura efectiva del relleno.

Como opción se presenta la posibilidad de diseñar muros de contención en suelo armado, constituidos por capas de material natural como relleno y refuerzos horizontales con geosintéticos, autoportantes por gravedad, estables en sí mismos como macizo y resistentes a las acciones externas de empuje, volteo y deslizamiento.

Antecedentes

La solución originalmente proyectada para esta obra consistía en un muro de hormigón armado de 20 cm. de espesor, con una base en L de 4 m. de ancho y 70 cm. de espesor en la zapata, y contrafuertes también en hormigón de 30 cm. de espesor cada 3 m. de separación.

La altura máxima del muro es de unos 8 m. y su desarrollo 60 m.

Para evitar el deslizamiento del muro, la base de la L debía ser anclada a la roca con 2 filas de barras de hierro de 75 mm. de diámetro, separadas entre si 1 m. y empotradas como mínimo 2.5 m. en la roca. (Figura N° 1)

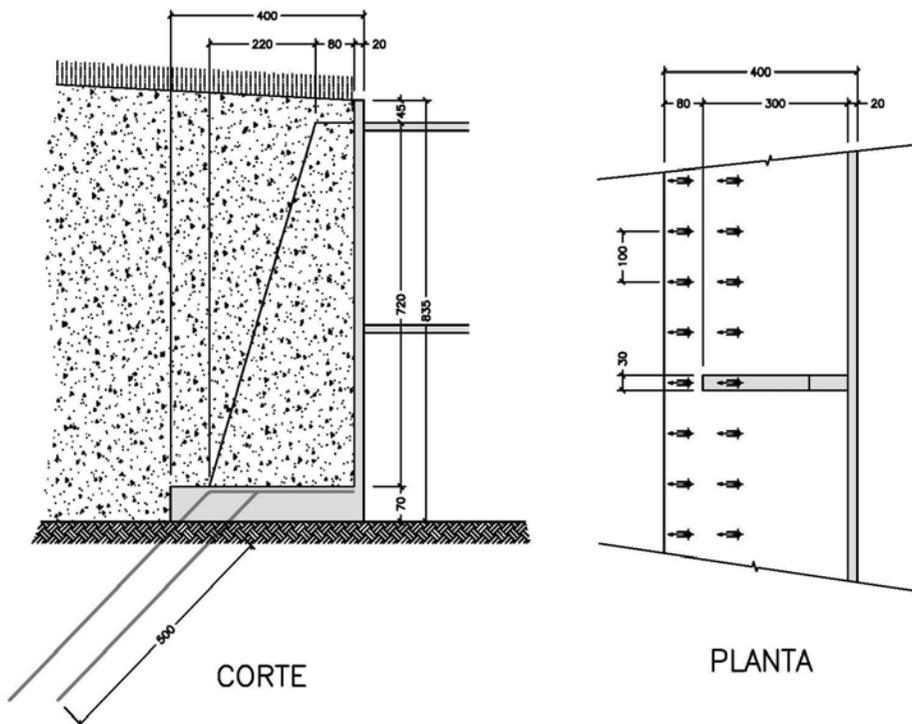


Figura N° 1 - Muro de contención en Hormigón Armado

Visto las características de la obra y el suelo natural del lugar, la Dirección de Obra consulta al equipo técnico de *América Tecnología y Servicio* acerca de la posibilidad de proyectar una alternativa a este muro de H^oA^o utilizando la técnica del suelo reforzado.

Los principales motivos de explorar esta alternativa surgen de la idea de abatir costos, buscar un procedimiento constructivo más simple y más efectivo, pero fundamentalmente eliminar la incertidumbre que presentaba la solución original por el hecho que las barras debían anclarse necesariamente en roca sana sin fracturar, no pudiéndose evaluar a priori la longitud total de las perforaciones (ni su costo). Por otra parte, el volumen de hormigón a verter era considerable, rondando los 270 m³.

Se plantea entonces la construcción de un macizo de contención con suelo natural reforzado, autoportante (prácticamente vertical), que no transmite empujes, estable en sí mismo por

gravedad y fricción en el apoyo, y tan solo un muro simple de bloques, separado del talud, como cerramiento del subsuelo.

Suelo reforzado.

