



TESINA DE SUSTENTACIÓN DE DIPLOMADO

TSD

NOMBRE DEL DIPLOMADO

**DIPLOMADO DE GEOMECÁNICA SUBTERRÁNEA Y
SUPERFICIAL**

TITULO DE LA TESINA

**DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE LOS TALUDES DE BANCO
Y GLOBALES DE UN OPEN PIT – APLICACIÓN A UNA
MINA DE HIERRO EN EL SUR DEL PERÚ**

ALUMNO: RAÚL RODOLFO POZO GARCIA

ASESOR: ING. GUILLERMO RODRIGUEZ CAYLLAHUA

LIMA-PERÚ, JULIO 2017

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	8
2. RESUMEN EJECUTIVO	8
3. OBJETIVOS Y ALCANCES.....	9
3.1 OBJETIVO GENERAL	9
3.2 OBJETIVO ESPECÍFICO	9
4. UBICACIÓN DEL PROYECTO	9
5. ASPECTOS GEOLÓGICOS.....	10
6. INVESTIGACIONES BÁSICAS.....	13
6.1 ESTACIONES GEOMECÁNICAS	13
6.2 PERFORACIONES DIAMANTINAS.....	14
6.3 MEDICION DE LA RUGOSIDAD CON EL PEINE DE BARTON	24
6.4 ENSAYOS CON EL MARTILLO SCHMIDT	25
6.5 ENSAYOS CON EL TILT TEST	25
6.6 ENSAYOS DE LABORATORIO.....	27
6.6.1 CARGA PUNTUAL (PLT)	27
6.6.2 PROPIEDADES ÍNDICE DE LAS ROCAS	29
6.6.3 COMPRESIÓN TRIAXIAL	30
6.6.4 CORTE DIRECTO.....	30
7. METODOLOGIA DE ANÁLISIS	31
7.1 DOMINIOS ESTRUCTURALES DEL TAJO CGI	31
7.2 DISEÑO DE TALUDES DE BANCO	34
7.2.1 GENERALIDADES.....	34
7.2.2 ESTIMACIÓN DEL ANCHO MÍNIMO DE LA BERMA DE SEGURIDAD.....	36
7.2.3 ESTIMACIÓN DE LA POSIBILIDAD DE DESLIZAMIENTO DE LA CRESTA DEL BANCO	37
7.2.3.1 Determinación de la Posibilidad de Deslizamiento Planar en la Cresta del Banco.....	37
7.2.3.2 Determinación de la Posibilidad de Deslizamiento en Cuña en la Cresta del Banco.....	37
7.2.3.3 Análisis de Pérdida de Cresta por Sectores del Tajo CGI.....	38
7.2.3.4 Máxima Pérdida Esperada de la Cresta	62

7.2.3.5 Diseño Genérico de Bancos Simples	65
7.2.3.6 Diseño Genérico de Bancos Dobles	68
7.2.3.6 Secciones Geomecánicas y Taludes Asignados	72
7.2.3.7 Zonificación Geomecánica	74
7.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE BANCOS	75
7.2.4 ANÁLISIS CINEMÁTICO DEL MACIZO ROCOSO	75
7.3.2 RESISTENCIA AL CORTE DE LAS DISCONTINUIDADES	75
7.3.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	76
7.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL	80
7.4.1 SECCIONES ANALIZADAS	80
7.4.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	80
7.4.4 RESULTADOS OBTENIDOS	84
7.5 MODELAMIENTO NUMÉRICO	84
7.5.1 CONDICIONES DE ANÁLISIS	84
7.5.2 SECCIONES DE ANÁLISIS	86
7.5.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	87
7.5.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS	87
8. CONCLUSIONES	90
9. RECOMENDACIONES GEOMECHANICAS	98
10. BIBLIOGRAFIA	101
11. ANEXOS	102

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 6.1:	13
Cuadro 6.2:	26
Cuadro 6.3:	27
Cuadro 6.4:	28
Cuadro 6.5:	29
Cuadro 6.6:	30
Cuadro 6.7:	30
Cuadro 7.1:	62
Cuadro 7.2:	67
Cuadro 7.3:	67
Cuadro 7.4:	70
Cuadro 7.5:	71
Cuadro 7.6:	75
Cuadro 7.7:	77
Cuadro 7.8:	81
Cuadro 7.9:	84
Cuadro 7.10:	87
Cuadro 7.11:	89

INDICE DE FIGURAS

Figura 4.1:	10
Figura 5.1:	11
Figura 5.2:	11
Figura 5.3:	12
Figura 6.1:	14
Figura 6.2:	14
Figura 6.3:	18
Figura 6.4:	19
Figura 6.5:	20
Figura 6.6:	21
Figura 6.7:	22
Figura 6.8:	23
Figura 6.9:	24
Figura 6.10:	24
Figura 6.11:	25
Figura 6.12:	26
Figura 7.1:.....	31
Figura 7.2:.....	32
Figura 7.3:.....	32
Figura 7.4:.....	33
Figura 7.5:.....	33
Figura 7.6:.....	34
Figura 7.7:.....	34
Figura 7.8:.....	35
Figura 7.9:.....	35

Figura 7.10:	36
Figura 7.11:	38
Figura 7.12:	39
Figura 7.13:	40
Figura 7.14:	41
Figura 7.15:	42
Figura 7.16:	43
Figura 7.17:	44
Figura 7.18:	45
Figura 7.19:	46
Figura 7.20:	47
Figura 7.21:	48
Figura 7.22:	49
Figura 7.23:	50
Figura 7.24:	51
Figura 7.25:	52
Figura 7.26:	53
Figura 7.27:	54
Figura 7.28:	55
Figura 7.29:	56
Figura 7.30:	57
Figura 7.31:	58
Figura 7.32:	59
Figura 7.33:	60
Figura 7.34:	61
Figura 7.35:	63

Figura 7.36:	64
Figura 7.37:	65
Figura 7.38:	66
Figura 7.39:	66
Figura 7.40:	69
Figura 7.41:	69
Figura 7.42:	70
Figura 7.43:	80
Figura 7.44:	81
Figura 7.45:	82
Figura 7.46:	82
Figura 7.47:	83
Figura 7.48:	83
Figura 7.49:	86
Figura 7.50:	86
Figura 7.51:	88
Figura 7.52:	88

1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de fin de diplomado se divide en dos partes: en la primera parte se desarrolla una metodología de diseño de taludes de banco de un open pit real basado en el principio de la proyección estereográfica, utilizando los estereogramas elaborados a partir de los datos obtenidos de las estaciones geomecánicas (mapeo - líneas de detalle).

En la segunda parte del trabajo, se realiza la verificación de la estabilidad de los taludes finales del open pit mencionado, para lo cual se utilizaran herramientas tradicionales de equilibrio límite y métodos numéricos (elementos finitos), cuyos resultados serán comparados y discutidos.

2. RESUMEN EJECUTIVO

El presente estudio contiene los resultados de la evaluación geológica – geotécnica con fines de analizar la estabilidad de taludes en el área de un open pit que es parte de una mina de la cual se explota magnetita como mineral principal, este tajo se denominará “Tajo CGI”.

En la primera parte de este informe se presentan los resultados de la evaluación geológica, evaluación geotécnica (mapeo geomecánico en superficie, perforaciones diamantinas, ensayos de campo y de laboratorio) y evaluación geomecánica (caracterización de los macizos rocosos, zonificación geomecánica).

Posteriormente se presenta el diseño de los taludes de banco, lo cual incluye el diseño de la berma de seguridad y el ángulo de banco óptimo.

Finalmente se realizara el modelamiento de los taludes globales del tajo, teniendo en consideración los parámetros de resistencia y deformación de acuerdo al criterio generalizado de Hoek y Brown (2002).

3. OBJETIVOS Y ALCANCES

3.1 OBJETIVO GENERAL

- Presentar una metodología de diseño de bancos de un open pit basado en el principio de la proyección estereográfica
- Evaluar la estabilidad a nivel local y global del Tajo CGI, utilizando los programas Dips, Rocplane, Swedge, Slide y Phase² de Rocscience.

3.2 OBJETIVO ESPECÍFICO

Aplicar herramientas computacionales disponibles en el mercado para el análisis y diseño de los taludes de banco y los globales de un tajo abierto de un proyecto real. Los programas de cómputo y la aplicación que se les ha dado son los siguientes:

✓ **Análisis y diseño de taludes de banco**

- Dips: Definición de la orientación de las discontinuidades, análisis cinemático
- Rocplane: Estabilidad de roturas planas
- Swedge: Estabilidad de cuñas

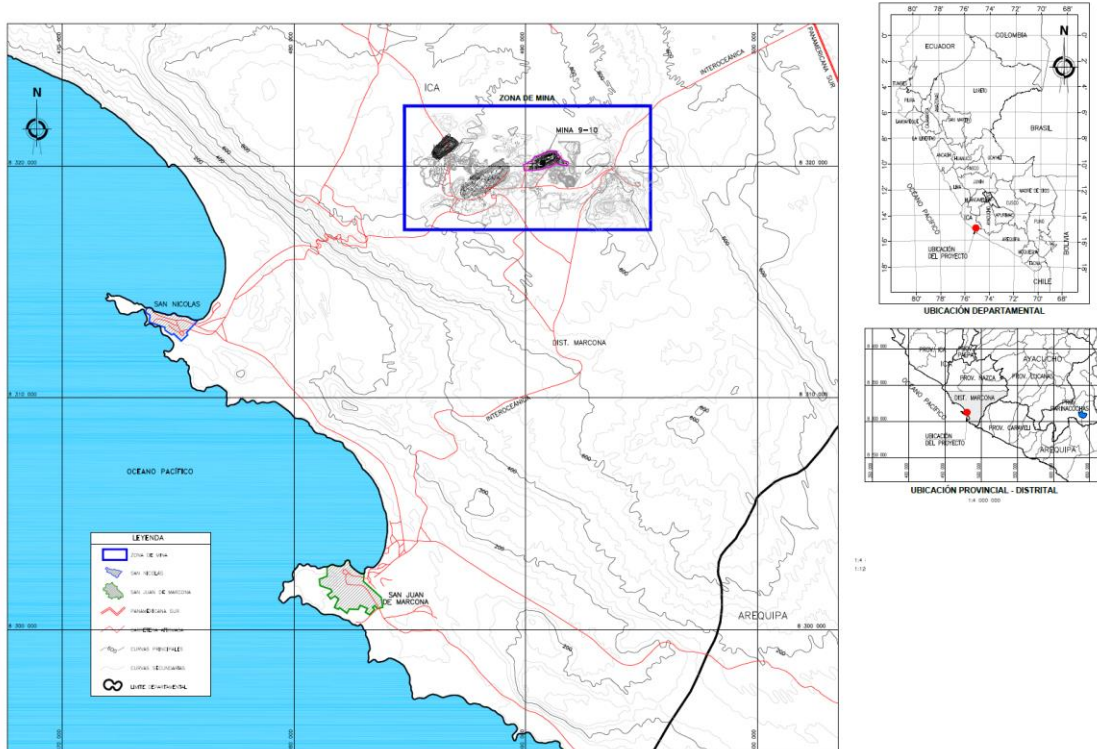
✓ **Análisis y diseño de taludes globales**

- Rocdata: Estimación de parámetros de resistencia y deformación
- Slide: Evaluación de la estabilidad global
- Phase²: Modelamiento numérico

4. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El Tajo CGI se encuentra ubicado políticamente en el distrito de Marcona, provincia de Nazca, departamento de Ica, en la costa sur del Perú, aproximadamente 530 km al sur de Lima. Ver **Figura N° 4-1**.

Figura N° 4-1
Ubicación del Proyecto – Tajo CGI



5. ASPECTOS GEOLÓGICOS

Se describen las unidades litológicas cartografiadas en el área del Tajo CGI:

- **Roca Hornfels (Metasedimentos)**

Constituye la roca encajonante del tajo, se presenta de color gris claro a gris verdoso, textura clástica, de alta resistencia, moderadamente fracturada a muy fracturada. Los afloramientos de roca hornfels presentan un fuerte fracturamiento debido a la presencia de fallas locales de buena persistencia, cuyos planos de fracturas son ondulantes y escalonados. Ver **Figura N°5-1**.

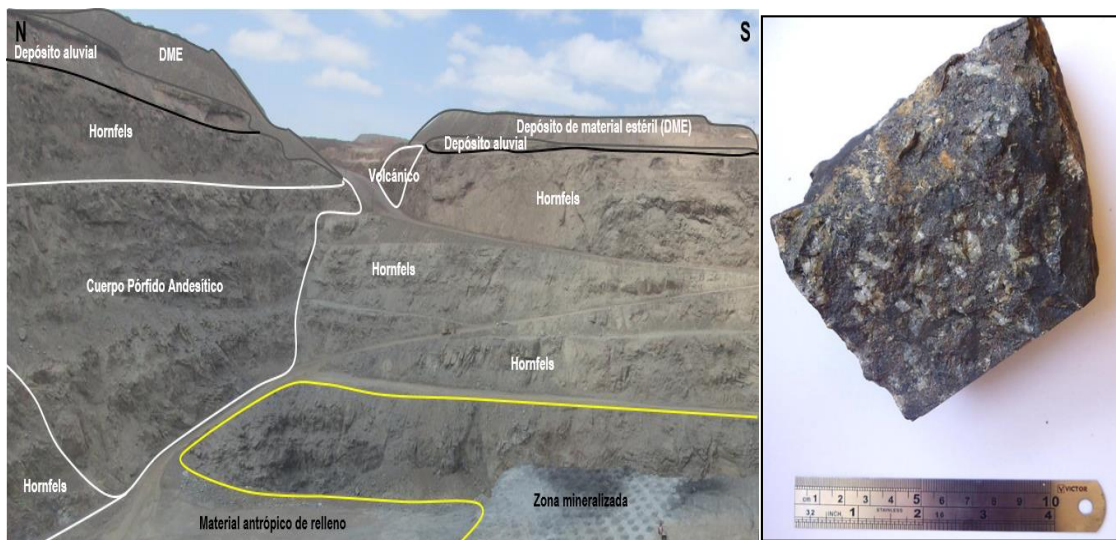
- **Diques**

Los diques se presentan como estructuras de forma tabular, cuyo grosor y/o potencia es variable de 15 a 35 m. Los diques andesíticos son color verde grisáceo oscuro, moderadamente fracturados y de resistencia media a alta. Los diques microdioríticos son de color rosado grisáceo claro, se presentan moderadamente fracturados y de resistencia media. Ver **Figura N°5-2**.

Figura N° 5-1
Afloramiento de Hornfels Moderadamente Fracturado



Figura N° 5-2
Afloramiento del Cuerpo Pórfido Andesítico



- **Depósitos Aluviales (Q-alv)**

Estos depósitos están conformados por material reciente que ha sido transportando por acción de flujo de agua y están constituido por arena, arena limosa y gravas subredondeadas a subangulosas. Una vista de los depósitos aluviales se presenta en la **Figura N° 5-3**

- **Depósitos Marinos (Q-ma)**

Se refiere a los materiales que han sido depositados por debajo del tren de olas, está constituido por gravas y arena fina limpia, se observa la presencia de precipitados químicos de carbonatos. Una vista de los depósitos marinos se presenta en la **Figura N° 5-3**.

- **Depósitos coluviales (Q-co)**

Estos depósitos están conformados por material reciente que tienen poco transporte por acción de la gravedad; están constituido por arena, gravas subredondeadas a subangulosas y bloques subredondeados a angulosos. Una vista de los depósitos coluviales se presenta en la **Figura N° 5-3**

Figura N° 5-3
Vista de los Depósitos Aluviales, Marinos y Coluviales



En la **Figura N° E-1** del **Anexo E** se presenta el plano geológico local del Tajo CGI

6. INVESTIGACIONES BÁSICAS

6.1 ESTACIONES GEOMECÁNICAS

Con la finalidad de caracterizar geomecánicamente el macizo rocoso, se realizaron 21 estaciones geomecánicas (utilizando el mapeo de líneas de detalle) distribuidas convenientemente en el área del tajo. En el **Cuadro N° 6-1**, se presenta un resumen de las estaciones geomecánicas y su índice RMR estimado.

Cuadro N° 6-1
Estaciones Geomecánicas y Caracterización del Macizo Rcoso

Estación	Coordenadas		RMR ₈₉	RMR _{ajustado}	Litología
	Este	Norte			
EG-01	493 296	8 319 523	65	60	Andesita Porfírica
EG-02	493 112	8 319 479	63	38	Andesita Porfírica
EG-03	492 987	8 319 334	67	62	Hornfels
EG-04	492 948	8 319 293	68	43	Hornfels
EG-05	493 721	8 319 548	42	37	Hornfels
EG-06	493 115	8 318 658	61	56	Hornfels
EG-07	492 655	8 318 682	46	41	Zona de Óxidos
EG-08	493 498	8 318 969	72	67	Hornfels / Dique Ands
EG-09	493 415	8 318 883	67	62	Hornfels
EG-10	493 185	8 319 656	61	36	Andesita Porfírica
EG-11	492 789	8 319 568	64	59	Hornfels
EG-12	492 684	8 319 535	56	51	Hornfels
EG-13	493 215	8 319 675	62	57	Hornfels
EG-14	492 547	8 319 371	63	58	Hornfels
EG-15	493 515	8 319 685	54	29	Hornfels
EG-16	493 353	8 318 906	68	43	Hornfels
EG-17	493 326	8 318 877	64	59	Andesita Porfírica
EG-18	493 740	8 319 440	53	28	Hornfels Alterado
EG-19	493 638	8 319 173	53	48	Hornfels con Óxido
EG-20	493 353	8 318 674	64	59	Hornfels Alterado
EG-21	493 400	8 319 777	62	57	Hornfels con Óxido

En la **Figura N° 6-1**, se presenta como ejemplo una vista de una de las estaciones geomecánicas realizadas durante la investigación geotécnica en el tajo CGI.

Figura N° 6-1
Vista de la Estación Geomecánica EG-02



6.2 PERFORACIONES DIAMANTINAS

El propósito de la campaña de perforaciones fue obtener información confiable que pueda ser usada para estimar parámetros como la resistencia de la roca intacta, el grado de fracturamiento, la condición de fracturas, y la valoración de la calidad del macizo rocoso (RMR) en profundidad. En la **Figura N° 6-2**, se presenta como ejemplo una de las cajas con las muestras obtenidas de un tramo de la perforación PGT15-01.

Figura N° 6-2
Vista de Caja de la Perforación Diamantina



En los siguientes ítems se presenta la descripción de las perforaciones diamantinas realizadas en el Tajo CGI.

- **Perforación PGT 15-01**

El material obtenido de esta perforación presenta una capa de cobertura de suelo compuesta principalmente por arena (0.00 m – 7.20 m), seguido de roca hornfels de grano fino, color negro grisáceo, compuesta principalmente de feldespato, cuarzo y hornablenda. Desde 7.20 m hasta 190.66 m de profundidad, la roca hornfels se presenta moderadamente fracturada (RQD>50) y de regular calidad geomecánica (RMR promedio=50). A partir de 190.66 m de profundidad, la calidad del macizo rocoso se considera mala (RMR promedio=36) y con fracturamiento intenso asociado a procesos de mineralización (RQD<50), siguiendo así hasta la profundidad de la perforación (255.02 m). Ver **Figura N°6-3**.

- **Perforación PGT 15-02**

El material obtenido de esta perforación presenta una capa de cobertura de suelo compuesta principalmente por arena y grava (0.00 m – 2.00 m), seguido de un dique de andesita de textura porfírica moderadamente fracturado (RQD>50) y de regular calidad geomecánica (RMR promedio=55) intercalado con hornfels de regular calidad geomecánica (RMR promedio=50), de color negro grisáceo hasta la profundidad de 52.78 m. A partir de 52.78 m profundidad se presenta el hornfels de regular calidad geomecánica (RMR promedio=56), el mismo que en el que a partir de los 175.00 m de profundidad su RQD disminuye debido a su intenso fracturamiento, siguiendo así hasta la profundidad de la perforación (240.04 m). Ver **Figura N°6-4**.

- **Perforación PGT 15-03**

El material obtenido de esta perforación presenta una capa de cobertura de suelo compuesta principalmente por arena y grava (0.00 m – 5.02 m), seguido de hornfels fracturado (RQD<50) y de regular calidad geomecánica (RMR promedio= 44 - 59) con presencia de enjambres de diques de andesita

porfírica poco fracturado y de regular calidad geomecánica (RMR promedio=56) hasta la profundidad de 354.15 m. A partir de esta profundidad se presenta el cuerpo mineralizado de regular calidad geomecánica (RMR promedio=49), moderadamente fracturado, siguiendo así hasta la profundidad de la perforación (360.36 m). El macizo rocoso presenta zonas conformadas por brechas de falla, donde el material se encuentra disgregado, tales como entre 9.40 m - 13.95 m, 164.83 m – 178.39 m y entre 348.09 m – 350.62 m. Ver **Figura N°6-5**.

- **Perforación PGT 15-04**

El material obtenido de esta perforación presenta una capa de mineral conformado por hematita, actinolita y magnetita (0.00 m – 140.00 m) de regular calidad geomecánica y poco fracturamiento (RMR promedio=70, RQD>50), la cual presenta horizontes delgados de hornfels poco fracturado y de regular calidad geomecánica (RMR promedio=60).

A partir de 140.00 m de profundidad, se presenta roca hornfels fracturada (RQD<50) y de regular calidad geomecánica (RMR promedio=43-60). En el tramo comprendido entre 254.29 m y 295.18 se presenta hornfels muy fracturado y de mala calidad geomecánica (RMR promedio=33), siguiendo así hasta la profundidad de la perforación (309.03 m). Ver **Figura N°6-6**.

- **Perforación PGT 15-05**

El material obtenido de esta perforación presenta una capa de cobertura de suelo compuesta principalmente por arena (0.00 m – 4.10 m), seguido de hornfels de mala calidad geomecánica (RMR promedio=38) con presencia de diques de andesita porfírica y diorita fracturados y de regular calidad geomecánica (RMR promedio=57) hasta la profundidad de 192.79 m. A partir de 192.79 m de profundidad, se presenta el cuerpo mineralizado de regular calidad geomecánica (RMR prom=65), moderadamente fracturado, siguiendo así hasta la profundidad de la perforación (225.49 m). Ver **Figura N°6-7**.

- **Perforación PGT 15-06**

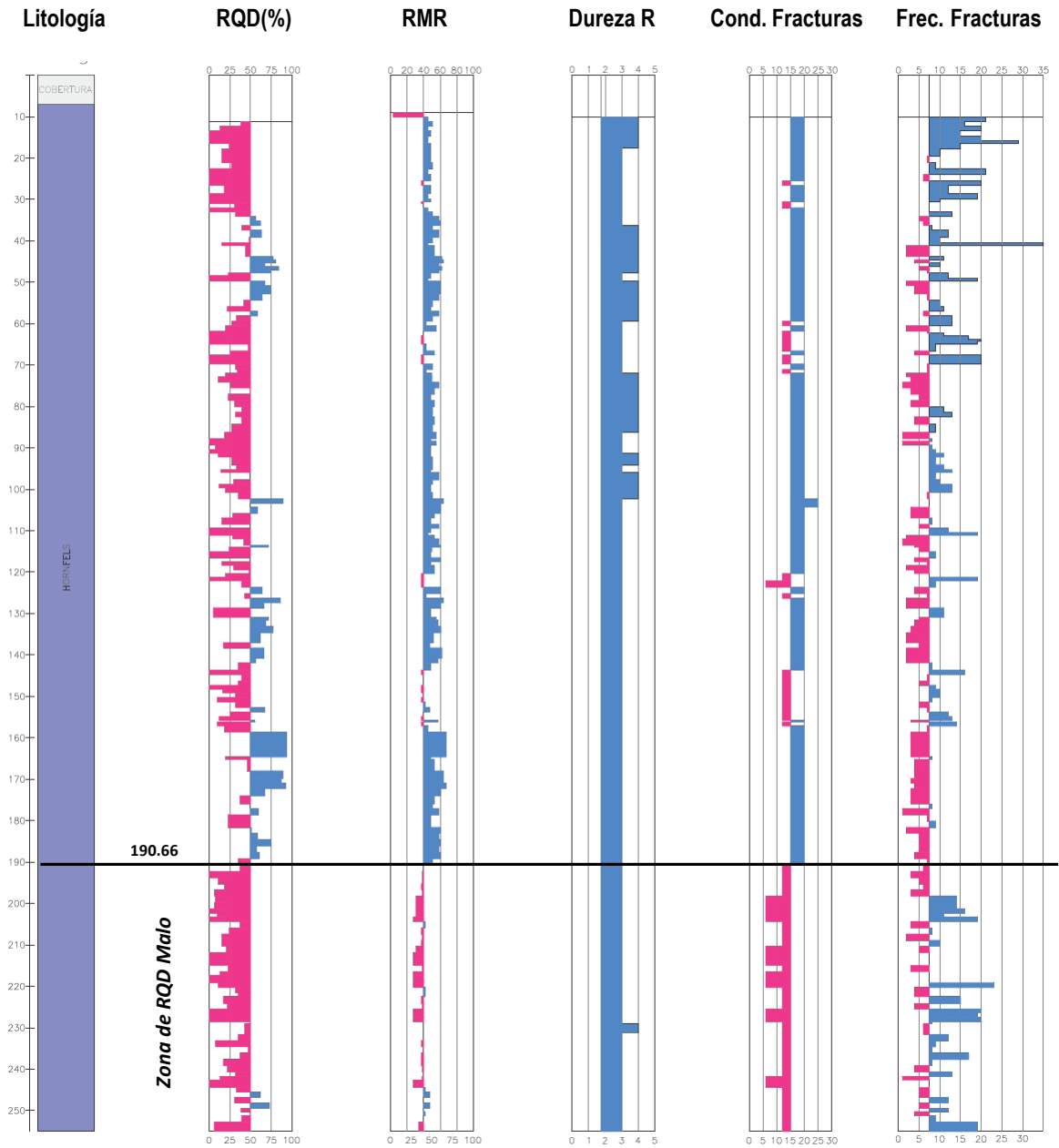
El material obtenido de esta perforación presenta una capa de cobertura de suelo compuesta principalmente por arena y grava (0.00 m – 1.00 m), seguido de hornfels de regular calidad geomecánica (RMR promedio=61), poco fracturado (RQD>50), con presencia de enjambres de diques de andesita porfírica poco fracturado (RMR promedio=61-65) y mineral de regular calidad geomecánica (RMR promedio=66-80), siguiendo así hasta la profundidad de la perforación (188.63 m). Ver **Figura N°6-8**.

- **Perforación PGT 15-07**

El material obtenido de esta perforación presenta una capa de cobertura de suelo compuesta principalmente por arena y grava (0.00 m – 18.51 m), seguido de hornfels de mala calidad geomecánica (RMR promedio=35) hasta la profundidad de 105.18 m, posteriormente se encuentra el cuerpo mineralizado de regular calidad geomecánica (RMR promedio=62). El macizo rocoso presenta zonas conformadas por brechas de falla, donde el material se encuentra disgregado, tales como entre 37.48 m y 77.92 m. Ver **Figura N°6-9**.

En la **Figura N° E-3** del **Anexo E** se presenta el plano de ubicación de las investigaciones geotécnicas.

Figura N° 6-3
Propiedades Geomecánicas del Macizo Rocoso en Profundidad, PGT15-01



PROPIEDADES GEOMECÁNICAS

- Valor regular a muy bueno
- Valor malo a muy malo

Figura N° 6-4
Propiedades Geomecánicas del Macizo Roco en Profundidad, PGT15-02

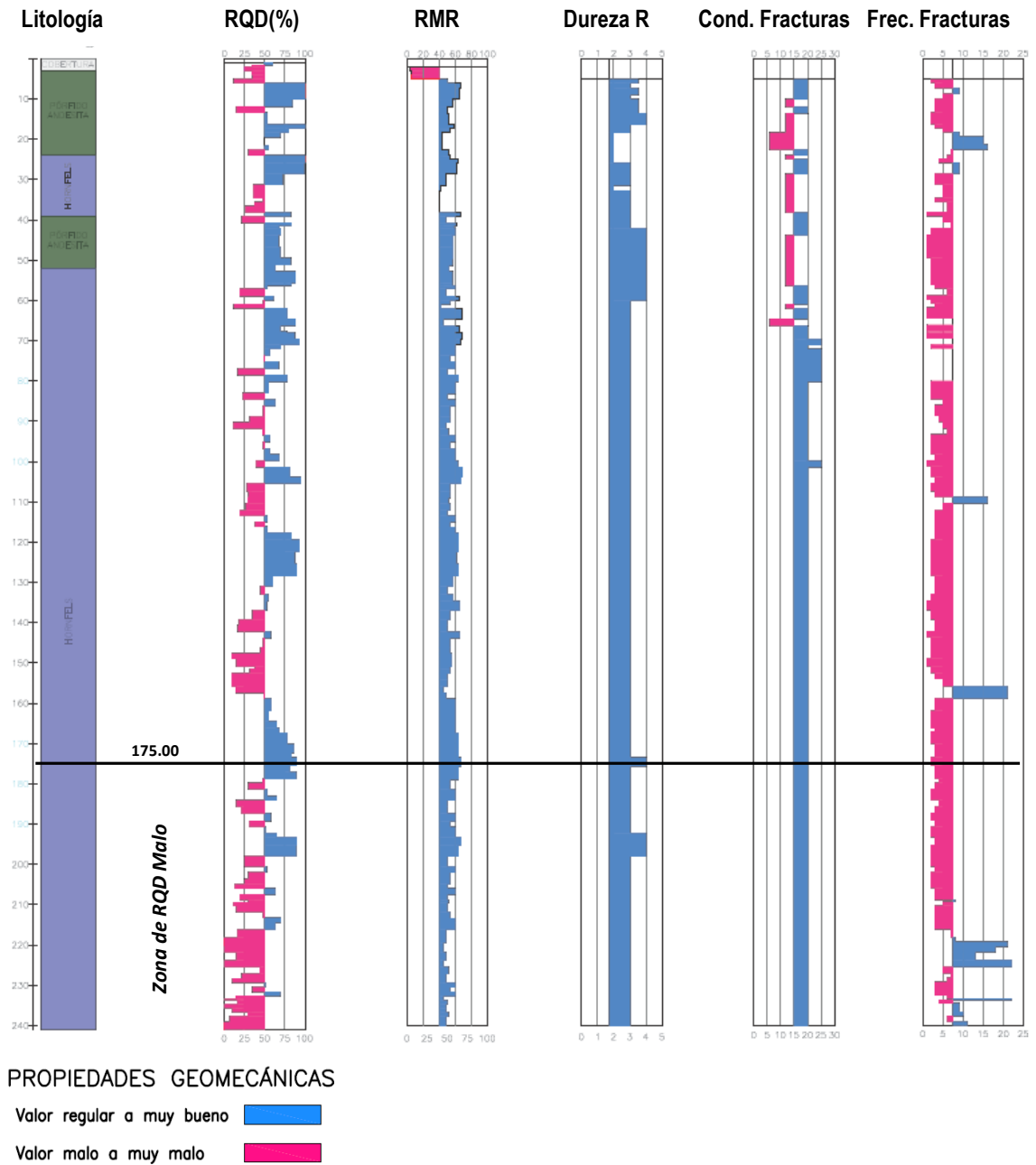


Figura N° 6-5
Propiedades Geomecánicas del Macizo Rocoso en Profundidad, PGT15-03

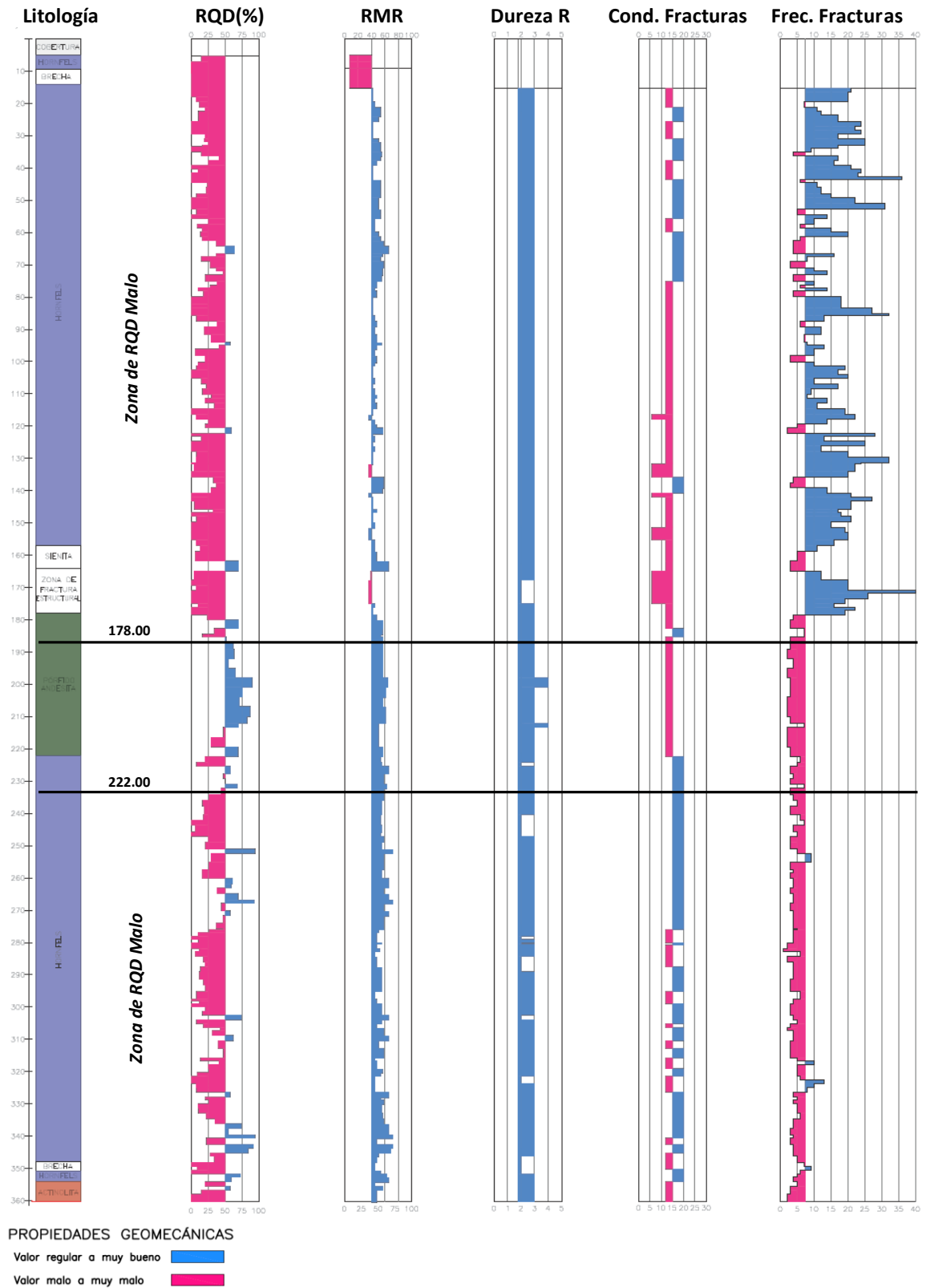
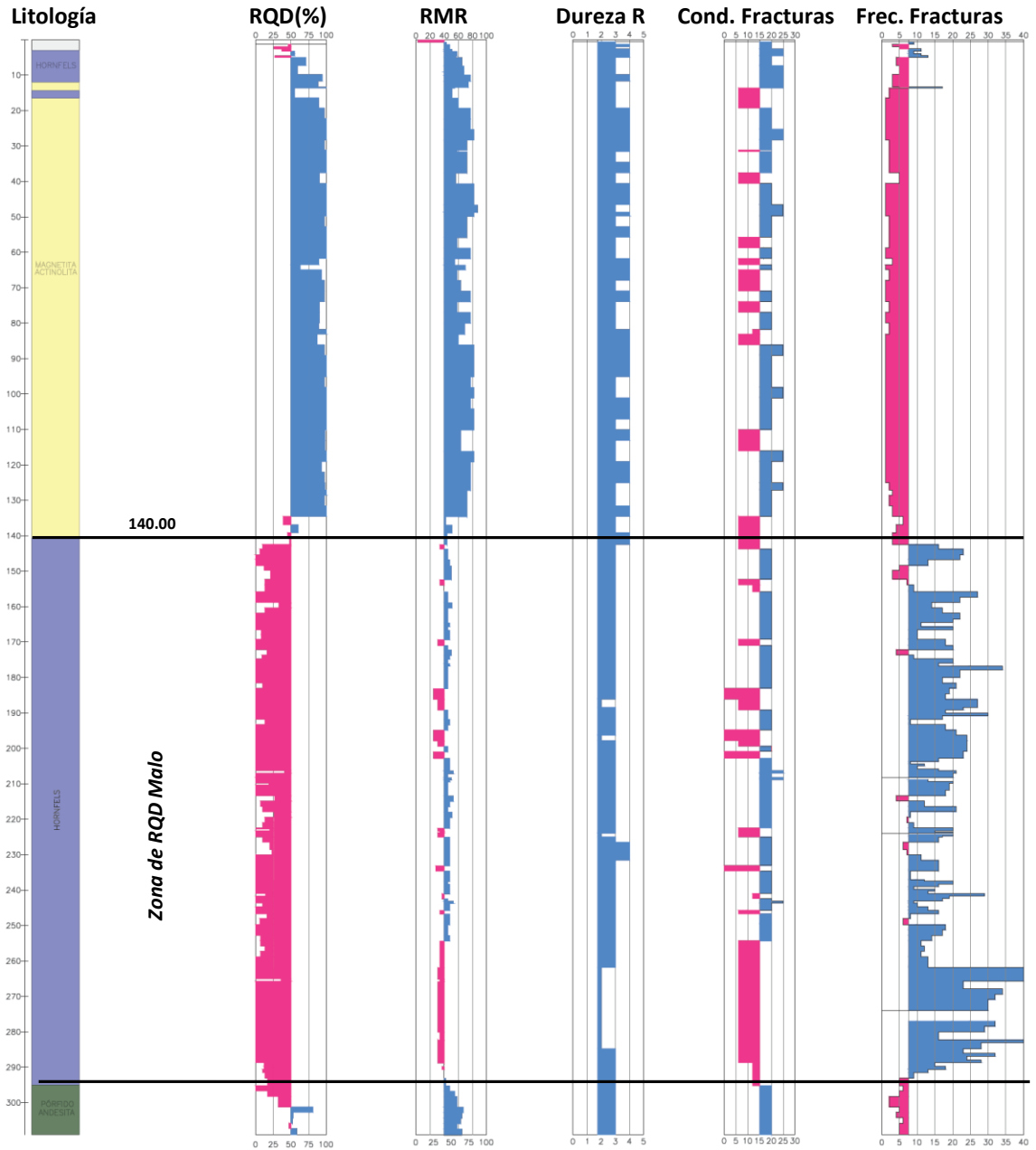


Figura N° 6-6
Propiedades Geomecánicas del Macizo Rocoso en Profundidad, PGT15-04



