

**ESTABILIZACIÓN DE DESLIZAMIENTOS EN LADERAS CON
SUELOS RESIDUALES MEDIANTE SOIL NAILING.
APLICACIÓN A UN DESLIZAMIENTO EN CONCEPCIÓN
(CHILE)**

FERNANDEZ VINCENT, Juan Manuel
TERRATEST TÉCNICAS ESPECIALES S.A.

GUZMAN GIULIANI, Aldo Daniel
PILOTES TERRATEST S.A.

RESUMEN:

Ante el deslizamiento producido en una ladera del proyecto de mejora del Barrio Modelo Lo Galindo en Concepción (VII Región del Bio-Bío, Chile) se planteó una solución de estabilización tipo Soil Nailing, es decir, suelo reforzado, en este caso mediante inclusiones consistentes en anclajes pasivos inyectados y hormigón proyectado.

El deslizamiento acontecido se produjo en el contacto del suelo residual con la arenisca, donde se formó un patín para una rotura traslacional plana que progresó a partir de un corte en el pie de la ladera. La presencia de tanques de abastecimiento de agua potable en la coronación de la ladera le dio un carácter de urgencia a la obra ante la incertidumbre del progreso de la falla y por encontrarse ante el inicio de la época de mayor pluviometría en la región, lo que podría desencadenar en mayores inestabilidades.

El estado sísmico determinó el diseño debido a la seguridad requerida, analizándose la falla plana sísmica por el Método de las Perturbaciones (Raulin, Rouques and Toubol, 1974).



Figura 1. Vista panorámica de la estabilización mediante Soil Nailing del Sector de tanques de abastecimineto ESSBIO. Loteo Lo Galindo

CAUSAS DEL DESLIZAMIENTO

Las laderas del sector Lo Galindo sufrieron importantes deslizamientos con ocasión de los temporales de lluvia ocurridos en Concepción a fines de Junio y todo el mes de Julio del año 2000, afectando la seguridad de los tanques de abastecimineto de agua ESSBIO (Estanques del Servicio Sanitario de la Región del Bio-Bio) que se pueden apreciar en la cima del cerro (foto 1).

A objeto de reconocer con precisión las características del material involucrado en los deslizamientos del cerro Lo Galindo se ejecutó una campaña de exploración geotécnica consistente en tres sondeos de rotación S-1, S-2 y S-3.

Con la ejecución de estos sondeos se pudo determinar el contacto con la Arenisca sana de color gris azulado. Se seleccionaron muestras de los testigos obtenidos de los sondeos efectuados, se sometieron a ensayos de clasificación y a compresión triaxial no drenado UU.

CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA

Desde el punto de vista geológico el lugar en cuestión es un cerro isla que emerge de los sedimentos arenosos del río Bio-Bío. Está constituido por rocas areniscas, formadas en el Terciario por acumulación sedimentaria marina, que se depositó por encima del basamento granítico regional costero. Luego de su formación el paquete sedimentario fue segmentado por diversas fallas y el posterior ascenso tectónico dejó los bloques algo girados, buzando hacia el norte.



Figura 2. Ubicación en Planta de la zona afectada por los deslizamientos. (Esquina inferior izquierda)

La arenisca sana de color gris azulado, que en realidad es limonita por su grado fino, es apreciada visualmente en algunos cortes y se muestra fracturada en sus planos de estratificación, exhudando por ellos agua. Además de los planos de fracturas subhorizontales se observan otros planos de fracturas subverticales. Por encima de la arenisca gris azulada, la roca cambia de color a un amarillo anaranjado y café oscuro, producto de la meteorización o descomposición química de sus diversos agentes mineralógicos. La dureza original de la arenisca gris deviene en arcilla residual de consistencia decreciente a blanda, que es lo que se aprecia en todos los cortes que se han abierto con motivo de la urbanización que se construye en la ladera Norte del cerro.