Como es sabido, todo suelo (en estado confinado) resiste adecuadamente esfuerzos de compresión pero no así a tracción. La resistencia a tracción en el suelo, que naturalmente se obtiene por efecto cohesivo y por fricción interna de los granos, puede entonces ser incrementada mediante la incorporación de algún material de refuerzo, que interactúe con el mismo.

Los materiales geosintéticos más comúnmente utilizados como refuerzo de suelos son los geotextiles, que interactúan por fricción con el suelo, y las geogrillas, que lo hacen por intertrabado. En esas condiciones la deformación del refuerzo y la del suelo será la misma. El concepto de deformación compatible es fundamental.

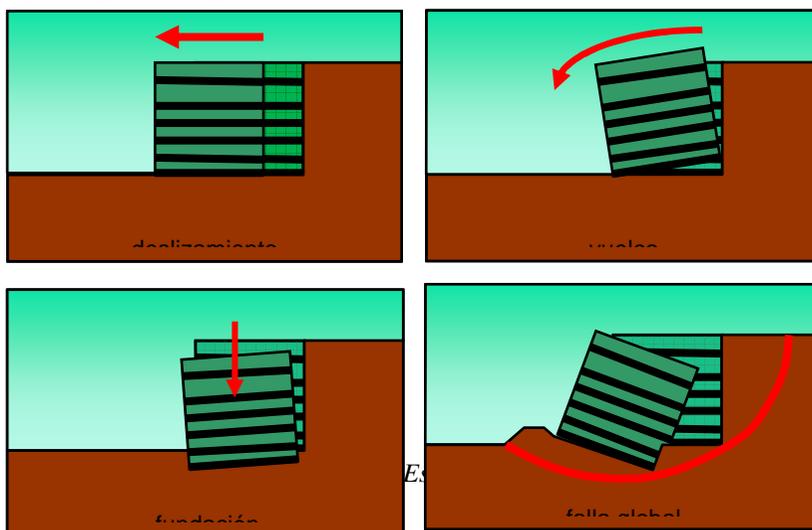
Para el diseño de una estructura de suelo reforzado se consideran los siguientes parámetros significativos:

- Altura del muro (vertical, $>80^\circ$) o talud inclinado.
- Pendiente del talud
- Propiedades mecánicas del suelo
- Resistencia de la interfase suelo-refuerzo (entre 70 y 100% del ángulo de fricción interna)
- Resistencia, largo y separación del geosintético
- Grado de compactación del suelo
- Cargas externas
- Factores de seguridad y estabilidad.

El dimensionado se divide generalmente en dos etapas de análisis:

- 1) estabilidad externa
- 2) estabilidad interna

La estabilidad externa se verifica en forma convencional, como si fuera un muro de gravedad. Se verifican las condiciones de seguridad al deslizamiento, vuelco, capacidad de carga de la fundación y falla global. (Figura N° 2)



El otro aspecto particular del dimensionado de una estructura de suelo reforzado es el análisis de la estabilidad interna. (Figura N° 3)

La falla interna se verifica ante la posible ocurrencia de:

- a) solicitaciones en el refuerzo superiores a su resistencia traccional
- b) deslizamiento del refuerzo
- c) desprendimiento del sistema de revestimiento de la cara del muro
- d) inestabilidad local del macizo