PROPIEDADES GEOMECÁNICAS

- Valor regular a muy bueno █
- Valor malo a muy malo █

Figura N° 6-7

Propiedades Geomecánicas del Macizo Rocoso en Profundidad, PGT15-05

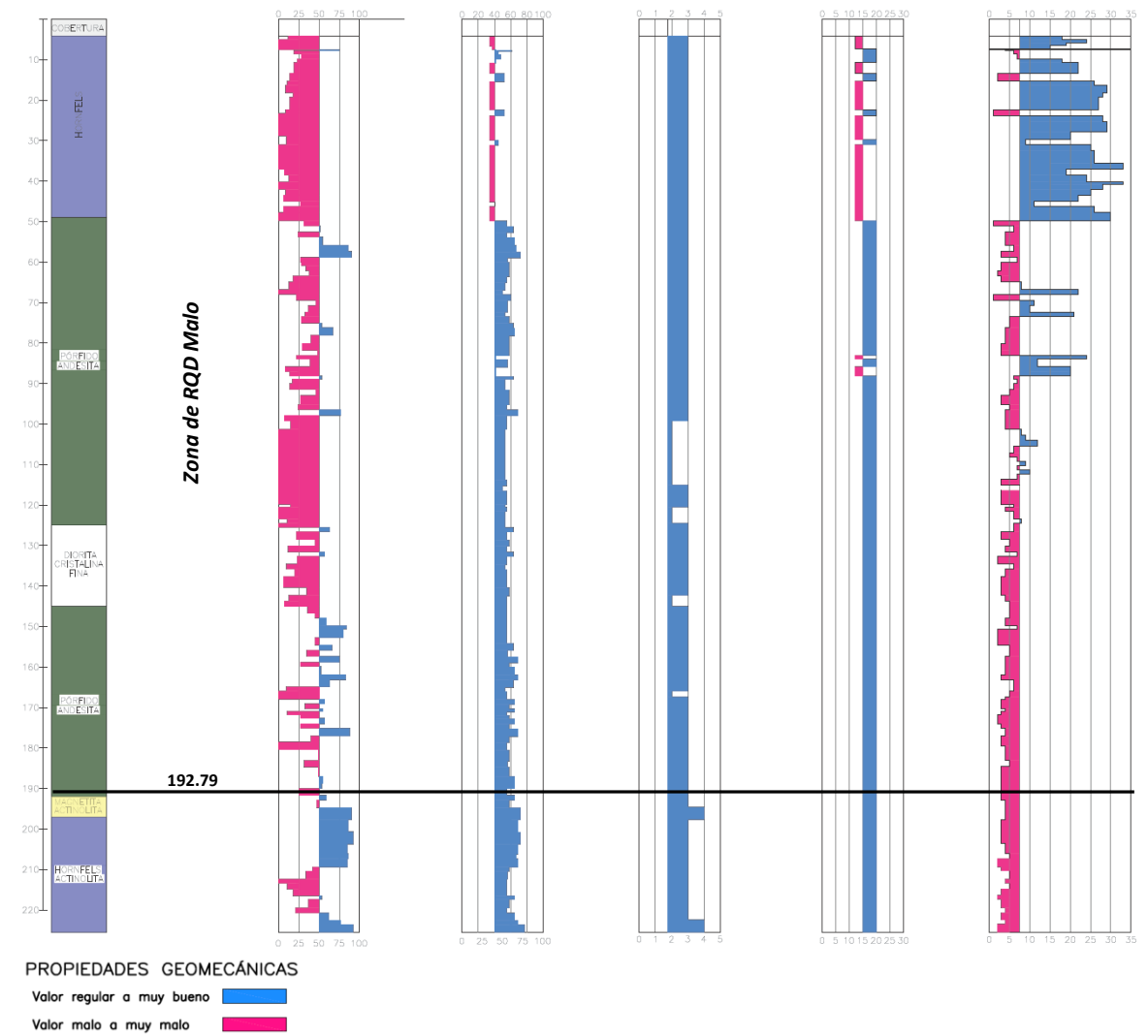


Figura N° 6-8

Propiedades Geomecánicas del Macizo Roco en Profundidad, PGT15-06

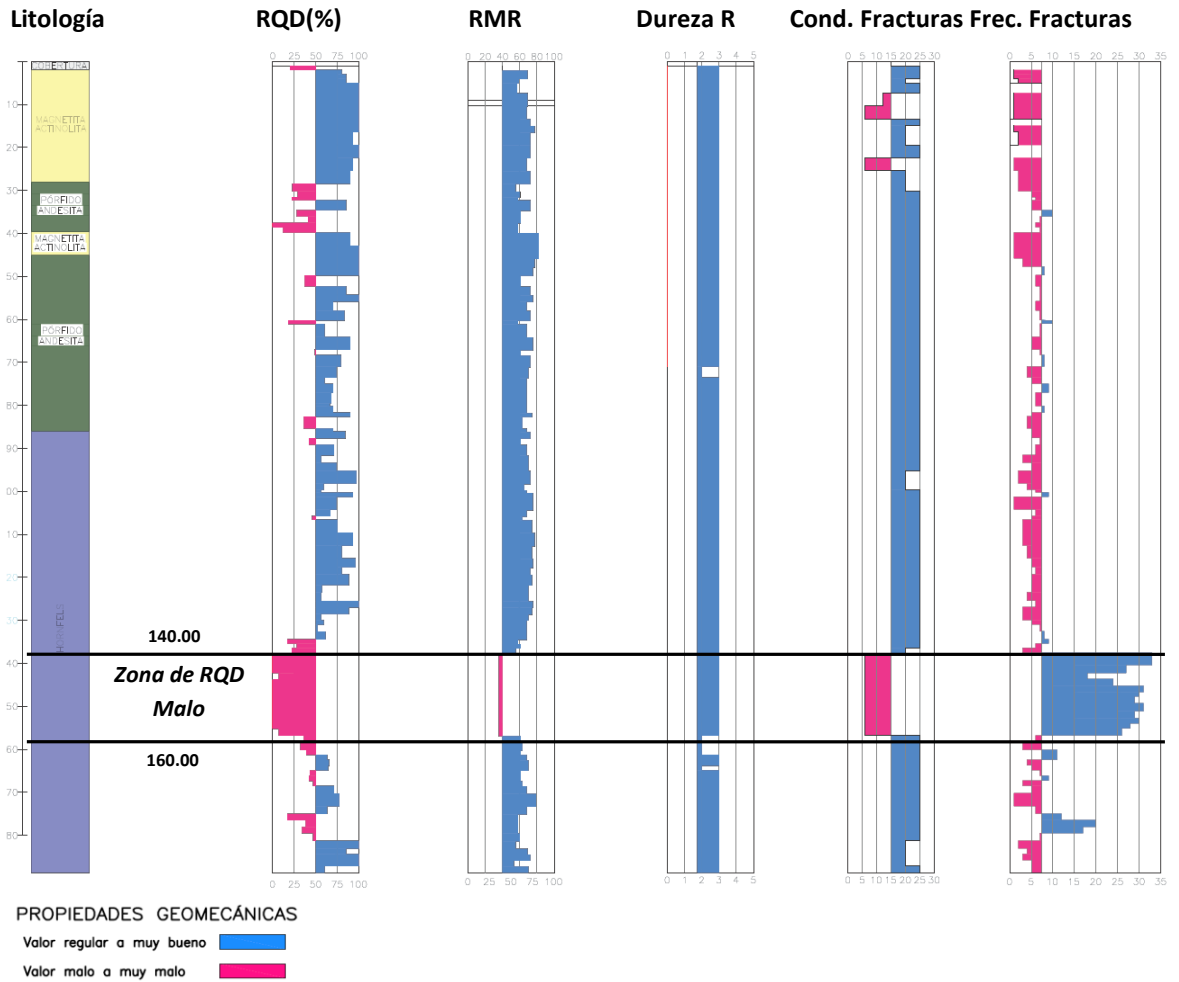
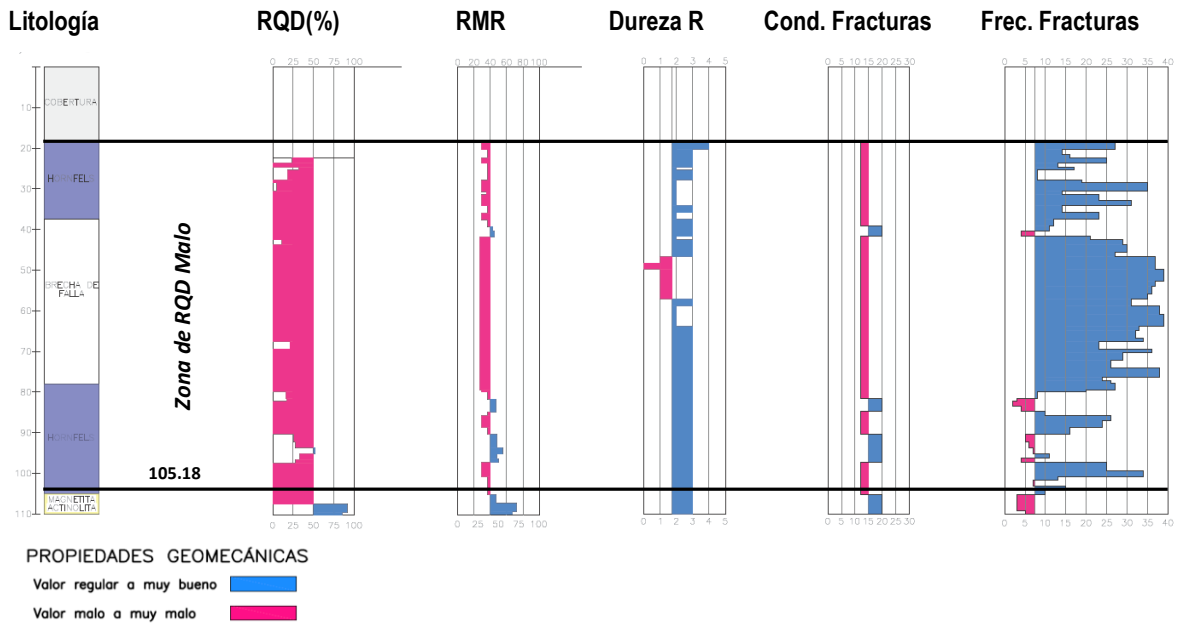


Figura N° 6-9

Propiedades Geomecánicas del Macizo Rcoso en Profundidad, PGT15-07



6.3 MEDICION DE LA RUGOSIDAD CON EL PEINE DE BARTON

Con la finalidad de estimar la rugosidad de las discontinuidades se ejecutaron mediciones con el Peine de Barton, se obtuvo un perfil el cual se compara con una escala de perfiles propuesta por Barton. Los valores obtenidos indicaron que la rugosidad de las juntas varía entre “ligeramente rugosa” a “rugosa”. En la **Figura N° 6-10**, se presenta como ejemplo una vista del Peine de Barton con su correspondiente perfil de rugosidad.

Figura N° 6-10
Vista del Perfil de Rugosidad de las Discontinuidades (EG-01)



6.4 ENSAYOS CON EL MARTILLO SCHMIDT

Con la finalidad de determinar los parámetros de resistencia de las discontinuidades se realizaron mediciones con el Martillo Schmidt en las discontinuidades identificadas en las estaciones geomecánicas. A partir del ángulo de fricción básico (Tilt Test) y de los valores de rebote r y R (Martillo Schmidt) es posible calcular el ángulo de fricción residual de las discontinuidades que se utilizó en el análisis cinemático del macizo rocoso.

Figura N° 6-11
Ejecución del Ensayo con el Martillo Schmidt (EG-01)



6.5 ENSAYOS CON EL TILT TEST

Este ensayo permite estimar el ángulo de fricción básico de las discontinuidades, el cual es necesario para el posterior cálculo del ángulo de fricción residual. Para la ejecución del ensayo se utiliza un bloque de roca que contenga un plano de discontinuidad, dicho bloque se coloca sobre una superficie de apoyo y a continuación, se inclina el plano de apoyo hasta que comience a deslizar un fragmento sobre otro.

Para definir el ángulo de fricción básico a utilizar en la evaluación de la estabilidad de taludes a nivel local (bancos), se ha considerado conservadoramente el promedio entre los valores obtenidos del tilt test y del corte directo. Ver **Cuadro N° 6-2** y **Figura N° 6-12**.

Cuadro N° 6-2
Resultado de los Ensayos Tilt Test

Estación Geomecánica	Nivel	Litología	Φ_b (Tilt Test)	Φ_b (Corte Directo)	Φ_b (Promedio)
EG-01	725	Andesita Porfírica	29.5	-	29.5
EG-02	725	Andesita Porfírica	27.5	-	27.5
EG-03	725	Hornfels	24.0	30.3	27.2
EG-04	725	Hornfels	22.5	30.8	26.7
EG-05	725	Hornfels	27.9	30.3	29.1
EG-06	725	Hornfels	31.6	30.3	31.0
EG-07	725	Zona de Óxidos	21.7	30.4	26.1
EG-08	755	Hornfels / Dique Andesítico	26.6	-	26.6
EG-09	755	Hornfels	31.6	30.3	30.9
EG-10	740	Andesita Porfírica	29.0	-	29.0
EG-11	740	Hornfels	32.6	30.3	31.5
EG-12	770	Hornfels	32.8	29.8	31.3
EG-13	770	Hornfels	32.6	30.3	31.5
EG-14	755	Hornfels	30.5	30.3	30.4
EG-15	725	Hornfels	28.3	30.3	29.3
EG-16	740	Hornfels	29.4	30.3	29.8
EG-17	740	Andesita Porfírica	29.4	-	29.4
EG-18	740	Hornfels Alterado	31.5	-	31.5
EG-19	750	Hornfels con Óxido	28.8	-	28.8
EG-20	780	Hornfels Alterado	28.2	-	28.2
EG-21	770	Hornfels con Óxido	26.6	-	26.6

Figura N° 6-12
Ejecución del Ensayo Tilt Test (EG-02)



6.6 ENSAYOS DE LABORATORIO

6.6.1 CARGA PUNTUAL (PLT)

Se realizó el ensayo de carga puntual para conocer indirectamente la resistencia a la compresión simple de la roca intacta. En las **Cuadros N° 6-3 y N° 6-4** se presenta un resumen de los resultados obtenidos de este ensayo.

Cuadro N° 6-3
Ensayos de Carga Puntual en Estaciones Geomecánicas

Estación Geomecánica / Muestra	Litología	Dureza de la Roca (ISRM)	Resistencia a la Compresión Simple (MPa)		
			Máximo	Mínimo	Promedio
EG-01 / M-1	Andesita Porfírica	R5	243.36	101.76	141.65
EG-02 / M-1	Andesita Porfírica	R5 – R6	275.76	173.76	211.49
EG-02 / M-2	Andesita Porfírica	R5 – R6	259.92	158.88	215.38
EG-03 / M-1	Hornfels	R4 – R5	153.60	89.52	118.27
EG-03 / M-2	Hornfels	R4 – R5	145.92	92.40	122.35
EG-04 / M-1	Hornfels	R5	204.24	131.04	174.14
EG-04 / M-2	Hornfels	R5	224.16	67.68	146.54
EG-05 / M-1	Hornfels	R3	48.24	30.72	37.20
EG-05 / M-2	Hornfels	R4 – R5 – R6	276.24	88.08	177.22
EG-06 / M-1	Hornfels	R4 – R5	165.84	77.76	107.33
EG-06 / M-2	Hornfels	R4 – R5	177.12	66.24	127.68
EG-07 / M-1	Zona de Óxidos	R4 – R5	101.76	61.68	74.21
EG-08 / M-1	Hornfels / Dique And	R5 – R6	283.44	235.44	261.55
EG-09 / M-1	Hornfels	R5	226.80	114.72	178.66
EG-10 / M-1	Andesita Porfírica	R5 – R6	256.80	181.44	221.66
EG-10 / M-2	Andesita Porfírica	R4 – R5	196.56	81.60	122.26
EG-11 / M-1	Hornfels	R5	172.80	113.76	133.49
EG-12 / M-1	Hornfels	R4 – R5	142.08	97.44	111.12
EG-13 / M-1	Hornfels	R3 – R4	89.76	42.00	59.33
EG-14 / M-1	Hornfels	R5	248.16	120.96	187.15
EG-15 / M-1	Hornfels	R4 – R5	122.40	69.12	85.82
EG-16 / M-1	Hornfels	R5 – R6	256.08	118.32	197.28
EG-17 / M-1	Andesita Porfírica	R5 – R6	265.92	170.88	224.21
EG-18 / M-1	Hornfels Alterado	R3	49.20	37.44	44.40
EG-19 / M-1	Hornfels con Óxido	R5	174.96	112.80	139.78
EG-20 / M-1	Hornfels Alterado	R4 – R5	192.96	88.56	148.66
EG-21 / M-1	Hornfels con Óxido	R1	4.80	1.20	2.74

Cuadro N° 6-4
Ensayos de Carga Puntual en Perforaciones Diamantinas

Perforación Diamantina / Muestra	Litología	Profundidad (m)	Dureza de la Roca (ISRM)	Resistencia a la Compresión Simple (MPa)		
				Máximo	Mínimo	Promedio
PGT15-01 / M-1	Hornfels	35.15 – 39.16	R3 – R4	91.92	31.20	59.23
PGT15-01 / M-2	Hornfels	54.28 – 60.49	R5	218.88	123.84	176.98
PGT15-01 / M-3	Hornfels	95.90 – 97.70	R4 – R5	179.76	60.96	18.08
PGT15-01 / M-4	Hornfels	113.92 – 117.46	R4 – R5	207.84	60.48	152.40
PGT15-02 / M-1	Andesita Porf.	6.00 – 8.73	R3 – R4	64.56	35.76	49.39
PGT15-02 / M-2	Hornfels	25.81– 31.31	R4 – R5	137.04	67.68	98.02
PGT15-02 / M-3	Andesita Porf.	46.69 – 51.18	R3 – R4	67.44	38.40	52.46
PGT15-02 / M-4	Hornfels	68.00 – 70.96	R3 – R4	97.68	39.60	59.04
PGT15-02 / M-5	Hornfels	91.37 – 95.00	R3 – R4	64.32	27.36	42.05
PGT15-03 / M-1	Hornfels	23.98 – 32.82	R5	196.56	148.32	176.54
PGT15-03 / M-2	Hornfels	55.71 – 59.84	R5	222.48	132.96	171.60
PGT15-03 / M-3	Hornfels	75.12 – 79.95	R5	239.04	124.32	157.87
PGT15-03 / M-4	Hornfels	105.70 – 112.40	R5	140.64	113.28	126.43
PGT15-03 / M-5	Andesita Porf.	184.70 – 185.50	R3 – R4	94.08	30.48	69.74
PGT15-03 / M-6	Andesita Porf.	206.92 – 209.92	R4 – R5	144.24	73.20	101.90
PGT15-04 / M-1	Magnetita	1.30 – 3.25	R4 – R5	153.36	80.64	124.75
PGT15-04 / M-2	Actinolita	16.42 – 19.25	R4 – R5	182.64	90.48	140.93
PGT15-04 / M-3	Magnetita	40.57 – 43.57	R3 – R4	71.04	44.88	59.33
PGT15-04 / M-4	Magnetita	58.75 – 61.50	R5	216.72	114.96	149.81
PGT15-05 / M-1	Hornfels	10.71 – 13.51	R3 – R4	98.88	31.68	65.47
PGT15-05 / M-2	Andesita Porf.	57.41 – 58.24	R4 – R5	186.48	90.00	117.46
PGT15-05 / M-3	Andesita Porf.	81.80 – 83.05	R5	245.76	188.40	218.11
PGT15-05 / M-4	Andesita Porf.	96.43 – 97.83	R3 – R4	95.52	44.16	65.38
PGT15-06 / M-1	Magnetita	5.00 – 7.33	R5	228.72	151.68	184.08
PGT15-06 / M-2	Andesita Porf.	32.24 – 34.60	R5 – R6	260.64	157.44	231.22
PGT15-06 / M-3	Andesita Porf.	47.75 – 49.75	R4 – R5	122.88	70.80	97.25
PGT15-07 / M-1	Hornfels	24.76 – 25.42	R2 – R3	34.56	18.24	22.90
PGT15-07 / M-2	Hornfels	90.34 – 92.17	R2 – R3 – R4	50.16	24.72	37.54

Los valores de resistencia de las rocas están en el rango de 59 a 261 MPa para el hornfels, de 2 a 148 MPa para las zonas con alteración - oxidación y, de 122 a 224 MPa para la andesita porfirítica. En general la andesita porfirítica presenta valores de resistencia a la compresión simple mayores que el hornfels y el mineral.

6.6.2 PROPIEDADES ÍNDICE DE LAS ROCAS

Se ejecutaron ensayos para determinar las propiedades índices de la roca, tales como: gravedad específica, absorción (ASTM C-9783) y densidad (ASTM D-2937). En el **Cuadro N° 6-6** se presenta un resumen de los resultados obtenidos de este ensayo.

**Cuadro N° 6-5
Ensayos de Propiedades Índice**

Estación Geomecánica / Muestra	Litología	Gravedad Específica (Gs)	Absorción (%)	Densidad (kN/m ³)
EG-01 / M-1	Andesita Porfírica	2.68	0.17	26.43
EG-02 / M-1	Andesita Porfírica	2.81	0.16	27.57
EG-02 / M-2	Andesita Porfírica	2.80	0.08	27.67
EG-03 / M-1	Hornfels	2.72	0.09	26.65
EG-03 / M-2	Hornfels	2.71	0.11	26.49
EG-04 / M-1	Hornfels	2.70	0.00	26.82
EG-04 / M-2	Hornfels	2.72	0.16	26.85
EG-05 / M-1	Hornfels	2.64	1.60	26.23
EG-05 / M-2	Hornfels	2.74	0.36	26.89
EG-06 / M-1	Hornfels	2.74	0.10	27.21
EG-06 / M-2	Hornfels	2.72	0.37	26.75
EG-07 / M-1	Zona de Óxidos	2.68	0.15	26.43
EG-08 / M-1	Hornfels / Dique And	2.73	0.00	26.75
EG-09 / M-1	Hornfels	2.81	0.00	27.90
EG-10 / M-1	Andesita Porfírica	2.68	0.00	26.49
EG-10 / M-2	Andesita Porfírica	2.73	13.80	26.95
EG-11 / M-1	Hornfels	2.79	0.24	27.50
EG-12 / M-1	Hornfels	2.83	0.36	27.90
EG-13 / M-1	Hornfels	2.76	5.87	26.00
EG-14 / M-1	Hornfels	2.86	1.38	28.19
EG-15 / M-1	Hornfels	2.73	0.87	26.88
EG-16 / M-1	Hornfels	2.75	0.98	27.08
EG-17 / M-1	Andesita Porfírica	2.92	1.03	27.80
EG-18 / M-1	Hornfels Alterado	2.83	3.15	27.34
EG-19 / M-1	Hornfels con Óxido	2.75	0.79	26.82
EG-20 / M-1	Hornfels Alterado	2.67	1.44	26.20
EG-21 / M-1	Hornfels con Óxido	2.59	3.29	24.14

6.6.3 COMPRESIÓN TRIAXIAL

Los resultados de este ensayo serán utilizados para definir la forma de la envolvente de rotura de Hoek y Brown (2002), con la finalidad de la evaluación de estabilidad global de los taludes del Tajo CGI. En el **Cuadro N° 6-7** se presenta un resumen de los resultados obtenidos de este ensayo.

**Cuadro N° 6-6
Ensayos de Compresión Triaxial**

Estación Geomecánica	Litología	mi	Cohesión (MPa)	Ángulo de Fricción (°)
EG-01	Andesita Porfírica	25.72	17.65	55.12
EG-06	Hornfels	17.64	11.42	48.19
EG-12	Hornfels	14.78	6.93	43.37
Plat. de Perforación	Magnetita	25.64	12.22	53.64

6.6.4 CORTE DIRECTO

Se realizaron ensayos de corte directo sobre las discontinuidades con caras paralelas a la dirección de corte, de acuerdo con la norma ASTM D-5607 con la finalidad de la evaluación de estabilidad local a nivel de bancos. En el **Cuadro N° 6-7** se presenta un resumen de los resultados obtenidos de este ensayo.

**Cuadro N° 6-7
Ensayos de Corte Directo**

Estación Geomecánica	Litología	Cohesión (MPa)	Ángulo de Fricción (°)
EG-04	Hornfels	0.121	30.76
EG-07	Zona de Óxidos	0.126	30.43
EG-12	Hornfels	0.110	29.76
Plat. de Perforación	Magnetita	0.137	31.00

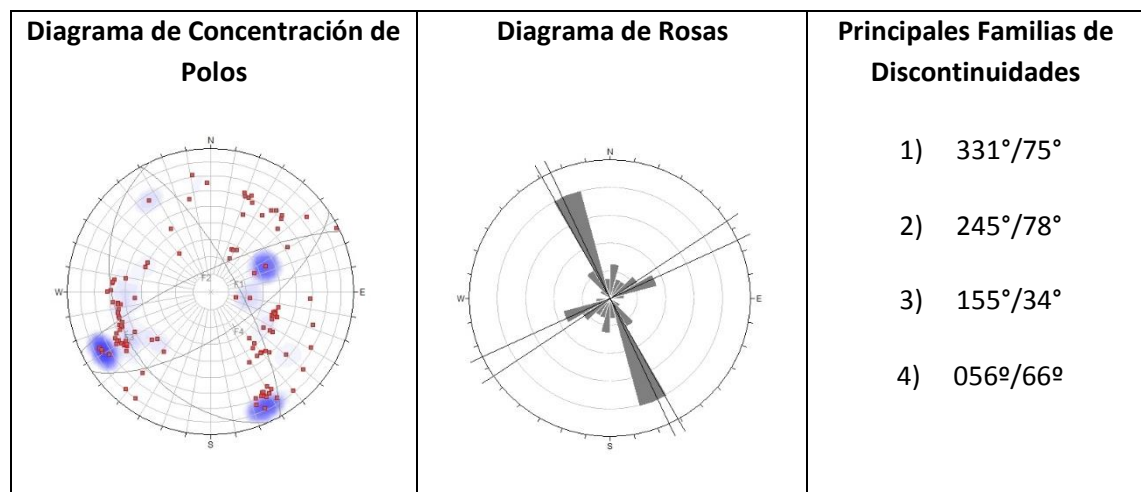
7. METODOLOGIA DE ANÁLISIS

7.1 DOMINIOS ESTRUCTURALES DEL TAJO CGI

Del análisis e interpretación de los datos de campo, se han definido seis (06) dominios estructurales bien diferenciados en el Tajo CGI (**Figura N°E-2** del **Anexo E**).

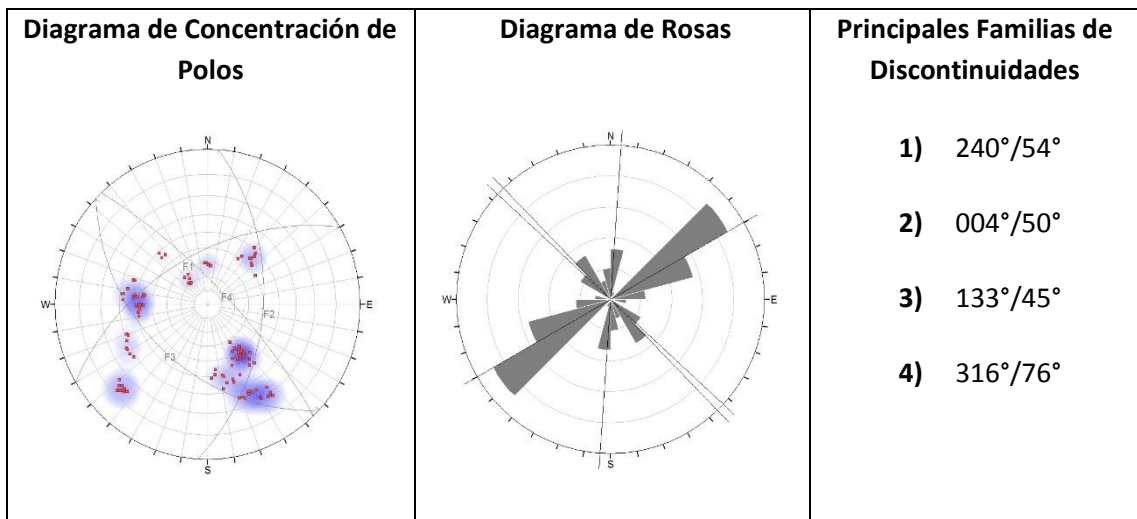
- **Dominio Estructural Suroeste (I)** - Constituido principalmente por hornfels, cortado por una secuencia de diques andesíticos de textura porfírica y en menor área zonas de óxidos. Presenta un principal sistema de fracturamiento NW-SE con buzamiento de alto ángulo ($N331^{\circ}/75^{\circ}$), paralelo a la tectónica andina asociado al fallamiento regional andino, y un segundo sistema de discontinuidades con dirección NE-SW de alta inclinación ($N245^{\circ}/78^{\circ}$). Ver **Figura N° 7-1**.

Figura N° 7-1
Dominio Estructural Suroeste (I)



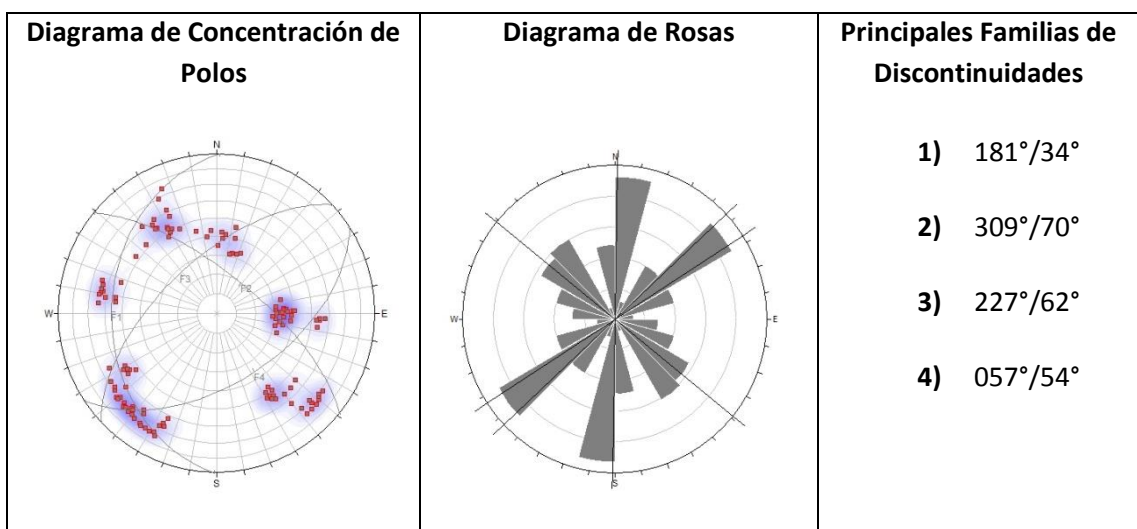
- **Dominio Estructural Sureste Central (II)** - Constituido principalmente por hornfels, cortado por diques andesíticos de textura porfírica. Presenta un principal sistema de fracturamiento NE-SW con buzamiento de alto ángulo ($N240^{\circ}/54^{\circ}$) y un segundo sistema de discontinuidades con dirección N-S de alta inclinación ($N004^{\circ}/50^{\circ}$). Ver **Figura N° 7-2**.

Figura N° 7-2
Dominio Estructural Sureste Central (II)



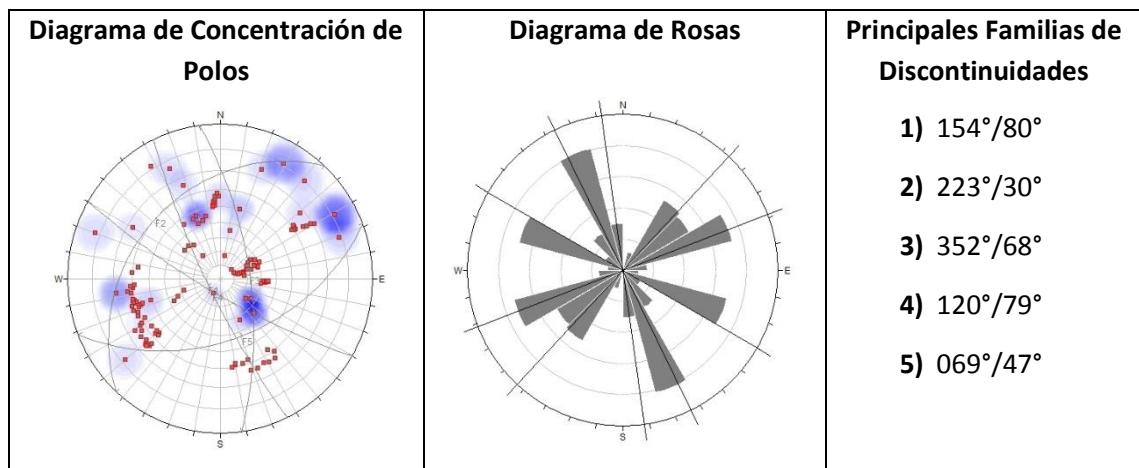
- **Dominio Estructural Este - Sureste Central (III)** - Constituido principalmente por Hornfels, cortado por una secuencia de diques andesíticos de textura porfírica, de distribución tabular, formando cuerpos paralelos, y presenta escasas zonas de óxidos. Presenta un principal sistema de fracturamiento N-S con buzamiento de bajo ángulo (N181°/34°) y un segundo sistema de discontinuidades con dirección NW-SE de alta inclinación (N309°/70°). Ver **Figura N° 7-3**.

Figura N° 7-3
Dominio Estructural Este - Sureste Central (III)



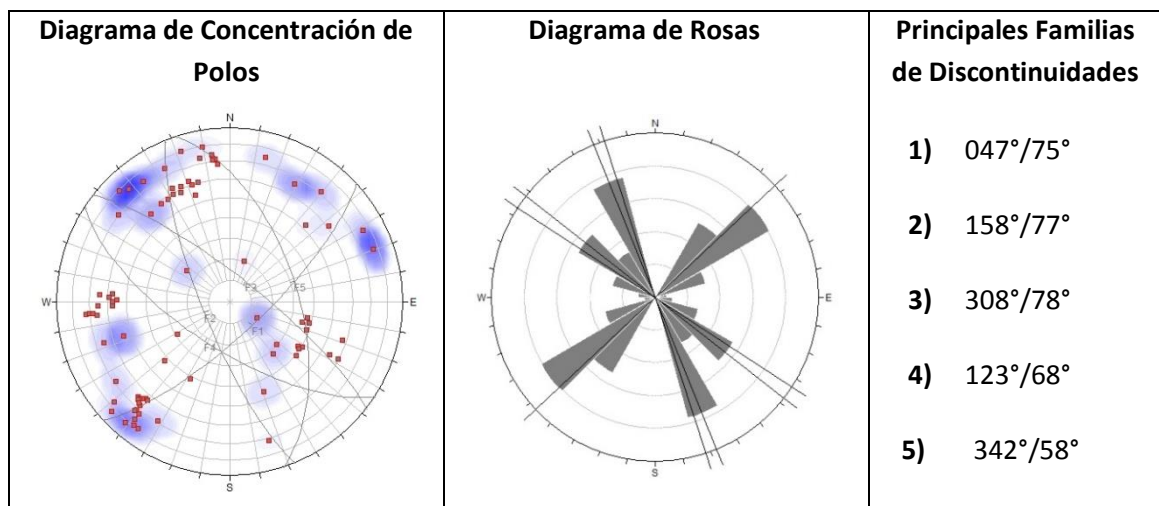
- **Dominio Estructural Norte - Noreste (IV)** - Constituido por hornfels, zonas de óxidos y diques andesíticos de textura porfiritica. Presenta un principal sistema de fracturamiento NW-SE con buzamiento de alto ángulo ($N154^{\circ}/80^{\circ}$) y un segundo sistema de discontinuidades con dirección NE-SW de baja inclinación ($N223^{\circ}/30^{\circ}$). Ver **Figura N° 7-4**.

Figura N° 7-4
Dominio Estructural Norte - Noreste (IV)



- **Dominio Estructural Noroeste Central (V)** - Constituido por hornfels, diques andesíticos y zonas de óxidos. Presenta un sistema de fracturamiento NE-SW con buzamiento de alto ángulo ($N047^{\circ}/75^{\circ}$), y un segundo sistema de discontinuidades con dirección NW-SW ($N158^{\circ}/77^{\circ}$). Ver **Figura N° 7-5**.

Figura N° 7-5
Dominio Estructural Noroeste Central (V)

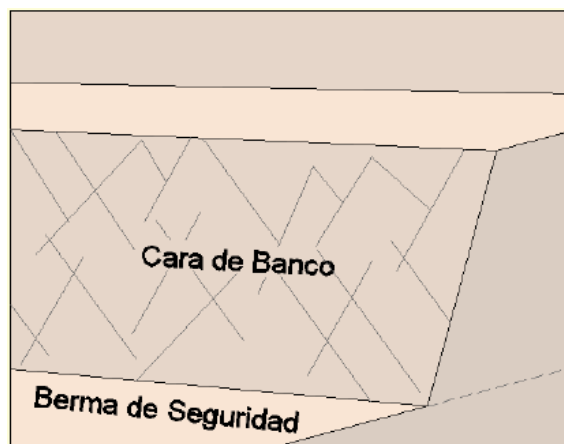


7.2 DISEÑO DE TALUDES DE BANCO

7.2.1 GENERALIDADES

Los ingenieros geomecánicos diseñan los bancos de seguridad teniendo en mente una cara de talud con un ángulo constante y una cresta intacta (ver **Figura N° 7-6**).

Figura N° 7-6
Esquema de una Berma de Seguridad “Perfecta”



Fuente: Vector (2008)

Sin embargo, las perturbaciones relacionadas con la voladura y excavación tienen como resultado una cara con numerosas áreas de pérdida de la cresta (ver **Figura N° 7-7**).

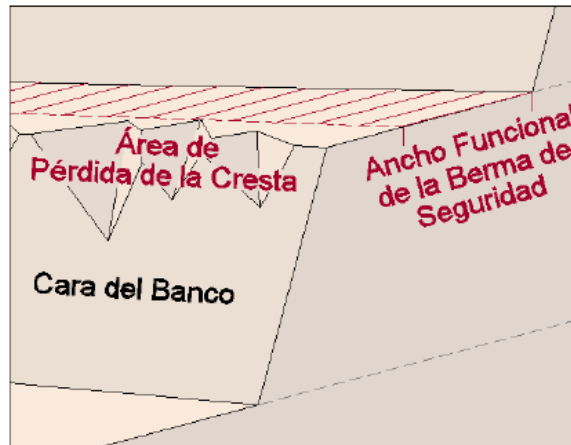
Figura N° 7-7
Esquema de una Berma de Seguridad Luego de ser Excavada



Fuente: Vector (2008)

Estas áreas de pérdida de cresta reducen el ancho funcional de la berma de seguridad en el ancho del área perdida de la cresta (ver **Figura N° 7-8**).

