

ANÁLISIS DE DESLIZAMIENTOS EN VARIOS CORTES VIALES

P. Ortigosa de Pablo
IDIEM, Universidad de Chile
Idiem@idiem.uchile.cl

C. Martínez Hernández
Petrus Ingenieros
petrus@petrus.cl

RESUMEN: Se analizan las causas de los deslizamientos ocurridos en cortes viales con alturas entre 22 y 34 m emplazados en el Bypass Temuco y en la Ruta Interportuaria Penco-Talcahuano.

1. DESLIZAMIENTOS EN EL BYPASS TEMUCO

1.1 Antecedentes

Durante la construcción del Bypass Temuco se generaron por lo menos 6 deslizamientos importantes cuyo derrame cubrió parte de la calzada entre el PK 12+460 y 13+840. Los suelos involucrados corresponden a una cubierta superficial de origen volcánico constituida por un limo de consistencia alta color café rojizo (trumao) con espesor que fluctúa típicamente entre 5 y 9m, seguida por una roca muy alterada color amarillento que clasifica como limo MH, generalmente cercano a la línea A, y que exhibe una consistencia firme. Localmente se detectan afloramientos de roca sana en el pie de los cortes.

Inicialmente la causa de los deslizamientos se atribuyó a la percolación de agua lluvia a través deltrumao, lo que habría generado el reblandecimiento del contacto trumao – roca alterada, e incluso la generación de napa por sobre dicho contacto con la consiguiente aparición de presiones de poros. De acuerdo a esta hipótesis, el proceso de estabilización de los deslizamientos consistió en la remoción del material por sobre la superficie de falla reperfilando el corte con taludes mas tendidos. En estos perfiles corregidos se dispusieron costillas drenantes de grava distancias a 8m y emplazadas inmediatamente sobre el contacto trumao roca alterada, en otras ocasiones se colocaron espaldones de enrocado y ocasionalmente muros de contención gravitacionales conformados por enrocados unidos con hormigón emplazados en el pie del corte. Localmente, en una paleoquebrada, se dispuso una zanja drenante, perpendicular al talud e inmediatamente por sobre el contacto trumao-roca alterada con 1.5m de ancho, 6m de alto y 35 m de longitud. Cabe señalar que los suelos involucrados se encontraban con un grado de saturación alto, pero no se detectaron francos afloramientos de agua, situación que quedó confirmada por el bajo y esporádico caudal que evacuaron los drenes.

Como datos de interés para investigar lo que se considera la causa de los deslizamientos se destaca que prácticamente todos ocurrieron en los cortes del costado poniente de la carretera y que en algunas ocasiones se volvieron a activar, incluso después de haber implementado las medidas de estabilización antes reseñadas. Además, las fotos proporcionadas para las excavaciones de las costillas drenantes no indican ni filtraciones ni estratos blandos en el contacto trumao roca alterada. En la reciente intervención solicitada al autor, se postuló que la causa de los deslizamientos se debería a la existencia de planos de debilidad dentro de la roca alterada, producto de la meteorización de las diaclasas heredadas de la roca madre. En la Fig. 1 se ilustra uno de los deslizamiento ocurridos.



Fig. 1 Deslizamiento en el Corte Poniente PK 13+200.



Fig. 2 Corte Poniente que experimentó Deslizamientos en el pasado y Zona de Grietas con Reactivación de un Deslizamiento (Agosto 2004).

1.2 Causa de los deslizamientos

Con motivo de la reciente aparición de grietas en la coronación del corte poniente entre los PK 13+520 y 13+580, en donde ya había ocurrido un deslizamiento importante en Octubre de 2002 después de dos días de intensas lluvias, se visitó el terreno para diagnosticar el problema. En la Fig. 2 se muestra una vista general del corte con la localización de la zona agrietada, concluyéndose que se trataba de un deslizamiento incipiente.

Durante la visita a terreno se pudo confirmar la existencia de planos de clivaje lisos en la roca sana al pie de uno de los cortes, tal como se ejemplifica en la Fig. 3, los cuales presentan una inclinación en el sentido de los deslizamientos observados (diaclasamiento conforme). Esta situación se ratificó en las muestras bloque extraídas de la roca alterada que exhiben una marcada arcillización en las diaclasas heredadas de la roca madre (ver Fig. 4). Más aún, en la descripción de un sondaje ejecutado en uno de los deslizamientos se reporta la existencia de planos jabonosos en la roca alterada.