Esta urbanización hizo necesario la ejecución de un profundo aterrazamiento de la ladera norte del cerro Lo Galindo, con cortes de 13.0m o más de altura a los que se les dio una pendiente aproximada de 1:1 (H:V).

Con ocasión de las grandes lluvias ocurridas a fines de junio del año 2000, se produjeron derrumbes generalizados en diversos puntos de la urbanización, el mayor de ellos en la ladera aguas abajo del estanque, comprometiendo severamente su estabilidad.

El perfil de la figura 3 esquematiza la situación de falla trazada según plano de fractura paralelo a la estratificación en la arenisca descompuesta (*Falla Transnacional*). La observación atenta de este corte al nivel de la terraza donde se construyeron edificios permitió apreciar el escurrimiento continuo de agua por los planos

de estratificación a varias alturas de la arenisca, lo que se interpreta como la causa relevante de la falla luego del desequilibrio producido por el corte del pie del talud.

El agua presente debe su origen a la infiltración de las grandes lluvias que saturan el subsuelo, sin descartarse algún aporte de posibles filtraciones desde los estanques ubicados aguas arriba.

En general todos los cortes de la urbanización han experimentado algún grado de derrumbe independiente de su altura. En los cortes de menor altura, que compromete suelo residual más arcillizado y blando, en donde los planos de fractura pierden su relevancia, las fallas son más masivas y de tipo circular (*Falla Rotacional*).

La ladera Norte del cerro donde se ubica la urbanización tiene una pendiente natural de 11° aproximadamente con respecto a la horizontal, más o menos paralela a la estratificación de la arenisca que registra unos 14 a 15° en la base del corte.

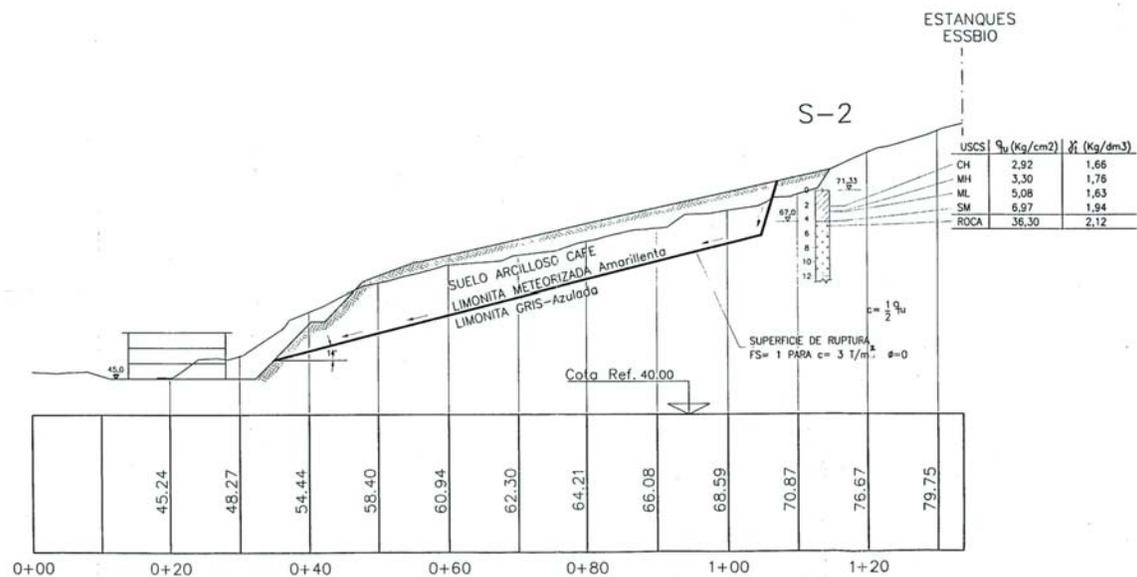


Figura 3. Perfil de la falla. Se aprecia las unidades de suelo presentes y el contacto Limonita (arenisca)-Arcilla, donde se produjo el deslizamientos.