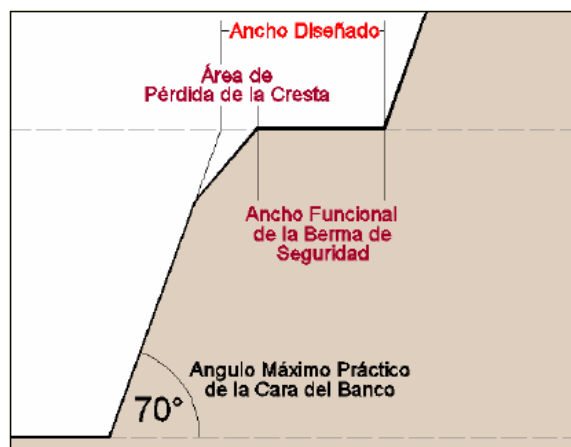
Figura N° 7-8
Ancho Funcional de la Berma de Seguridad



Fuente: Vector (2008)

Por lo tanto, un buen diseño de la berma de seguridad (o banqueta de seguridad) requiere la estimación del ancho del área de pérdida de cresta después de la excavación. Este proceso requiere pensar en términos del “ancho funcional de la berma de seguridad” después de ocurrida la pérdida de cresta (ver **Figura N° 7-9**).

Figura N° 7-9
Ancho Diseñado Mínima de la Berma de Seguridad



Fuente: Vector (2008)

7.2.2 ESTIMACIÓN DEL ANCHO MÍNIMO DE LA BERMA DE SEGURIDAD

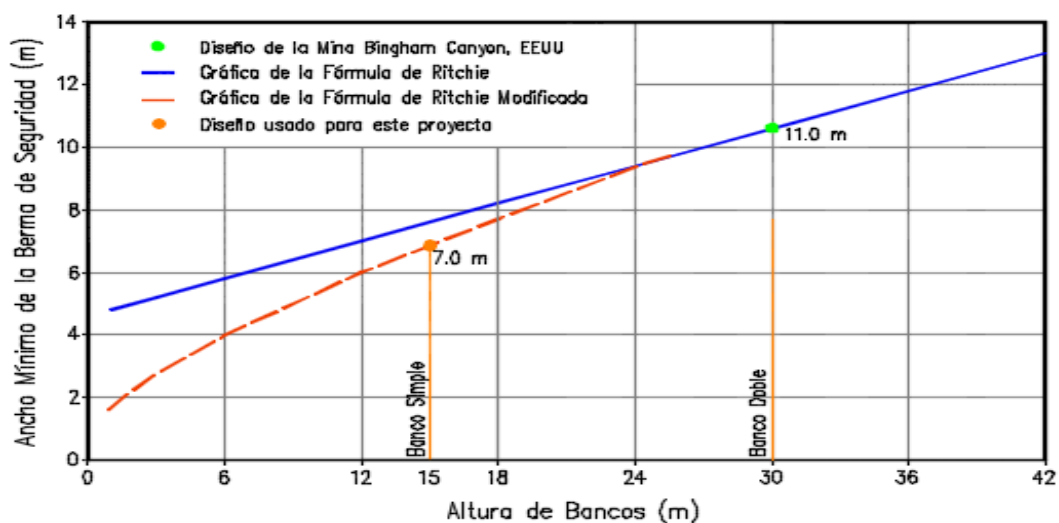
Tradicionalmente, el ancho mínimo de la berma de seguridad para una altura de banco dada ha sido generalmente determinada mediante el uso de la ecuación de Ritchie, la cual se define como:

$$W = 0.2 \cdot H + 4.6$$

Donde W es el ancho mínimo de la berma de seguridad y H es la altura del banco.

Sin embargo, para alturas de banco relativamente bajas, esta fórmula puede ser muy conservadora. Para el Tajo CGI se usó una versión modificada no lineal de esta ecuación, la cual considera bermas de seguridad de menor ancho en bancos con menos de 20 m de altura y bermas de seguridad de anchos similares para bancos con más de 20 m de altura. Con este cambio se obtiene un ancho mínimo de bermas de seguridad de 7 m para bancos simples (15 metros de altura) y de 11 metros para bancos dobles (30 m de altura). En la **Figura N°7-10** se puede observar la curva usada para la estimación de los anchos mínimos.

Figura N° 7-10
Verificación del Ancho Mínimo de la Berma de Seguridad del Tajo CGI
Para Bancos Simples y Bancos Dobles



El ancho mínimo de la berma de seguridad considerado en el desarrollo del Tajo CGI es aproximadamente de 13 m, lo cual es mayor que los valores obtenidos de la aplicación de la fórmula de Ritchie modificada (11 m), por lo que su diseño se considera adecuado.

7.2.3 ESTIMACIÓN DE LA POSIBILIDAD DE DESLIZAMIENTO DE LA CRESTA DEL BANCO

El diseño de los bancos está definido por la altura del banco (15 m para bancos simples y 30 m para bancos dobles en el Tajo CGI), el ancho mínimo de las bermas de seguridad y el ángulo a obtenerse de la cara del banco (incógnita). Para el Tajo CGI, dicho ángulo ha sido determinado mediante la combinación de las puntuaciones por sector para los deslizamientos en la cresta de los bancos y el criterio ingenieril.

7.2.3.1 Determinación de la Posibilidad de Deslizamiento Planar en la Cresta del Banco

El primer paso en el análisis de la pérdida de cresta debido a un deslizamiento planar es graficar la orientación de la cara del banco en la red estereográfica, asumiendo un ángulo inicial de la cara del banco de 70° (sombreado en verde). El segundo paso es crear un delineado oval del rango de ubicaciones de los polos de fracturas con una orientación potencialmente adversa (línea magenta). El tercer paso es dibujar un círculo para el ángulo de fricción (arco marrón). El área que contiene las ubicaciones adversas de los polos de fracturas estará dentro del óvalo magenta, pero fuera del círculo marrón (ver **Figura N°7-11 (a)**).

El área de orientaciones adversas de polos ha sido dividida en tres zonas, con el área más crítica en la Zona 1, y la menos crítica en la Zona 3.

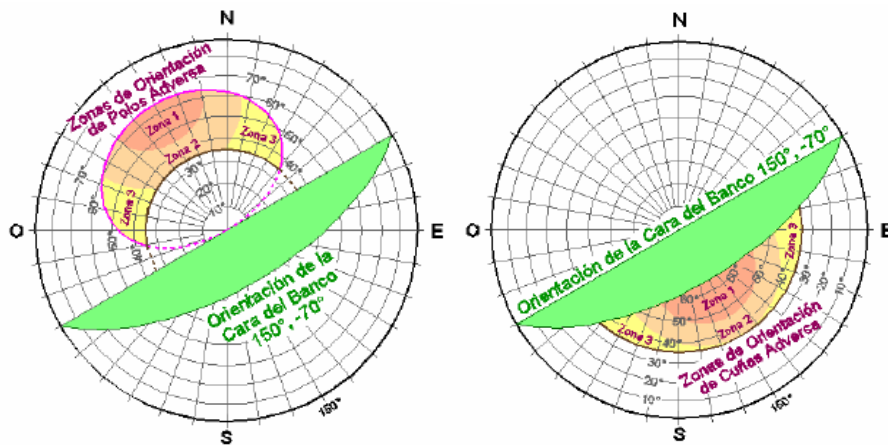
7.2.3.2 Determinación de la Posibilidad de Deslizamiento en Cuña en la Cresta del Banco

El primer paso en el análisis de pérdida de cresta debido a deslizamiento por cuña es graficar la orientación de la cara del banco en la red estereográfica, asumiendo un ángulo inicial de la cara del banco de 70° (sombreado en verde).

El segundo paso es dibujar un círculo para el ángulo de fricción (arco marrón). El área que contiene las ubicaciones adversas de los polos de fractura estará dentro del círculo marrón, pero fuera del área sombreada en verde (ver **Figura N°7-11(b)**).

El área de orientaciones adversas de los polos ha sido dividida en tres zonas, con el área más crítica en la Zona 1, y la menos crítica en la Zona 3.

Figura N° 7-11
Ejemplo de Análisis de Pérdida de Cresta: (a) Deslizamiento Planar y (b) Deslizamiento en Cuña

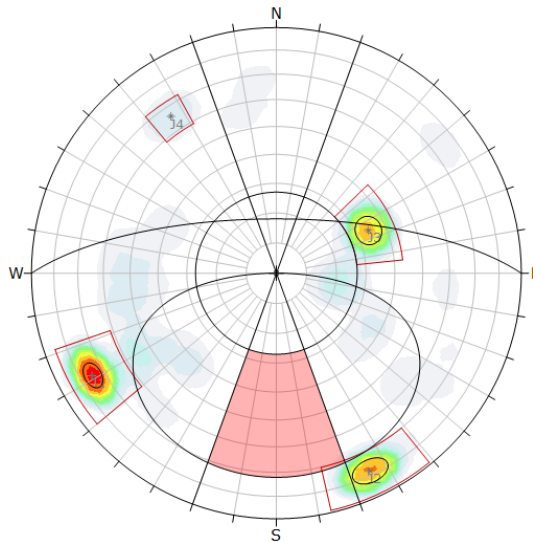


7.2.3.3 Análisis de Pérdida de Cresta por Sectores del Tajo CGI

Se elaboraron redes estereográficas para los dos tipos de pérdida de cresta de cada uno de los cinco dominios estructurales (**Figura N° 7-12 a Figura N° 7-33**). Nótese que los juegos de fracturas y la ubicación de las intersecciones de cuñas se mantienen constantes en la red estereográfica. Sólo se han rotado la orientación de la cara del banco y las zonas de orientaciones adversas de los polos.

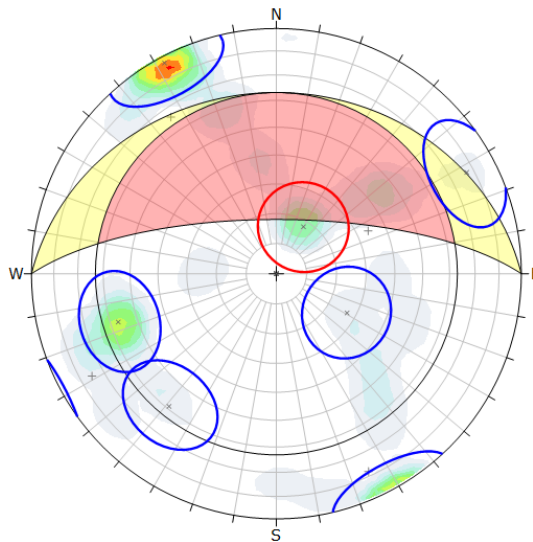
Cada gráfica de red estereográfica tiene una puntuación numérica del 0 al 4 asociado. El número "0" indica una posibilidad muy baja de pérdida de cresta, mientras que el número "4" indica una posibilidad muy alta de pérdida de cresta. Estas puntuaciones están basadas únicamente en el juicio de ingeniería.

Figura N° 7-12
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Suroeste (I)
Pared S (Orientación del Talud: 0°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	0		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	0	3535	0,00%
	Color	Trend	Plunge
	Mean Set Planes		
1m		241	15
2m		155	12
3m		65	56
4m		326	24
	Label		
	J1		
	J2		
	J3		
	J4		
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	3535 (116 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 0)

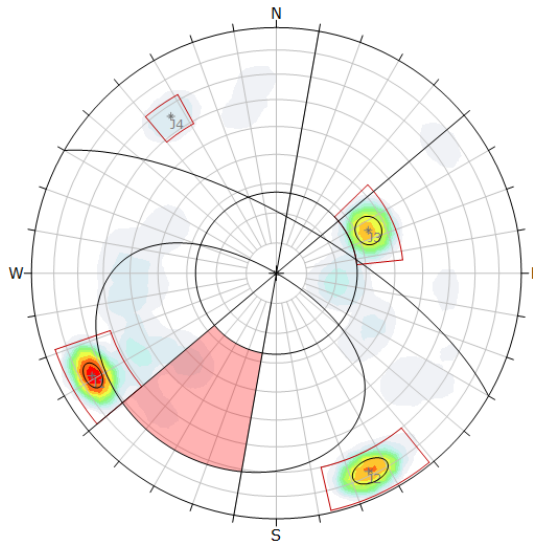


Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	0		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	0	6	0,00%
	Color	Trend	Plunge
	Mean Set Planes		
1m		241	15
2m		155	12
3m		65	56
4m		326	24
	Label		
	J1		
	J2		
	J3		
	J4		
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	3535 (116 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	6		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 3)

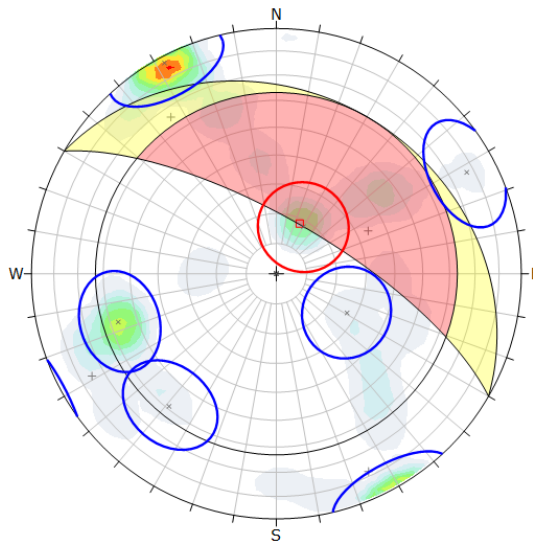
Clasificación de Riego = Moderada (ver Figura N° 7-34)

Figura N° 7-13
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Suroeste (I)
Pared SW (Orientación del Talud: 30°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	30		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	179	3535	5.06%
	Color	Trend	Plunge
Mean Set Planes			
1m		241	15 J1
2m		155	12 J2
3m		65	56 J3
4m		326	24 J4
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	3535 (116 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 0)

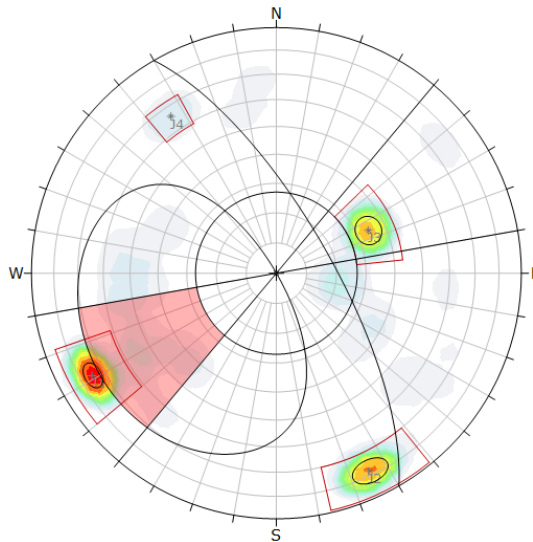


Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	30		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	1	6	16.67%
	Color	Trend	Plunge
Mean Set Planes			
1m		241	15 J1
2m		155	12 J2
3m		65	56 J3
4m		326	24 J4
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	3535 (116 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	6		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 3)

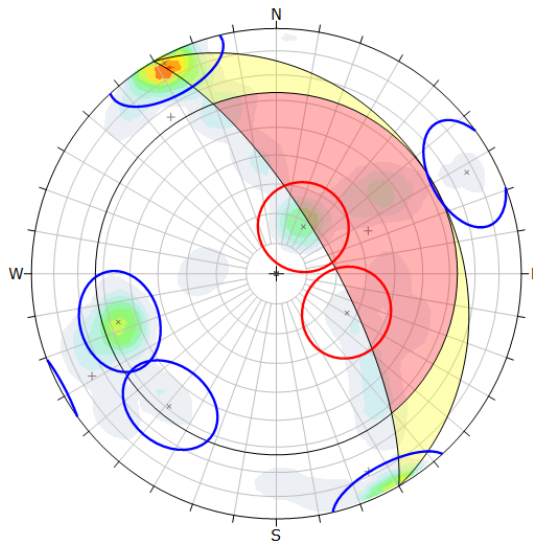
Clasificación de Riego = Moderada (ver Figura N° 7-34)

Figura N° 7-14
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Suroeste (I)
Pared SW (Orientación del Talud: 60°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	60		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	408	3535	11.54%
Planar Sliding (Set 1)	7	586	1.19%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	241	15	J1
2m	155	12	J2
3m	65	56	J3
4m	326	24	J4
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	3535 (116 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 2)

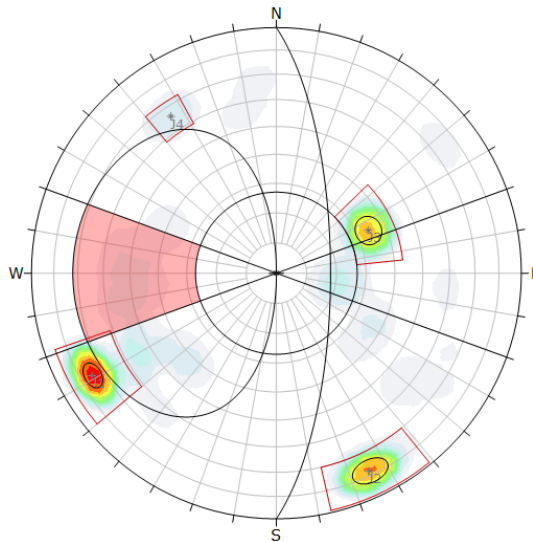


Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	60		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	0	6	0.00%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	241	15	J1
2m	155	12	J2
3m	65	56	J3
4m	326	24	J4
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	3535 (116 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	6		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 3)

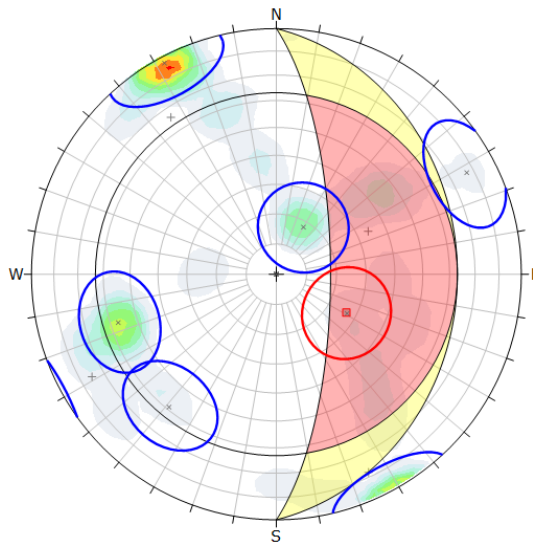
Clasificación de Riego = Moderada (ver Figura N° 7-34)

Figura N° 7-15
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Suroeste (I)
Pared W (Orientación del Talud: 90°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	90		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	313	3535	8.85%
	Color	Trend	Plunge
Mean Set Planes			
1m	█	241	15 J1
2m	█	155	12 J2
3m	█	65	56 J3
4m	█	326	24 J4
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	3535 (116 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 1)

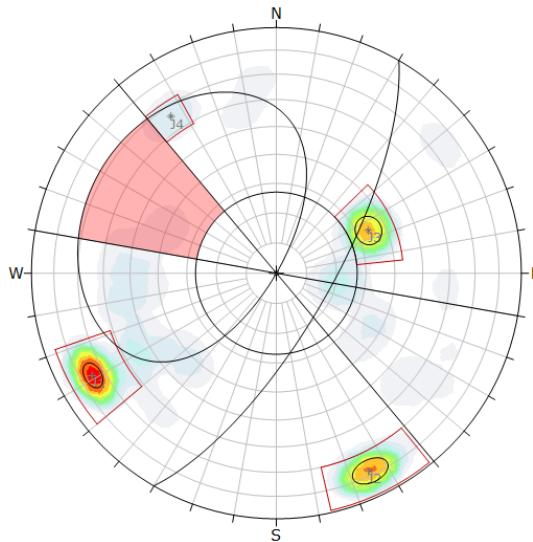


Symbol	Feature		
█	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	90		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	1	6	16.67%
	Color	Trend	Plunge
Mean Set Planes			
1m	█	241	15 J1
2m	█	155	12 J2
3m	█	65	56 J3
4m	█	326	24 J4
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	3535 (116 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	6		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 3)

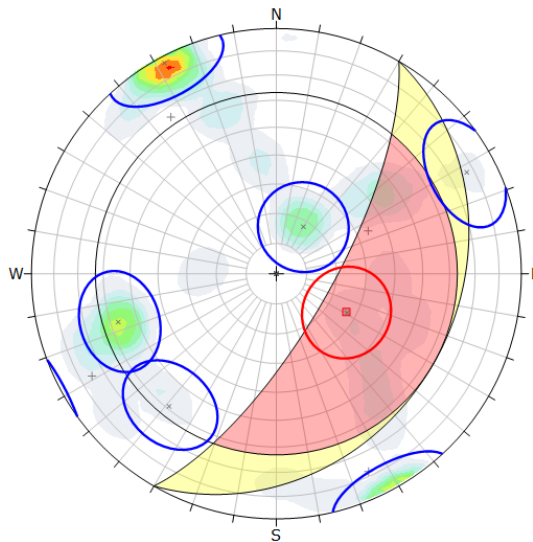
Clasificación de Riego = Moderada (ver Figura N° 7-34)

Figura N° 7-16
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Suroeste (I)
Pared NW (Orientación del Talud: 120°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	120		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	89	3535	2.52%
	Color	Trend	Plunge
Mean Set Planes			
1m		241	15 J1
2m		155	12 J2
3m		65	56 J3
4m		326	24 J4
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	3535 (116 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 1)

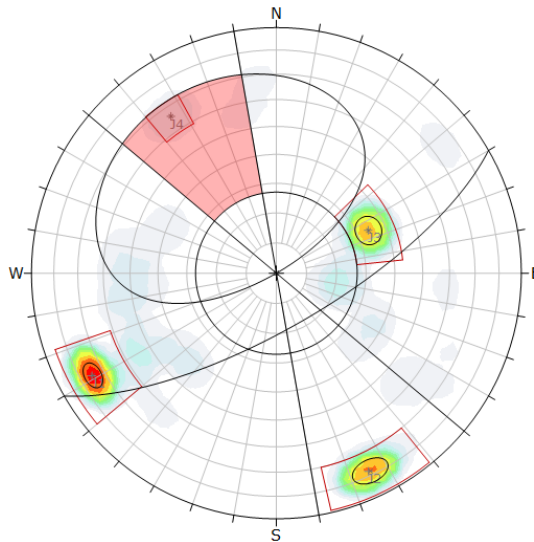


Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	120		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	1	6	16.67%
	Color	Trend	Plunge
Mean Set Planes			
1m		241	15 J1
2m		155	12 J2
3m		65	56 J3
4m		326	24 J4
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	3535 (116 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	6		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 3)

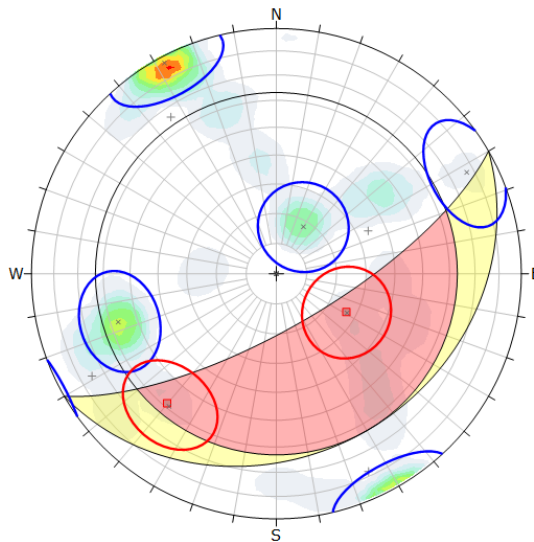
Clasificación de Riego = Moderada (ver Figura N° 7-34)

Figura N° 7-17
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Suroeste (I)
Pared NW (Orientación del Talud: 150°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	150		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	261	3535	7.38%
Planar Sliding (Set 4)	147	147	100.00%
	Color	Trend	Plunge
Mean Set Planes			
1m	241	15	J1
2m	155	12	J2
3m	65	56	J3
4m	326	24	J4
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	3535 (116 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 3)

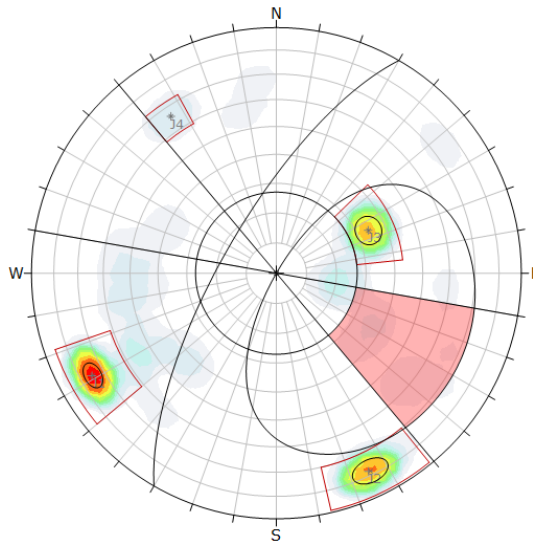


Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	150		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	2	6	33.33%
	Color	Trend	Plunge
Mean Set Planes			
1m	241	15	J1
2m	155	12	J2
3m	65	56	J3
4m	326	24	J4
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	3535 (116 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	6		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 3)

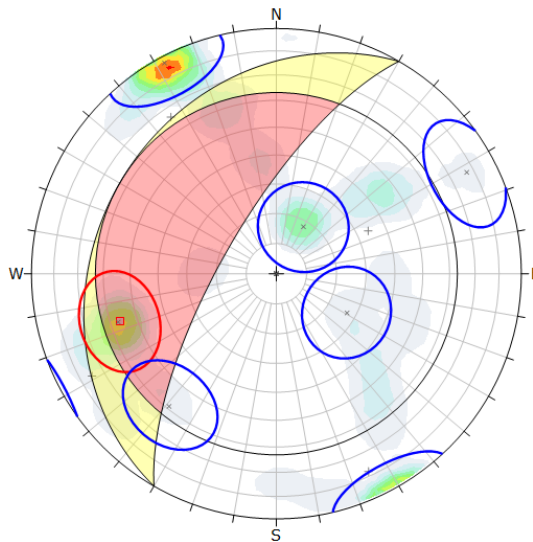
Clasificación de Riego = Alta (ver Figura N° 7-34)

Figura N° 7-18
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Suroeste (I)
Pared SE (Orientación del Talud: 300°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	300		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	329	3535	9.31%
	Color	Trend	Plunge
Mean Set Planes			
1m		241	15
2m		155	12
3m		65	56
4m		326	24
	Plot Mode	Pole Vectors	
	Vector Count	3535 (116 Entries)	
	Hemisphere	Lower	
	Projection	Equal Area	

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 1)

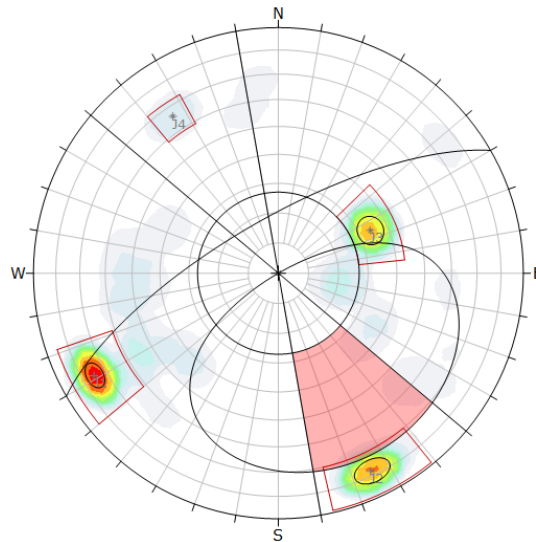


Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	300		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	1	6	16.67%
	Color	Trend	Plunge
Mean Set Planes			
1m		241	15
2m		155	12
3m		65	56
4m		326	24
	Plot Mode	Pole Vectors	
	Vector Count	3535 (116 Entries)	
	Intersection Mode	Mean Set Planes	
	Intersections Count	6	
	Hemisphere	Lower	
	Projection	Equal Area	

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 2)

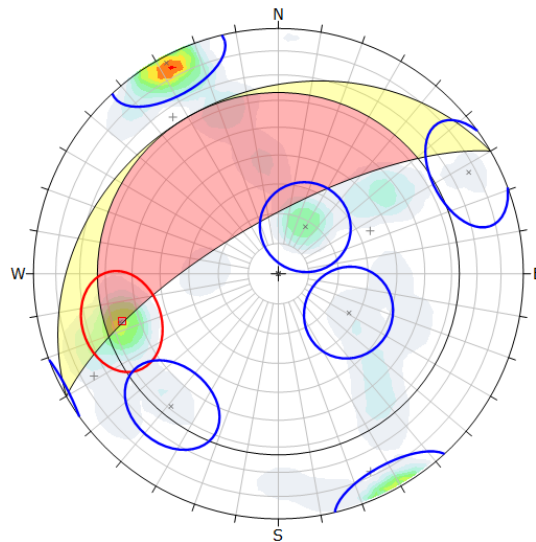
Clasificación de Riego = Baja (ver Figura N° 7-34)

Figura N° 7-19
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Suroeste (I)
Pared SE (Orientación del Talud: 330°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	330		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	146	3535	4.13%
Planar Sliding (Set 2)	4	537	0.74%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	241	15	J1
2m	155	12	J2
3m	65	56	J3
4m	326	24	J4
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	3535 (116 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 1)



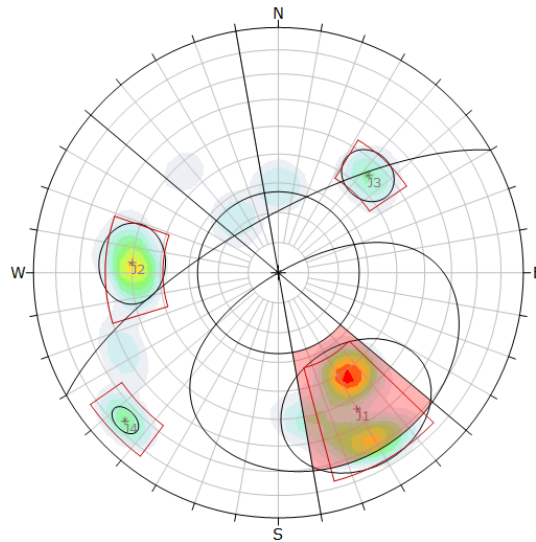
Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	330		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	1	6	16.67%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	241	15	J1
2m	155	12	J2
3m	65	56	J3
4m	326	24	J4
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	3535 (116 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	6		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 2)

Clasificación de Riego = Baja (ver Figura N° 7-34)

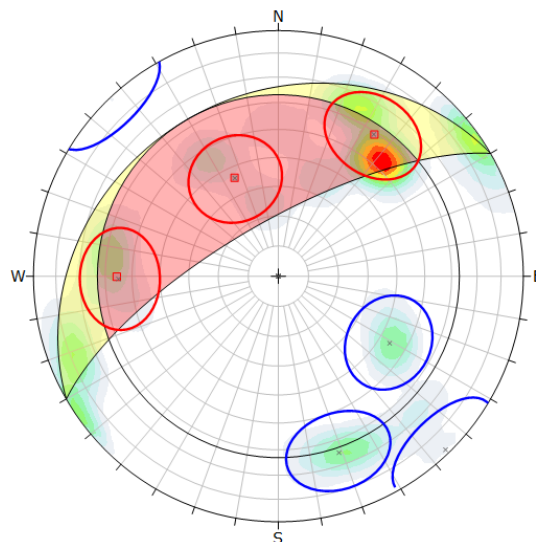
Figura N° 7-20
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Sur – Este Central (II)

Pared SE (Orientación del Talud: 330°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	330		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	51	120	42.50%
Planar Sliding (Set 1)	46	47	97.87%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	150	36	J1
2m	274	40	J2
3m	43	45	J3
4m	226	14	J4
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	120 (120 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 3)



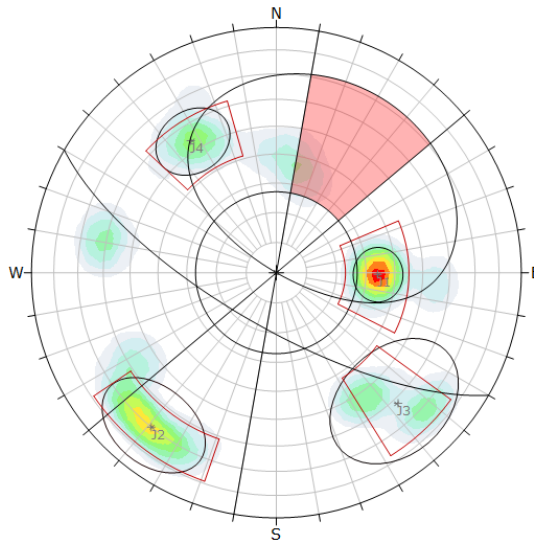
Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	330		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	3	6	50.00%
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	120 (120 Entries)		
Intersection Mode	User and Mean Set Planes		
Intersections Count	6		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 4)

Clasificación de Riego = Moderada (ver Figura N° 7-34)

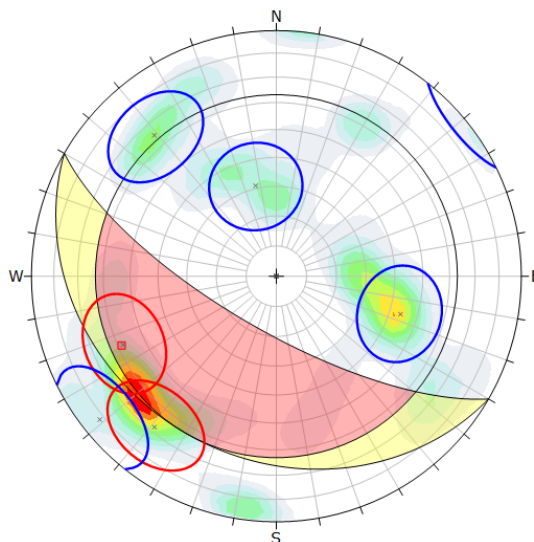
Figura N° 7-21
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Este – Sureste Central (III)

Pared NE (Orientación del Talud: 210°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	210		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	7	131	5.34%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	91	56	J1
2m	219	20	J2
3m	327	36	J4
4m	137	28	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	131 (131 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 2)



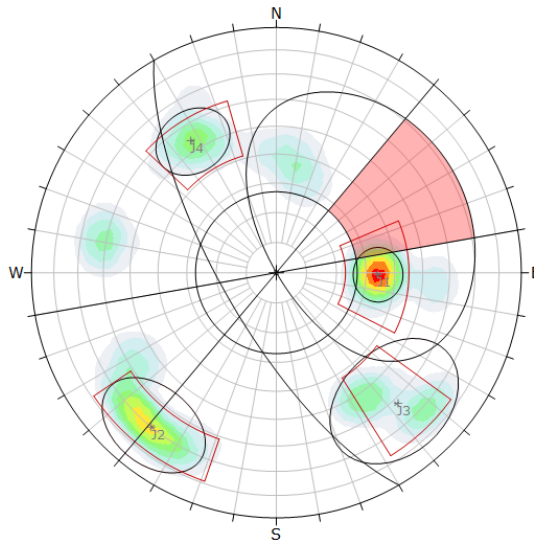
Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	210		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	1	6	16.67%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	91	56	J1
2m	219	20	J2
3m	327	36	J4
4m	137	28	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	131 (131 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	6		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 2)

Clasificación de Riego = Moderada (ver Figura N° 7-34)

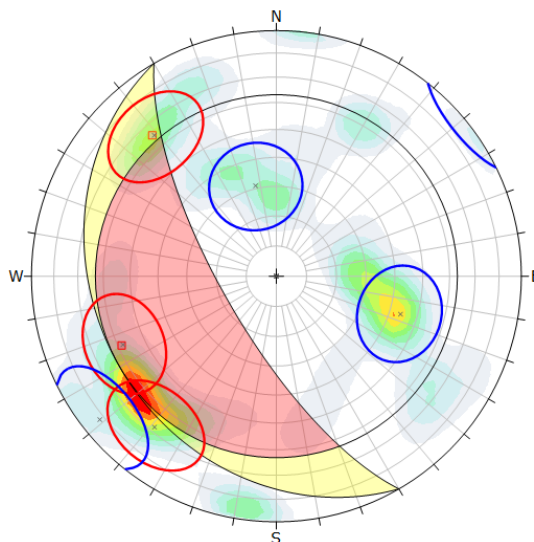
Figura N° 7-22
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Este – Sureste Central (III)

Pared NE (Orientación del Talud: 240°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	240		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	1	131	0.76%
Planar Sliding (Set 1)	1	22	4.55%
	Color	Trend	Plunge
Mean Set Planes			
1m	■	91	56
2m	■	219	20
3m	■	327	36
4m	■	137	28
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	131 (131 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 2)



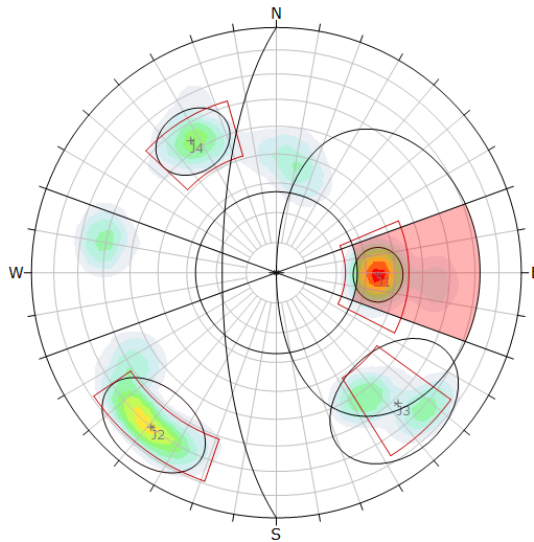
Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	240		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	2	6	33.33%
	Color	Trend	Plunge
Mean Set Planes			
1m	■	91	56
2m	■	219	20
3m	■	327	36
4m	■	137	28
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	131 (131 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	6		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 2)

Clasificación de Riego = Moderada (ver Figura N° 7-34)

Figura N° 7-23
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Este – Sureste Central (III)

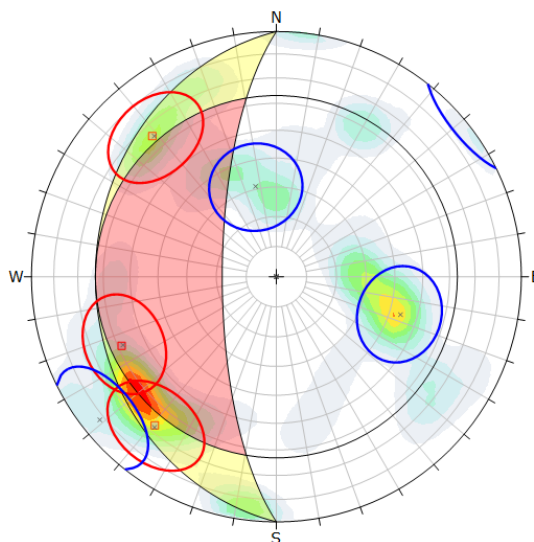
Pared E (Orientación del Talud: 270°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	270		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	27	131	20.61%
Planar Sliding (Set 1)	22	22	100.00%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	91	56	J1
2m	219	20	J2
3m	327	36	J4
4m	137	28	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	131 (131 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 3)