1.3 Parámetros resistentes de los suelos involucrados

En la Fig. 5 se resumen los parámetros de resistencia drenada para el limo trumao representados por su cohesión, c , y su ángulo de fricción, ϕ , mientras que en la Fig. 6 se expone su resistencia no drenada, S_u , normalizada por la presión de confinamiento efectiva, σ_c , utilizada en los ensayos. Se hace notar que la razón de preconsolidación in situ del limo trumado, RPC, varía entre 2 y 4.

Para la roca alterada los resultados de ensayos triaxiales y de compresión no confinada ejecutados por el proyecto definen una cohesión $c = 3 \text{ t/m}^2$ y un ángulo de fricción $\phi = 32^\circ$ que se contradicen con el par c - ϕ obtenido con los análisis de estabilidad retrospectivos de los deslizamientos según se ilustra en la Fig. 7. Ello se explica ya que los triaxiales, que se habrían efectuado aplicando cargas verticales cuasi perpendiculares a los planos de clivaje, mas que la resistencia en dichos planos, midieron los parámetros de la matriz de la roca alterada existente entre ellos la que, según las inspecciones de terreno, presenta consistencia firme.



Fig. 3 Clivaje en Afloramiento de Roca Sana (PK 12+960 a 13+120)



DIACLASA ARCILLIZADA

Fig. 4 Roca Alterada Amarillenta (Gentileza del IDIEM)

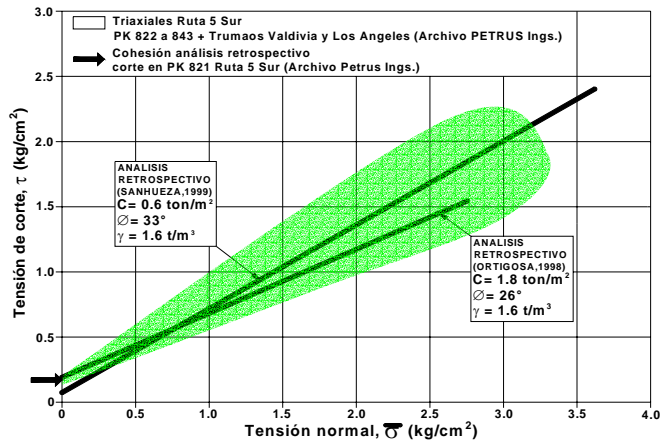


Fig. 5 Envolventes de falla para el Limo Trumao Saturado

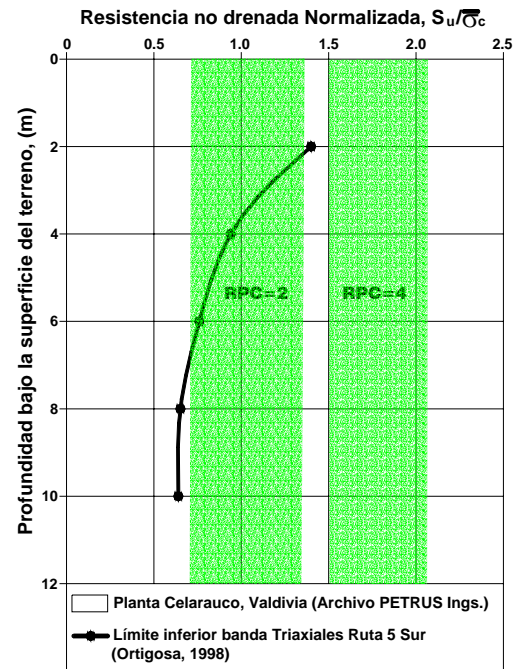


Fig. 6 Resistencia no Drenada para el Limo Trumao Saturado en Base a Ensayos Triaxiales