Cabe señalar que la observación atenta de la superficie de falla al pie del talud, cuando se iniciaba el deslizamiento, muestra la existencia de un plano de debilidad estructural localizado en la zona superior de la limonita, en donde se activaron planos de falla paralelos y ortogonales a su superficie. Los testigos de sondeos perforados en el terreno natural, no muestran indicios de estos planos potenciales, aunque por la naturaleza sedimentaria de la arenisca debe esperarse que existan planos con arcilla relativamente más débil, cruzando en el sentido de la foliación y que se activan como planos de falla al imponérsele una sollicitación al corte.

Estratigrafía

De la campaña de investigación se define la siguiente descripción geotécnica:

Estrato	Descripción	Cu
E-1	Suelo Residual arcilloso CH de color café oscuro, muy blando, que deviene gradualmente en limo ML amarillento, de consistencia creciente en profundidad	Promedio 1.45 kg/cm ²
E-2	Material sedimentario marino del tipo limonita, color amarillento, con elevada meteorización, que identifica como tal a partir de los 4.50m bajo la superficie original del terreno.	Mínima 0.76 kg/cm ²
E-3	A partir de los 7.0m bajo el terreno original se encuentra limonita dura, de color gris azulado, con espesor indefinido desde los 8.0m de profundidad	

Sondaje	Cotas (m)	Clasificación USCS	Resistencia Compresión (Kg/cm ²)	
			Triaxial UU	Simple
S-1	0.50 - 0.65	ML	2.68	
	1.40 - 1.55	ML	2.84	
	3.15 - 3.30	ML	2.95	
	3.35 - 3.50	ML		1.53
	4.50 - 4.65	ML	2.00	
	4.40 - 4.52	Roca		18.20
	5.15 - 5.27	Roca		47.20
	7.80 - 7.92	Roca		79.00
9.00 - 9.12	Roca		46.60	
S-2	2.15 - 2.28	CH	2.92	
	2.80 - 3.00	MH		3.30
	3.00 - 3.14	ML	5.08	
	4.22 - 4.36	SM		6.97
	4.90 - 5.00	Roca		36.60
S-3	0.85 - 1.00	ML	2.06	
	1.30 - 1.45	CH	3.88	
	3.50 - 3.65	ML	1.85	
	4.13 - 4.38	ML	3.44	
	4.50 - 4.65	ML	2.00	
	5.20 - 5.35	ML	4.04	
	9.00 - 9.15	Roca		7.80
	10.00 - 10.15	Roca		74.40

Figura 4. Tabla de resultados de los ensayos efectuados.

Los resultados de los ensayos triaxiales, no explican la falla producida. A raíz de eso, se efectuó el análisis retrospectivo, obteniéndose para un factor de seguridad FS= 1.0 una resistencia al corte no drenada de $c_u = 3.0 \text{ t/m}^2$. Esta cohesión total movilizada en

el plano de falla representa el valor mínimo que explica el deslizamiento y es coherente con el citado mecanismo.

El diseño de la estabilización se efectuó entonces para una condición de saturación total por lluvia, más la superposición de un sismo de mediana a alta intensidad. Considerando que la estructura del muro debe responder a un número significativo de ciclos relevantes, se estableció como representativo un valor característico equivalente a una aceleración horizontal de $k_h : 0,20g$.



Figura 5. Inicio de trabajos de estabilización luego de retirada gran parte de la masa de suelo deslizada.

Se adoptaron los siguientes parámetros geotécnicos para el diseño:

Capa N°	Descripción	ϕ	c	γ	γ'
1	Limo / arcilla (Condición drenada)	34°	5	17.5	7.5
1'	Limo / arcilla (Condición no drenada)	0°	30	17.5	7.5
2	Arenisca o suelo competente	30°	25	22	12

(unidades: kN y m)

ESTABILIZACIÓN MEDIANTE SOIL NAILING

Descripción de la técnica

Se plantea una solución de muros de contención consistente en "soil-nailing", cuya traducción literal del inglés significa suelo clavado o apernado, es decir suelo reforzado, en este caso mediante inclusiones consistentes en anclajes pasivos inyectados.