Puntaje=3



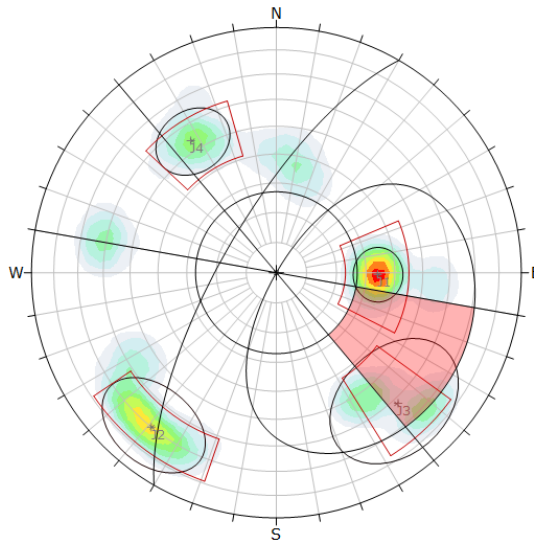
Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	270		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	3	6	50.00%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	91	56	J1
2m	219	20	J2
3m	327	36	J4
4m	137	28	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	131 (131 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	6		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 3)

Clasificación de Riego = Alta (ver Figura N° 7-34)

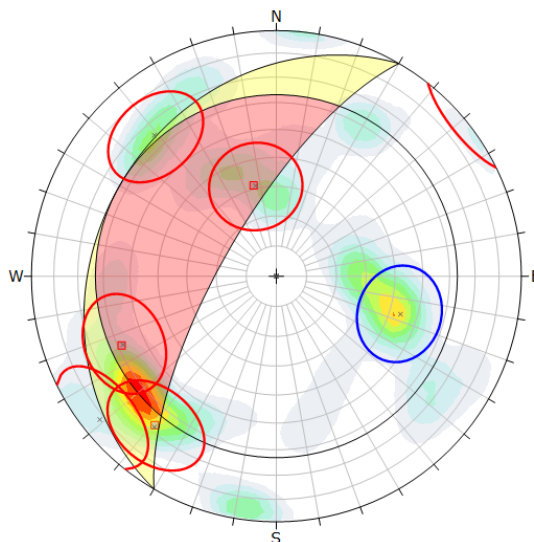
Figura N° 7-24
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Este – Sureste Central (III)

Pared SE (Orientación del Talud: 300°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	300		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	11	131	8.40%
Planar Sliding (Set 1)	3	22	13.64%
Planar Sliding (Set 4)	8	22	36.36%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	91	56	J1
2m	219	20	J2
3m	327	36	J4
4m	137	28	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	131 (131 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 3)



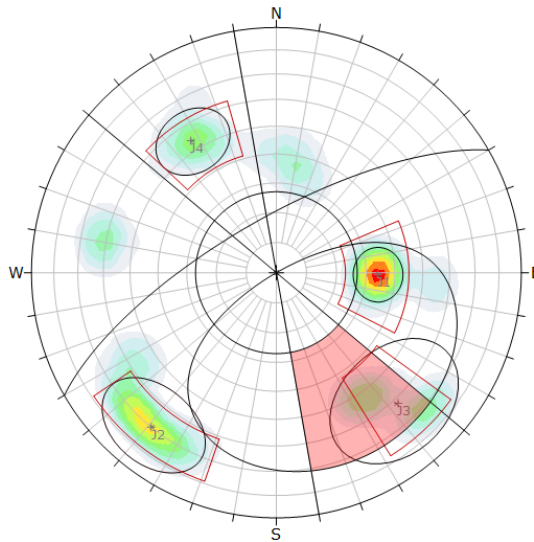
Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	300		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	3	6	50.00%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	91	56	J1
2m	219	20	J2
3m	327	36	J4
4m	137	28	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	131 (131 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	6		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 3)

Clasificación de Riego = Alta (ver Figura N° 7-34)

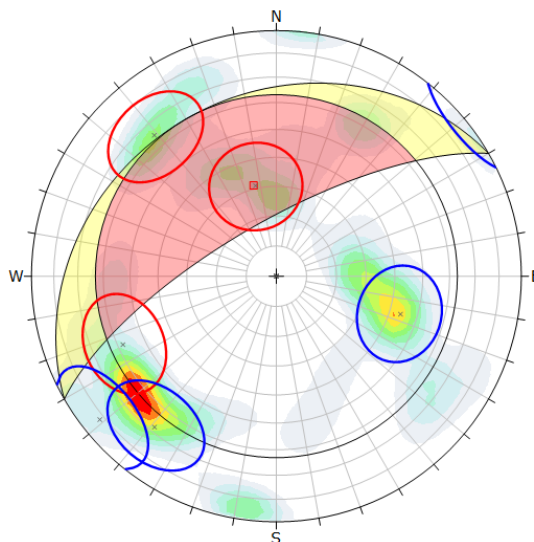
Figura N° 7-25
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Este – Sureste Central (III)

Pared SE (Orientación del Talud: 330°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	330		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	16	131	12.21%
Planar Sliding (Set 4)	15	22	68.18%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	91	56	J1
2m	219	20	J2
3m	327	36	J4
4m	137	28	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	131 (131 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 3)



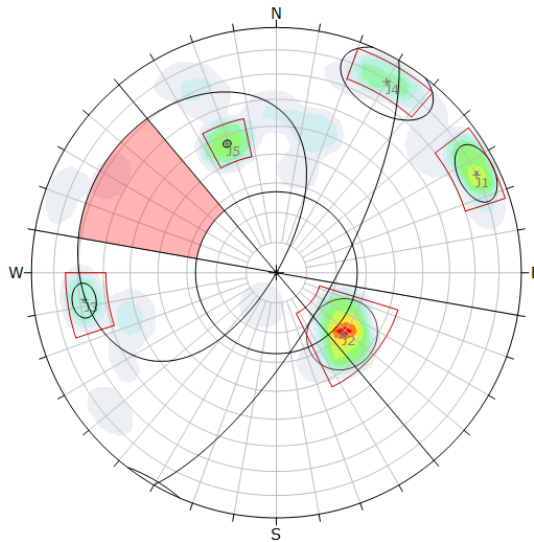
Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	330		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	1	6	16.67%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	91	56	J1
2m	219	20	J2
3m	327	36	J4
4m	137	28	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	131 (131 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	6		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 3)

Clasificación de Riego = Alta (ver Figura N° 7-34)

Figura N° 7-26
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Norte – Noreste
(IV)

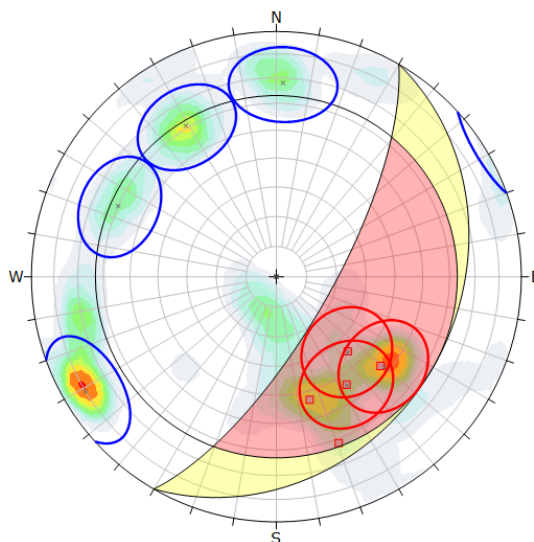
Pared NW (Orientación del Talud: 120°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	120		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	51	2112	2.41%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	133	60	J2
2m	64	10	J1
3m	30	11	J4
4m	339	43	J5
5m	262	22	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2112 (140 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 1)

Puntaje=4



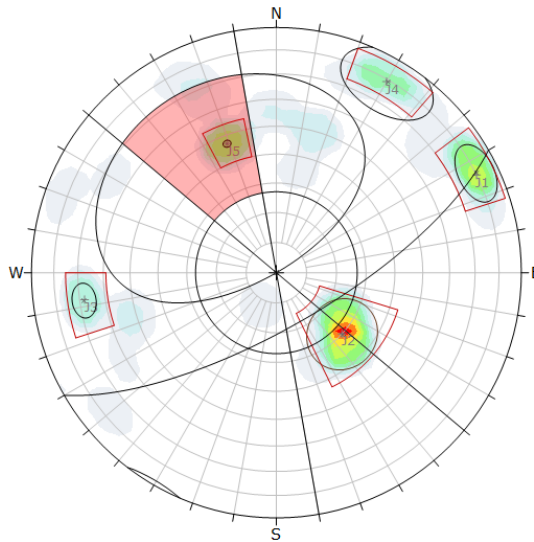
Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	120		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	5	10	50.00%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	133	60	J2
2m	64	10	J1
3m	30	11	J4
4m	339	43	J5
5m	262	22	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2112 (140 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	10		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 4)

Clasificación de Riego = Alta (ver Figura N° 7-34)

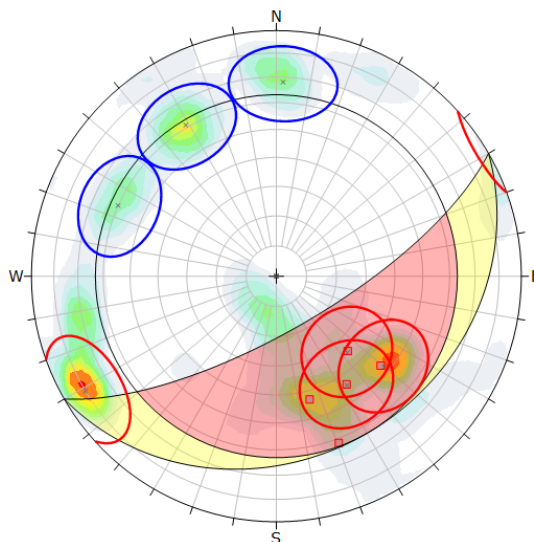
Figura N° 7-27
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Norte – Noreste
(IV)

Pared NW (Orientación del Talud: 150°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	150		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	249	2112	11.79%
Planar Sliding (Set 4)	191	191	100.00%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	133	60	J2
2m	64	10	J1
3m	30	11	J4
4m	339	43	J5
5m	262	22	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2112 (140 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 2)



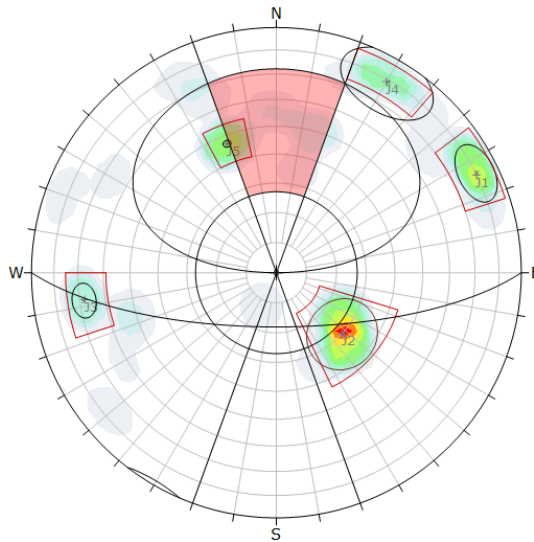
Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	150		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	5	10	50.00%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	133	60	J2
2m	64	10	J1
3m	30	11	J4
4m	339	43	J5
5m	262	22	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2112 (140 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	10		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 4)

Clasificación de Riego = Alta (ver Figura N° 7-34)

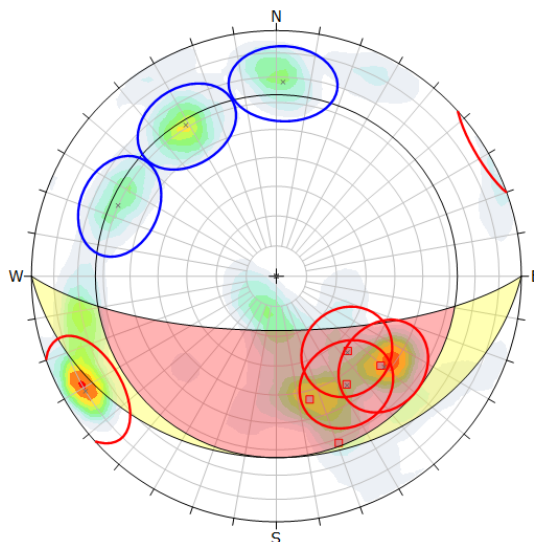
Figura N° 7-28
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Norte – Noreste
(IV)

Pared N (Orientación del Talud: 180°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	180		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	212	2112	10.04%
Planar Sliding (Set 4)	2	191	1.05%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	133	60	J2
2m	64	10	J1
3m	30	11	J4
4m	339	43	J5
5m	262	22	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2112 (140 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 2)



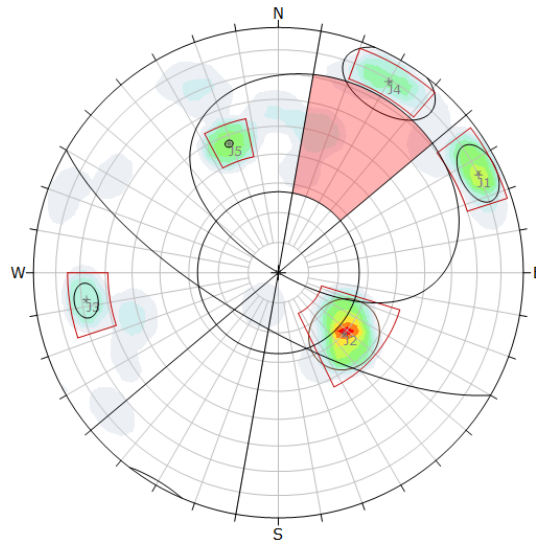
Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	180		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	5	10	50.00%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	133	60	J2
2m	64	10	J1
3m	30	11	J4
4m	339	43	J5
5m	262	22	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2112 (140 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	10		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 4)

Clasificación de Riego = Alta (ver Figura N° 7-34)

Figura N° 7-29
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Norte – Noreste
(IV)

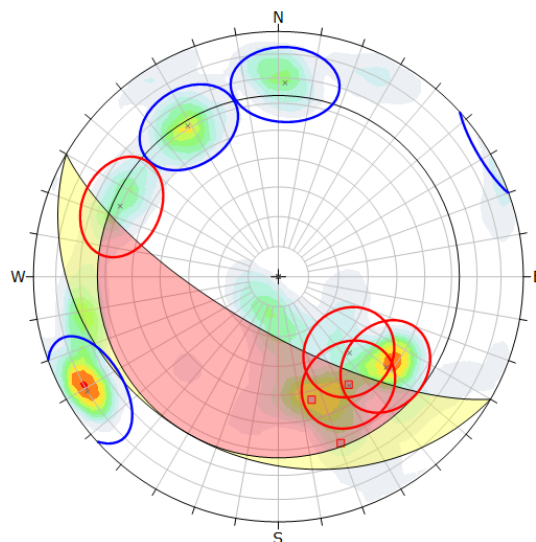
Pared NE (Orientación del Talud: 210°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	210		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	139	2112	6.58%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	133	60	J2
2m	64	10	J1
3m	30	11	J4
4m	339	43	J5
5m	262	22	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2112 (140 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 2)

Puntaje=3



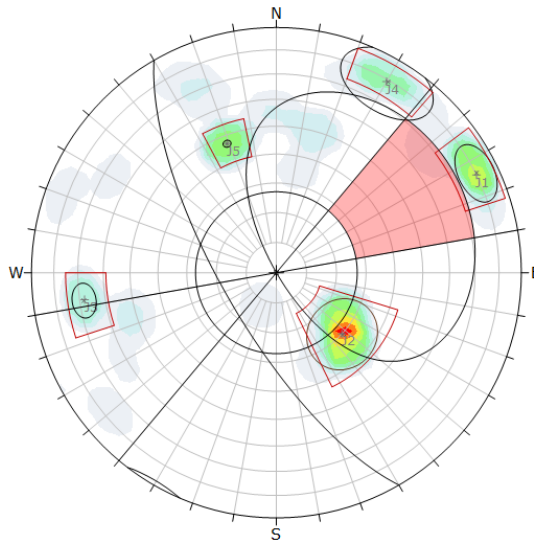
Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	210		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	3	10	30.00%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	133	60	J2
2m	64	10	J1
3m	30	11	J4
4m	339	43	J5
5m	262	22	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2112 (140 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	10		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 3)

Clasificación de Riego = Moderada (ver Figura N° 7-34)

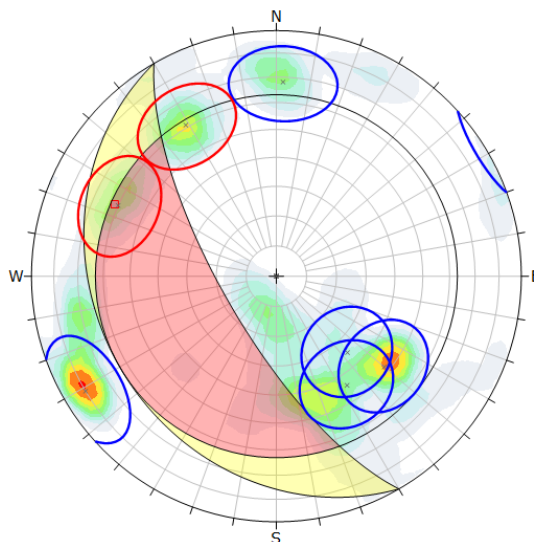
Figura N° 7-30
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Norte – Noreste
(IV)


Pared NE (Orientación del Talud: 240°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	240		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	70	2112	3.31%
Planar Sliding (Set 2)	1	261	0.38%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	133	60	J2
2m	64	10	J1
3m	30	11	J4
4m	339	43	J5
5m	262	22	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2112 (140 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 2)



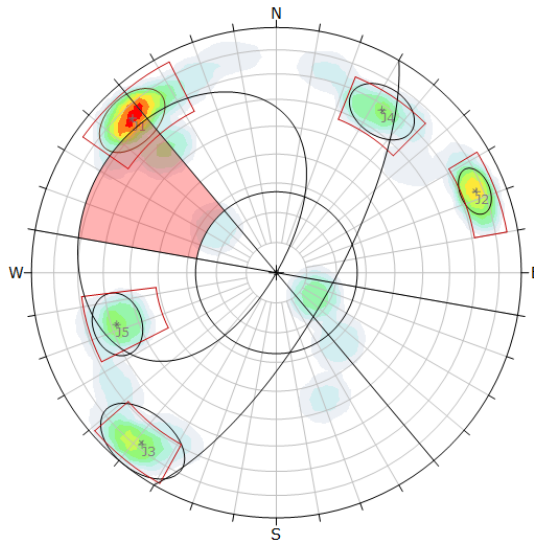
Symbol	Feature		
	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	240		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	1	10	10.00%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	133	60	J2
2m	64	10	J1
3m	30	11	J4
4m	339	43	J5
5m	262	22	J3
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2112 (140 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	10		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 2)

Clasificación de Riego = Moderada (ver Figura N° 7-34)

Figura N° 7-31
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Noroeste Central (V)

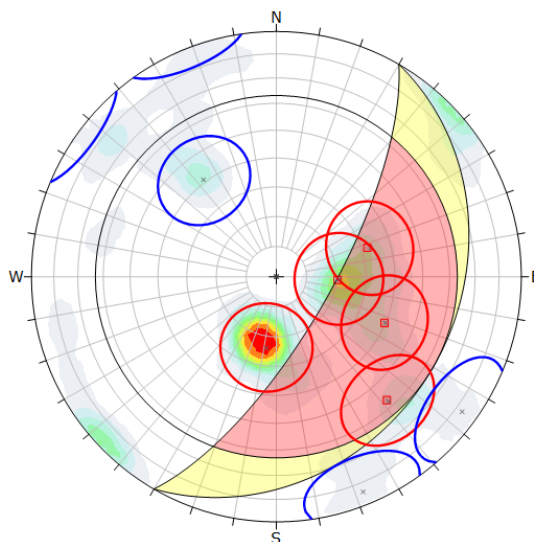
Pared NW (Orientación del Talud: 120°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	120		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	196	2238	8.76%
Planar Sliding (Set 1)	76	371	20.49%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	317	15	J1
2m	68	13	J2
3m	218	12	J3
4m	33	22	J4
5m	252	32	J5
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2238 (87 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 2)

Puntaje=4



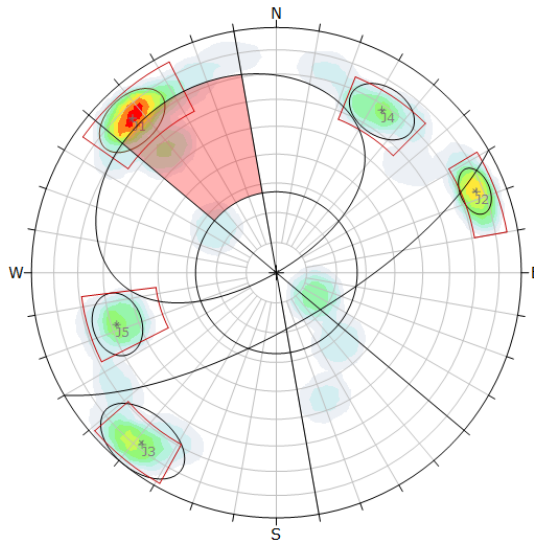
Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	120		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	4	10	40.00%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	317	15	J1
2m	68	13	J2
3m	218	12	J3
4m	33	22	J4
5m	252	32	J5
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2238 (87 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	10		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 4)

Clasificación de Riego = Alta (ver Figura N° 7-34)

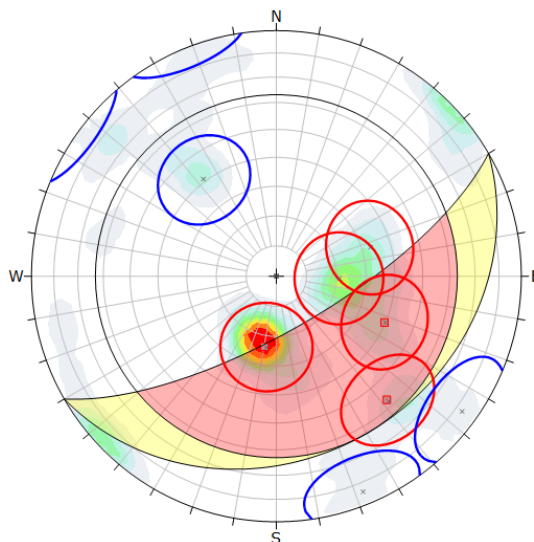
Figura N° 7-32
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Noroeste Central
(V)

Pared NW (Orientación del Talud: 150°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	150		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	130	2238	5.81%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	317	15	J1
2m	68	13	J2
3m	218	12	J3
4m	33	22	J4
5m	252	32	J5
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2238 (87 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 2)



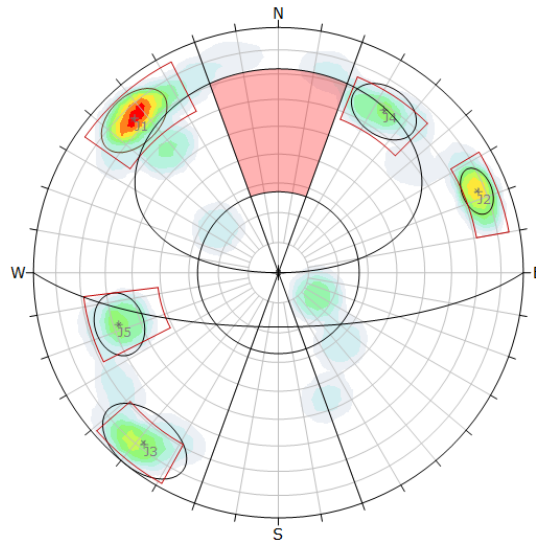
Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	150		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	5	10	50.00%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	317	15	J1
2m	68	13	J2
3m	218	12	J3
4m	33	22	J4
5m	252	32	J5
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2238 (87 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	10		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 4)

Clasificación de Riego = Alta (ver Figura N° 7-34)

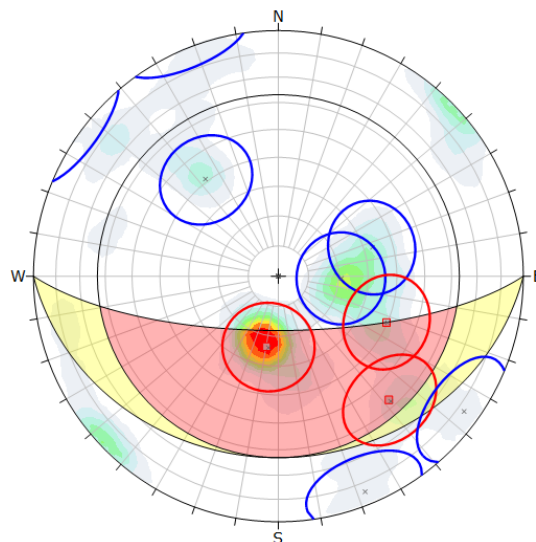
Figura N° 7-33
Análisis Estereográfico de Bancos, Dominio Estructural Noroeste Central
(V)

Pared NW (Orientación del Talud: 180°/72°)



Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	180		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	7	2238	0.31%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	317	15	J1
2m	68	13	J2
3m	218	12	J3
4m	33	22	J4
5m	252	32	J5
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2238 (87 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento Planar (Puntaje = 1)



Symbol	Feature		
■	Critical Intersection		
Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	180		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	5	10	50.00%
Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	317	15	J1
2m	68	13	J2
3m	218	12	J3
4m	33	22	J4
5m	252	32	J5
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	2238 (87 Entries)		
Intersection Mode	Mean Set Planes		
Intersections Count	10		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Area		

Análisis de Deslizamiento en Cuña (Puntaje = 4)

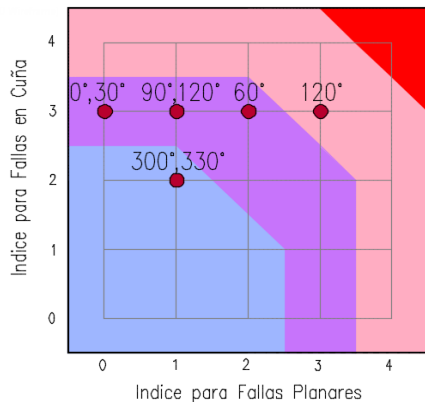
Clasificación de Riego = Alta (ver Figura N° 7-34)

La **Figura N° 7-34** presenta las gráficas con las puntuaciones para el deslizamiento planar en un eje y las puntuaciones para el deslizamiento en cuña

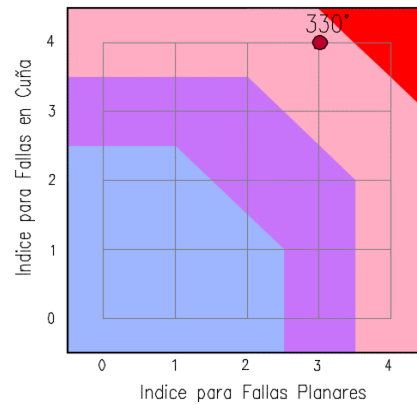
en el otro, para los dominios estructurales del Tajo CGI. El gráfico resultante ha sido utilizado para clasificar la posibilidad de falla en la cresta del banco (baja, moderada, alta o muy alta).

Figura N° 7-34

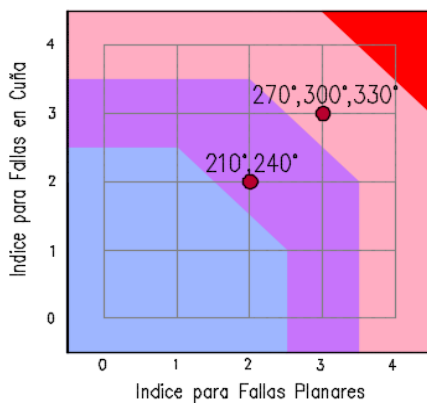
Puntuaciones por Deslizamientos Planares y en Cuña por Dominio Estructural



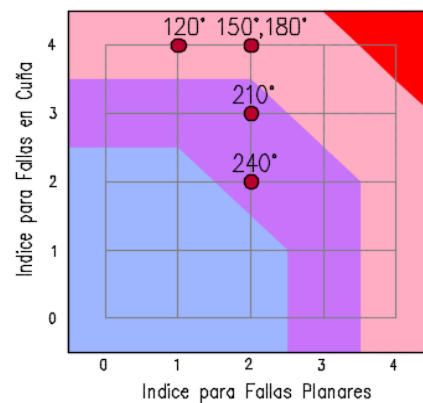
(I) Dominio Estructural Suroeste



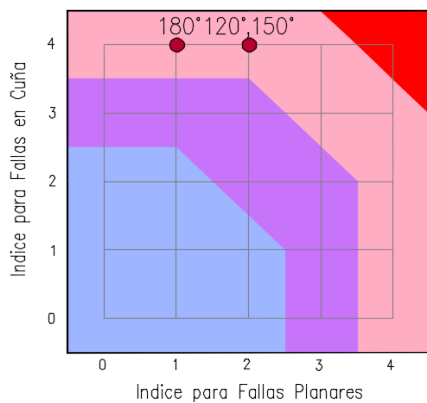
(II) Dominio Estructural Sureste Central



(III) Dominio Estructural Este - Sureste Central



(IV) Dominio Estructural Norte - Noreste



(V) Dominio Estructural Noroeste Central

LEYENDA

Posibilidad de Fallas en Cresta del Banco

- Posibilidad Muy Alta
- Posibilidad Alta
- Posibilidad Moderada
- Posibilidad Baja

En base a los análisis de estereogramas para deslizamientos planares y en cuña completados para cada sector de diseño (dominio estructural), se generó un cuadro que califica la posibilidad de falla en la cresta de un banco debido a la combinación de los dos mecanismos de deslizamiento analizados (**Cuadro N°7-1**).

Cuadro N° 7-1
Posibilidad de Deslizamiento en la Cresta de Banco

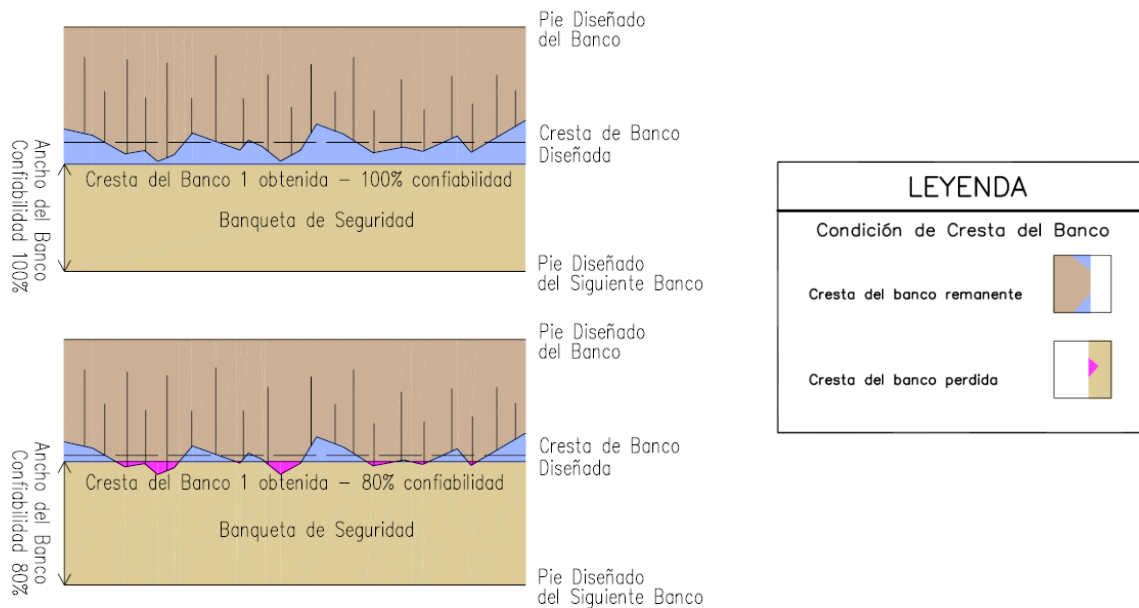
Dominio Geomecánico	Pared	Dirección de Buzamiento (°)	Puntuación por Deslizamiento Planar	Puntuación por Deslizamiento en Cuña	Posibilidad de Deslizamiento en la Cresta
Suroeste (I)	S	0	0	3	Moderada
	SW	30	0	3	Moderada
	SW	60	2	3	Moderada
	W	90	1	3	Moderada
	NW	120	1	3	Moderada
	NW	150	3	3	Alta
	SE	300	1	2	Baja
	SE	330	1	2	Baja
Sureste Central (II)	SE	330	3	4	Moderada
Este - Sureste Central (III)	NE	210	2	2	Moderada
	NE	240	2	2	Moderada
	E	270	3	3	Alta
	SE	300	3	3	Alta
	SE	330	3	3	Alta
Norte - Noreste (IV)	NW	120	1	4	Alta
	NW	150	2	4	Alta
	N	180	2	4	Alta
	NE	210	2	3	Moderada
	NE	240	2	2	Moderada
Noroeste Central (V)	NW	120	2	4	Alta
	NW	150	2	4	Alta
	NW	180	1	4	Alta

7.2.3.4 Máxima Pérdida Esperada de la Cresta

El ancho de un banco de seguridad para una confiabilidad del 100% en la cresta del banco es el ancho en el cual el 100% de la cresta queda como remanente. El ancho del banco de seguridad para una confiabilidad del 80% es el ancho en el cual se conserva el 80% de la cresta. Para la misma área de bancos, el ancho

del banco de seguridad con un 80% de confiabilidad siempre deberá ser mayor que el ancho de una banqueteta con 100% de confiabilidad (**Figura N° 7-35**).

Figura N° 7-35
Confiabilidad en la Variabilidad de la Cresta de los Bancos Debido a las Discontinuidades



Es práctica común que, dependiendo del equipo usado y del tipo de roca de minado, el ángulo de la cara del banco excavado se encuentre entre 65° y 72° . No se debe usar el ángulo de la cara del banco excavado para el diseño de la berma de seguridad, debido a que siempre hay pérdida de cresta debido a los deslizamientos planares y en cuña, lo que ocasiona que el ángulo de banco excavado disminuya.

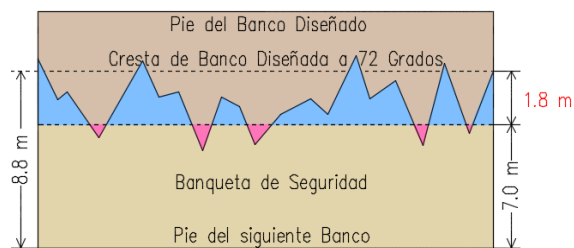
El ángulo de cara del banco que debe ser usado en el diseño de la berma de seguridad es el ángulo que produce un ancho mínimo de la berma de seguridad aceptable para la confiabilidad deseada después de la excavación convencional (80% de confiabilidad).

Para estimar el ángulo de la cara del banco, se asumió un valor fijo de pérdida de cresta a partir de un ángulo inicial de 72° . A pesar de que se tiene bermas que han tenido pérdidas de hasta 3 m, debido al criterio estadístico de confiabilidad, se ha elegido como valor referencial de pérdida de cresta 0.60 m,

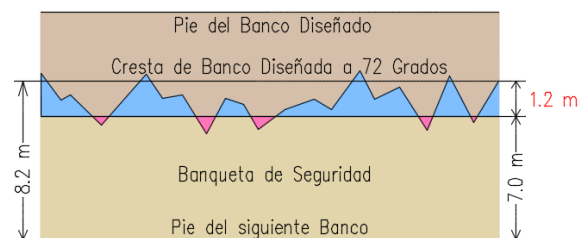
debido a que el 80% de los valores de espaciamento de discontinuidades mapeados en las estaciones geomecánicas era menor que 0.60 m (clasificado como moderadamente junto a separado).

Para el diseño de bancos de seguridad, se consideró que la pérdida de cresta es de 0.60 m (un espaciamento) para el riesgo bajo, 1.20 m (dos espaciamentos) para el riesgo moderado y 1.80 m (tres espaciamentos) para el riesgo alto. Esta consideración se presenta gráficamente en la **Figura N°7-36**.

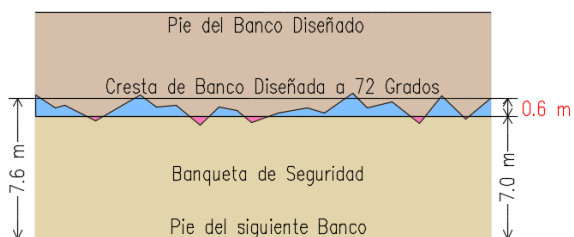
Figura N° 7-36
Variabilidad en la Cresta de los Bancos Consideradas



(a) Posibilidad Alta de Deslizamiento en la Cresta



(b) Posibilidad Moderada de Deslizamiento en la Cresta



(c) Posibilidad Baja de Deslizamiento en la Cresta

7.2.3.5 Diseño Genérico de Bancos Simples

La pérdida o caída asumida en la cresta de un banco, en combinación con el ancho mínimo de la berma de seguridad determinado con la fórmula de Ritchie modificada, controló el ángulo interrampa obtenido para configuraciones de bancos. Para cada categoría de riesgo se estimó una distancia horizontal de deslizamiento desde la cresta del talud del banco, que varía de 0.6 m a 1.8 m, en base a la información estadística de espaciamiento de las familias de discontinuidades, lo que definió finalmente la inclinación de los taludes de los bancos en cada caso y el talud interrampa obtenido, como se presenta en las Figuras N° 7-37, N° 7-38 y N°7-39 y se resume en el Cuadro N° 7-2.