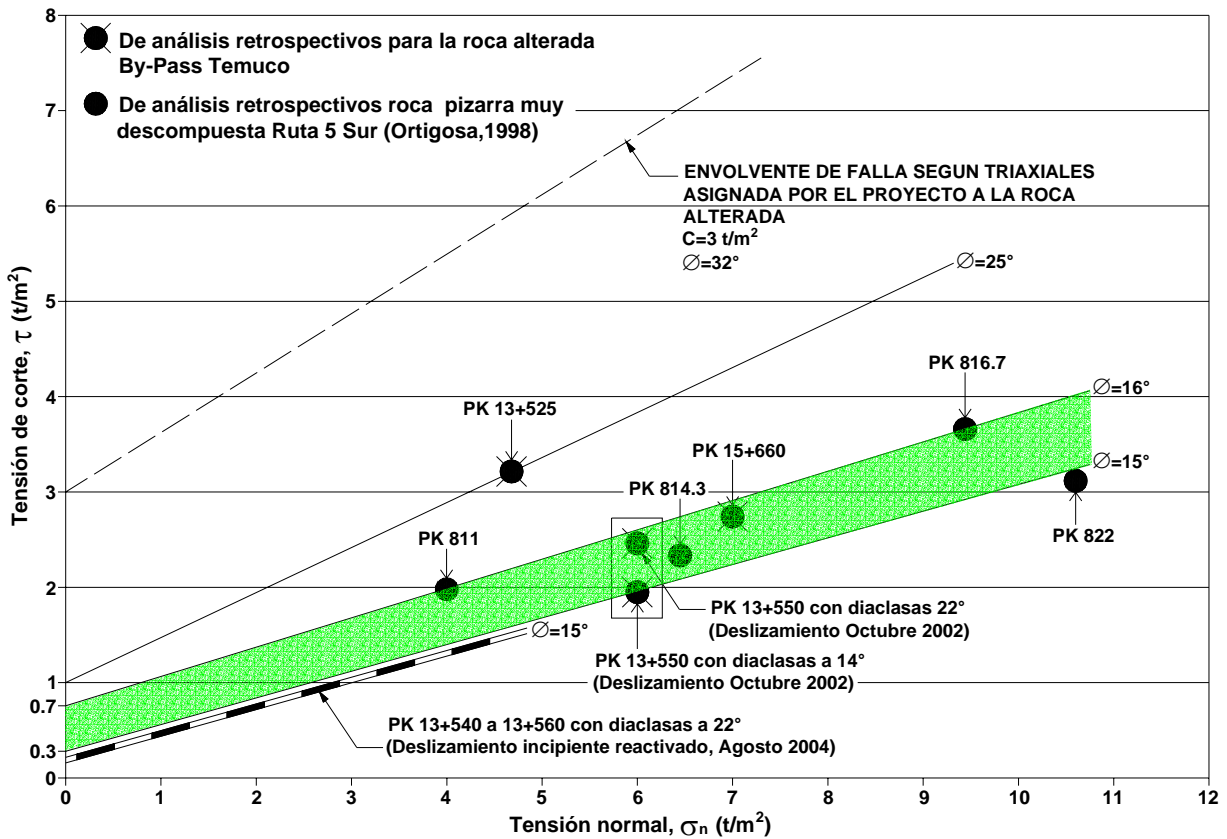


Fig. 7 Resistencia al Corte de Rocas Alteradas obtenida con Análisis Retrospectivos de Deslizamientos

1.4 Estabilidad del deslizamiento incipiente reactivado

En la Fig. 8 se ilustra el modelo de análisis del deslizamiento incipiente diagnosticado en la visita efectuada a terreno en Agosto 2004. Las diaclasas persistentes de la roca alterada se discretizaron simplíficamente como estratos débiles de 1m de espesor con inclinación de 22° , alternados con estratos consistentes, también de 1m de espesor, que representan la matriz de la roca alterada.

Los resultados de los análisis de estabilidad empleando el modelo de la Fig. 8 indican que el talud en limo trumao es estable tanto para condición no drenada como drenada, aún con la envolvente mas desfavorable indicada en la Fig. 5 ($c = 0.6 \text{ t/m}^2$ y $\phi = 33^\circ$). En consecuencia es la falla de la roca alterada la que genera las grietas en el trumao. Así entonces, el análisis de estabilidad retrospectivo imponiendo un factor de seguridad $FS = 1.0$ para representar el corte en condición de falla, arroja una cohesión en las diaclasas en el rango 0.15 a 0.20 t/m^2 para $\phi = 15^\circ$, que es el ángulo de fricción mas probable en las diaclasas de acuerdo a la Fig. 7. El rango de cohesión obtenido cae por debajo del resto de los valores, lo que se explica porque en realidad el corte no ha fallado. En efecto, si se analiza su estabilidad con la cohesión mínima obtenida en los cortes que fallaron ($c_{\min} = 0.3 \text{ t/m}^2$) se obtiene $FS = 1.06$ a 1.10 , rango que es propio de un deslizamiento incipiente.