Este sistema de contención consta de dos componentes: los anclajes pasivos y la piel de hormigón proyectado, que contiene todo el suelo transfiriendo parte de la carga a los nails.

El cálculo de la estabilidad interna se realizó con el software TALREN, el cual es utilizado para análisis de estabilidad de estructuras geotécnicas. Este está basado en métodos clásicos de estabilidad de taludes (Fellenius, Bishop, Perturbaciones), y tiene en consideración las recomendaciones "CLOUTERRE 1991" para la formulación de las ecuaciones generales de estabilidad. Se consideran distintas superficies potenciales de falla hasta obtener el coeficiente de seguridad mínimo de la configuración de la estructura analizada.

La estabilidad de la superficie de falla es mejorada justamente por los "nails" que atraviesan la superficie potencial de falla y se anclan en la zona pasiva. En este caso la falla estaba condicionada por el suelo presente en la interface con la arenisca, en su condición no drenada.

Este tipo de tecnología de muro conforma además, una solución muy adecuada para zonas de riesgo de eventos sísmicos, habiéndose comprobado su comportamiento como muy favorable respecto de otras tipologías.



Figura 6. Etapa de ejecución del muro en forma descendente.

Metodología constructiva

La construcción procedió simultáneamente con el progreso de la excavación y el muro se construyó desde arriba hacia abajo por

tramos, con juntas tanto verticales como horizontales. El ancho de avance de las trincheras se determinó en función de las características del suelo, y siempre garantizando la estabilidad de la estructura.

Secuencia:

1. Excavación de un nuevo corte o trinchera de avance, perfilando el suelo manualmente y limpiando el contacto con el tramo de muro anterior.
2. Aplicación de una delgada capa de hormigón proyectado previa a la instalación del mallazo de acero. Igualmente, esta capa cumple la función de protección temporal de corte.
3. Instalación de la armadura y empalme con la de los tramos vecinos.
4. Aplicación del resto del hormigón proyectado, hasta completar el espesor de diseño.
5. Instalación de los nails, perforando en los puntos y con los ángulos previstos.
6. Colocación de las placas y tuercas sobre los anclajes, de forma de garantizar un adecuado contacto entre el hormigón y la placa.
7. Aplicación final del hormigón proyectado, protegiendo a la cabeza de los anclajes

Coefficientes de seguridad

Los coeficientes de seguridad global de diseño para determinar el refuerzo de cada muro fueron:

Estático : 1.50
 Sísmico : 1.10

Para los anclajes pasivos se aplican los siguientes factores parciales de seguridad:

Caso Estático:	
Γ_s Nail	1.15
Γ_{qs} Nail	1.40
Γ_{pl} Nail	1.90

Caso Sísmico:	
Γ_s Nail	1.00
Γ_{qs} Nail	1.20
Γ_{pl} Nail	1.00

Γ_s Nail	Coeficiente parcial de seguridad aplicado al acero.
Γ_{qs} Nail	Coeficiente parcial de seguridad aplicado a la fricción última del suelo
Γ_{pl} Nail	Coeficiente parcial de seguridad aplicado a la presión límite del suelo

Fuente: RECOMMENDATION CLOUTERRE - 1991
 Recomendaciones francesa para el diseño, cálculo, construcción e inspección de sistemas de soporte usando Soil Nailing.

ANCLAJES PASIVOS

Se proyectaron anclajes inyectados, los cuales tienen la característica de ser autoperforantes, siendo la armadura misma del anclaje la barra de perforación e inyección. La perforación puede ser rotativa pura o por rotopercusión en cabeza, eligiéndose la broca de perforación según las condiciones del terreno. Como la lechada de cemento cumple la función de fluido de perforación, se inyecta durante todo momento mientras se perfora, retornando gran parte de la suspensión por el espacio anular que queda entre la barra y suelo.