Figura N° 7-37
Diseño Genérico de Bancos Simples – Baja Posibilidad de Deslizamiento de la Cresta

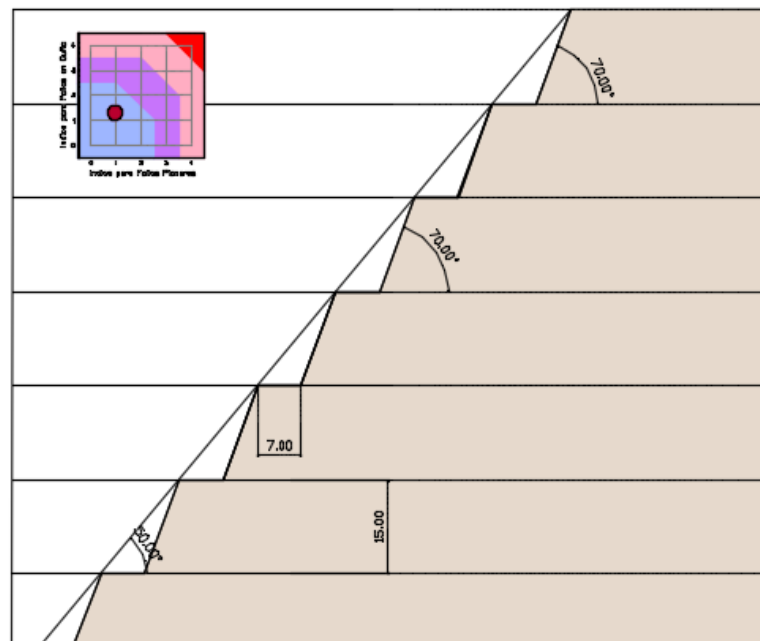


Figura N° 7-38
Diseño Genérico de Bancos Simples – Moderada Posibilidad de Deslizamiento de la Cresta

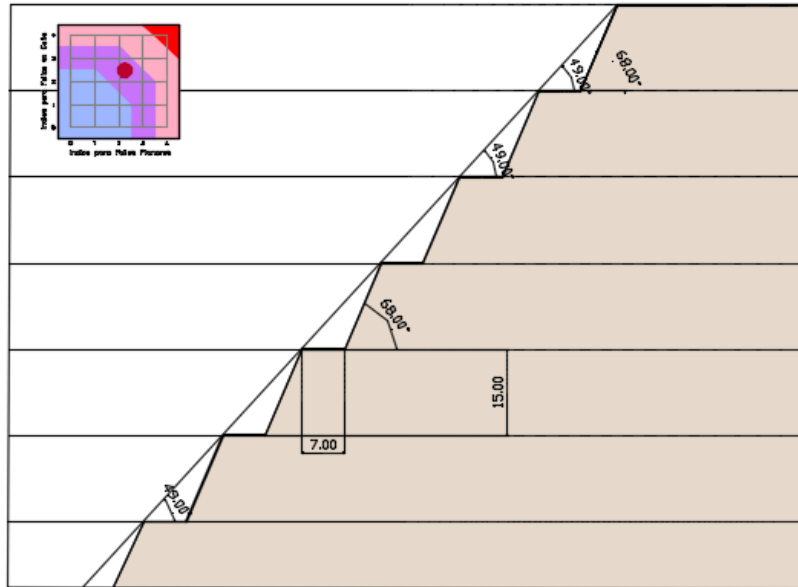
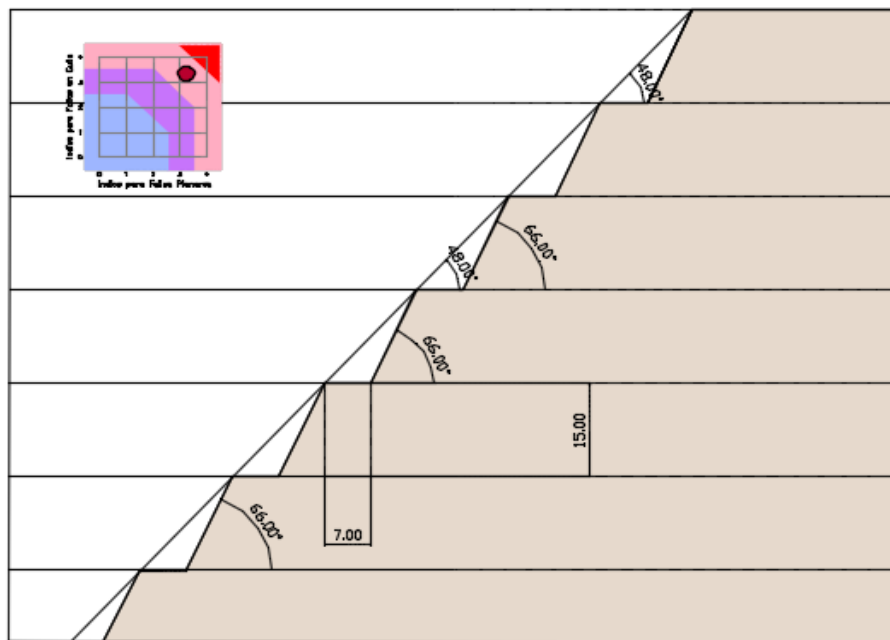


Figura N° 7-39
Diseño Genérico de Bancos Simples – Alta Posibilidad de Deslizamiento de la Cresta



Cuadro N° 7-2
Diseño Genérico de Bancos Simples

Configuración de Banco	Posibilidad de Deslizamiento	Ancho Mínimo de Banco (m)	Deslizamiento en Cresta de Banco (m)	Ángulo de Cara de Banco (°)	Ángulo Interrampa (°)
Banco Simple (15 m)	Alta	7.0	1.8	66	48
	Moderada	7.0	1.2	68	49
	Baja	7.0	0.6	70	50

El **Cuadro N° 7-3** resume las recomendaciones para el talud de banco simple e interrampa máximos para los dominios estructurales en función del sector del talud. El máximo ángulo interrampa recomendado varía de 48° a 50° según el sector del tajo. De acuerdo a los valores de RQD obtenidos en los taladros, se recomienda el uso bancos simples con un ancho mínimo de la berma de seguridad de 7 m.

Los ángulos interrampa indicados son aquellos ángulos máximos controlados por el diseño del banco. Sin embargo, estos requieren ser confirmados con análisis de estabilidad global que tomen en cuenta los parámetros de resistencia cortante del macizo rocoso, verificación que se realiza más adelante.

Cuadro N° 7-3
Ángulos de Banco e Interrampa Máximos - Bancos Simples (15 m)

Dominio Geomecánico	Pared	Dirección de Buzamiento (°)	Posibilidad de Deslizamiento en la Cresta	Máximo Ángulo de Banco Simple (°)	Máximo Ángulo Interrampa de Bancos Simples (°)
Suroeste (I)	S	0	Moderada	68	49
	SW	30	Moderada	68	49
	SW	60	Moderada	68	49
	W	90	Moderada	68	49
	NW	120	Moderada	68	49
	NW	150	Alta	66	48
	SE	300	Baja	70	50
	SE	330	Baja	70	50

Sureste Central (II)	SE	330	Moderada	68	49
Este - Sureste Central (III)	NE	210	Moderada	68	49
	NE	240	Moderada	68	49
	E	270	Alta	66	48
	SE	300	Alta	66	48
	SE	330	Alta	66	48
Norte - Noreste (IV)	NW	120	Alta	66	48
	NW	150	Alta	66	48
	N	180	Alta	66	48
	NE	210	Moderada	66	48
	NE	240	Moderada	66	48
Noroeste Central (V)	NW	120	Alta	66	51
	NW	150	Alta	66	51
	NW	180	Alta	66	51

7.2.3.6 Diseño Genérico de Bancos Dobles

De manera análoga al caso de bancos simples, se diseñó bancos dobles de 30 m de altura y un ancho de banco de seguridad de 11 m. Para cada categoría de riesgo se estimó una distancia horizontal de deslizamiento desde la cresta del talud del banco, que varía de 0.6 m a 1.8 m, en base a la información estadística de espaciamiento de las familias de discontinuidades, lo que definió finalmente la inclinación de los taludes de los bancos en cada caso y el talud interrampa obtenido, como se presenta en las **Figuras N° 7-40, N° 7-41 y N°7-42** y se resume en el **Cuadro N° 7-4**.

Figura N° 7-40
Diseño Genérico de Bancos Dobles – Baja Posibilidad de Deslizamiento de la Cresta

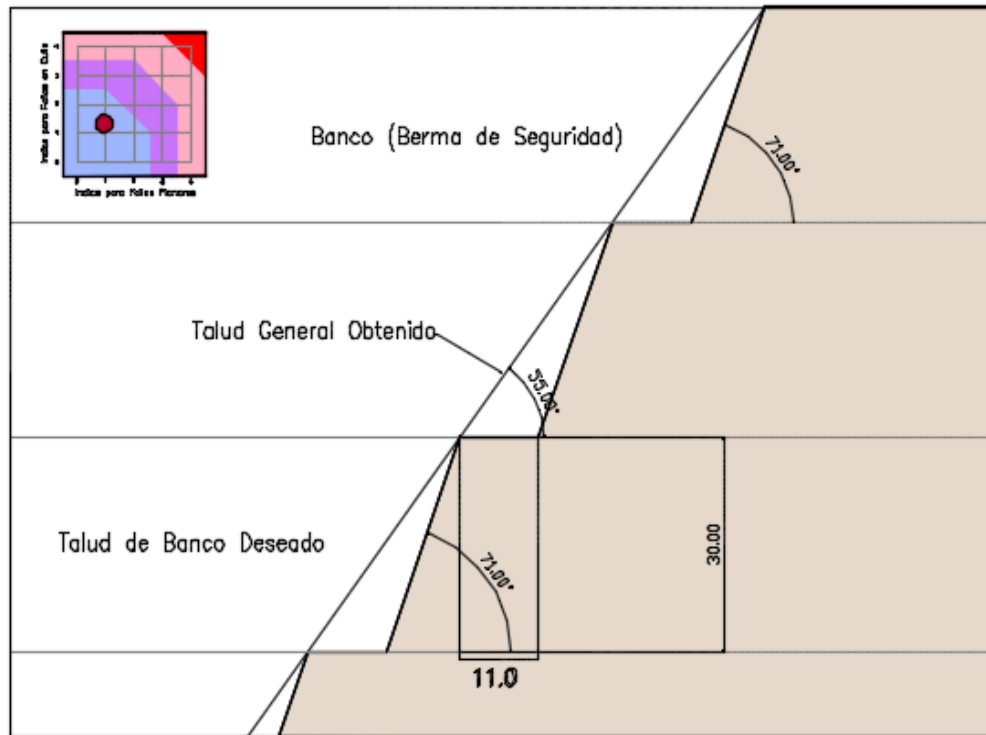


Figura N° 7-41
Diseño Genérico de Bancos Dobles – Moderada Posibilidad de Deslizamiento de la Cresta

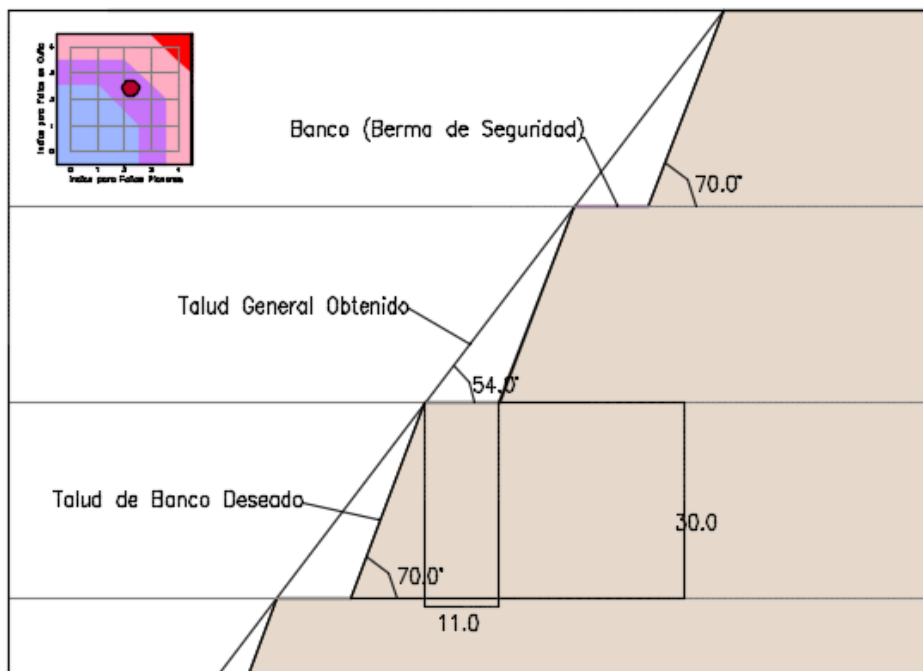
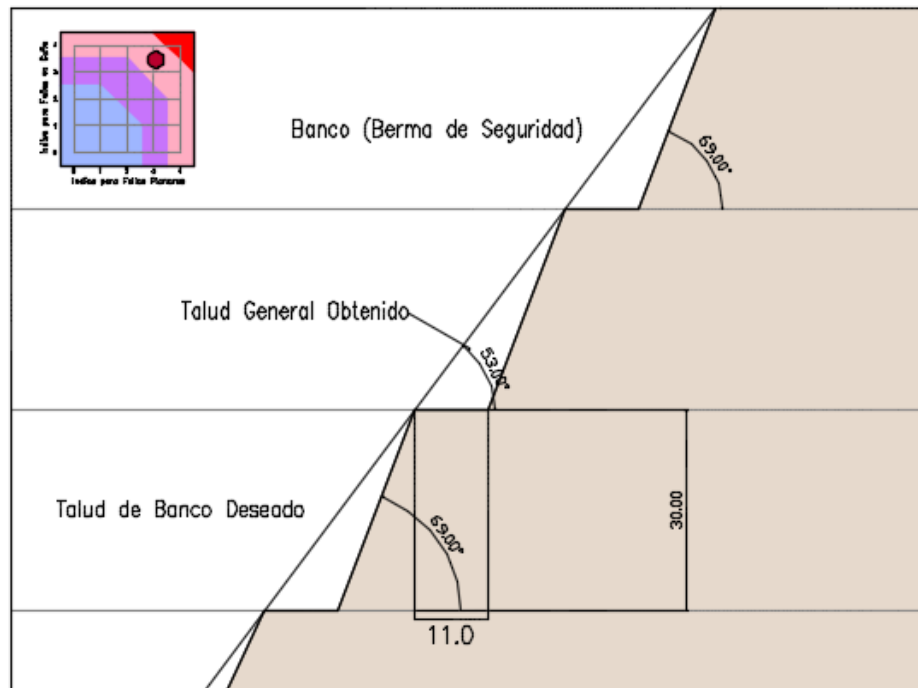


Figura N° 7-42
Diseño Genérico de Bancos Dobles – Alta Posibilidad de Deslizamiento de la Cresta



Cuadro N° 7-4
Diseño Genérico de Bancos Dobles

Configuración de Banco	Posibilidad de Deslizamiento	Ancho Mínimo de Banco (m)	Deslizamiento en Cresta de Banco (m)	Ángulo de Cara de Banco (°)	Ángulo Interrampa (°)
Banco Doble (30 m)	Alta	11.0	1.8	69	53
	Moderada	11.0	1.2	70	54
	Baja	11.0	0.6	71	55

La **Cuadro N° 7-5** resume las recomendaciones para el talud de banco doble e interrampa máximos para los dominios estructurales del Tajo CGI, en función del sector del talud. El máximo ángulo interrampa recomendado varía de 53° a 55° según el sector del tajo. De acuerdo a los valores de RQD obtenidos en los

taladros, se recomienda el uso bancos dobles con un ancho mínimo de la banqueta de seguridad de 11 m.

Los ángulos interrampa indicados son aquellos ángulos máximos controlados por el diseño del banco. Sin embargo, estos requieren ser confirmados con análisis de estabilidad general que tomen en cuenta los parámetros de resistencia cortante del macizo rocoso, verificación que se realiza más adelante.

Cuadro N° 7-5
Ángulos de Banco y Ángulos Interrampa Máximos - Bancos Dobles (30 m)

Dominio Geomecánico	Pared	Dirección de Buzamiento (°)	Posibilidad de Deslizamiento en la Cresta	Máximo Ángulo de Banco Doble (°)	Máximo Ángulo Interrampa de Bancos Dobles (°)
Suroeste (I)	S	0	Moderada	70	54
	SW	30	Moderada	70	54
	SW	60	Moderada	70	54
	W	90	Moderada	70	54
	NW	120	Moderada	70	54
	NW	150	Alta	69	53
	SE	300	Baja	71	55
	SE	330	Baja	71	55
Sureste Central (II)	SE	330	Moderada	70	54
Este - Sureste Central (III)	NE	210	Moderada	70	54
	NE	240	Moderada	70	54
	E	270	Alta	69	53
	SE	300	Alta	69	53
	SE	330	Alta	69	53
Norte - Noreste (IV)	NW	120	Alta	69	53
	NW	150	Alta	69	53
	N	180	Alta	69	53
	NE	210	Moderada	70	54
	NE	240	Moderada	71	55
Noroeste Central (V)	NW	120	Alta	69	53
	NW	150	Alta	69	53
	NW	180	Alta	69	53

De acuerdo con la configuración proyectada de los taludes del Tajo CGI, se recomienda su desarrollo con bancos dobles de 30 m de altura, un ancho mínimo de berma de seguridad de 11 m, ángulo de banco variable entre 69° y 71°, y

ángulo interrampa máximo variable entre 53° y 55° (sin considerar la presencia de rampas y/o accesos).

7.2.3.6 Secciones Geomecánicas y Taludes Asignados

Teniendo en consideración los datos de la calidad del macizo rocoso en profundidad y la distribución de las perforaciones diamantinas en el área del tajo, se han definido cuatro secciones geomecánicas representativas del Tajo CGI, las cuales se describen a continuación (ver **Figuras N° E-4 y N° E-5**).

- **Sección A-A (PGT15-02, PGT15-04, PGT15-06 y PGT15-07)**

En la zona correspondiente a los Dominios Estructurales Suroeste (I) y Sureste Central (II), se observa que el macizo rocoso es competente hasta la cota 560 m aproximadamente, con valores de RMR y RQD adecuados para poder excavar bancos de 30 m de altura, en esta zona el ángulo de banco varía entre 69° y 71°, con ángulos interrampa variables entre 53° y 55°.

Posteriormente, a partir de la cota 560 m, el macizo rocoso se presenta más fracturado, con índices RQD malos e índices RMR que disminuyen con la profundidad, continuando así hasta la cota de fondo proyectada, en esta zona debido al fracturamiento se recomienda el uso de bancos de 15 m de altura, con ángulos de banco variable entre 68° y 70°, y ángulos interrampa variable entre 48° y 50°.

En la zona correspondiente al Dominio Estructural Norte – Noreste Central (IV), se observa que el macizo rocoso se encuentra muy fracturado, con valores de RMR y RQD malos, por lo que en este sector se recomienda excavar bancos de 15 m de altura, con ángulo de banco que varía entre 66° y 68°, con ángulos interrampa variables entre 48° y 49°.

- **Sección B-B (PGT15-05)**

En la zona correspondiente al Dominio Estructural Noroeste Central (V), se observa que el macizo rocoso muy fracturado hasta la cota 540 m

aproximadamente, con valores de RMR y RQD malos, por lo que en este sector se recomienda excavar bancos de 15 m de altura, con ángulo de banco de 66°, y ángulo interrampa de 48°.

Posteriormente, a partir de la cota 540 m, el macizo rocoso se presenta menos fracturado, con índices RQD y RMR que se incrementan con la profundidad, continuando así hasta la cota de fondo proyectada, en esta zona debido al moderado fracturamiento se recomienda el uso de bancos de 30 m de altura, con ángulo de banco de 69°, y ángulo interrampa de 53°.

En la zona correspondiente al Dominio Estructural Este – Sureste Central (III), se observa que el macizo rocoso es competente, con valores de RMR y RQD adecuados para poder excavar bancos de 30 m de altura, en esta zona el ángulo de banco varía entre 69° y 70°, con ángulos interrampa variables entre 53° y 54°.

- **Sección C-C (PGT15-03 y PGT15-04)**

En la zona correspondiente al Dominio Estructural Suroeste (I) y Noroeste Central (V), se observa que el macizo rocoso muy fracturado hasta la cota 540 m aproximadamente, con valores de RMR y RQD malos, por lo que en este sector se recomienda excavar bancos de 15 m de altura, con ángulo de banco de 66°, y ángulo interrampa de 48°.

Posteriormente, a partir de la cota 540 m, el macizo rocoso se presenta menos fracturado, con índices RQD y RMR que se incrementan con la profundidad, continuando así hasta la cota de fondo proyectada, en esta zona debido al moderado fracturamiento se recomienda el uso de bancos de 30 m de altura, con ángulo de banco de 69°, y ángulo interrampa de 53°.

En la zona correspondiente al Dominio Estructural Suroeste (I) y Sureste Central (II), se observa que el macizo rocoso es competente hasta la cota 560 m aproximadamente, con valores de RMR y RQD adecuados para poder excavar bancos de 30 m de altura, en esta zona el ángulo de banco es de 71°, con ángulo interrampa de 55°.

Posteriormente, a partir de la cota 560 m, el macizo rocoso se presenta más fracturado, con índices RQD malos e índices RMR que disminuyen con la profundidad, continuando así hasta la cota de fondo proyectada, en esta zona debido al fracturamiento se recomienda el uso de bancos de 15 m de altura, con ángulos de banco de 70° y ángulos interrampa de 50°.

- **Sección D-D (PGT15-05 Y PGT15-07)**

En la zona correspondiente al Dominio Estructural Noroeste Central (V) y Norte - Noreste (IV), se observa que el macizo rocoso muy fracturado hasta la cota 570 m aproximadamente, con valores de RMR y RQD malos, por lo que en este sector se recomienda excavar bancos de 15 m de altura, con ángulo de banco variable entre 66° y 68°, y ángulo interrampa variable entre 48° y 49°.

Posteriormente, a partir de la cota 570 m, el macizo rocoso se presenta menos fracturado, con índices RQD y RMR que se incrementan con la profundidad, continuando así hasta la cota de fondo proyectada, en esta zona debido al moderado fracturamiento se recomienda el uso de bancos de 30 m de altura, con ángulo de banco de 69°, y ángulo interrampa de 53°.

En la **Figura N° E-6** del **Anexo E**, se presentan los ángulos de banco e interrampa recomendados, y en las **Figuras N° E-4 y N° E-5** se presentan las secciones geomecánicas descritas anteriormente.

7.2.3.7 Zonificación Geomecánica

La definición de los ángulos de talud para cada dominio estructural se presenta en la **Figura N° E-6** del **Anexo E**: Máximos Ángulos de Banco e Interrampa Recomendados.

En el caso de los taludes de los bancos de las paredes Norte y Este (dominios estructurales III, IV y V), se observa mucho daño asociado al grado de fracturamiento del macizo rocoso (RQD bajos). Por lo que, para garantizar la estabilidad de este sector, se recomienda el uso de bancos simples de 15 m de

altura, hasta la profundidad en la que el macizo rocoso presenta valores de RQD moderados a altos, a partir de donde se podría considerar la conformación de bancos dobles.

7.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE BANCOS

7.2.4 ANÁLISIS CINEMÁTICO DEL MACIZO ROCOSO

Se ha realizado el análisis cinemático a fin de estimar el tipo de deslizamiento más probable que puede ocurrir. Posteriormente se analiza la estabilidad para cada caso, mediante el método de equilibrio límite, utilizando el programa de cómputo Swedge (Rocscience, 2012) para el deslizamiento tipo cuña y Rocplane (Rocscience, 2012) para el deslizamiento tipo planar.

En el **Anexo 1** (Análisis Cinemático del Macizo Rocos), se presentan los diagramas de rosas, diagramas de concentración de polos y la orientación de las principales familias de discontinuidades obtenidas de cada estación geomecánica del Tajo CGI, que han servido de base para el análisis cinemático del macizo rocoso.

7.3.2 RESISTENCIA AL CORTE DE LAS DISCONTINUIDADES

Para la estimación de los ángulos de fricción básicos y residuales se han considerado los datos obtenidos del Martillo Schmidt (r , R), Peine de Barton (JRC), ensayos de corte directo (Φ_b) y Tilt Test (Φ_b). Un resumen de los valores obtenidos se presenta en el **Cuadro N°7-6**.

Cuadro N° 7-6
Resumen de Ángulos de Fricción Básicos y Residuales

Estación Geomecánica	Litología	Φ_b (°) (Tilt Test)	Φ_b (°) (Corte Directo)	Φ_b (°) (Promedio)	Φ_r (°)
EG-01	Andesita Porfírica	29.5	-	29.5	25.0
EG-02	Andesita Porfírica	27.5	-	27.5	23.0
EG-03	Hornfels	24.0	30.3	27.2	23.0
EG-04	Hornfels	22.5	30.8	26.7	23.0
EG-05	Hornfels	27.9	30.3	29.1	24.0

EG-06	Hornfels	31.6	30.3	31.0	28.0
EG-07	Zona de Óxidos	21.7	30.4	26.1	22.0
EG-08	Hornfels / Dique And.	26.6	-	26.6	25.0
EG-09	Hornfels	31.6	30.3	30.9	29.0
EG-10	Andesita Porfírica	29.0	-	29.0	25.0
EG-11	Hornfels	32.6	30.3	31.5	28.0
EG-12	Hornfels	32.8	29.8	31.3	28.0
EG-13	Hornfels	32.6	30.3	31.5	28.0
EG-14	Hornfels	30.5	30.3	30.4	26.0
EG-15	Hornfels	28.3	30.3	29.3	26.0
EG-16	Hornfels	29.4	30.3	29.8	28.0
EG-17	Andesita Porfírica	29.4	-	29.4	27.0
EG-18	Hornfels Alterado	31.5	-	31.5	29.0
EG-19	Hornfels con Óxido	28.8	-	28.8	25.0
EG-20	Hornfels Alterado	28.2	-	28.2	26.0
EG-21	Hornfels con Óxido	26.6	-	26.6	23.0

7.3.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Una vez identificado el tipo de deslizamiento que puede ocurrir, se procede a estimar el factor de seguridad en condiciones estáticas y pseudo - estáticas. Para los análisis de estabilidad se utilizó los programas Rocplane, Swedge y Phase² (Rocscience), considerando deslizamientos tipo planar, cuña y vuelco de estratos, respectivamente.

En el **Cuadro N° 7-7** se presenta el resumen de los factores de seguridad obtenidos del análisis de estabilidad a nivel de bancos de los taludes del Tajo CGI.

Las salidas gráficas de los análisis de estabilidad se presenta en el **Anexo 2: Análisis de Estabilidad Local**.

Cuadro N° 7-7
Resumen de Análisis de Estabilidad de Taludes a Nivel de Bancos

Estación Geomecánica	Litología	Nº Familias	Orientación de las Familias Principales	Buz. y Dirección de Buz. del Talud de Corte	Cohesión (T/m²)/ Fricción (%)	Tipo de Deslizamiento			Factor de Seguridad Estático			Factor de Seguridad Pseudo - Estático		
						Planar	Cuña	Volteo	Planar	Cuña	Volteo	Planar	Cuña	Volteo
EG-01	Andesita Porfírica	5	1) 62°/061° 2) 21°/143° 3) 77°/153° 4) 79°/251° 5) 24°/307°	62°/173°	1) 2.2/37.4 2) 2.2/38.2 3) 2.1/36.9 4) 2.2/37.9 5) 2.5/42.2	-	-	-						
EG-02	Andesita Porfírica	4	1) 81°/059° 2) 37°/131° 3) 63°/295° 4) 54°/336°	59°/131°	1) 1.8/34.8 2) 2.1/39.3 3) 1.9/35.4 4) 1.9/36.8	F2	F1/F2	F3	1.4	1.4	5.5	1.0	1.0	4.0
EG-03	Hornfels	5	1) 80°/041° 2) 79°/167° 3) 20°/200° 4) 52°/225° 5) 35°/052°	43°/131°	1) 2.3/35.9 2) 2.4/37.2 3) 2.4/37.8 4) 2.4/37.2 5) 2.2/33.5	-	F2/F5	-		7.7			5.7	
EG-04	Hornfels	4	1) 65°/077° 2) 77°/154° 3) 50°/102° 4) 24°/348°	55°/130°	1) 1.8/34.8 2) 1.8/35.3 3) 1.7/32.7 4) 1.7/32.1	F3	F1/F3	-	1.2	3.2		0.9	2.3	
EG-05	Hornfels	3	1) 63°/172° 2) 61°/281° 3) 36°/049°	60°/250°	1) 1.7/33.1 2) 1.5/29.4 3) 1.7/33.4	-	F1/F2	-		1.4			1.0	
EG-06	Hornfels	4	1) 48°/075° 2) 40°/112° 3) 53°/308° 4) 60°/217°	58°/308°	1) 2.2/41.3 2) 2.0/39.3 3) 2.2/41.8 4) 2.2/42.0	F3	-	-	1.5			1.1		
EG-07	Zona de Óxidos	4	1) 79°/334° 2) 34°/245° 3) 75°/061° 4) 50°/099°	51°/057°	1) 2.2/37.4 2) 1.9/33.1 3) 1.8/31.0 4) 2.0/33.7	-	F1/F4	-		2.2			1.6	

Estación Geomecánica	Litología	Nº Familias	Orientación de las Familias Principales	Buz. y Dirección de Buz. del Talud de Corte	Cohesión (T/m²)/ Fricción (°)	Tipo de Deslizamiento			Factor de Seguridad Estático			Factor de Seguridad Pseudo - Estático		
						Planar	Cuña	Volteo	Planar	Cuña	Volteo	Planar	Cuña	Volteo
EG-08	Hornfels / Dique Andesítico	3	1) 75°/003° 2) 39°/100° 3) 38°/190°	54°/292°	1) 2.4/37.2 2) 2.5/38.8 3) 2.5/38.4	-	-	-						
EG-09	Hornfels	5	1) 42°/049° 2) 67°/295° 3) 28°/141° 4) 79°/320° 5) 88°/243°	68°/358°	1) 2.2/40.3 2) 2.2/40.0 3) 2.2/40.5 4) 2.1/39.9 5) 2.1/39.4	-	F1/F2 F1/F4 F2/F5	-		2.0 1.6 6.0			1.4 1.1 5.1	
EG-10	Andesita Porfírica	5	1) 77°/215° 2) 28°/313° 3) 69°/082° 4) 52°/189° 5) 66°/158°	59°/181°	1) 2.0/39.2 2) 2.1/40.4 3) 1.8/35.6 4) 1.8/36.3 5) 1.9/36.9	F4	F1/F4 F3/F4 F4/F5	-	1.1	3.6 1.6 1.4		0.8	2.6 1.2 1.0	
EG-11	Hornfels	5	1) 69°/043° 2) 39°/331° 3) 74°/154° 4) 74°/194° 5) 61°/233°	63°/153°	1) 2.4/39.3 2) 2.5/40.9 3) 2.5/40.7 4) 2.4/40.0 5) 2.5/41.2	-	F1/F4	-		3.8			2.7	
EG-12	Hornfels	5	1) 68°/138° 2) 77°/248° 3) 58°/072° 4) 66°/209° 5) 15°/301°	54°/146°	1) 2.5/37.2 2) 2.7/39.6 3) 2.7/39.5 4) 2.7/40.0 5) 2.8/41.1	-	F3/F4	-		3.0			2.1	
EG-13	Hornfels	5	1) 74°/135° 2) 71°/220° 3) 25°/126° 4) 72°/344° 5) 30°/312°	45°/188°	1) 2.6/41.0 2) 2.6/40.8 3) 2.5/39.8 4) 2.4/38.0 5) 2.4/38.2	-	-	-						
EG-14	Hornfels	5	1) 65°/055° 2) 21°/280° 3) 66°/146° 4) 59°/172° 5) 44°/038°	52°/122°	1) 2.9/40.9 2) 2.9/40.9 3) 2.6/38.5 4) 2.7/39.6 5) 2.4/35.7	-	F1/F4 F3/F5	-		2.7 3.6			2.1 2.7	
EG-15	Hornfels	3	1) 81°/241° 2) 47°/159° 3) 35°/315°	82°/155°	1) 2.1/36.4 2) 2.2/36.8 3) 2.3/38.2	F2	F1/F2	-	0.9	0.9		0.6	0.7	

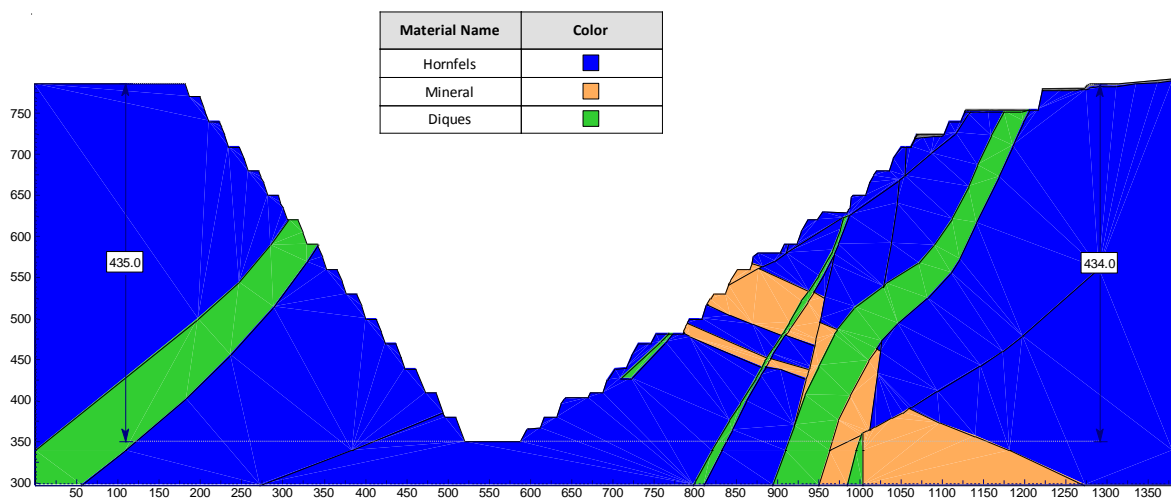
Estación Geomecánica	Litología	Nº Familias	Orientación de las Familias Principales	Buz. y Dirección de Buz. del Talud de Corte	Cohesión (T/m ²)/ Fricción (°)	Tipo de Deslizamiento			Factor de Seguridad Estático			Factor de Seguridad Pseudo - Estático		
						Planar	Cuña	Volteo	Planar	Cuña	Volteo	Planar	Cuña	Volteo
EG-16	Hornfels	5	1) 59°/274° 2) 63°/072° 3) 43°/148° 4) 74°/338° 5) 35°/320°	68°/133°	1) 2.4/40.5 2) 2.5/40.6 3) 2.5/41.0 4) 2.5/41.2 5) 2.4/39.5	F3	F2/F3	F4	1.2	1.4	5.0	0.9	1.0	3.5
EG-17	Andesita Porfírica	4	1) 56°/087° 2) 74°/232° 3) 71°/171° 4) 38°/291°	71°/133°	1) 2.4/39.3 2) 2.6/41.7 3) 2.6/41.5 4) 2.5/40.5	-	F1/F2 F1/F3	-		3.2 1.3			2.2 1.0	
EG-18	Hornfels Alterado	6	1) 35°/095° 2) 79°/271° 3) 59°/316° 4) 56°/016° 5) 60°/243° 6) 61°/178°	62°/105°	1) 3.2/44.8 2) 3.1/44.2 3) 3.1/44.0 4) 3.0/42.7 5) 3.2/44.7 6) 2.8/40.9	F1	F1/F4 F1/F6	F2	1.8	1.9 2.0	2.1	1.3	1.4 1.4	1.5
EG-19	Hornfels con Óxido	4	1) 50°/072° 2) 46°/258° 3) 82°/326° 4) 57°/205°	51°/125°	1) 2.1/35.0 2) 2.1/35.1 3) 2.1/35.5 4) 2.0/34.0	-	F1/F4	F3		2.4	3.1		1.6	1.5
EG-20	Hornfels Alterado	4	1) 57°/197° 2) 48°/309° 3) 32°/108° 4) 49°/053°	52°/132°	1) 1.4/34.9 2) 1.5/37.3 3) 1.5/37.0 4) 1.4/34.8	F3	F1/F3 F3/F4	-	1.5	1.7 1.7		1.0	1.2 1.2	
EG-21	Hornfels con Óxido	3	1) 77°/212° 2) 75°/114° 3) 12°/024°	60°/152°	1) 2.7/40.4 2) 2.3/35.3 3) 2.2/33.2	-	-	-						

7.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL

7.4.1 SECCIONES ANALIZADAS

Para el análisis de estabilidad global se ha considerado la sección más representativa del Tajo CGI, la cual ha sido analizada para el diseño final del Tajo CGI (ver **Figura N° 7-43**).

Figura N° 7-43
Sección de Análisis de Estabilidad del Tajo CGI



7.4.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

De acuerdo al modelo geológico - geotécnico, los parámetros de los materiales a ser usados en el análisis de estabilidad han sido estimados a partir de los ensayos triaxiales en el caso de la roca intacta, y para el macizo rocoso en conjunto se ha considerado el índice GSI determinado en la valoración del macizo rocoso, además se ha asumido el factor de perturbación de la roca $D = 1$.

Para estimar las propiedades de los macizos rocosos se ha considerado la información promedio obtenida de las perforaciones diamantinas cercanas a la sección de análisis. Los parámetros de resistencia de los macizos rocosos usados en el análisis de estabilidad de taludes se presentan en el **Cuadro N° 7-8**.

Cuadro N° 7-8
Parámetros de los Materiales a Usar en el Análisis de Estabilidad Global

Litología	Densidad (kN/m ³)	Resistencia a la Compresión Simple (MPa)	mi	GSI	D
Hornfels (Talud NW)	26.5	157.0	16	40	1
Hornfels (Talud SE)	26.7	121.7	14	40	1
Diques (Talud NW)	26.3	86.0	25	51	1
Diques (Talud SE)	26.3	88.0	25	55	1
Mineral	43.7	133.0	25	45	1

En las **Figuras N° 7-44, N° 7-45, N° 7-46, N° 7-47 y N° 7-48** se presentan las curvas de resistencia promedio de los macizos rocosos que conforman los taludes del Tajo CGI. Estas curvas han sido obtenidas de acuerdo al criterio de rotura generalizado de Hoek y Brown implementado en el programa Rocdata de Rocscience, considerando los datos de las estaciones geomecánicas cercanas a la sección de análisis considerada.