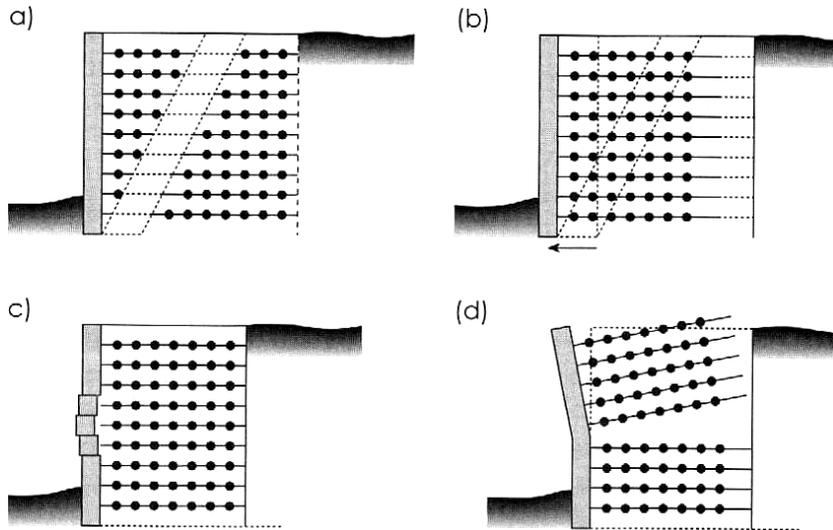


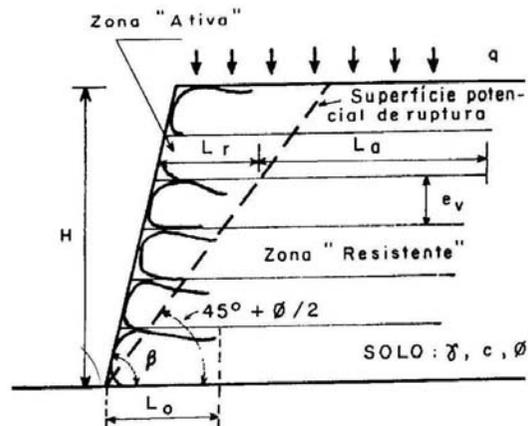
Figura N° 3 - Estabilidad interna

Existen variadas metodologías de dimensionado para definir la resistencia necesaria del refuerzo, la longitud de anclaje y la separación de los mismos. La casi totalidad de los métodos son iterativos, fijándose o bien el tipo de refuerzo o la separación entre estos.

Método	Superficie crítica	Parámetros Resistencia e Pro-Pressão	Inclinação da Face	Comprimento do Reforço	Sobrecarga	Espaçam. Entre Camadas	Estabilidade Externa
U.S.Forest Service: Steward et al. (1977)	Plana, a $45 + \Phi/2$	$c = 0$ Φ $u = 0$	$?\leq \beta \leq 90^\circ$	constante	Uniforme ou concentrada	Variável	Não considera
Jewell (1991)	Bilinear; espiral Logaritmica	$c = 0$ $20^\circ \leq \Phi \leq 50^\circ$ $u > 0$	$30^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$	Constante ou variável	uniforme		Escorregamento por plano preferencial
Schmertmann et al. (1987)	Plana; Bilinear; Circular	$c = 0$ $15^\circ \leq \Phi \leq 35^\circ$ $u = 0$	$30^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$				
Leshchinsky e Boedecker (1989)	Cálculo variacional	$c = 0$ $20^\circ \leq \Phi \leq 45^\circ$ $u = 0$	$45^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$	Constante	Não considera	constante	

Figura N° 4 - Métodos de dimensionado para suelo reforzado

Ejemplo de formulación para determinar la resistencia a tracción del refuerzo y su separación - Método de Steward et al.



$$\sigma_h = K_a (\gamma z + q - 2c / \sqrt{K_a})$$

donde:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_p}{2} \right) = \text{coeficiente de empuje activo}$$

ó

$$K_a = \frac{\sin^2 (\alpha + \phi_p)}{\sin^3 \alpha \left(1 + \frac{\sin \phi_p}{\sin \alpha} \right)^2}$$

$$\text{con: } \alpha = 180 - \beta$$

luego:

$$e_v = \frac{T_d}{\sigma_h FS_g}$$

donde: T_d = resistencia de proyecto del geosintético

FS_g = Factor de seguridad global, en general entre 1.3 y 1.5

Descripción del proyecto.

El método elegido para el diseño del muro de contención armado es el del U.S. Forest Service, basado en la teoría de esfuerzos de Rankine. Se realizó en primera instancia un predimensionado, utilizando un software de cálculo editado por Bidim[®] BBA Nonwoovens.

Este primer diseño sirvió para realizar un estimativo de costos de esta solución y compararlo con los costos estimados para la solución del muro en H^oA^o.

Una vez que la dirección de la obra y los asesores calculistas dieran el visto bueno a la alternativa, se procedió a realizar el proyecto definitivo del muro en suelo reforzado.

Basado en la teoría antes citada, aplicando las fórmulas que se muestran en la *Figura N° 5*, se confeccionó un programa de cálculo, en planilla electrónica, para el dimensionado y verificación

de estabilidad y resistencia del macizo, tomando en consideración los siguientes parámetros y valores característicos:

Suelo de relleno

Una de las principales ventajas de este tipo de solución es la utilización del mismo suelo del lugar como material de relleno, por lo que se reaprovecha el producto de la excavación.