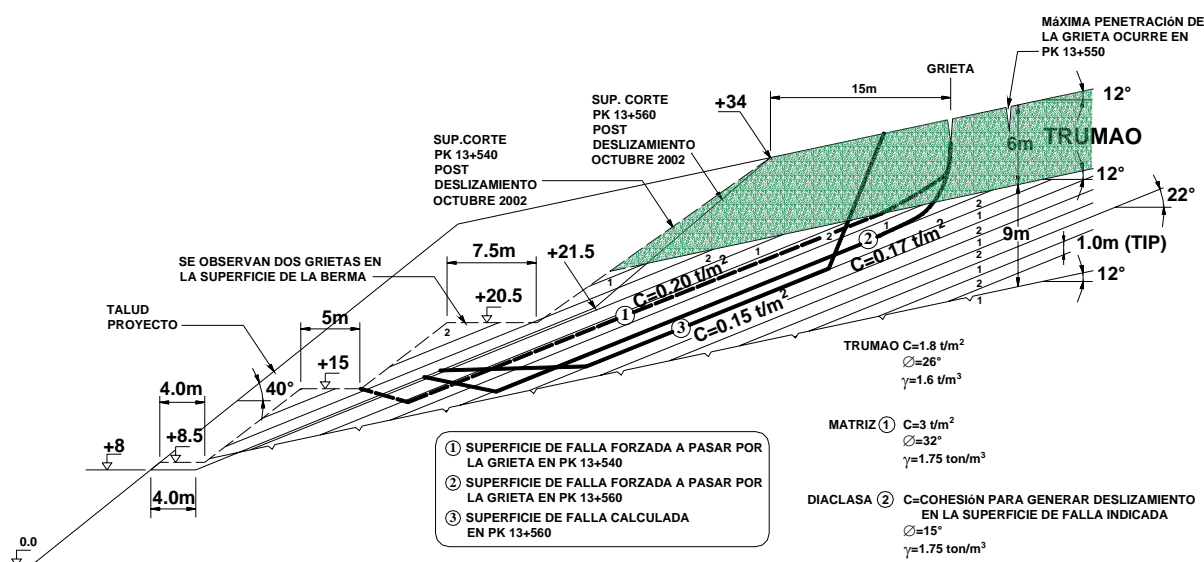


Fig. 8 Modelo de Análisis para el Corte con Desplazamiento Incipiente Reactivado (Agosto 2004)

1.5 Solución para estabilizar el corte

Dada la naturaleza retrógrada de los deslizamientos se requeriría tender los taludes generando problemas de expropiación importantes. Como alternativa de estabilización se propuso el empleo de pilas que traspasaran las superficies de falla indicadas en la Fig. 8, lo que genera los casos de análisis 1 y 2 explicitados en la Fig. 9. La otra alternativa corresponde a la indicada en la Fig. 10 que emplea anclajes postensados para incrementar la tensión normal al plano de deslizamiento. Estos sistemas de refuerzo obedecen a las siguientes bases de diseño:

- Factor de seguridad estático 1.30 y sísmico 1.10 con coeficiente sísmico 0.20 g.

- Planos de debilidad en la roca alterada (diaclasas persistentes) con $c = 0.3 \text{ t/m}^2$ y $\phi = 15^\circ$ para el caso estático; c y $\text{tg}\phi$ se incrementan en 40% para el caso sísmico para tener en cuenta la mayor velocidad de aplicación de la carga.
- Matriz de la roca alterada con $c = 3 \text{ t/m}^2$ y $\phi = 32^\circ$.
- Peso unitario de la roca alterada $\gamma = 1.75 \text{ t/m}^3$.
- Trumao con $c = 0.6 \text{ t/m}^2$, $\phi = 33^\circ$ y $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$.
- No hay restricción del suelo aguas abajo de todo el plano vertical entibado por las pilas en el tramo por sobre la superficie de falla.
- El dimensionamiento estructural del hormigón armado no mayorará las solicitaciones estáticas.
- El dimensionamiento de los cables de los anclajes para la condición estática mas sísmica se efectúa con $\text{FS} = 1.10$ y su bulbo resistente con $\text{FS} = 1.5$.
- Los anclajes se postensan con el 100% de la carga de servicio estática mas sísmo.
- Por seguridad se requiere monitorear las grietas durante todo el período de construcción.