Figura N° 7-44
Curva de Resistencia del Macizo Rcoso – Hornfels (Talud NW)

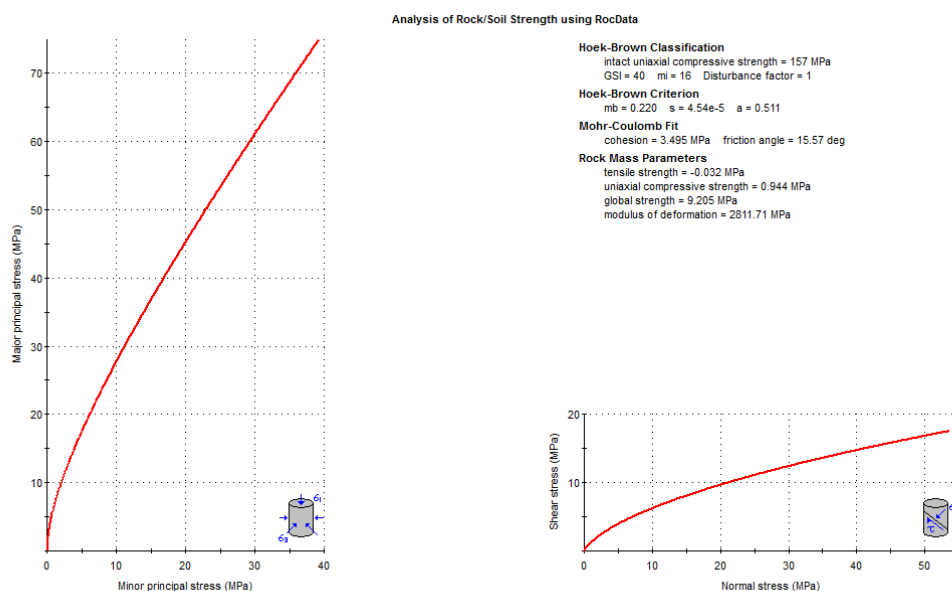


Figura N° 7-45
Curva de Resistencia del Macizo Rocoso – Hornfels (Talud SE)

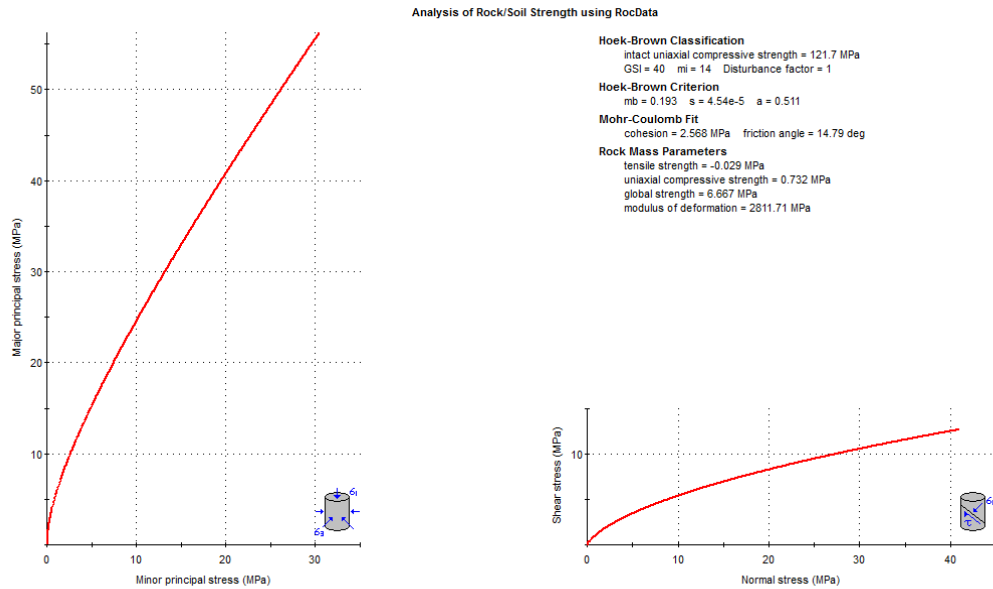


Figura N° 7-46
Curva de Resistencia del Macizo Rocoso – Diques (Talud NW)

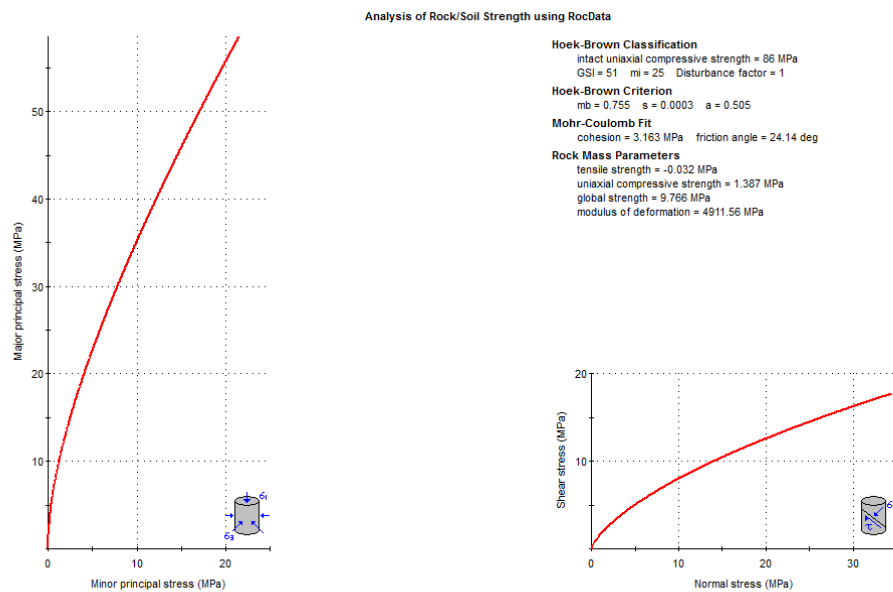


Figura N° 7-47
Curva de Resistencia del Macizo Rocoso – Diques (Talud SE)

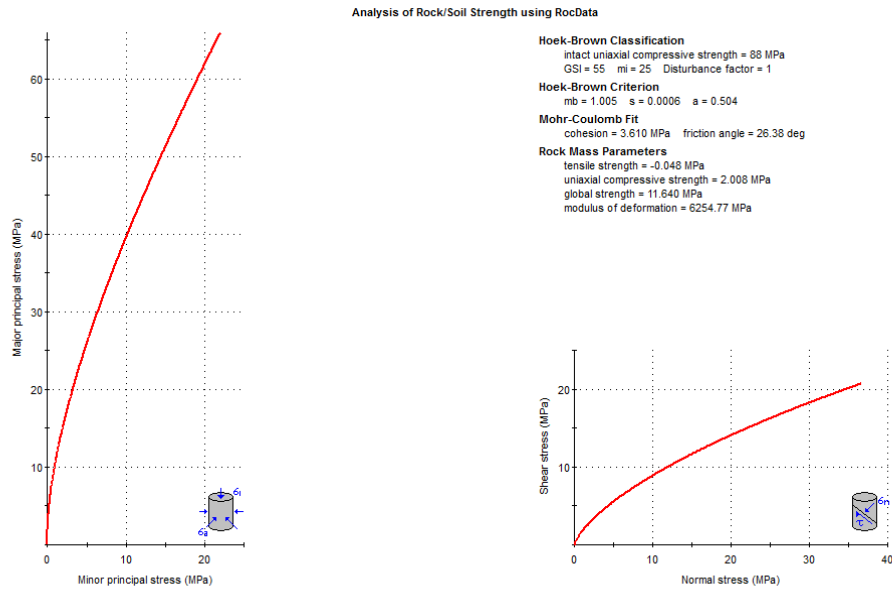
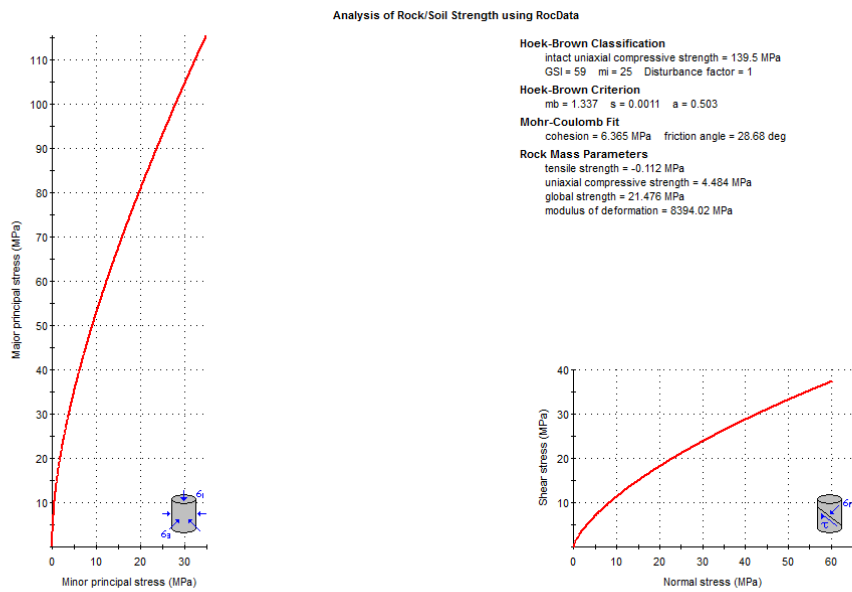


Figura N° 7-48
Curva de Resistencia del Macizo Rocoso – Mineral



7.4.4 RESULTADOS OBTENIDOS

En el **Cuadro N° 7-9** se presenta un resumen de los resultados obtenidos del análisis de estabilidad de los taludes globales del Tajo CGI.

Cuadro N° 7-9
Resultado del Análisis de Estabilidad Global del Tajo CGI

Sección	Talud	Condición	Factor de Seguridad	
			Estático	Pseudo Estático
Representativa	NW	Proyectado	2.4	1.6
	SE	Proyectado	1.7	1.2

De este análisis se concluye que los taludes globales e interrampa de la configuración actual y proyectada son estables, pues todos los factores de seguridad son mayores que los mínimos permisibles, tanto para condiciones estáticas como para condiciones pseudo - estáticas.

En el **Anexo 3: Análisis de Estabilidad Global**, se presentan las salidas gráficas del programa Slide.

7.5 MODELAMIENTO NUMÉRICO

7.5.1 CONDICIONES DE ANÁLISIS

Se realizó el modelamiento numérico de los taludes del Tajo CGI utilizando el Método de Elementos Finitos y calculando el factor de seguridad por métodos numéricos a través de la metodología de reducción de la resistencia al corte del macizo rocoso hasta ocasionar la rotura del talud (Método SSR).

Las condiciones adoptadas para el modelamiento numérico son las siguientes:

- Software geotécnico utilizado: Phase² v 8.0 (Rocscience, 2012).
- Método de análisis: Método de Elementos Finitos, el cual ha sido utilizado conjuntamente con el análisis de reducción de los parámetros de resistencia

al corte (SSR), con la finalidad de obtener el factor de seguridad por medio del análisis numérico (SRF).

- Modelo constitutivo: El modelo constitutivo elegido es el elasto - plástico junto con el criterio de rotura generalizado de Hoek y Brown (2002).
- Condiciones de contorno: Se han restringido los movimientos de la frontera inferior y los movimientos verticales en las fronteras laterales del modelo, y en la superficie superior donde se realiza la excavación se ha permitido el libre movimiento.
- Condicionantes externos: No se consideró presencia de nivel freático, ni condiciones pseudo -estáticas.
- Forma de los elementos finitos: Se han considerado elementos finitos triangulares de 6 nodos.
- Tipo de análisis: Deformación plana.
- Número de iteraciones: 500 con una tolerancia de 0.001.
- Fases de excavación: Para una mejor aproximación, en las simulaciones realizadas se han considerado varias fases de excavación, correspondiendo la primera fase a las condiciones actuales, y la última a las condiciones proyectadas de los taludes del tajo.
- Módulo elástico y coeficiente de Poisson: Se ha utilizado el módulo elástico recomendado por Hoek (2002) y un coeficiente de Poisson promedio de $\nu = 0.26$.
- Equilibrio: En los análisis realizados, para obtener el estado de equilibrio límite se ha ido reduciendo progresivamente los parámetros de resistencia al corte del macizo rocoso, pasando de una situación estable a una situación inestable donde no se alcanza la convergencia del sistema, de esta manera se obtiene el factor de seguridad mediante la metodología SSR.
- Mecanismo de rotura: El mecanismo de rotura de los taludes se obtiene a partir de los contornos de máximas deformaciones por esfuerzos de corte obtenidos con el programa Phase².

7.5.2 SECCIONES DE ANÁLISIS

En las Figuras N° 7-49 y N° 7-50 se presenta la geometría del talud del Tajo CGI en sus condiciones actuales y proyectadas respectivamente, en las cuales se puede observar la malla de elementos finitos y las condiciones de contorno del modelo numérico.

Figura N° 7-49
Sección de Análisis Numérico – Condiciones Actuales

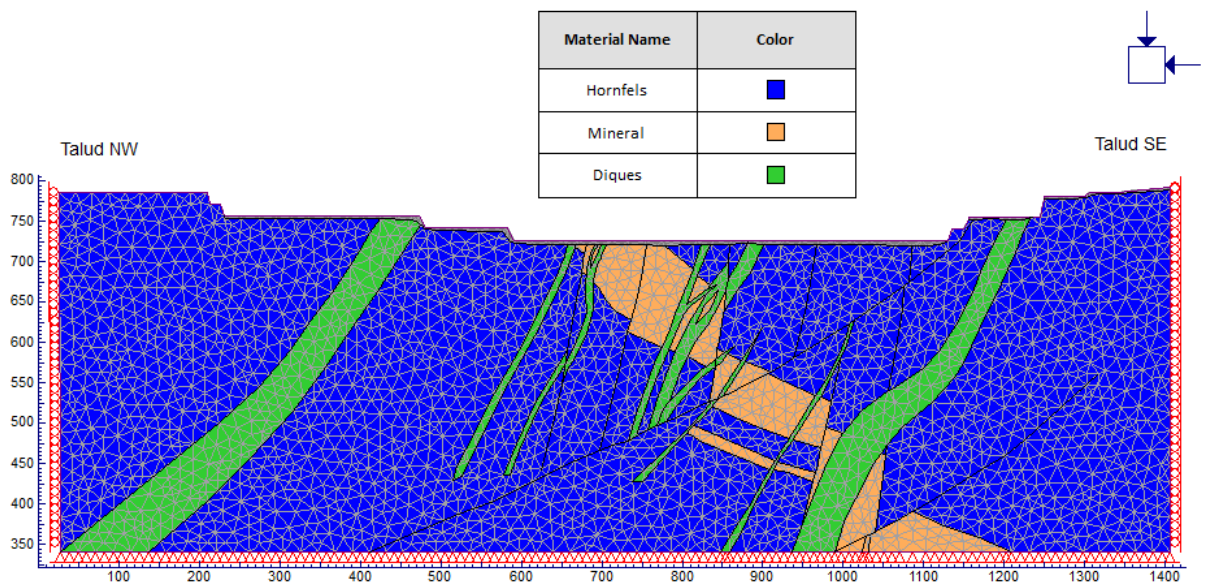
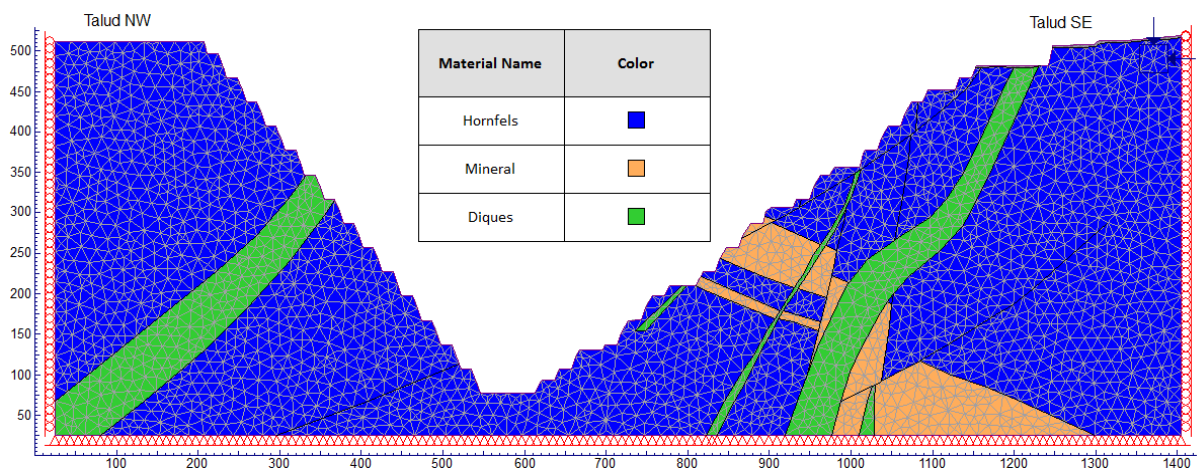


Figura N° 7-50
Sección de Análisis Numérico – Condiciones Proyectadas



7.5.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Los parámetros deformacionales de los macizos rocosos usados en el análisis numérico se presentan en el **Cuadro N° 7-10**.

Cuadro N° 7-10
Parámetros Deformacionales

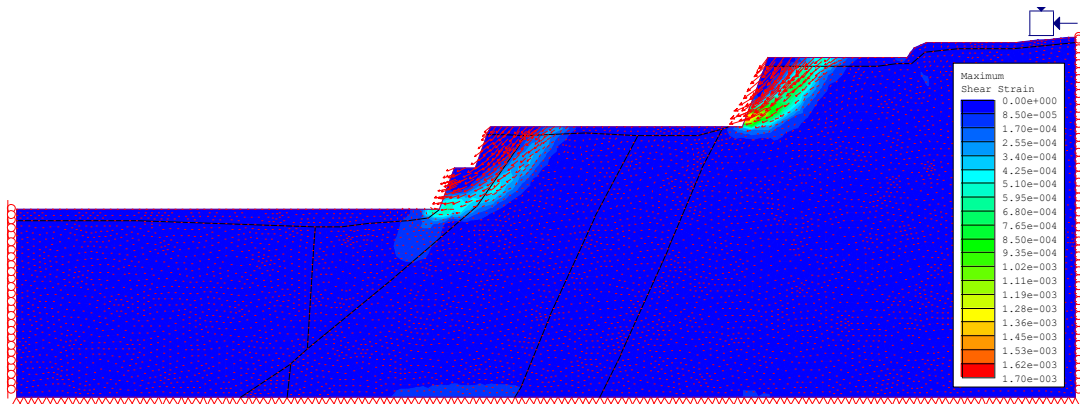
Litología	Densidad (kN/m ³)	Resistencia a la Compresión Simple (MPa)	mi	GSI	D	E (MPa)	ν
Hornfels (Talud NW)	26.5	157.0	16	40	1	2811.71	0.26
Hornfels (Talud SE)	26.7	121.7	14	40	1	2811.71	0.26
Diques (Talud NW)	26.3	86.0	25	51	1	4911.56	0.26
Diques (Talud SE)	26.3	88.0	25	55	1	6254.77	0.26
Mineral	43.7	133.0	25	45	1	8394.02	0.26

7.5.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS

En el análisis de estabilidad a nivel de bancos, las discontinuidades son más influyentes que las propiedades de la roca intacta, la rotura está controlada por los sistemas de discontinuidades debido a que su espaciamiento y persistencia son del mismo orden de magnitud que la altura del talud, por lo que se producen roturas planas o cuñas; esto es evidente en el análisis de estabilidad considerando algunos bancos de excavación, donde se nota la influencia de las discontinuidades.

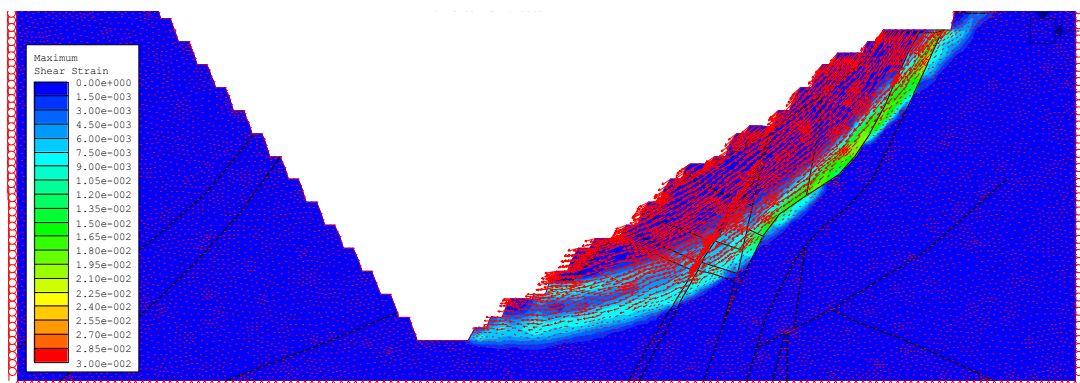
Un ejemplo de este tipo de rotura se presenta en el Talud SE del Tajo CGI (Actual), presentado en la **Figura N° 7-51**.

Figura N° 7-51
Ejemplo de Deslizamiento Local en los Taludes del Tajo CGI



Al seguir incrementando la profundidad de la excavación hasta obtener el talud final del tajo, se pueden producir roturas globales, que se desarrollan rompiendo el macizo rocoso. En este caso, al ser el espaciamiento y persistencia de las discontinuidades de magnitud muy pequeña con respecto a la altura del talud, el macizo rocoso tiene un comportamiento como si se tratara de un medio continuo, produciéndose la rotura similar a la que se produce en los suelos. Un ejemplo de este tipo de rotura se presenta en la **Figura N° 7-52**.

Figura N° 7-52
Ejemplo de Deslizamiento Global en los Taludes del Tajo CGI



En el análisis de estabilidad de taludes del Tajo CGI, conforme la altura del talud es incrementada el factor de seguridad disminuye, aunque el talud sigue siendo

estable. Los mecanismos de rotura obtenidos para todas las fases de excavación son presentados en el **Anexo 4: Modelamiento Numérico**.

El resumen de los factores de seguridad calculados para las condiciones actuales y proyectadas se presenta en el **Cuadro N° 7-11**.

Cuadro N° 7-11
Resultado del Modelamiento Numérico

Sección de Análisis	Condicion	Factor de Seguridad			
		Talud NW		Talud SE	
		Phase ²	Slide	Phase ²	Slide
Representativa	Actual	3.4	3.5	2.6	2.8
	Proyectado	2.2	2.4	1.5	1.7

En todos los casos los taludes son estables. Las salidas gráficas de este modelamiento numérico se presentan en el **Anexo 4: Modelamiento Numérico**.

8. CONCLUSIONES

8.1 EVALUACIÓN GEOMECÁNICA DE CAMPO

Se realizaron 21 estaciones geomecánicas distribuidas convenientemente en el área del Tajo CGI con la finalidad de evaluar la calidad del macizo rocoso en superficie.

Con la finalidad de caracterizar geomecánicamente el macizo rocoso en profundidad, se perforó en total 1688.64 m distribuidos en siete perforaciones diamantinas. El propósito de la campaña de perforaciones geomecánicas fue obtener información confiable que pueda ser usada para estimar parámetros como la resistencia de la roca intacta o dureza ISRM, como el grado de fracturamiento (RQD y frecuencia de fracturamiento), la condición de fracturas (CF), y la valoración de la calidad del macizo rocoso (RMR).

8.2 ENSAYOS DE CAMPO

En los macizos rocosos encontrados en las estaciones geomecánicas y en las perforaciones diamantinas, se ejecutaron los siguientes ensayos de campo:

- Ensayos con el Martillo Schmidt con la finalidad de estimar la resistencia al corte de las discontinuidades.
- Ensayos con el Peine de Barton, con la finalidad de estimar la rugosidad de las discontinuidades.
- Ensayos con el Tilt Test, con la finalidad de estimar el ángulo de fricción básico de las discontinuidades.

8.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

En las muestras obtenidas de las estaciones geomecánicas y de las perforaciones diamantinas, se ejecutaron los siguientes ensayos de laboratorio:

Se ejecutaron 55 ensayos de carga puntual (PLT) y 55 ensayos de propiedades índice, en las muestras obtenidas de las estaciones geomecánicas y perforaciones diamantinas.

Los valores de resistencia de las rocas están en el rango de 59 a 261 MPa para el hornfels, de 2 a 148 MPa para las zonas con alteración - oxidación y, de 122 a 224 MPa para la andesita porfirítica. En general la andesita porfirítica presenta valores de resistencia a la compresión simple mayores que el hornfels y el mineral.

También se ejecutaron 4 ensayos de compresión triaxial y 4 ensayos de corte directo en las discontinuidades.

8.4 CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA EN SUPERFICIE

Con la información obtenida de la caracterización geomecánica del macizo rocoso en superficie, se presenta la siguiente descripción.

- La Zona Norte del Tajo CGI, en su mayoría está conformada por roca media y muy dura (R3 – R5), solo se identificó roca muy débil (R1) en la parte superior del talud de la pared N. La resistencia a la compresión en esta zona varía entre 111.12 y 213.49 MPa, con excepción de la roca muy débil que tiene una resistencia de 2.74 MPa.
- La Zona Sur del Tajo CGI, en su mayoría está conformada por roca dura y muy dura (R4 – R5), la resistencia a la compresión en esta zona varía entre 74.21 y 148.66 MPa.
- La Zona Este del Tajo CGI, en su mayoría está conformada por roca muy dura y extremadamente dura (R5 – R6), la resistencia a la compresión en esta zona varía entre 139.78 y 261.55 MPa.
- La Zona Oeste del Tajo CGI, en su mayoría está conformada por roca muy dura (R5), la resistencia a la compresión en esta zona varía entre 120.31 y 187.15 MPa.

Las discontinuidades principales presentan una condición regular respecto a la orientación del talud de corte, se ha identificado la condición desfavorable en las partes inferiores de las paredes E y W.

El rango de valores de GSI para el macizo rocoso que conforma superficialmente los taludes del Tajo CGI, se encuentra entre 37 y 67, variando de calidad mala a buena.

8.5 CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA EN PROFUNDIDAD

Con la información obtenida de la caracterización geomecánica del macizo rocoso en profundidad, se presenta el siguiente resumen de la descripción de las perforaciones diamantinas.

- **Perforación PGT15-01**

El material obtenido de esta perforación presenta una capa de cobertura de suelo compuesta principalmente por arena (0.00 m – 7.20 m), seguido de roca hornfels de grano fino, color negro grisáceo, compuesta principalmente de feldespato, cuarzo y hornablenda.

Desde 7.20 m hasta 190.66 m de profundidad, la roca hornfels se presenta moderadamente fracturada ($RQD > 50$) y de regular calidad geomecánica ($RMR \text{ promedio} = 50$).

A partir de 190.66 m de profundidad, la calidad del macizo rocoso se considera mala ($RMR \text{ promedio} = 36$) y con fracturamiento intenso asociado a procesos de mineralización ($RQD < 50$), siguiendo así hasta la profundidad de la perforación (255.02 m).

- **Perforación PGT15-02**

El material obtenido de esta perforación presenta una capa de cobertura de suelo compuesta principalmente por arena y grava (0.00 m – 2.00 m), seguido de un dique de andesita de textura porfírica moderadamente fracturado ($RQD > 50$) y de regular calidad geomecánica ($RMR \text{ promedio} = 55$) intercalado con hornfels de regular calidad geomecánica ($RMR \text{ promedio} = 50$), de color negro grisáceo hasta la profundidad de 52.78 m.

A partir de 52.78 m profundidad se presenta el hornfels de regular calidad geomecánica (RMR promedio=56), el mismo que en el que a partir de los 175.00 m de profundidad su RQD disminuye debido a su intenso fracturamiento, siguiendo así hasta la profundidad de la perforación (240.04 m).

- **Perforación PGT15-03**

El material obtenido de esta perforación presenta una capa de cobertura de suelo compuesta principalmente por arena y grava (0.00 m – 5.02 m), seguido de hornfels fracturado (RQD<50) y de regular calidad geomecánica (RMR promedio= 44 - 59) con presencia de enjambres de diques de andesita porfirítica poco fracturado y de regular calidad geomecánica (RMR promedio=56) hasta la profundidad de 354.15 m.

A partir de esta profundidad se presenta el cuerpo mineralizado de regular calidad geomecánica (RMR promedio=49), moderadamente fracturado, siguiendo así hasta la profundidad de la perforación (360.36 m).

El macizo rocoso presenta zonas conformadas por brechas de falla, donde el material se encuentra disgregado, tales como entre 9.40 m - 13.95 m, 164.83 m – 178.39 m y entre 348.09 m – 350.62 m.

- **Perforación PGT15-04**

El material obtenido de esta perforación presenta una capa de mineral conformado por hematita, actinolita y magnetita (0.00 m – 140.00 m) de regular calidad geomecánica y poco fracturamiento (RMR promedio=70, RQD>50), la cual presenta horizontes delgados de hornfels poco fracturado y de regular calidad geomecánica (RMR promedio=60).

A partir de 140.00 m de profundidad, se presenta roca hornfels fracturada (RQD<50) y de regular calidad geomecánica (RMR promedio=43-60). En el tramo comprendido entre 254.29 m y 295.18 se presenta hornfels muy

fracturado y de mala calidad geomecánica (RMR promedio=33) , siguiendo así hasta la profundidad de la perforación (309.03 m).

- **Perforación PGT15-05**

El material obtenido de esta perforación presenta una capa de cobertura de suelo compuesta principalmente por arena (0.00 m – 4.10 m), seguido de hornfels de mala calidad geomecánica (RMR promedio=38) con presencia de diques de andesita porfirítica y diorita fracturados y de regular calidad geomecánica (RMR promedio=57) hasta la profundidad de 192.79 m.

A partir de 192.79 m de profundidad, se presenta el cuerpo mineralizado de regular calidad geomecánica (RMR prom=65), moderadamente fracturado, siguiendo así hasta la profundidad de la perforación (225.49 m).

- **Perforación PGT15-06**

El material obtenido de esta perforación presenta una capa de cobertura de suelo compuesta principalmente por arena y grava (0.00 m – 1.00 m), seguido de hornfels de regular calidad geomecánica (RMR promedio=61), poco fracturado (RQD>50), con presencia de enjambres de diques de andesita porfirítica poco fracturado (RMR promedio=61-65) y mineral de regular calidad geomecánica (RMR promedio=66-80), siguiendo así hasta la profundidad de la perforación (188.63 m).

- **Perforación PGT15-07**

El material obtenido de esta perforación presenta una capa de cobertura de suelo compuesta principalmente por arena y grava (0.00 m – 18.51 m), seguido de hornfels de mala calidad geomecánica (RMR promedio=35) hasta la profundidad de 105.18 m, posteriormente se encuentra el cuerpo mineralizado de regular calidad geomecánica (RMR promedio=62).

El macizo rocoso presenta zonas conformadas por brechas de falla, donde el material se encuentra disgregado, tales como entre 37.48 m y 77.92 m.

8.5 ZONIFICACIÓN GEOMECÁNICA

Del análisis e interpretación de los datos de campo evaluados en las labores del Tajo CGI, se han identificado cinco (05) dominios estructurales bien diferenciados. Estos dominios presentan las siguientes características estructurales:

- **Zona Suroeste (I)**

La Zona Suroeste está conformada superficialmente por macizos rocosos de regular calidad geomecánica (RMR=41-59), en profundidad el RMR varía entre 36 y 56.

Litológicamente está constituido principalmente por hornfels, cortado por una secuencia de diques andesíticos de textura porfírica y en menor área zonas de óxidos. Presenta un principal sistema de fracturamiento NW-SE con buzamiento de alto ángulo (N331°/75°), paralelo a la tectónica andina asociado al fallamiento regional andino, y un segundo sistema de discontinuidades con dirección NE-SW de alta inclinación (N245°/78°). En este sector la concentración de polos predominante se encuentra en el tercer cuadrante de la red estereográfica, lo que indica que para taludes con direcciones de buzamiento comprendida entre 0° y 90°, es más probable la formación de deslizamientos tipo cuñas y/o planares.

- **Zona Sureste Central (II)**

La Zona Sureste - Central está conformada superficialmente por macizos rocosos de regular calidad geomecánica (RMR=59), en profundidad el RMR varía entre 36 y 56.

Litológicamente está constituido principalmente por hornfels, cortado por diques andesíticos de textura porfírica. Presenta un principal sistema de fracturamiento NE-SW con buzamiento de alto ángulo (N240°/54°) y un segundo sistema de discontinuidades con dirección N-S de alta inclinación (N004°/50°). En este sector la concentración de polos predominante se

encuentra en el cuarto cuadrante de la red estereográfica, lo que indica que para taludes con direcciones de buzamiento comprendida entre 270° y 360° , es más probable la formación de deslizamientos tipo cuñas y/o planares.

- **Zona Este - Sureste Central (III)**

La Zona Este – Sureste Central está conformada superficialmente por macizos rocosos de mala y regular calidad geomecánica (RMR=28-58), de la misma manera en profundidad el RMR varía entre 35 y 62.

Litológicamente está constituidos principalmente por hornfels, cortado por una secuencia de diques andesíticos de textura porfirítica, de distribución tabular, formando cuerpos paralelos, y presenta escasas zonas de óxidos. Presenta un principal sistema de fracturamiento N-S con buzamiento de bajo ángulo ($N181^\circ/34^\circ$) y un segundo sistema de discontinuidades con dirección NW-SE de alta inclinación ($N309^\circ/70^\circ$). En este sector la concentración de polos predominante se encuentra en el tercer y cuarto cuadrante de la red estereográfica, lo que indica que para taludes con direcciones de buzamiento comprendida entre 270° y 90° , es más probable la formación de deslizamientos tipo cuñas y/o planares.

- **Zona Norte - Noreste (IV)**

La Zona Norte – Noreste está conformada superficialmente por macizos rocosos de mala y regular calidad geomecánica (RMR=29-60), de la misma manera en profundidad el RMR varía entre 38 y 65.

Litológicamente están constituidos principalmente por hornfels, zonas de óxidos y diques andesíticos de textura porfirítica. Presenta un principal sistema de fracturamiento NW-SE con buzamiento de alto ángulo ($N154^\circ/80^\circ$), paralelo a la tectónica andina asociado al fallamiento regional andino, y un segundo sistema de discontinuidades con dirección NE-SW de baja inclinación ($N223^\circ/30^\circ$). En este sector la concentración de polos predominante se encuentra en el primer cuadrante de la red estereográfica, lo que indica que para taludes con direcciones de buzamiento comprendida

entre 180° y 270°, es más probable la formación de deslizamientos tipo cuñas y/o planares.

- **Zona Noroeste Central (V)**

La Zona Noroeste Central está conformada superficialmente por macizos rocosos de regular calidad geomecánica (RMR=51-62), de la misma manera en profundidad el RMR varía entre 44 y 63.

Litológicamente está constituidos principalmente por hornfels, diques andesíticos de textura porfiritica y zonas de óxidos. Presenta un principal sistema de fracturamiento NE-SW con buzamiento de alto ángulo (N047°/75°), y un segundo sistema de discontinuidades con dirección NW-SW de alta inclinación (N158°/77°). En este sector la concentración de polos predominante se encuentra en el segundo cuadrante de la red estereográfica, lo que indica que para taludes con direcciones de buzamiento comprendida entre 90° y 180°, es más probable la formación de deslizamientos tipo cuñas y/o planares.

8.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE BANCOS

En el Tajo CGI, se identificaron algunos deslizamientos tipo planar y tipo cuña con factores de seguridad pseudo - estáticos menores que 1.0, en estas zonas se recomienda un desquinche selectivo con la finalidad de eliminar los bloques de roca que están a punto de caer y/o deslizarse. No se ha identificado vuelco de estratos inestables.

Se recomienda que en cada etapa de desarrollo del tajo se ejecuten análisis adicionales de estabilidad de deslizamientos planos, cuñas y vuelco de estratos en los bancos excavados.

8.7 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y MODELAMIENTO NUMÉRICO

Para el diseño proyectado del tajo, los factores de seguridad son mayores que 1.5 en la condición estática y mayores que 1.0 para la condición pseudo -

estática, con lo que se verifica que los taludes globales son estables y seguirán siendo estables luego del corte proyectado.

Para las condiciones actuales y proyectadas, se verificó numéricamente los factores de seguridad obtenidos y se evaluó los factores de seguridad considerando varias fases de excavación, siendo los taludes estables en todos los casos.

De la comparación de resultados entre el factor de seguridad obtenido con métodos numéricos y el obtenido con métodos de equilibrio límite se observa que los obtenidos con Phase2 son ligeramente menores que los obtenidos con Slide. Con ambos criterios los taludes son estables.

9. RECOMENDACIONES GEOMECANICAS

9.1 INVESTIGACIONES GEOMECÁNICAS

Se ha concluido que la investigación geomecánica a nivel superficial es adecuada, se cuenta con una considerable cantidad de información geomecánica, geológica y geotécnica para evaluar la estabilidad de taludes. Sin embargo, la cantidad de información geomecánica en profundidad es insuficiente, debido al número reducido de taladros diamantinos y a las distancias entre las perforaciones.

Debido a lo mencionado en el párrafo anterior, se recomienda ampliar la investigación geomecánica en profundidad realizando perforaciones diamantinas adicionales y/o complementarias para poder definir de mejor manera la zonificación geomecánica y optimizar el diseño de los taludes del tajo proyectado.

Se propone la ejecución de por lo menos 8 perforaciones diamantinas complementarias, de las cuales 4 son verticales y 4 son orientadas. La finalidad de su ejecución es la siguiente:

- Realizar la medición de discontinuidades del macizo rocoso en profundidad.
- Determinar el grado de fracturamiento del macizo rocoso en profundidad.

- Obtener parámetros para la caracterización geomecánica en profundidad (RMR, GSI).
- Caracterización litológica del macizo rocoso en profundidad.
- Extraer muestras representativas de roca intacta para ejecutar ensayos de laboratorio adicionales, con la finalidad de caracterizar y definir de mejor manera la zonificación geomecánica y los parámetros de resistencia de los macizos rocosos en profundidad.

Se recomienda que dos de las perforaciones diamantinas propuestas se realicen en la Zona Norte y Este del tajo para definir de mejor manera la zonificación geomecánica en estos sectores. Como se mencionó anteriormente en estos sectores la información es insuficiente.

Durante la distintas etapas del desarrollo del tajo, se recomienda realizar estaciones geomecánicas adicionales con la finalidad de evaluar la calidad geomecánica del macizo rocoso (RMR, GSI). Esta información permitirá complementar el conocimiento que se tiene sobre el macizo rocoso sobre el cual se está realizando la excavación.

9.3 SUPERVISIÓN DE LAS INVESTIGACIONES PROPUESTAS

Se recomienda realizar la supervisión de las perforaciones diamantinas propuestas para asegurar la calidad de la información que se obtendrá. Para verificar el estado real del grado de fracturamiento se recomienda perforar y extraer las muestras con el método triple tubo, ya que en las perforaciones realizadas se encontraron niveles anómalos de roca muy fracturada. Asimismo esta supervisión controlará la velocidad de la perforación para evitar el fracturamiento excesivo del macizo rocoso. La recuperación mínima requerida será del 85% en suelo y/o roca.

Se recomienda que la toma de datos de las perforaciones propuestas sea realizada por un ingeniero geólogo – geotécnico permanente en el terreno y con amplia experiencia en geomecánica (por lo menos 2 años de experiencia).

Para la perforación de los pozos orientados se recomienda la medición de una línea de control con el equipo REFLEX o similar para medios magnéticos, esto ayudará a definir la ubicación exacta de las discontinuidades presentes en el macizo rocoso. Se determinará el ángulo alfa, beta y gamma, que son los que definen la ubicación espacial de una discontinuidad.

Se recomienda utilizar generalmente el diámetro HQ para todos los sondeos y excepcionalmente NQ de ser necesario al momento de perforar en terreno con presencia de fallas, macizos muy fragmentados, etc.

Se recomienda que las muestras obtenidas de las perforaciones, con fines de ejecutar ensayos de laboratorio, deben tener una longitud de por lo menos el doble del diámetro del testigo (sin considerar los extremos irregulares que deben ser tallados). Para los ensayos de compresión simple y triaxial, las muestras deben tener una textura uniforme y estar libre de fracturas. Si la muestra contiene fracturas, entonces los resultados del ensayo serán cuestionables y de valor limitado.