Se considera un suelo granular arenoso (limpio), ángulo de fricción interna 39° , no cohesivo y de peso específico 20 kN/m^3 . Aplicando un coeficiente de seguridad de 1,3, se obtiene un ángulo de fricción interna de cálculo de 32° .

El suelo natural por detrás del muro reforzado es entonces de las mismas características.

Sobrecarga en la superficie

Se adopta una carga en superficie de 500 kg/m^2 (5 kPa), a lo que se agrega una sobrecarga de 10 kPa por el equivalente a 50 cm. de cubierta vegetal.

Geotextil

Se define como material de refuerzo del terraplén el empleo de geotextil no tejido, de fibra poliéster, filamentos continuos, *Bidim RT 26*, con resistencia característica a tracción de 26 kN/m.

Dimensionado

Procediendo por iteración en el número y separación de capas, con la planilla de cálculo antes citada, se verifica la estabilidad externa del muro, hasta lograr factores de seguridad de 2,5 al deslizamiento, 2,6 al vuelco y 3,0 a la falla de fundación. (*Figura N° 6*)

Respecto al dimensionado interno, se obtiene el detalle del número y espesor de capas, tensión de trabajo del geotextil y coeficientes de seguridad a la tracción y al anclaje en cada refuerzo. (*Figura N° 7*)

El proyecto definitivo consta de 8 capas superiores de 0,50 m. de espesor cada una y 4,50 m. de extensión de anclaje (ancho del muro), 4 capas de 0,25 m. por 3,50 m. de anclaje y 11 capas de 0,25 m. por 2,50 m. de base, adaptándose así al horizonte de roca sana existente en cada nivel. El mínimo coeficiente de seguridad de resistencia a tracción del refuerzo es de 2,0 (capas 7 y 23) y de 2,5 al arrancamiento del anclaje (capa 1).

En cuanto al doblado superior, se establece un factor de seguridad de 2,0, resultando longitudes de 2,50 m. para la primera capa (superior), 1,50 m. para las 7 siguientes y un mínimo de 1,00 m. para las inferiores.

MUROS DE CONTENCIÓN EN SUELO REFORZADO

$$\tan \phi'_d = \left(\frac{\tan \phi}{FS_\phi} \right) \quad k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{coeficiente de empuje activo (c = 0) - Rankine}$$

$$FS_{desl} = \frac{2 \cdot \tan \delta_b \cdot (\gamma_1 \cdot H + q)}{ka_2 \cdot (\gamma_2 \cdot H + 2 \cdot q) \cdot (H/B)} \geq 2 \quad FS_{vuel} = \frac{3 \cdot (\gamma_1 \cdot H + q)}{ka_2 \cdot (\gamma_2 \cdot H + 2 \cdot q) \cdot (H/B)^2} \geq 2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{v.máx} \\ \sigma_{v.mín} \end{array} \right\} = (\gamma_1 \cdot H + q) \pm ka_2 \cdot (\gamma_2 \cdot H + 3 \cdot q) \cdot (H/B)^2$$

$$e = \frac{ka_2 \cdot H^2 \cdot (\gamma_2 \cdot H + 3 \cdot q)}{6 \cdot B \cdot (\gamma_1 \cdot H + q)} \leq B/6 \quad \sigma = \frac{3 \cdot (\gamma_1 \cdot H + q)^2}{3 \cdot (\gamma_1 \cdot H + q) - ka_2 \cdot (\gamma_2 \cdot H + 3 \cdot q) \cdot (H/B)^2}$$

$$B' = B - 2 \cdot e \quad \text{Meyerhoff} \quad Q = \frac{B \cdot (\gamma_1 \cdot H + q)}{B'}$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_f}{2} \right) \quad N_c = (N_q - 1) / \tan \phi_f \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi_f \quad \text{Vesic}$$

$$Q_{máx} = c \cdot N_c + d \cdot \gamma_f \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_\gamma$$

$$FS_{fundac} = \frac{Q_{máx}}{Q} \geq 3$$

$$\sigma_v(z) = \gamma_1 \cdot z + q$$

$$\sigma_h(z) = ka_1 \cdot \sigma_v(z)$$

$$T(z) = \sigma_h(z) \cdot s$$

$$FS_{tracc}(z) = \frac{T_{máx}}{T(z)}$$

$$L_a(z) = B - (H - z) \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\phi'_d}{2} \right)$$