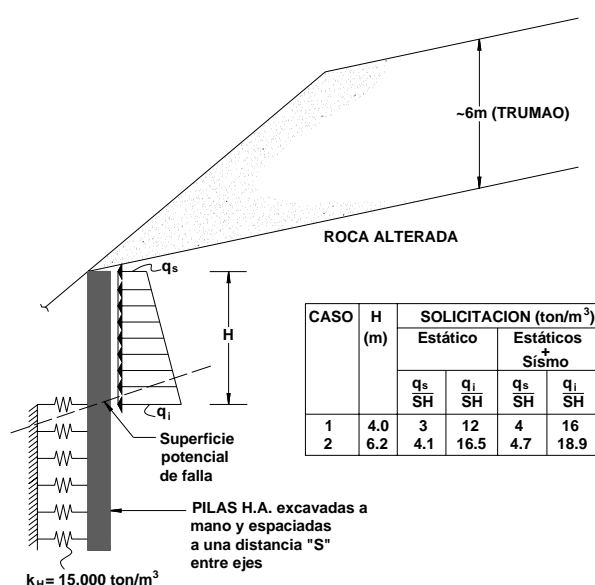


Fig. 9 Bases de Diseño Alternativa Pilas

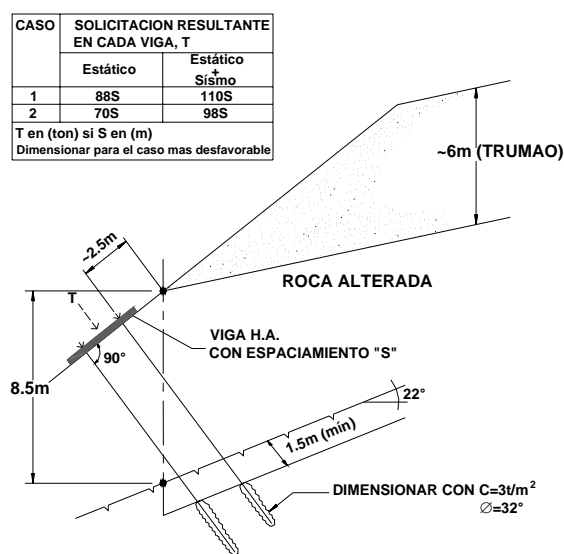


Fig. 10 Bases de Diseño Alternativa Anclajes Postensados Permanentes

2. DESLIZAMIENTOS RUTA INTERPORTUARIA PENCO-TALCAHUANO

2.1 Antecedentes

Durante la etapa de construcción y algunos meses después de terminados los cortes de mayor altura (22 a 26m) ubicados en las proximidades del Enlace Penco, ocurrieron dos grandes deslizamientos designados como Deslizamiento N° 1 y Deslizamiento N° 2, que comprometieron aproximadamente los 2/3 superiores de los cortes en longitudes entre 40 y 45 m. El derrame generado por los deslizamientos cubrió prácticamente toda la calzada. Ocurrió también un tercer deslizamiento, denominado Deslizamiento N° 3, en un corte de 13m de altura y talud uniforme de 45° ubicado a unos 2 km al poniente del Enlace Penco, sin perjuicio de haber ocurrido otros deslizamientos menores y varios cuchareos locales.

Se desarrollaron dos proyectos para configurar la geometría de los cortes que fallaron, denominados Proyecto A y B, que caracterizaron al suelo mediante ensayos triaxiales y ensayos de corte directo no drenados, ambos utilizando la modalidad estandar de carga con

deformación controlada. A raíz de que existían seguros comprometidos, se solicitó establecer la causa de los deslizamientos para lo cual se consideró que en suelos plásticos, como los involucrados en el problema, los ensayos con carga controlada entregan parámetros de resistencia mas representativos que los obtenidos con la clásica modalidad de deformación controlada. Esta situación había quedado de manifiesto al analizar los deslizamientos ocurridos al año 2000 en el Conjunto Habitacional Puntilla Lo Galindo, Concepción, según se desprende de los resultados expuestos en la Tabla I. En estos deslizamientos el único ensayo que entregó parámetros resistentes coincidentes con los obtenidos en los análisis de estabilidad retrospectivos correspondió a los ejecutados con carga controlada. Este tipo de ensayos puede realizarse en un equipo triaxial o en uno de corte directo aplicando incrementos de carga en forma instantánea, los que se mantienen como carga sostenida hasta que la probeta desarrolle íntegramente sus deformaciones por consolidación. A continuación se aumenta la carga aplicando un nuevo incremento de carga sostenida y así sucesivamente hasta que la probeta falla. Para definir adecuadamente la carga de falla se requiere aplicar incrementos mas pequeños a medida que la muestra se acerca a su colapso, el cual se puede vislumbrar a través de la curva carga deformación. Dado que el ensayo se justifica en suelos saturados o cuasi saturados de plasticidad alta, ello puede implicar el mantener cada incremento de carga por hasta 8 a 10 días, lo que hace que el ensayo consuma mucho tiempo. Sin embargo, cuando se trata de obtener el par $c-\phi$, se puede aplicar un primer gran incremento que se ubique a $\pm 80\%$ de la carga de falla estimada a priori.