Se recomienda realizar el control ante la posible presencia del nivel freático mediante la sonda eléctrica al inicio y al final de las guardias de perforación.

10. BIBLIOGRAFIA

- Barton, N. y Choubey, V., 1977. The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. Rock Mechanics.
- Bieniawski, Z. T., 1989, Engineering Classification of Rock. Jonh Wiley & Sons, New York.
- CSIRO, 2009. Guidelines for Open Pit Slope Design: Editors J. Read and P. Stacey, CRC Press/Balkema Publishing.
- Gonzales de Vallejo, L.I., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C., 2012. Ingeniería Geológica. Prentice Hall.
- G&E Laboratory, 2017. Estudio de Estabilidad de Taludes y Zonas de Riesgo de la Mina 14
- Hoek, E. y Brown, E.T., 1980. Empirical Strength Criterion for Rock Masses. Journal of the Geotechnical Engineering Division.
- Hoek E. & Brown E. T., 1997, Practical Estimatives of Rock Mass Strength, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 34, 8, 1165-1186.
- Hoek, E., Kaiser, P.K. y Bawden, W.F., 1995. Support of Underground Excavation in Hard Rock. Balkema, Rotterdam.
- Hoek, E., Carranza - Torres, C.T. y Corkum, B., 2002. Hoek-Brown Failure Criterion-2002 Edition.
- Rocscience. Dips Version 6.0, 2012. Graphical and Statistical Analysis of Orientation Data.
- Rocscience. Slide Version 6.0, 2012. Limit Equilibrium Slope Stability Analysis.
- Rocscience. Phase2 Version 8.0, 2012. Finite Element Slope Stability Analysis.
- Rocscience. Rocdata Version 4.0, 2014. Rock, Soil and Discontinuities Strength Analisis

- Rocscience. Rocplane Version 2.0, 2009. Planar Sliding Stability for Rock Slopes
- Rocscience. Swedge Version 5.0, 2009. 3D Surface Wedge Analysis for Slopes

11. ANEXOS

- Anexo 1: Análisis cinemático del macizo rocoso
- Anexo 2: Análisis de estabilidad local
- Anexo 3: Análisis de estabilidad global
- Anexo 4: Modelamiento numérico
- Anexo 5: Figuras

ANEXO 1

ANÁLISIS CINEMÁTICO DEL MACIZO ROCOSO

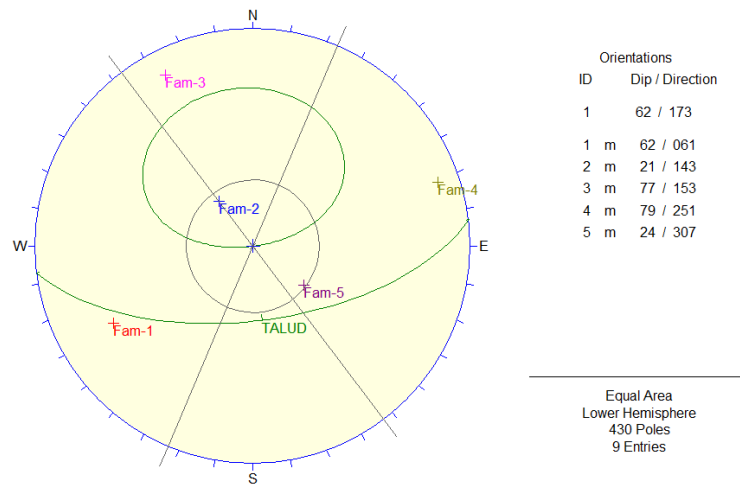


Figura N° 1: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-01).

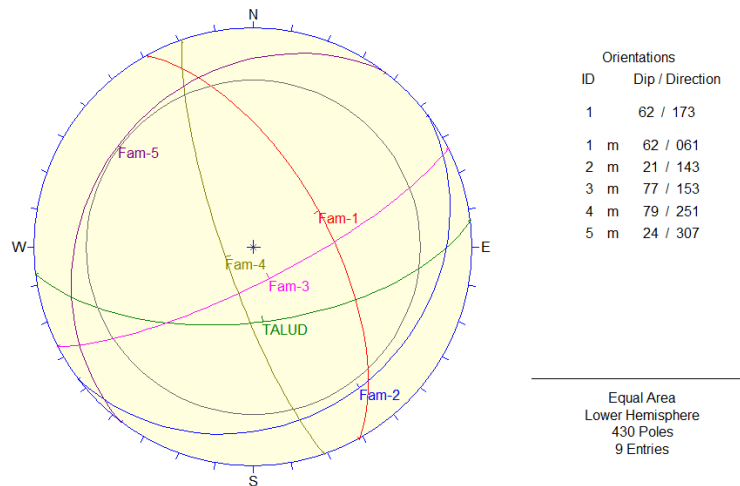


Figura N° 2: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-01).

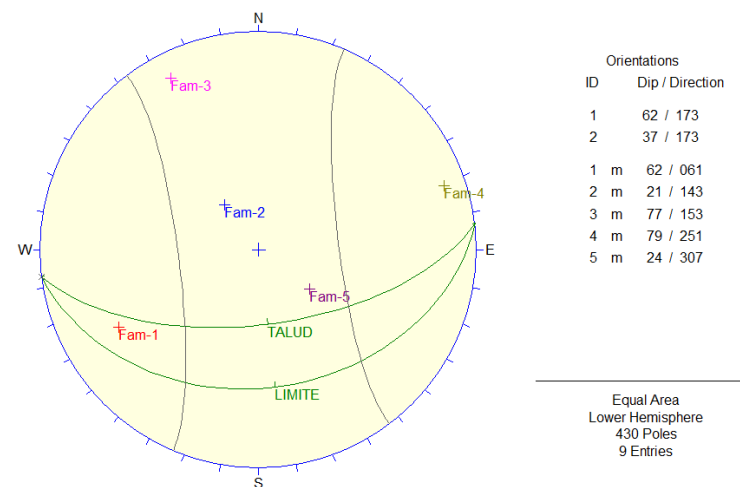


Figura N° 3: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-01).

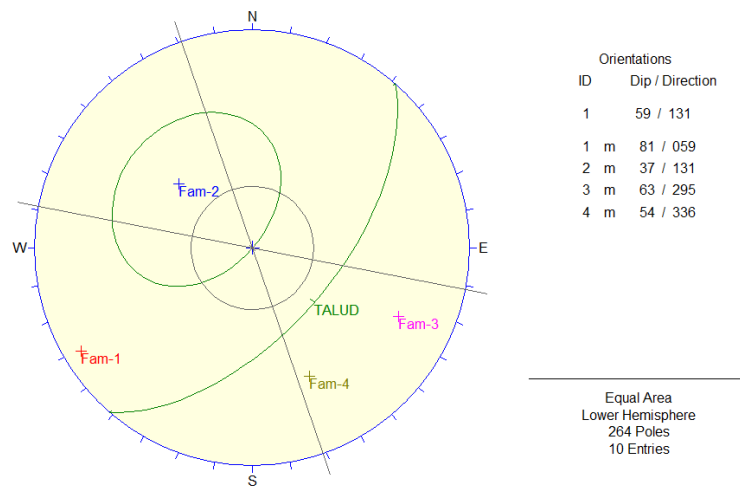


Figura N° 4: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-02).

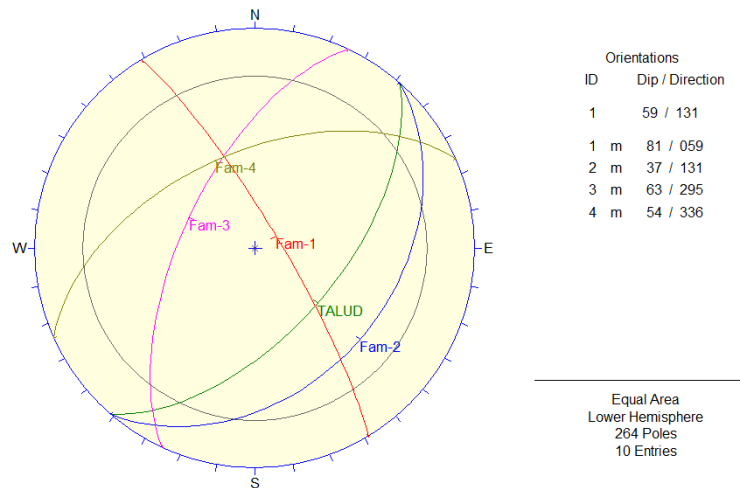


Figura N° 5: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-02).

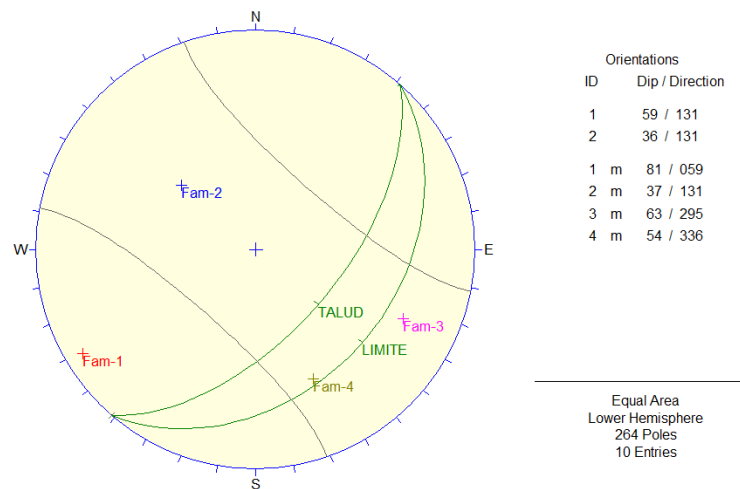


Figura N° 6: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-02).

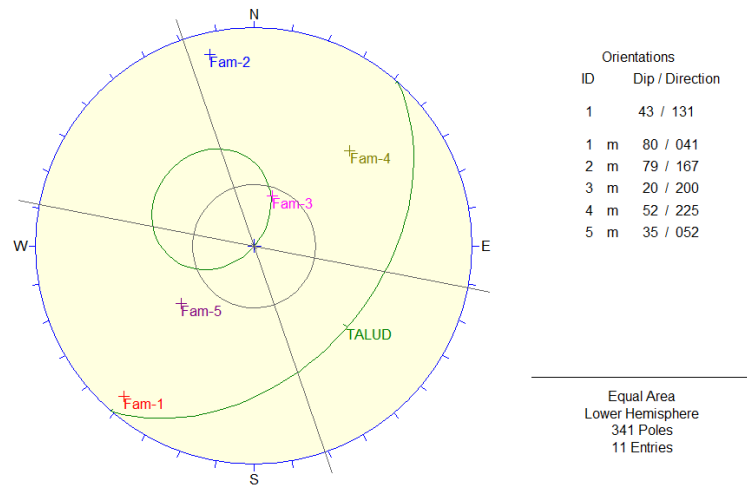


Figura N° 7: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-03).

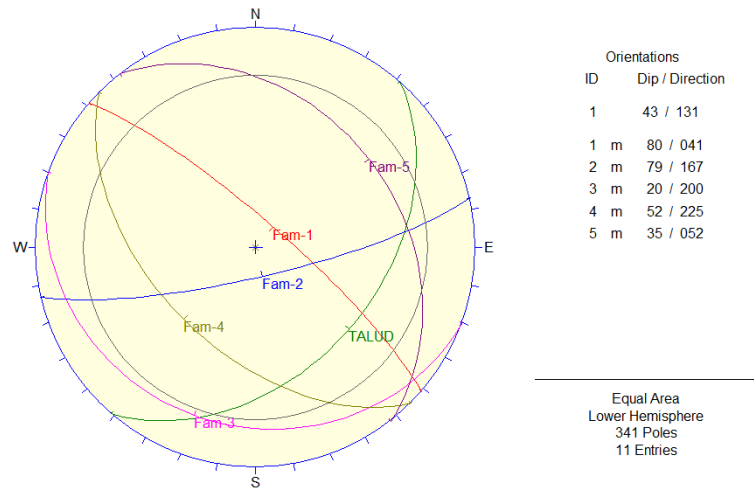


Figura N° 8: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-03).

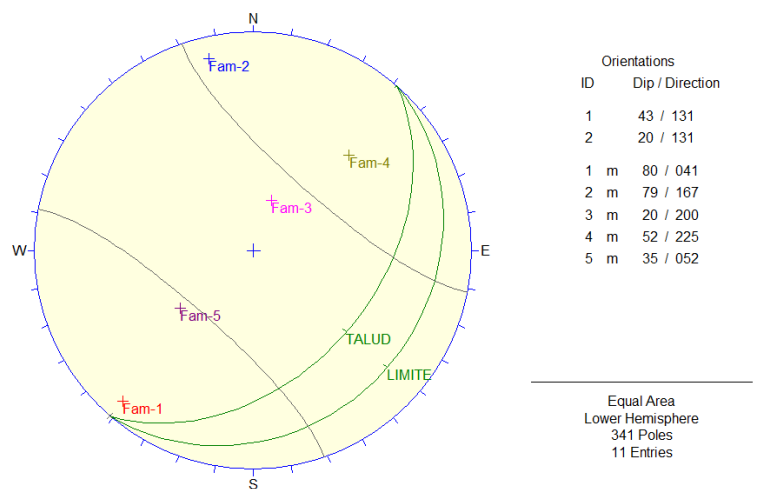


Figura N° 9: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-03).

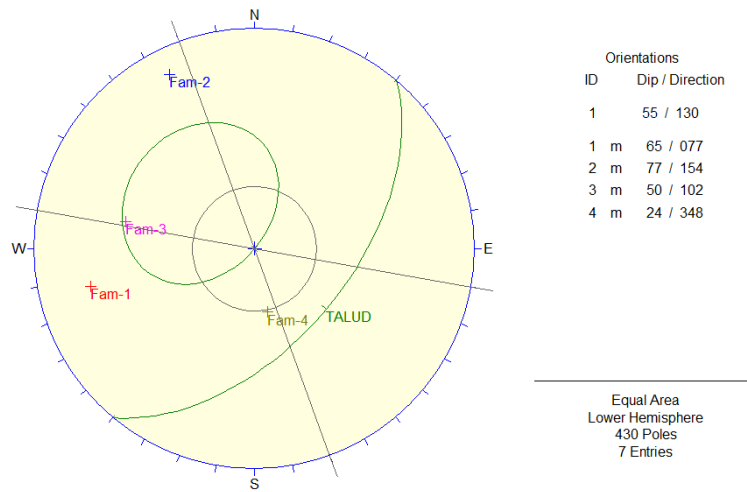


Figura N° 10: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-04).

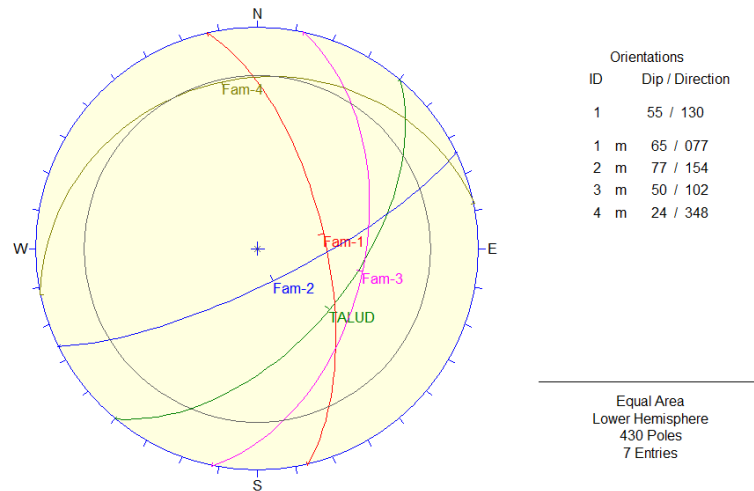


Figura N° 11: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-04).

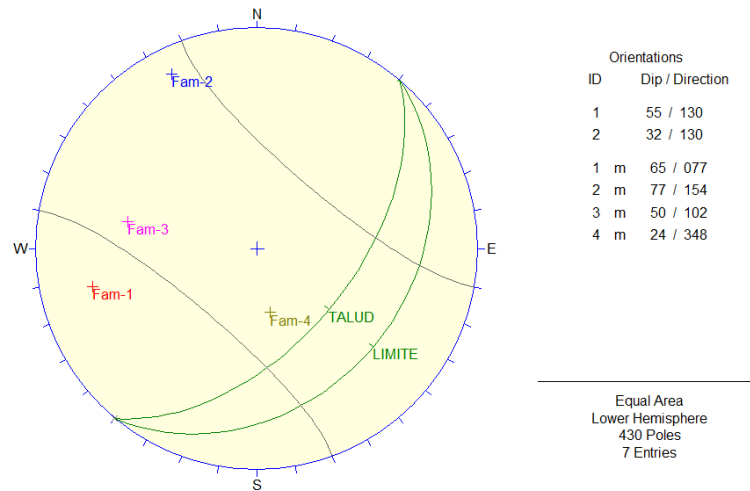


Figura N° 12: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-04).

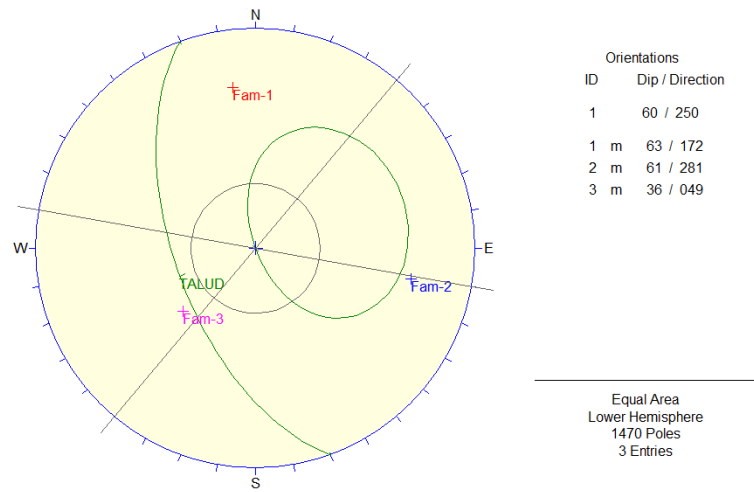


Figura N° 13: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-05).

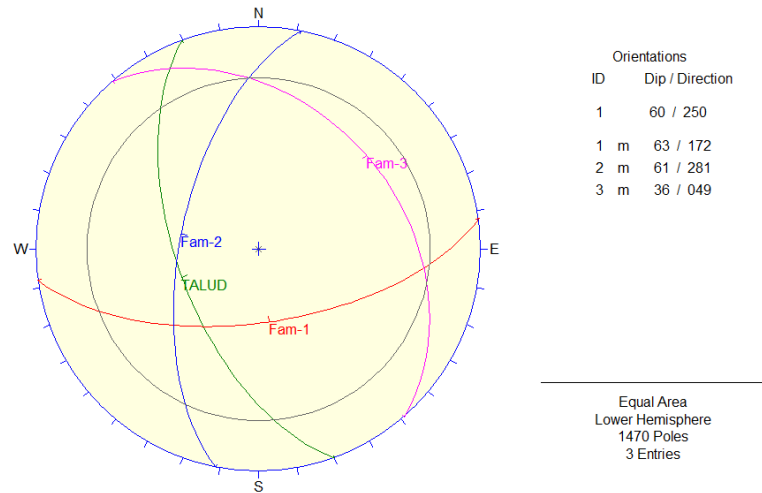


Figura N° 14: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-05).

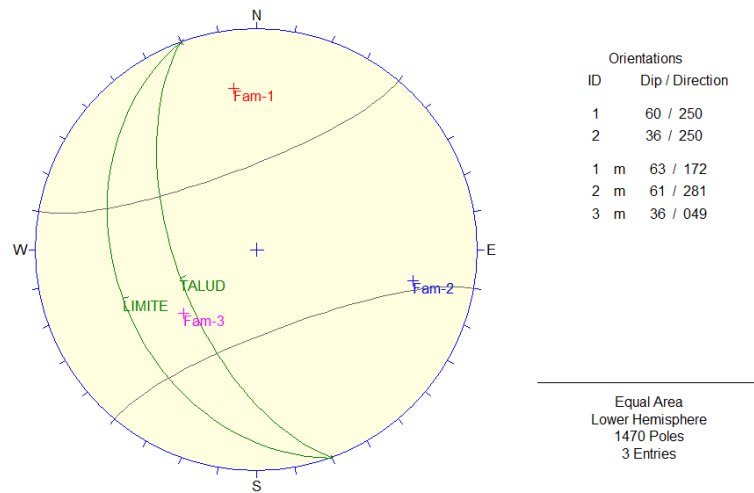


Figura N° 15: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-05).

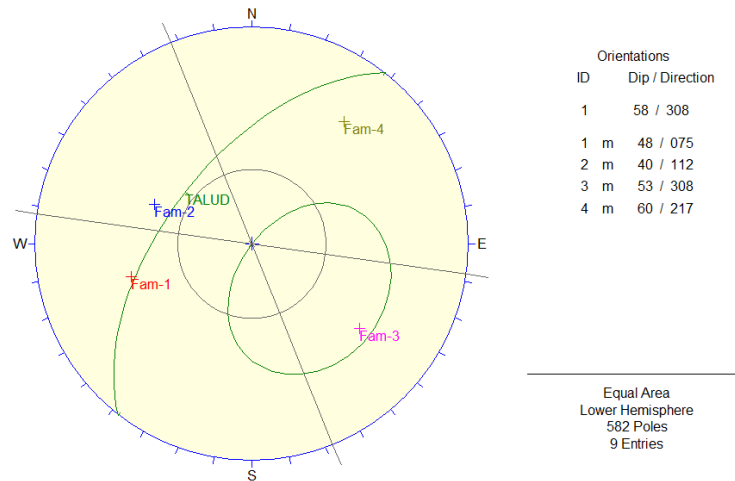


Figura N° 16: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-06).

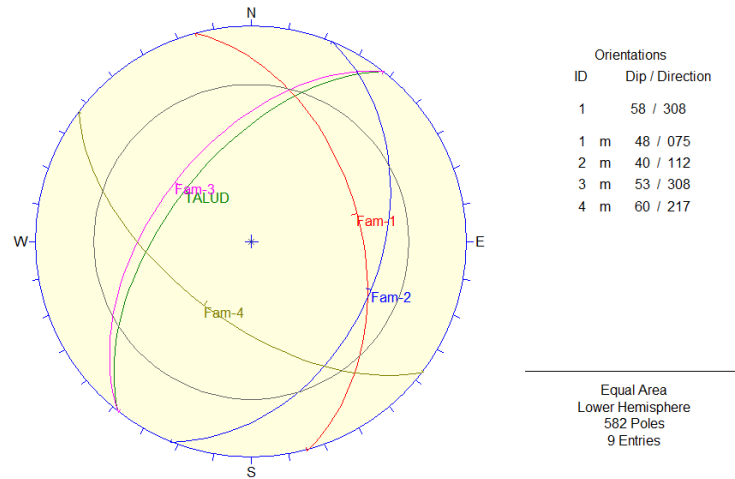


Figura N° 17: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-06).

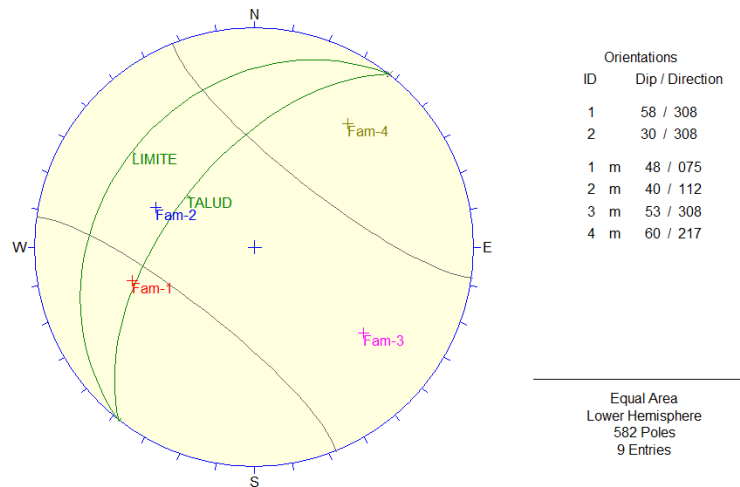


Figura N° 18: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-06).

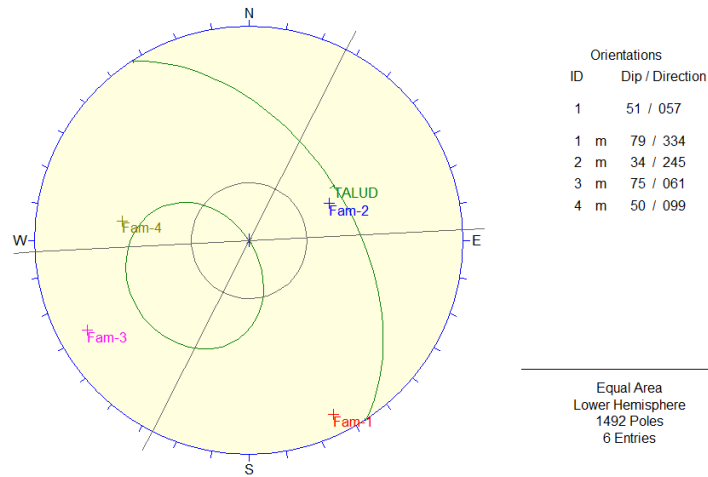


Figura N° 19: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-07).

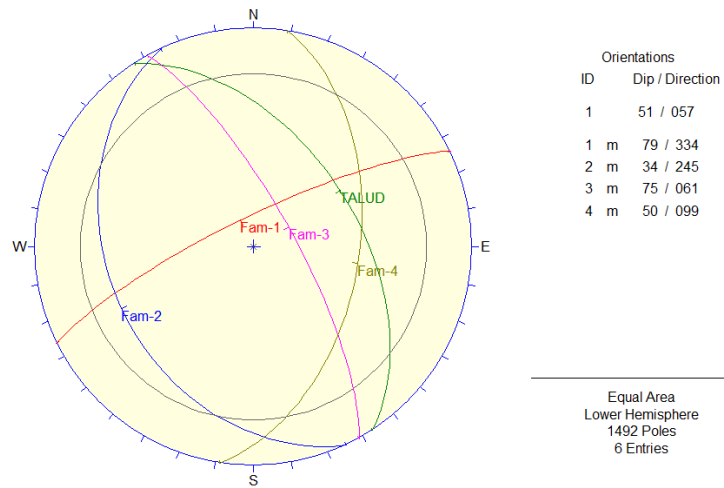


Figura N° 20: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-07).

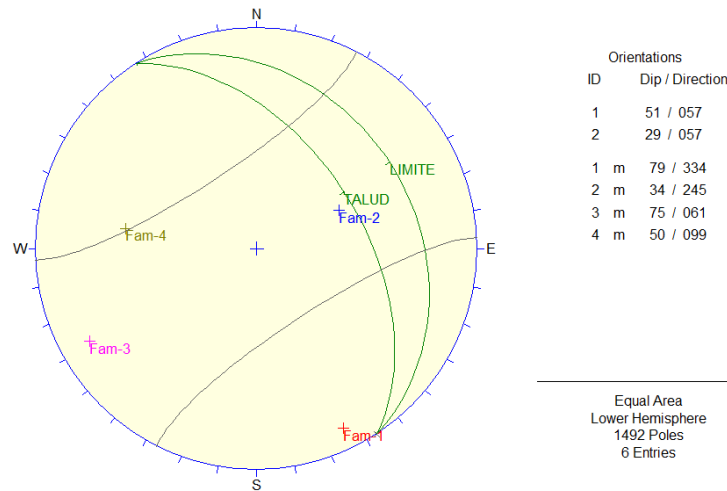


Figura N° 21: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-07).

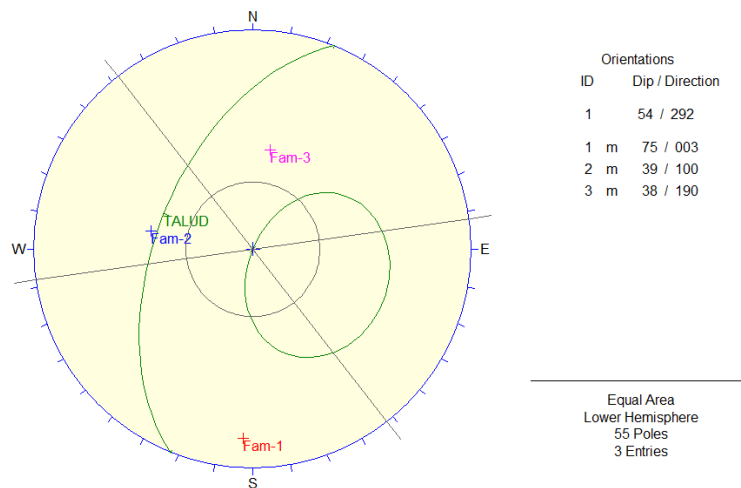


Figura Nº 22: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-08).

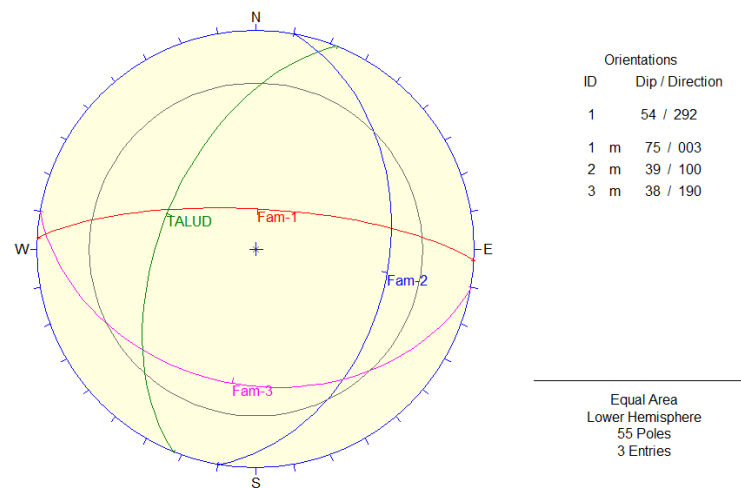


Figura Nº 23: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-08).

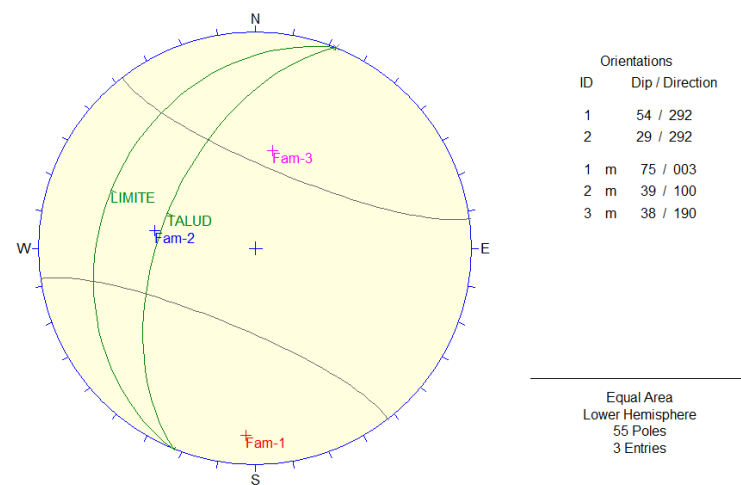


Figura Nº 24: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-08).

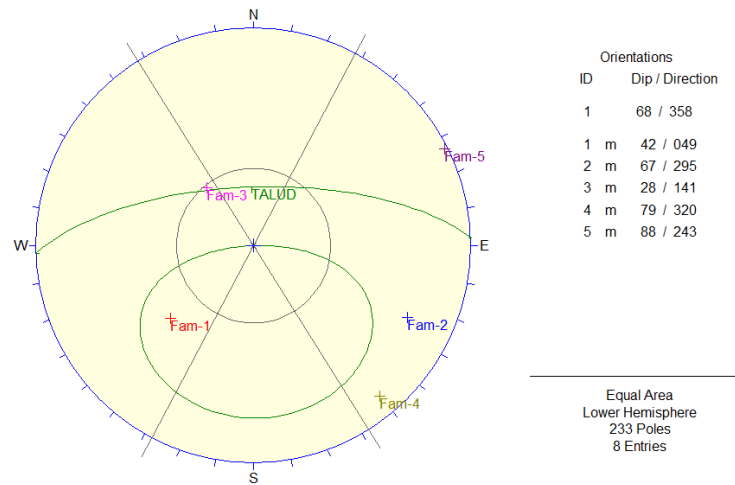


Figura N° 25: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-09).

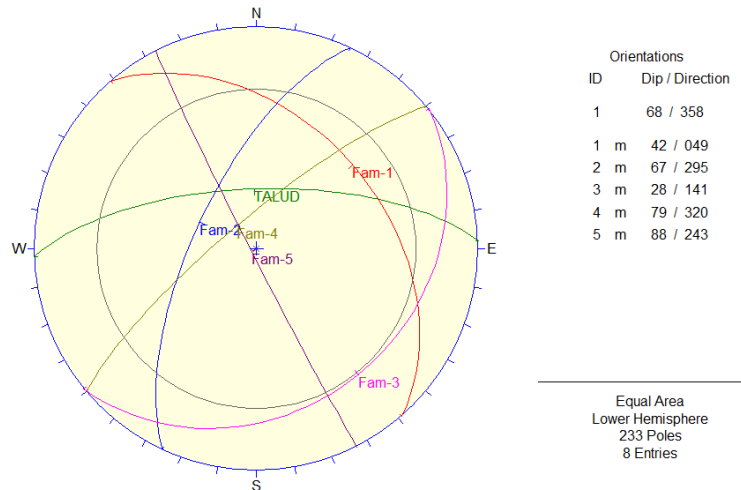


Figura N° 26: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-09).

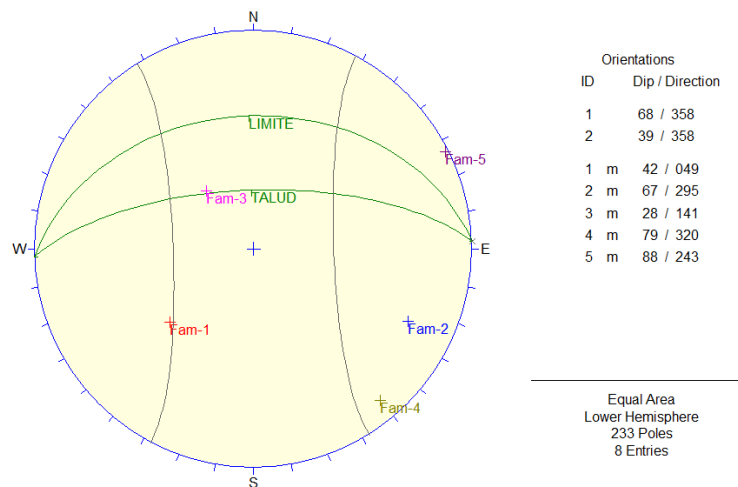


Figura N° 27: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-09).

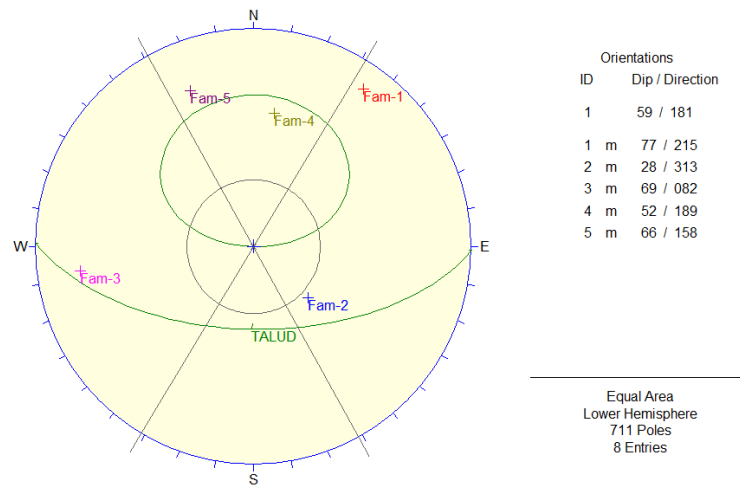


Figura N° 28: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-10).

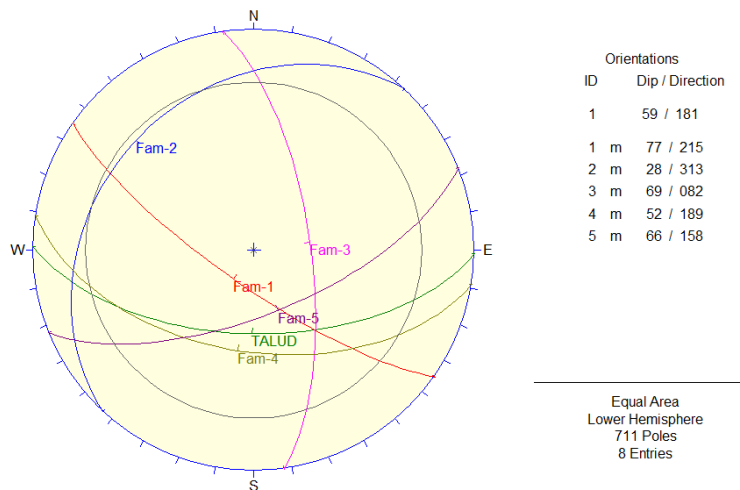


Figura N° 29: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-10).

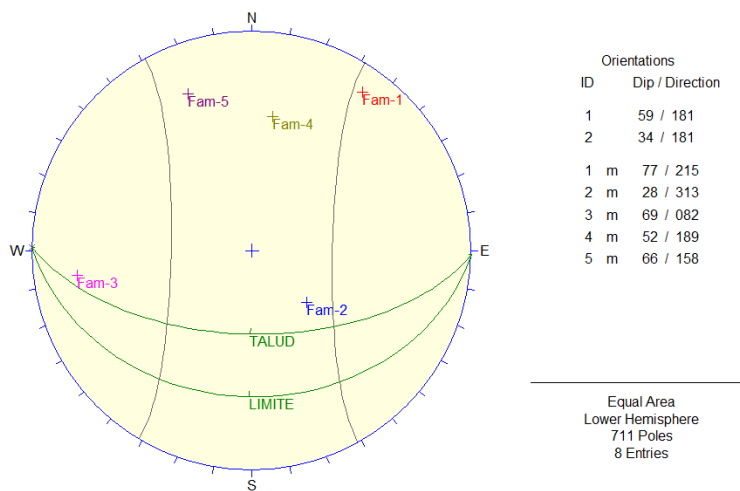


Figura N° 30: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-10).