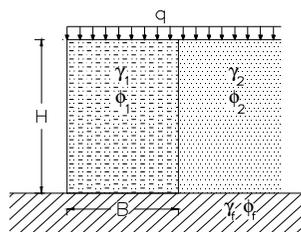
$$F_a(z) = 2 \cdot L_a \cdot (\gamma_1 \cdot z + q) \cdot \tan \delta_{sr}$$

$$FS_{ancl}(z) = \frac{F_a(z)}{T_z}$$

$$L_o = \frac{s \cdot \sigma_h \cdot FS_{dobl}}{2 \cdot (c' + \gamma_1 \cdot z \cdot \tan \delta_{sr})}$$

Figura N° 5 - Fórmulas aplicadas

TERRAPLÉN REFORZADO CON GEOTEXTIL



Refuerzo con geotextil

Bidim RT 26

Resist. tracción en rotura

$T_{m\acute{a}x}$ 26 kN/m

DATOS DE ENTRADA

Altura muro contención	H	8,00	m.
Ancho base muro	B	4,50	m.
Sobrecarga en superficie del terraplén	q	15	kPa
Peso específico suelo de relleno	γ_1	20	kN/m ³
Peso específico suelo natural	γ_2	20	kN/m ³
Peso específico suelo de fundación	γ_f	20	kN/m ³
Ángulo fricción interna suelo de relleno	ϕ'_1	39	°
Ángulo fricción interna suelo natural	ϕ'_2	39	°
Ángulo fricción interna suelo de fundación	ϕ'_f	32	°
Ángulo fricción base - fundación	δ_b	37	°
Ángulo fricción suelo de relleno - geotextil	δ_{sr}	30	°
Factor seguridad para ángulo fricción	FS_ϕ	1,3	/ 1,1
Cohesión suelo de fundación	c'	0	
Profundidad base embutida	d	0	m.

CÁLCULOS

Estabilidad externa

Ángulo fricción p/diseño suelo de relleno	ϕ'_{d1}	31,9	°
Ángulo fricción p/diseño suelo natural	ϕ'_{d2}	31,9	°
Coefficiente empuje activo relleno	K_{a1}	0,31	
Coefficiente empuje activo suelo natural	K_{a2}	0,31	

Deslizamiento en la base

Factor de seguridad al deslizamiento	FS_{desl}	2,5	/ 2
--------------------------------------	-------------	-----	-----

Vuelco

Factor de seguridad al vuelco	FS_{vuel}	2,6	/ 2
-------------------------------	-------------	-----	-----

Capacidad carga fundación

Solicitación máxima en base de estructura	$\sigma_v máx$	374,7	kPa
Solicitación mínima en base de estructura	$\sigma_v mín$	-24,7	> 0
Excentricidad resultante fuerzas en base fundac.	e	0,86	m.
	B/6	0,75	e < B/6
Ancho equivalente de zapata	B'	2,79	m.
Presión uniform. distrib. en base de fundación	Q	282,5	kPa
Factor capacidad carga (Vesic)	N_c	35,49	
" " " "	N_q	23,18	
" " " "	N_γ	30,21	
Capacidad de carga suelo de fundación	$Q_{m\acute{a}x}$	842,4	kPa
Factor de seguridad falla suelo de fundación	FS_{fund}	3,0	/ 3

Figura N° 6 - Planilla de cálculo

Estabilidad interna

Tensión en el refuerzo

Profundidad de capa	z	m.
Espaciado entre refuerzos	s	m.
Presión vertical efectiva máxima a profund. z	$\sigma_v(z)$	kPa
Presión horizontal efectiva a profundidad z	$\sigma_h(z)$	kPa
Esfuerzo de tracción en refuerzo a profund. z	$T(z)$	kN/m
Factor de seg. resistencia a tracción refuerzo	FS_{tracc}	/ 2