Tabla 1 Par $c-\phi$ para suelos plásticos saturados en la Puntilla Lo Galindo, Concepción (C.E. IDIEM N° 255992-A, Octubre 2001)

| Ensayo | c (t/m ²) | ϕ |
|---|-----------------------|--------|
| Corte directo consolidado no drenado con deformación controlada | 2.0 | 28° |
| Corte directo consolidado con deformación aplicada en forma lenta | 0.5 | 28° |
| Corte directo consolidado con carga controlada | 0.5 | 18° |

2.2 Análisis de los deslizamientos

En la Fig. 11 se representa la geometría establecida por el proyecto en el corte donde ocurrió el Deslizamiento N° 1. La figura incluye parámetros índices de los suelos involucrados en los Deslizamientos N° 1 y 2, los que corresponden mayoritariamente a limos MH y a arcillas CH de plasticidad alta a muy alta con pasadas ocasionales de arenas limosas y arcillosas. Los cortes deslizados no exhibían napas pero sí un grado de saturación, S, variable entre 98 y 100%, por lo que todos los ensayos se ejecutaron en probetas saturadas.

En la Fig. 12 se resumen los pares $c-\phi$ obtenidos en los proyectos utilizando ensayos con deformación controlada y los obtenidos para el análisis de los deslizamientos con ensayos de carga controlada. Estos últimos ensayos entregaron una envolvente de falla inferior (EI), una media (EM) y una superior (ES) que definen pares $c-\phi$ razonablemente coincidentes con los generados mediante los análisis retrospectivos para los tres deslizamientos analizados. Por el contrario, los ensayos con deformación controlada sobre estiman la resistencia del suelo, como era de esperar de acuerdo a la experiencia recogida en la Puntilla Lo Galindo.