La protección anticorrosiva de los anclajes pasivos permanentes se realizó mediante la aplicación de galvanizado a las barras, conforme a lo dispuesto en la norma ASTM A-153.

Capacidad de carga interna

La capacidad de carga interna del anclaje esta dada por la falla de los materiales con los cuales esta constituido. En el caso de los Titan esta está dada por la capacidad de carga de la barra de acero.

Características técnicas de la barra

Diámetro exterior-interior nominal [mm]	30 - 11
Carga última [kN]	320
Carga de fluencia [kN]	260
Tensión $T_{0,2}$ de fluencia [N/mm^2]	580
Area de la sección [mm^2]	446
Momento de Inercia [cm^4]	2,24
Peso [kg/ml]	3,5

Dado que en el diseño se utiliza un análisis de estado limite último, se tomaron las resistencias de fluencia de estas barras.

Longitud de bulbo

La longitud bulbo esta dada por la falla de la interfase bulbo-suelo. En este punto, como el suelo competente o arenisca es el estrato a anclarse, es el que determina la capacidad de carga disponible en función de la penetración de los anclajes pasivos. Para determinar la fricción última disponible se utilizó el trabajo realizado por Bustamante, el cual correlaciona los resultados de los sondeos SPT (números de golpes)

Para la arenisca se consideró una fricción última de 300 kN/m², fijándose 3.0m como longitud de penetración mínima, longitud adecuada para desarrollar la carga de fluencia de la barra Titan.

Este parámetro se validó por ensayos realizados en la zona en estudio realizados en la arenisca, obteniéndose valores de fricción unitaria última mayor a 800 [kN/m²]

Determinación de la fuerza del anclaje pasivo

En el punto de intersección del anclaje pasivo con la superficie de falla se genera un sistema de fuerzas, el cual puede ser representado por una fuerza axial, fuerza de corte y momento flector.

La fuerza estabilizadora del anclaje pasivo en el análisis de estabilidad de talud, puede ser determinada considerando solo la carga axial, despreciando la fuerza de corte y el momento flector. Esta fuerza es determinada por:

$$T_n = \min [T_a / \Gamma_s \text{ Nail} ; q_s \pi D L / \Gamma_{qs} \text{ Nail}]$$

- T_a :Carga de fluencia del anclaje pasivo.
- q_s :Fricción última, 300 kN/m²
- D :Diámetro equivalente del nails.
- L :Longitud activa. Fracción de la longitud del anclaje pasivo ubicada detrás de la superficie de falla.

La fuerza estabilizadora del anclaje pasivo, puede ser estudiada considerando la interacción entre la fuerza axial y la fuerza de corte o momento flector. La fuerza de corte es evaluada considerando lo siguientes criterios:

$$T_c = \min [T_{c1}; T_{c2}; T_{c3}]$$

- T_{c1} : Fuerza de corte cuando el suelo sufre plastificación antes que la inclusión.
- T_{c2} : Fuerza de corte cuando el anclaje pasivo alcanza la fluencia antes que el suelo.
- T_{c3} : Fuerza de corte correspondiente a la capacidad del anclaje pasivo.

Detalles de la metodología y criterios aplicados son desarrollados en el manual de recomendaciones francesa "CLOUTERRE 91".

ANÁLISIS DE LA ESTABILIZACION

Las superficies de falla consideradas son del tipo no circulares, las mismas fueron guiadas por el estrato débil que causó la falla o movimientos de los taludes existentes.

Para una combinación de estado sísmico y superficie de falla no circular, el manual técnico del software Talren indica que el método de cálculo a utilizar es el de las Perturbaciones (Raulin, Rouques and Toubol, 1974), pues el método de Bishop es incompatible con esta opción.

Respecto del método de las Perturbaciones podemos decir:

El método de las perturbaciones da resultados muy cercanos a los obtenidos para el método de Bishop para superficies circulares.