Longitud de anclaje

Longitud de anclaje activo	L_a	m.
Esfuerzo de anclaje	F_a	kN/m
Factor de seguridad del anclaje	FS_{ancl}	/ 2
Factor de seguridad del doblado	FS_{dobl}	2,0 / 2
Longitud de doblado	L_o	

ver Planilla

capa	z	s	$\sigma_v(z)$	$\sigma_h(z)$	$T(z)$	FS_{tracc}	L_a	F_a	FS_{ancl}	L_o
1	0,50	0,50	25,0	7,7	3,9	6,7	0,34	9,7	2,5	2,17
2	1,00	0,50	35,0	10,8	5,4	4,8	0,61	24,8	4,6	1,52
3	1,50	0,50	45,0	13,9	6,9	3,7	0,89	46,3	6,7	1,30
4	2,00	0,50	55,0	17,0	8,5	3,1	1,17	74,2	8,8	1,19
5	2,50	0,50	65,0	20,0	10,0	2,6	1,45	108,5	10,8	1,13
6	3,00	0,50	75,0	23,1	11,6	2,2	1,72	149,3	12,9	1,08
7	3,50	0,50	85,0	26,2	13,1	2,0	2,00	196,4	15,0	1,05
8	4,00	0,50	95,0	29,3	11,0	2,4	2,28	250,0	22,8	1,03
9	4,25	0,25	100,0	30,8	7,7	3,4	2,42	279,2	36,2	0,51
10	4,50	0,25	105,0	32,4	8,1	3,2	2,56	310,0	38,3	0,51
11	4,75	0,25	110,0	33,9	8,5	3,1	2,70	342,4	40,4	0,50
12	5,00	0,25	115,0	35,5	8,9	2,9	2,83	376,4	42,5	0,50
13	5,25	0,25	120,0	37,0	9,2	2,8	2,97	412,0	44,5	0,49
14	5,50	0,25	125,0	38,5	9,6	2,7	3,11	449,2	46,6	0,49
15	5,75	0,25	130,0	40,1	10,0	2,6	3,25	488,0	48,7	0,49
16	6,00	0,25	135,0	41,6	10,4	2,5	3,39	528,4	50,8	0,49
17	6,25	0,25	140,0	43,2	10,8	2,4	3,53	570,4	52,9	0,48
18	6,50	0,25	145,0	44,7	11,2	2,3	3,67	614,0	54,9	0,48
19	6,75	0,25	150,0	46,2	11,6	2,2	3,81	659,2	57,0	0,48
20	7,00	0,25	155,0	47,8	11,9	2,2	3,94	706,0	59,1	0,48
21	7,25	0,25	160,0	49,3	12,3	2,1	4,08	754,4	61,2	0,48
22	7,50	0,25	165,0	50,9	12,7	2,0	4,22	804,5	63,3	0,48
23	7,75	0,25	170,0	52,4	13,1	2,0	4,36	856,1	65,3	0,47
24	8,00	0,25	175,0	53,9	6,7	3,9	4,50	909,3	134,8	0,47

8 capas **0,50** m. x **4,50** m.
16 capas **0,25** m.

Figura N° 7 - Planilla de cálculo (cont.)

Las características geométricas del muro se indican en el perfil transversal tipo que se adjunta en la *Figura N° 8*.

En la base del muro se proyecta una capa drenante y un dren de pie, con el objeto de captar y conducir las aguas subterráneas y aliviar la presión neutra, construido con grava triturada, tubería perforada de \varnothing 150 mm. y doble manta de geotextil RT 26 como filtro.

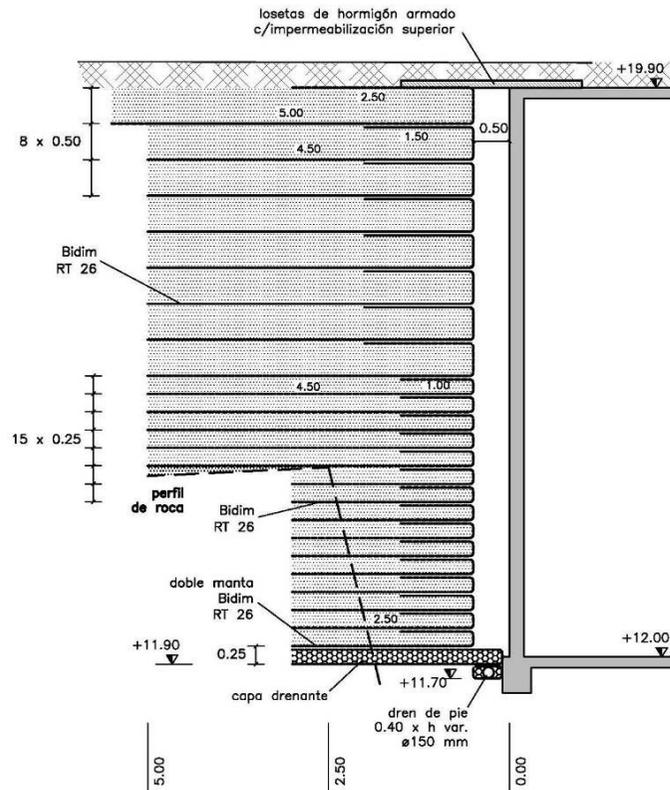


Figura N° 8 - Sección transversal muro reforzado

El muro tiene aproximadamente 60 metros de desarrollo (muro 203) mas un lateral de 3,50 m. (muro 205). *Figura N° 9*