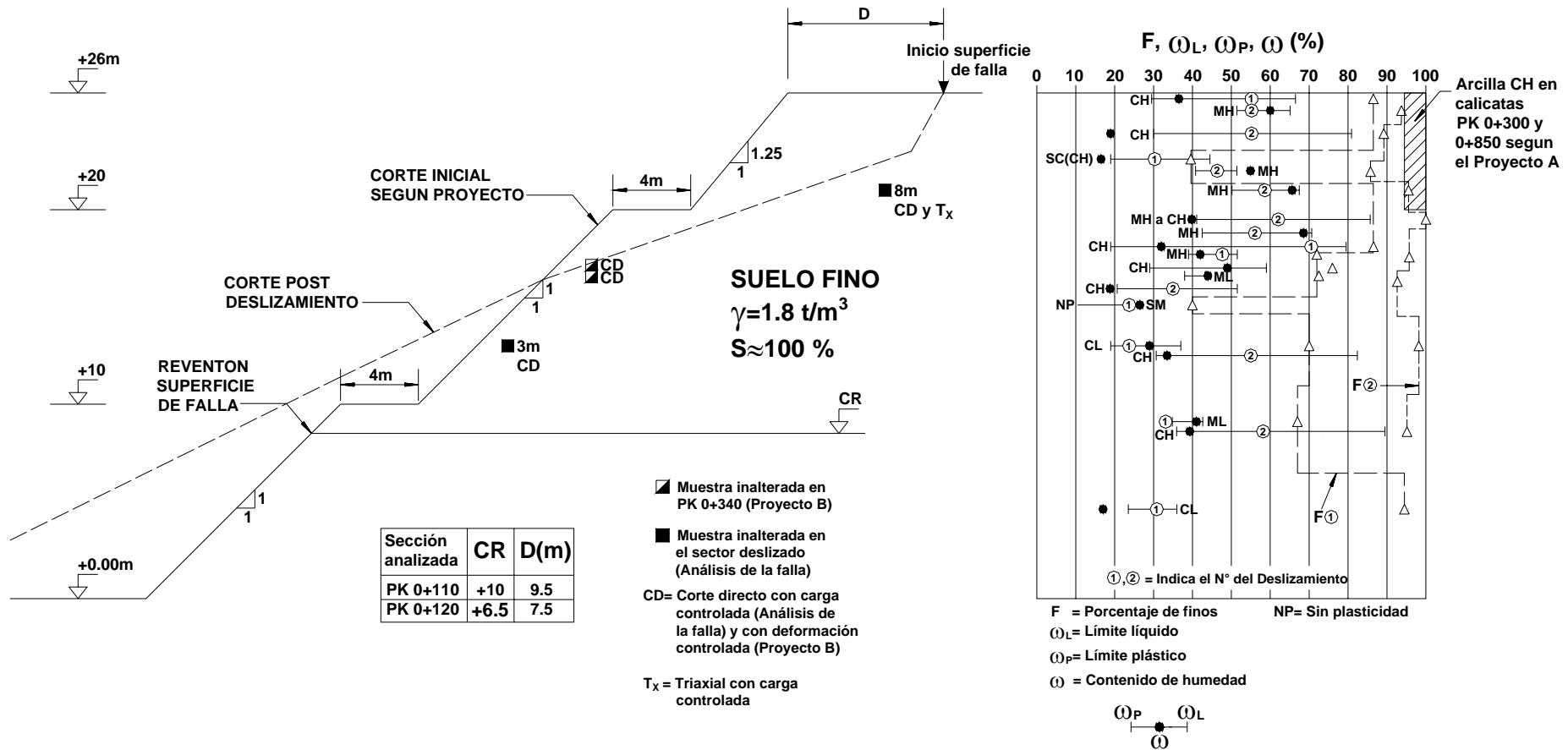


Fig. 11 Deslizamiento N° 1 en el PK 0+100 del Eje N° 4. Longitud Deslizamiento $\pm 40\text{m}$