No tiene problemas de convergencia, por lo que no necesario introducir un test de convergencia para limitar las tensiones, como es requerido en el método de Bishop.

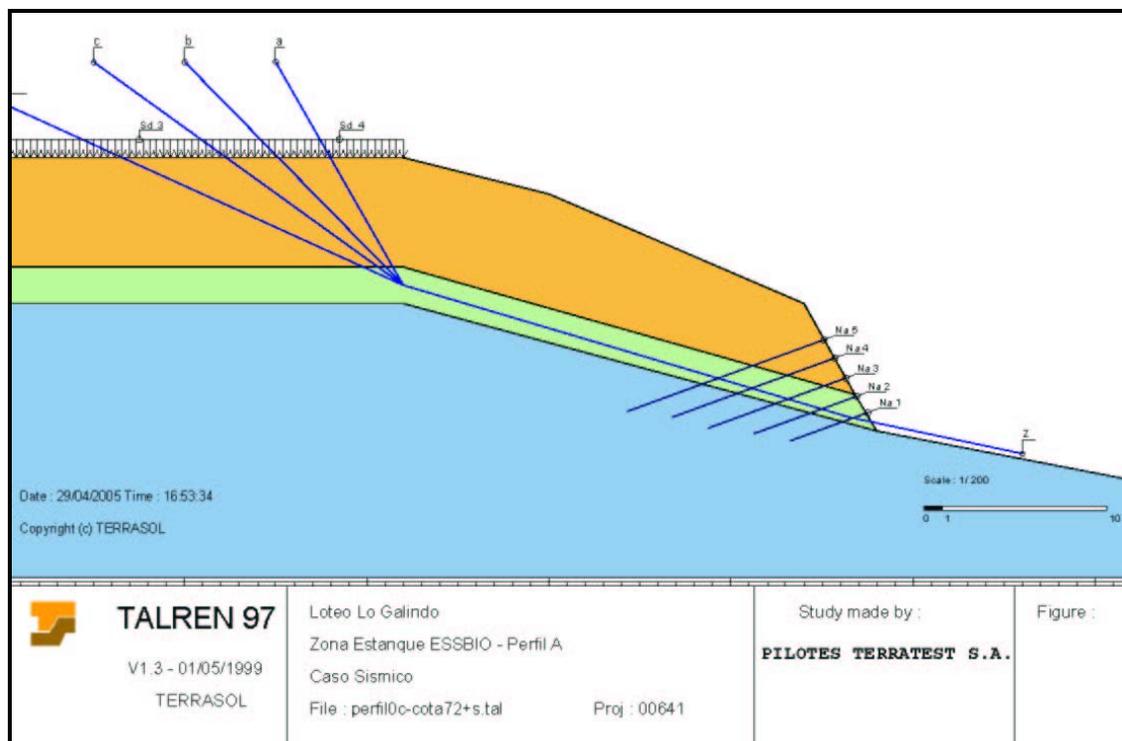


Figura 7. Modelo de cálculo empleado para el diseño.

SISTEMA DE DRENAJE DEL MURO

Una causa importante asociada a los derrumbes producidos en este sector fue la presencia de agua de lluvia que se infiltró en el suelo residual E-1 y E-2 sin alcanzar a drenar con la rapidez requerida. Resulta entonces esencial limitar el agua infiltrada en la masa de suelo.

Como sistema de drenaje del muro se adoptó un sistema combinado de drenes subhorizontales, drenaje al pie y bandas de drenes verticales en el trasdos del hormigón proyectado.

Los drenes subhorizontales están compuestos por tubos de PVC perforados, cubiertos con un geotextil que actuará como filtro. Dada la naturaleza muy arcillosa de la mayor parte del suelo, estos drenes no se consideraron que fueran eficientes, pero en relación a su costo de ejecución y posibilidad de actuar en casos extremos se decidió su incorporación.

Las bandas de drenes verticales están compuestas por una malla drenante, recubierto por un geotextil y espaciados entre columnas de anclajes.