El cierre en los extremos del muro se realizará por doblado de cada capa también en sentido transversal, con las mismas longitudes de anclaje.

Se prevé un espacio libre entre el terraplén reforzado y el muro de mampostería, de unos 50 cm. de ancho, con el fin de permitir pequeñas deformaciones de los bolsones (estimadas en tan sólo 4 cm.) y hacer inspeccionable el muro en todo momento. En superficie se cierra este espacio, por debajo de la cubierta vegetal, con losetas de hormigón armado, selladas entre sí e impermeabilizadas.

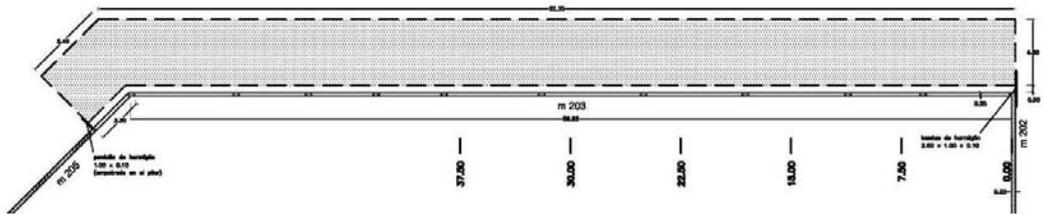


Figura N° 9 - Planta general

Procedimiento constructivo

Para la implantación del muro reforzado se procede en primera instancia al recorte del frente de roca, a una distancia no inferior a los 2,50 metros más 0.50 m. de separación desde la línea exterior del muro de mampostería, hasta alcanzar el horizonte de transición de la roca sana con el suelo natural. Se realiza la regularización y limpieza del fondo de la excavación sobre el que asentará la capa drenante.

Se construye el muro de bloques.



Foto N° 1 - Vista del muro de bloques al inicio de la obra

Se procede al tendido de la primera manta de geotextil, en sentido longitudinal (paralelo al muro), previendo un ancho tal que permita el anclaje y el doblado del mismo alrededor de la capa de relleno. En las uniones (normales al muro) entre dos rollos, se asegura una sobreposición no inferior a 30 cm. No se admiten solapes de fajas en sentido longitudinal.

Cuando el ancho de manta requerido excede el ancho del rollo, el geotextil se tiende en sentido transversal (perpendicular al muro), en tramos de longitud suficiente para el anclaje más el espesor de capa más el doblado superior. Los solapes laterales entre fajas son también no inferiores a 30 cm. de ancho.



Foto N° 2 - Tendido de capas de geotextil para dren



Foto N° 3 - Capa lista para recibir el suelo de relleno

Se coloca la tubería de drenaje \varnothing 150, alineada y nivelada con una pendiente longitudinal de 0,33% y se tiende el material drenante en capas horizontales longitudinales, hasta alcanzar la cota +12.15. Se procede al cierre y doblado del geotextil por encima de la capa, con una longitud de anclaje de 4,50 m.

La tubería de drenaje se construye con caño de PVC rígido, perforado en 4 ó 6 hileras sobre una de las mitades del perímetro del tubo, con orificios de entre 8 y 12 mm. de diámetro, separados 10 a 15 cm. entre sí. Los orificios se colocan hacia abajo en la zanja.

El material drenante consiste en piedra partida, limpia, libre de finos, con tamaño entre 10 y 30 mm.

Se comienza la construcción del muro de contención propiamente dicho, mediante el tendido de una segunda capa de geotextil, en las mismas condiciones que la primera, tomando en cuenta la longitud de anclaje en la base, el espesor de la capa y el doblado superior.