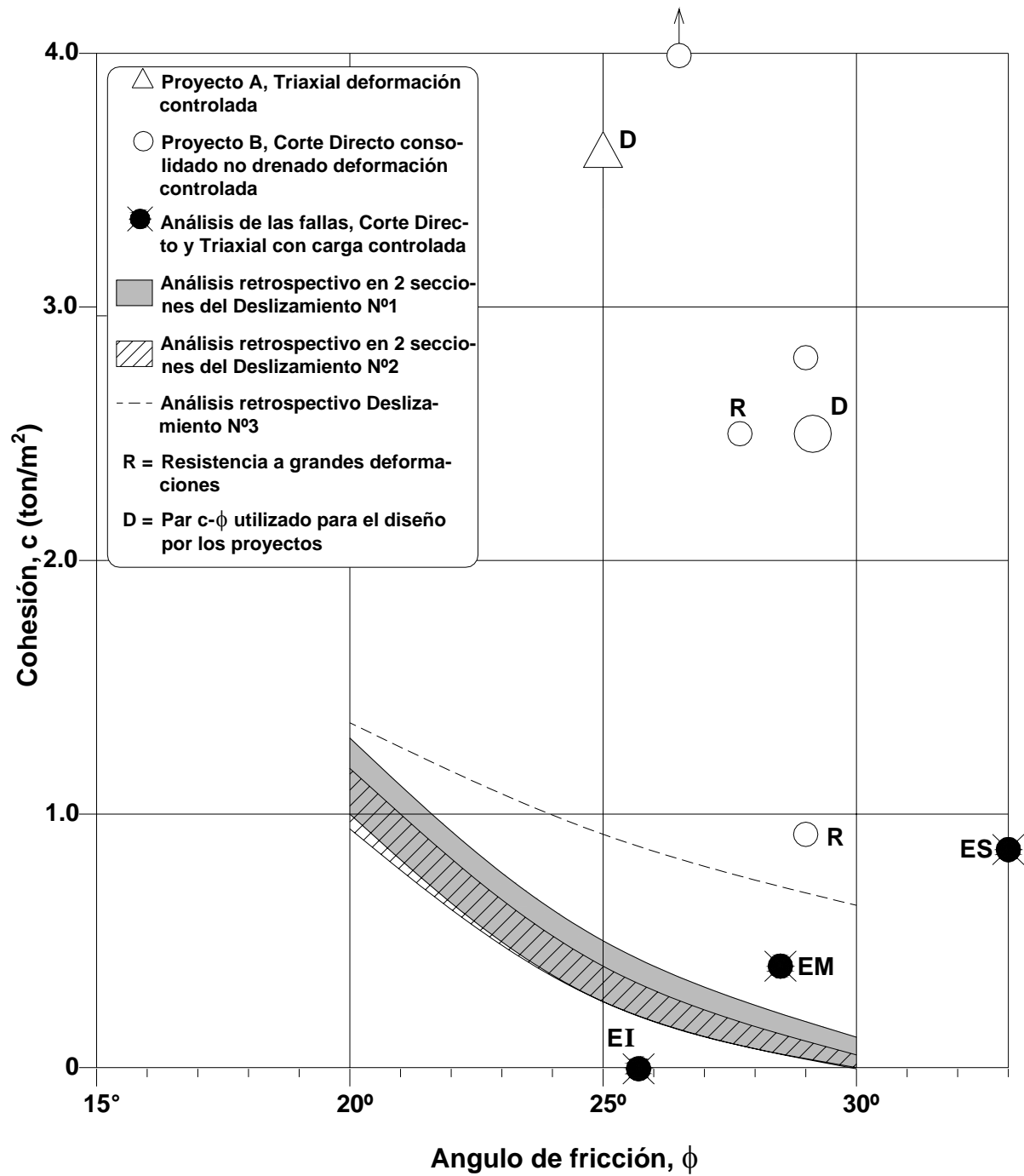


FIG. 12 Par $c-\phi$ obtenido con los Ensayos de Laboratorio en Probetas Saturadas y con los Análisis Retrospectivos.

Para validar el programa de computación utilizado en los cálculos de estabilidad se utilizaron los mismos pares $c-\phi$ empleados por los proyectos, obteniéndose factores de seguridad prácticamente idénticos. También se lo validó comparando el inicio observado para la superficie de falla en la coronación del corte con el entregado por el cálculo, para cuyo efecto se impuso que la superficie reventara a la cota CR indicada en la Fig. 11, dejándola con búsqueda libre en el resto de la masa de suelo. Los resultados de esta comparación se presentan en la Tabla 2 en términos de la penetración de la superficie de falla en la coronación del corte (distancia D en la Fig. 11). Finalmente, en la Tabla 3 se exponen los factores de seguridad estáticos, observándose que los obtenidos con los ensayos de carga controlada predicen los deslizamientos ocurridos.

Tabla 2 Penetración de la superficie de falla en la coronación del corte

| Deslizamiento | Sección | Penetración, D(m) | |
|---------------|---------|-------------------|-----------|
| | | Observada | Calculada |
| Nº 1 | 0+110 | 9.5 | 8.0 |
| | 0+120 | 7.5 | 5.8 |
| Nº 2 | 0+275 | 2.5 | 2.0 |
| | 0+290 | 5.5 | 4.8 |

Tabla 3 Factores de seguridad estáticos en los cortes

| Deslizamiento | Proyecto con ensayos de deformación controlada | | Análisis de los deslizamientos con ensayos carga controlada | | |
|---------------|--|------------|---|------|------|
| | Proyecto A | Proyecto B | EI | EM | ES |
| Nº 1 | 1.52 | 1.50 | 0.76 | 1.00 | 1.29 |
| Nº 2 | 1.56 | 1.55 | 0.76 | 1.01 | 1.34 |

3. CONCLUSIONES

Para los deslizamientos ocurridos en el Bypass Temuco queda demostrado, una vez mas, el efecto pernicioso que tienen los planos de clivaje heredados de la roca madre cuando se manifiestan con inclinación conforme y persistente en un suelo residual. Cuando el problema se presenta en una longitud de corte reducida es posible incorporar soluciones estructurales definitivas, pero cuando se presenta a lo largo de varios kilómetros el problema debe ser manejado con otros criterios.

Para los deslizamientos ocurridos en la Ruta Interportuaria Penco-Talcahuano queda nuevamente demostrado que en suelos plásticos saturados o cuasi saturados, la caracterización de su resistencia al corte debe ejecutarse vía ensayos con carga controlada.

REFERENCIAS

- Ortigosa, P. (1998). Suelos Alofánicos. Curso Colloquia Centenario del IDIEM, Sección Geotecnia del IDIEM.
- Sanhueza, E. (1999). Caracterización geomecánica del Trumao. Memoria para optar al título de Ing. Civil, Univ. de Chile.