Según el diseño, las primeras capas son de 25 cm. de espesor y las capas superiores de 50 cm. El doblado del geotextil se establece en 1 m., 1,50 m. y 2,50 m. hacia el interior del terraplén.

Se establece una cámara de separación de 50 cm. entre el terraplén de contención y el muro de mampostería, a efectos de admitir alguna pequeña deformación del suelo embolsado, sin que llegue a apoyar sobre la pared de la edificación (empuje cero).

La cara externa del terraplén se levanta en vertical. Para lograr esto se utilizan tableros en el frente del terraplén, convenientemente afirmados y apuntalados, que sirven como molde de encofrado al relleno y guía para el doblado del geotextil, y son retirados una vez terminado el muro.

Otro procedimiento podría ser la utilización de moldes longitudinales tipo L en el borde del terraplén, de altura ligeramente superior al espesor de la capa a tender, apoyados en la capa inferior, que se van retirando y pasando a la capa superior.



Fotos N° 4 y 5 - Tendido del material de relleno en forma manual y con pala cargadora

El material granular utilizado en el relleno del muro de contención es arena natural, limpia, de granulometría uniforme, tamaño máximo 4 mm., con bajo contenido de arcilla, sin presencia de materia orgánica, vegetal, ramas o piedras (la misma arena extraída de la excavación de la obra).

El material de relleno se tiende en capas horizontales longitudinales, en espesores no mayores a 15 cm. Se riega y se procede a su compactación mecánica (plancha o rodillo vibratorio), hasta lograr una densidad en sitio no inferior al 90% de la densidad máxima Proctor que se obtiene en los ensayos previos de laboratorio. Se tiende una segunda capa y se compacta de la misma manera.

Una vez obtenido el espesor total de la capa de suelo reforzado se procede al doblado manual del geotextil sobre la cara del talud y se extiende la longitud de anclaje del doblado hacia adentro del cuerpo del terraplén



Foto N° 6 - Compactación del relleno



Foto N° 7 - Muro a media altura

En los extremos del muro se dobla el geotextil también lateralmente, cerrándose totalmente los bolsones en sentido transversal, con la misma longitud de anclaje que en el frente del terraplén.

Una vez alcanzados los 7.75 m. de altura de muro (cota +19.90), se cierra la última capa de refuerzo y se rellena completamente con suelo natural la parte posterior del terraplén reforzado. Finalmente, se procede al relleno de la capa superior del terraplén con suelo natural y tierra vegetal para permitir el empastado de la superficie.



Foto N° 8 - Compactación de la última



Foto N° 9 - Vista del muro terminado en el interior de la

Conclusiones

La utilización de un muro de contención armado con geotextil como refuerzo de suelos permitió que la obra en cuestión fuera realizada en menor tiempo, facilitando las labores de construcción y logrando, sobre todo, un costo sensiblemente menor al de la solución tradicional en hormigón armado.

Precisamente, el costo de la obra, para un consumo de geotextil de 130 m²/ml, alcanza (a precios de ese momento) los U\$S 260 por metro lineal de muro.

El costo estimado del muro en hormigón armado era del orden de los U\$S 1000 por metro lineal, por lo que puede afirmarse haber logrado el mismo objetivo invirtiendo aproximadamente la cuarta parte del costo previsto para la solución tradicional.

El caso de obra presentado, llevado a cabo en el año 2002, corresponde a la tercera aplicación de magnitud en el país de muros de contención y taludes reforzados con geotextil, datando el primero de ellos (Costanera norte de la ciudad de Salto) en más de 10 años, con excelente resultado.

Esta solución pretende ser un claro ejemplo de desarrollo de ingeniería local, en confianza con la tecnología de geosintéticos, que demuestra importantes reducciones de costo y tiempo constructivo, mediante el empleo de la técnica del suelo reforzado frente a sistemas de contención tradicionales con muros de flexión en hormigón armado.

Referencias bibliográficas.

- Koerner, Robert M. - “Designing with Geosynthetics” (1994)
 - Manual Técnico Bidim® - “Solo Reforçado: taludes e estruturas de contenção”
 - Software Bidim® ”Solos Reforçados com Geossintéticos - Dimensionamento de Muros e Taludes”
 - Associação Brasileira Industrias de Nãotecidos Técnicos (ABINT) - “Manual Brasileiro de Geossintéticos” (2004)
 - Guimaraes, Demetrius - Minicurso de Solos Reforçados (2002)
-