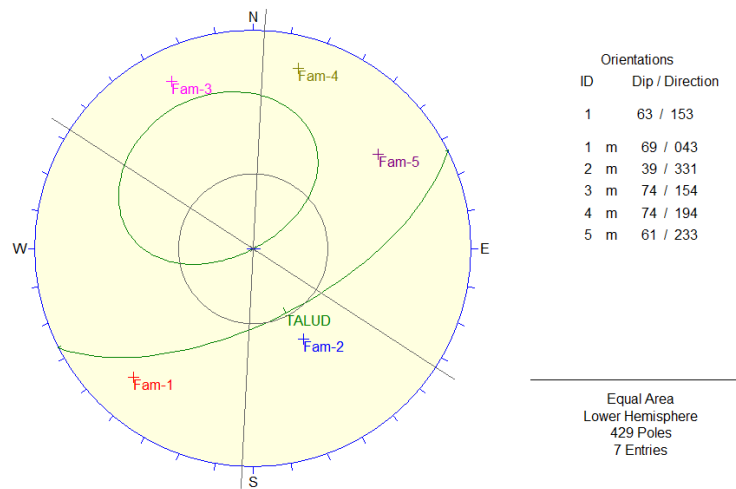


Figura N° 31: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-11).

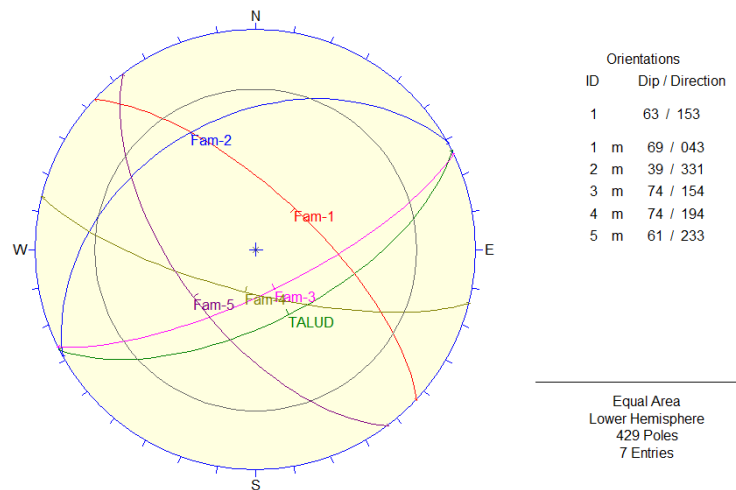


Figura N° 32: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-11).

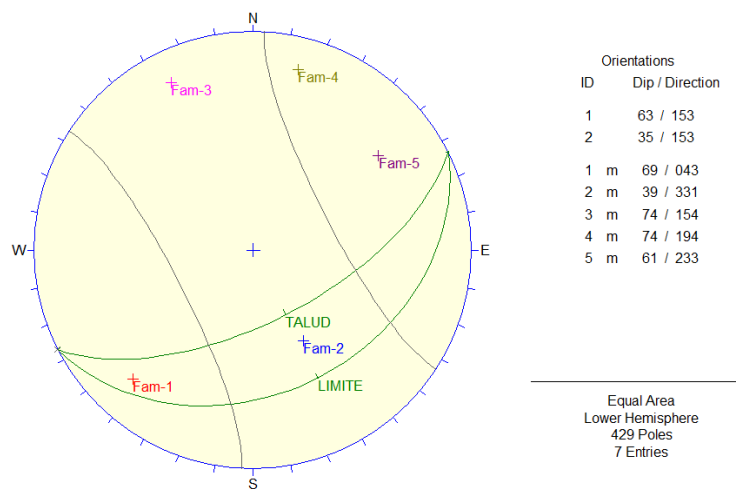


Figura N° 33: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-11).

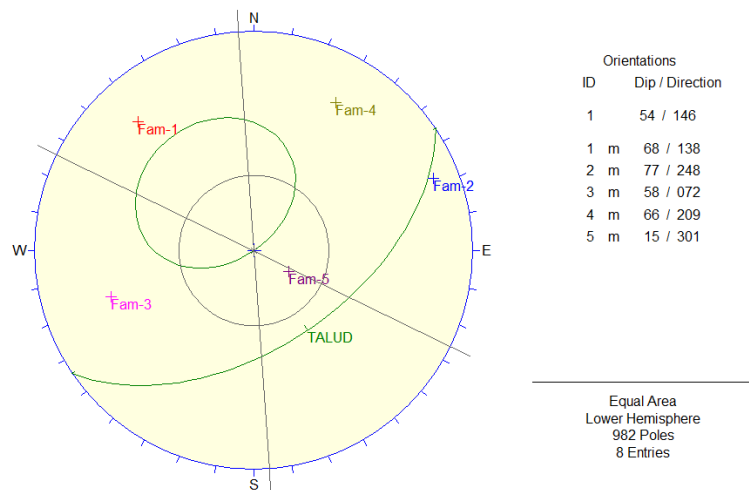


Figura N° 34: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-12).

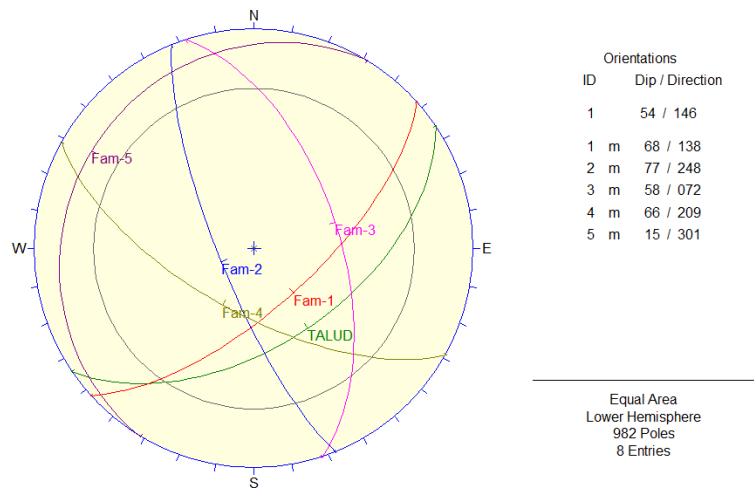


Figura N° 35: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-12).

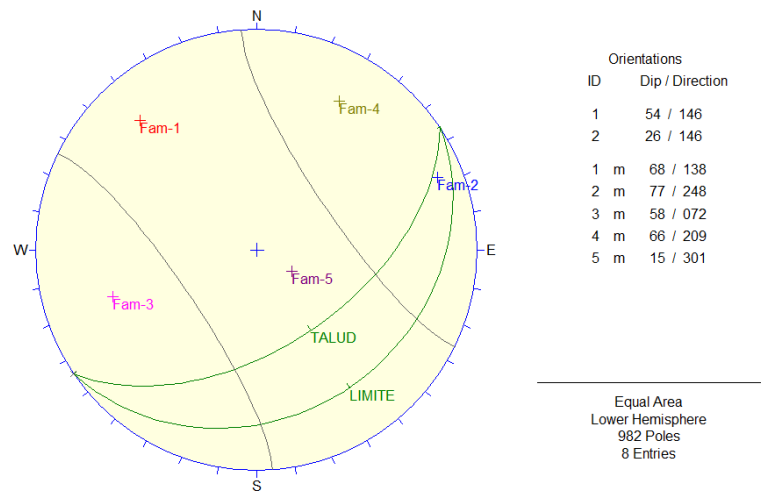


Figura N° 36: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-12).

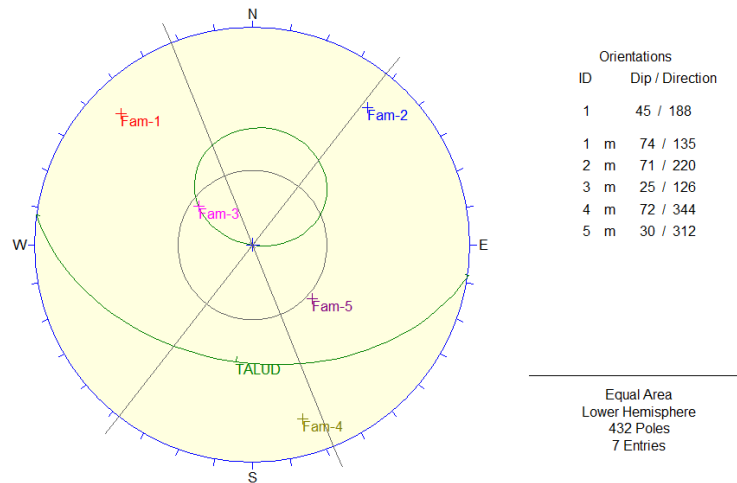


Figura N° 37: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-13).

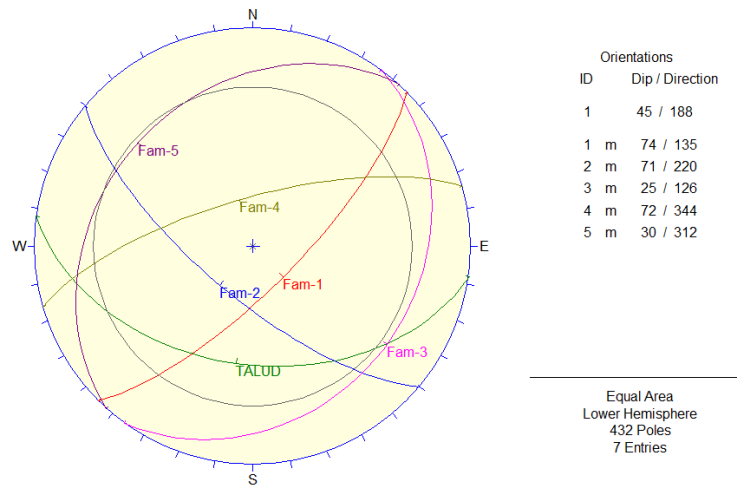


Figura N° 38: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-13).

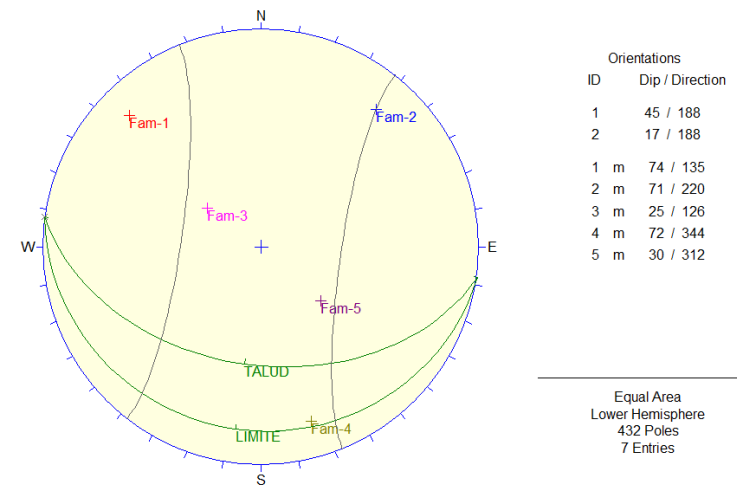


Figura N° 39: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-13).

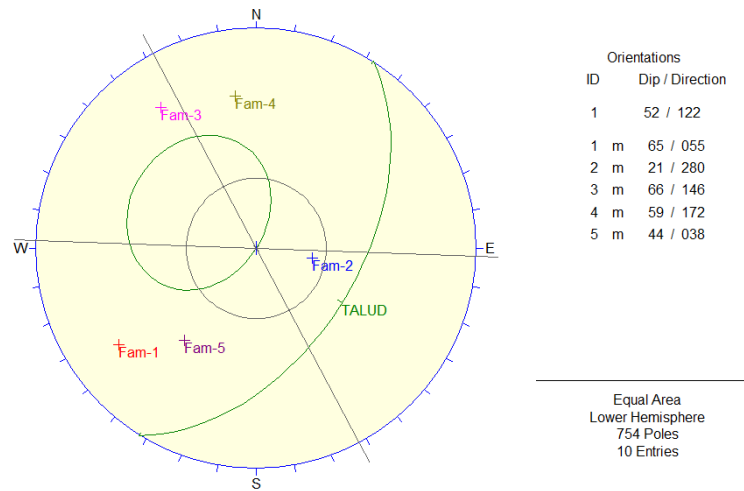


Figura N° 40: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-14).

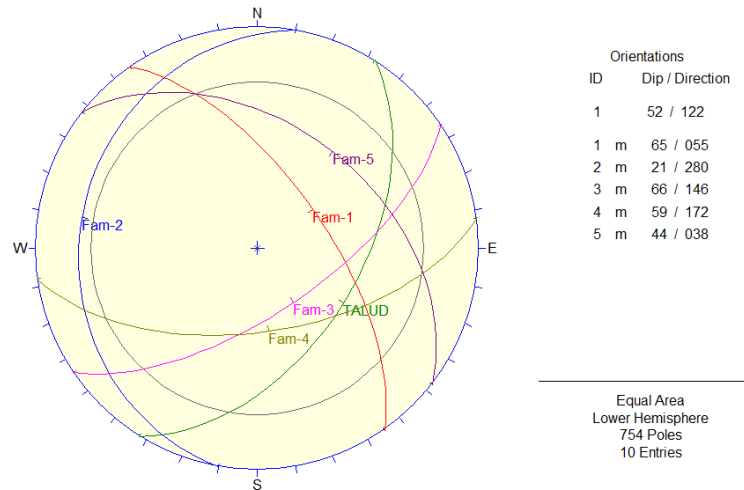


Figura N° 41: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-14).

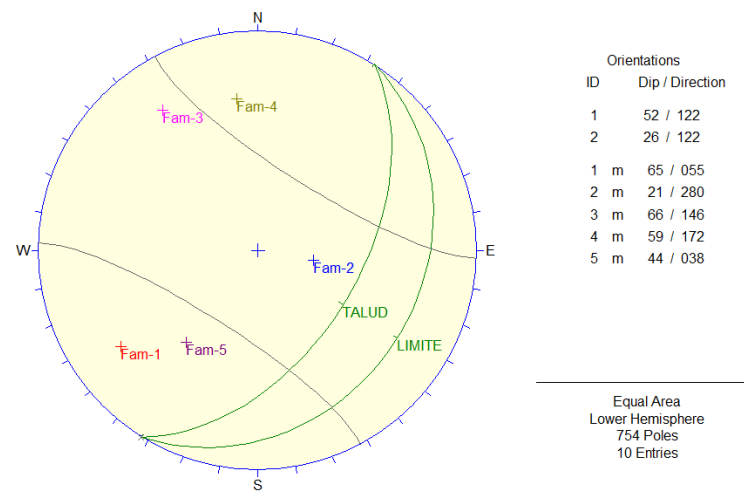


Figura N° 42: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-14).

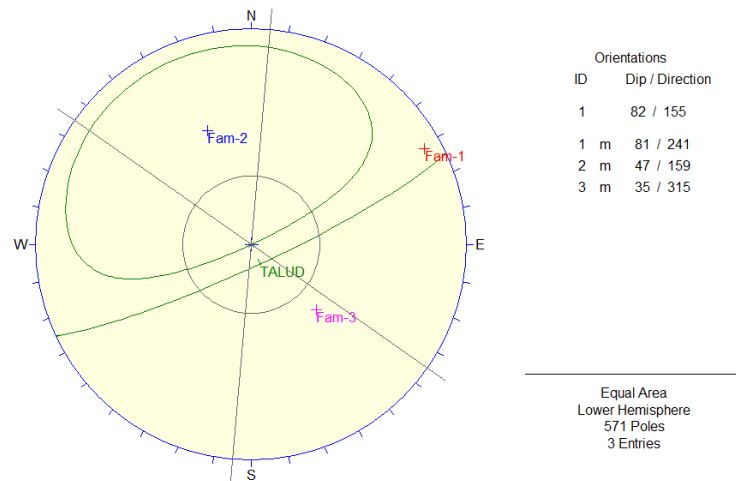


Figura N° 43: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-15).

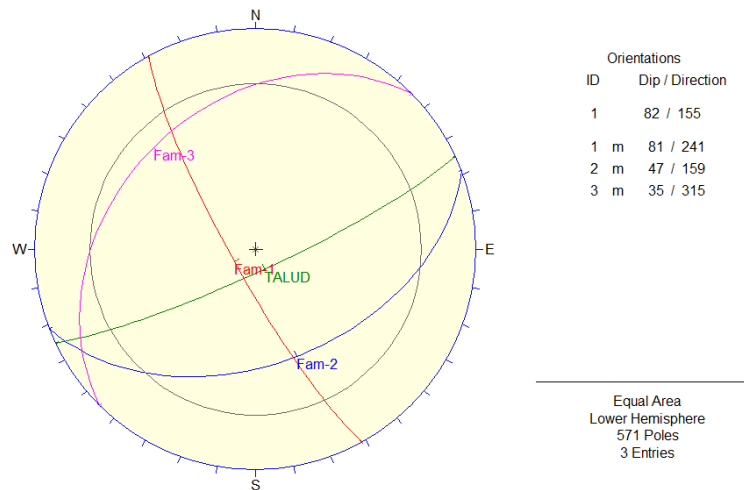


Figura N° 44: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-15).

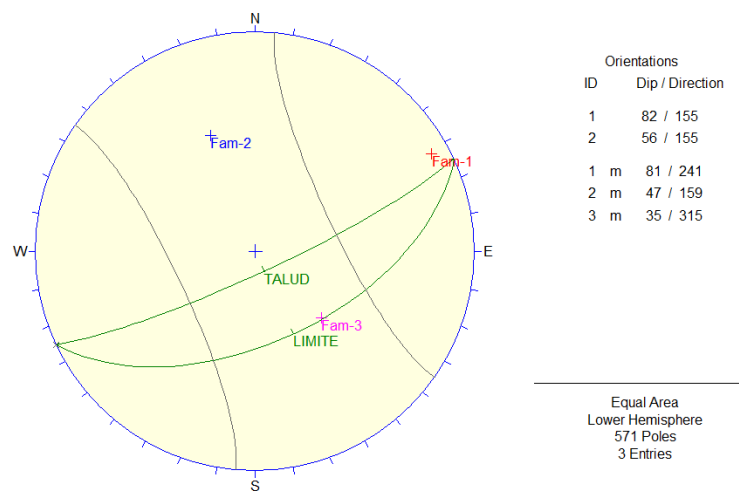


Figura N° 45: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-15).

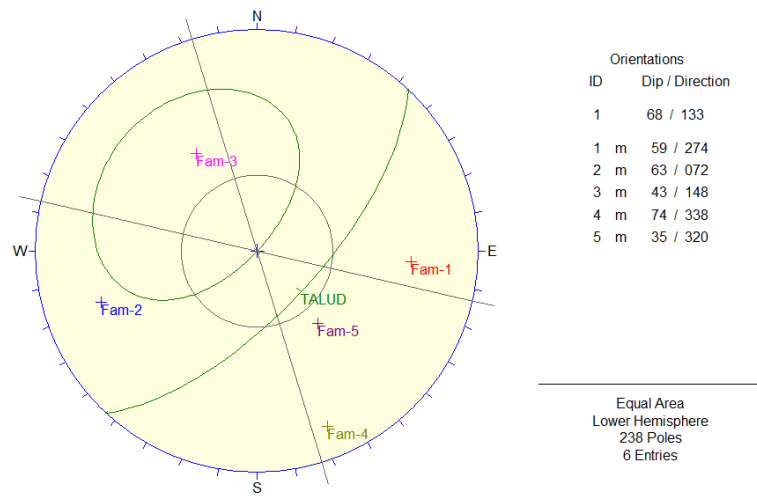


Figura Nº 46: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-16).

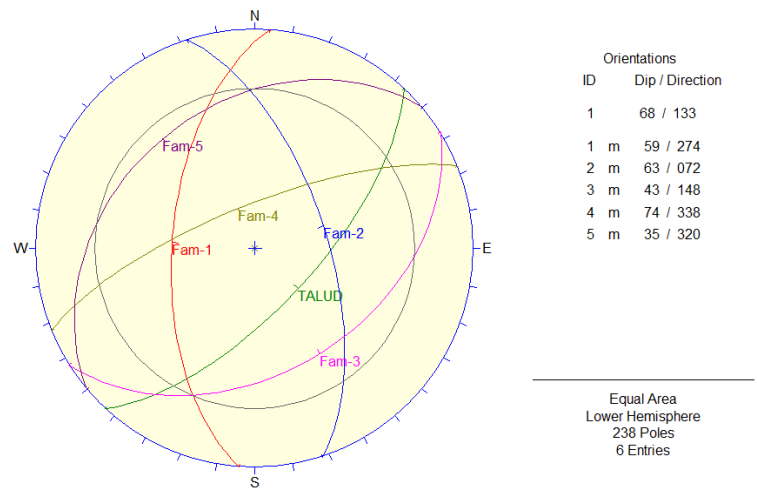


Figura Nº 47: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-16).

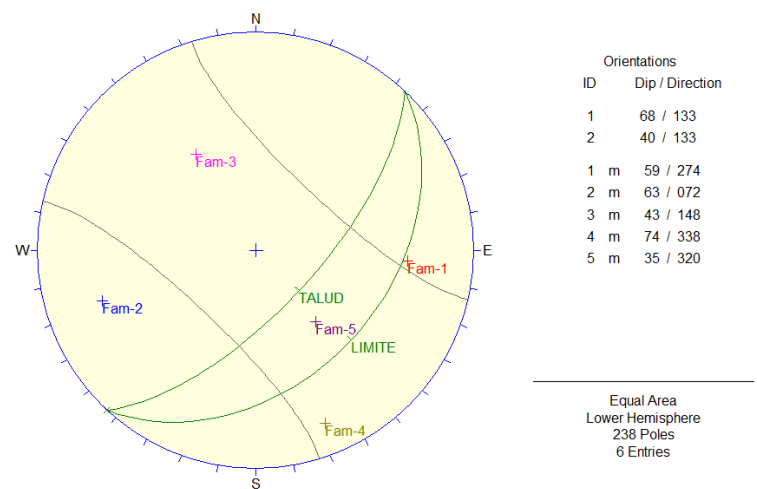


Figura Nº 48: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-16).

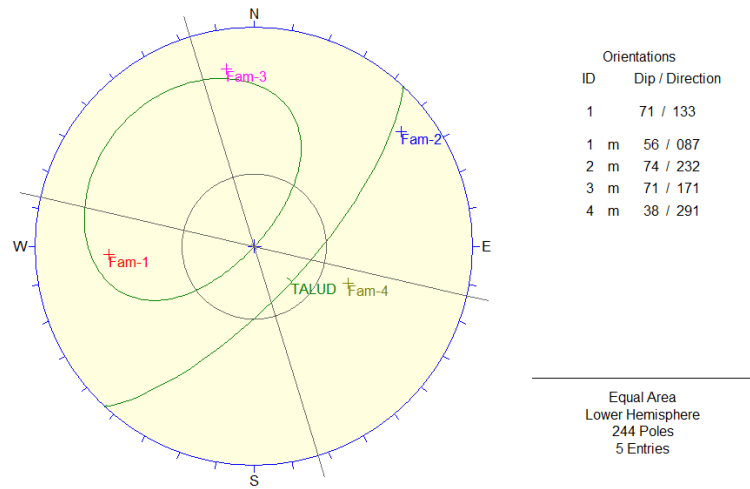


Figura Nº 49: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-17).

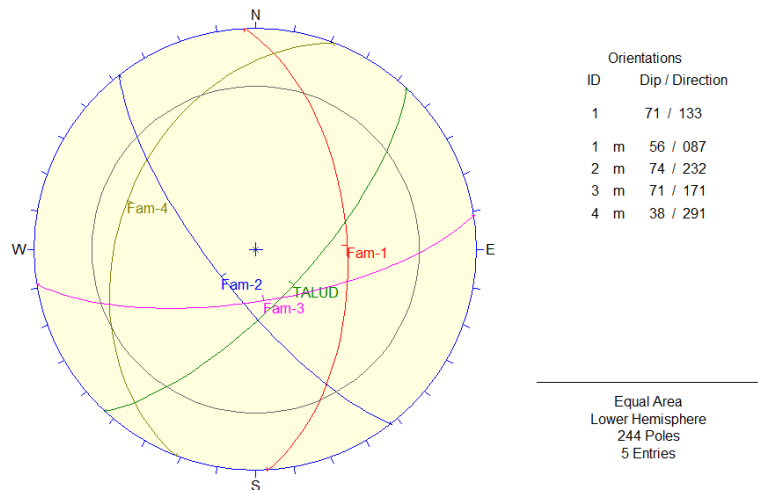


Figura Nº 50: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-17).

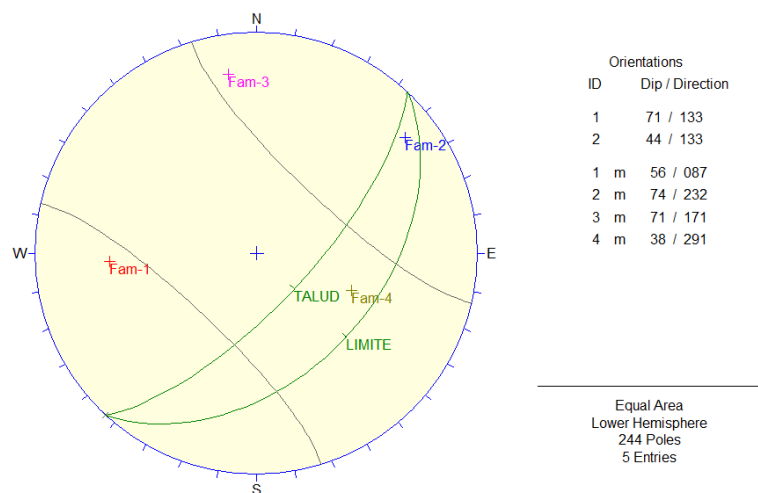


Figura Nº 51: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-17).

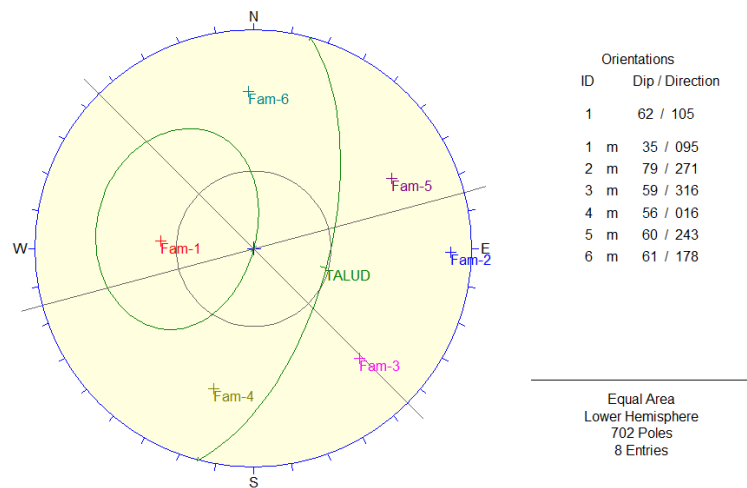


Figura N° 52: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-18).

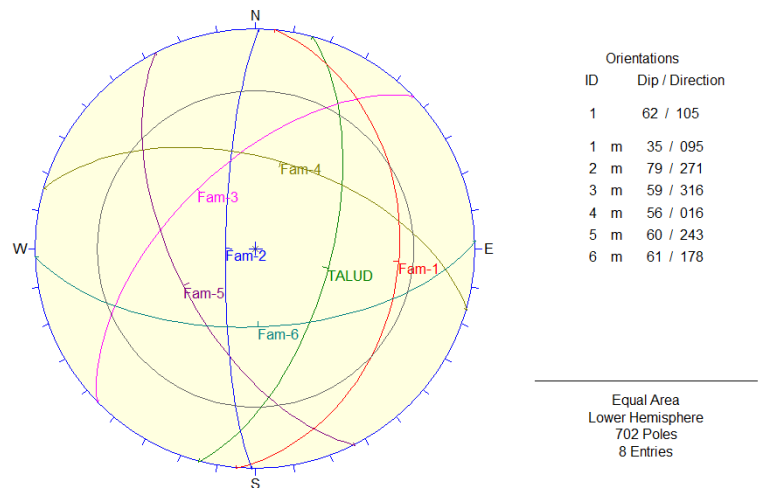


Figura N° 53: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-18).

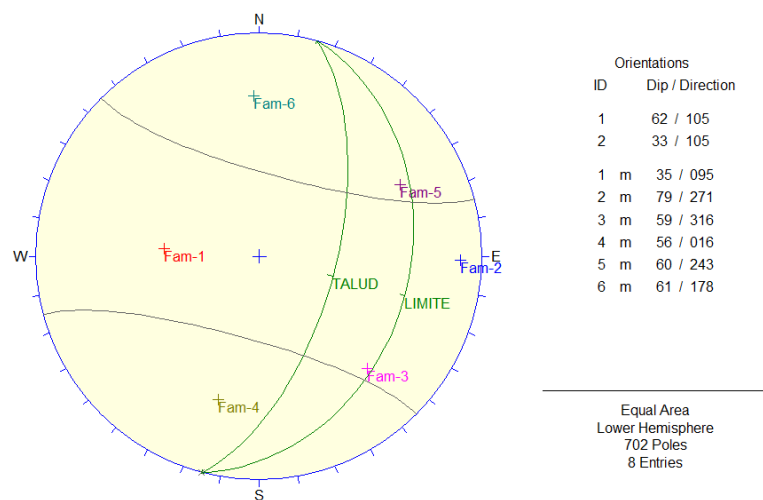


Figura N° 54: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-18).

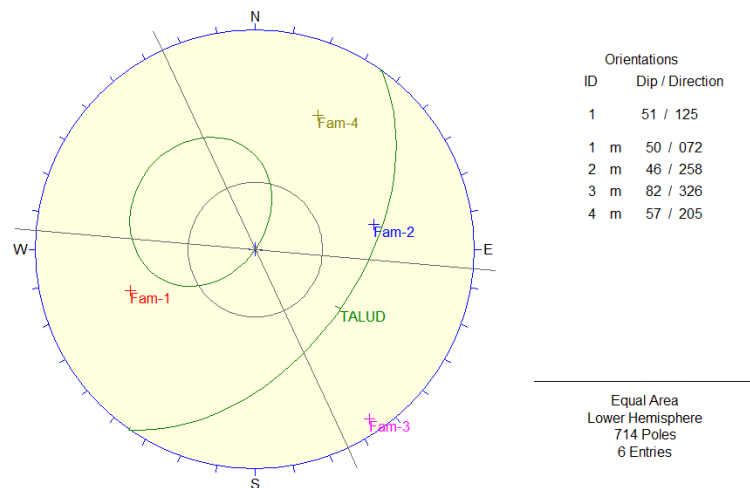


Figura N° 55: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-19).

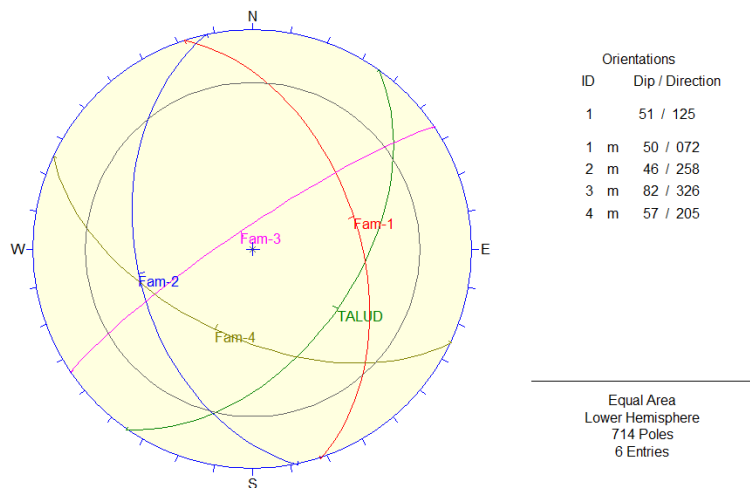


Figura N° 56: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-19).

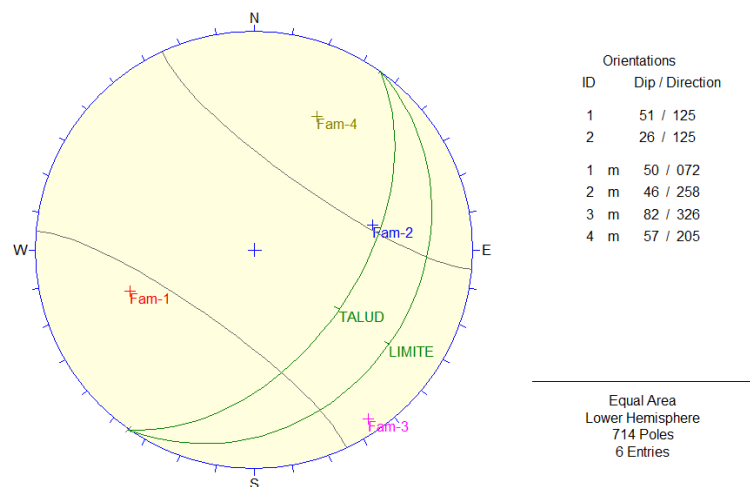


Figura N° 57: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-19).

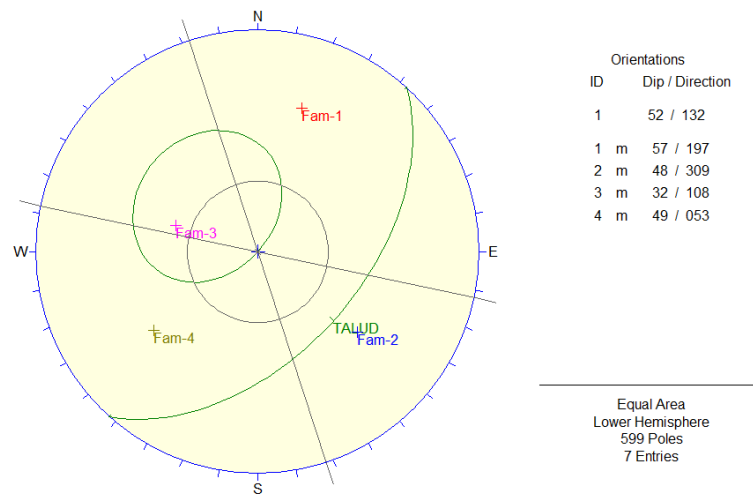


Figura N° 58: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-20).

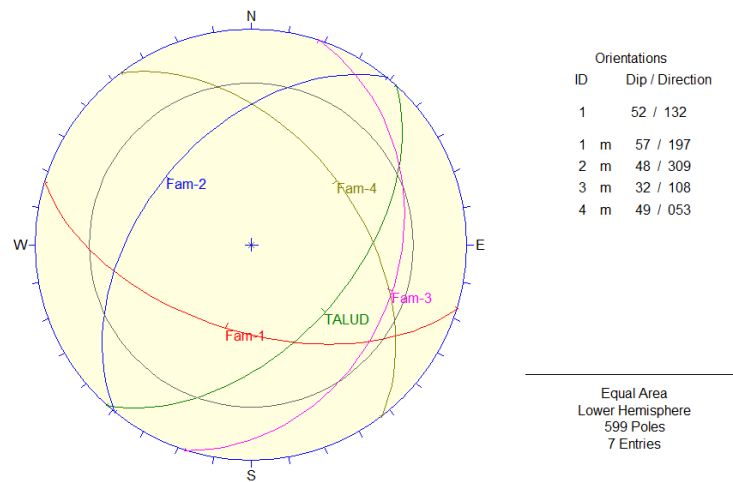


Figura N° 59: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-20).

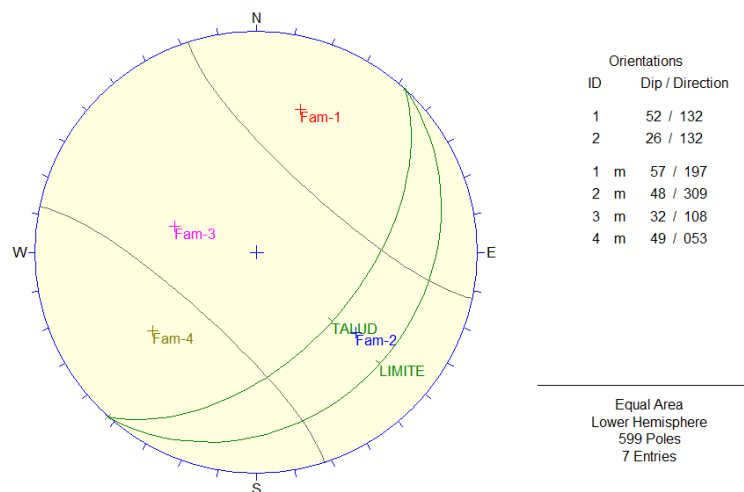


Figura N° 60: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-20).

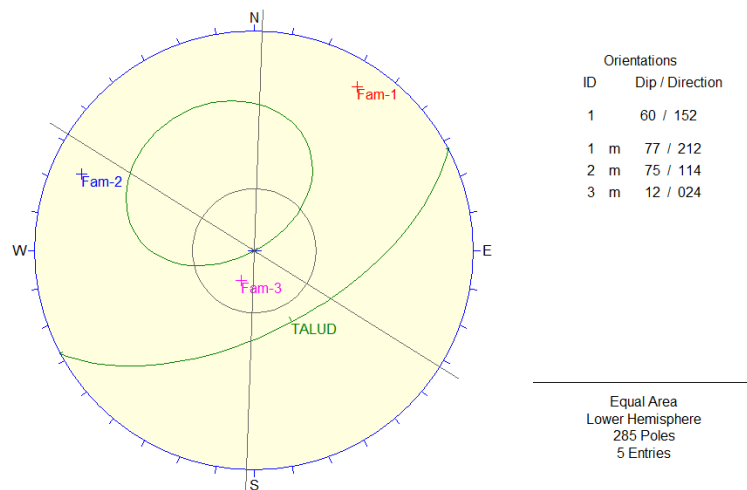


Figura N° 61: Análisis del deslizamiento tipo planar (Estación EG-21).

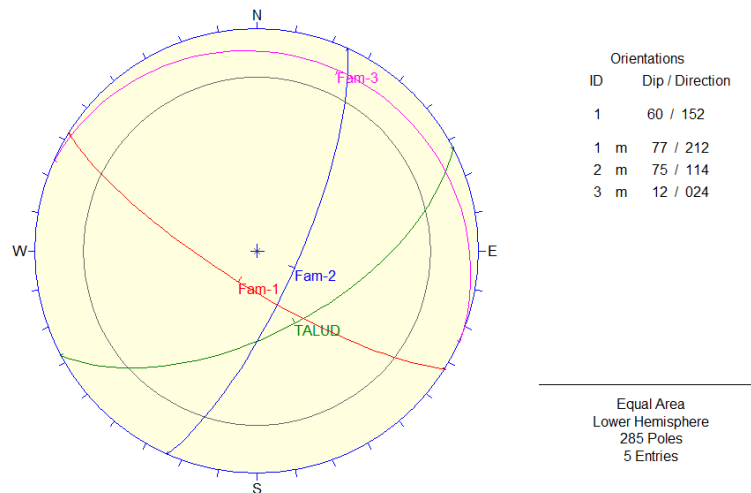


Figura N° 62: Análisis del deslizamiento tipo cuña (Estación EG-21).

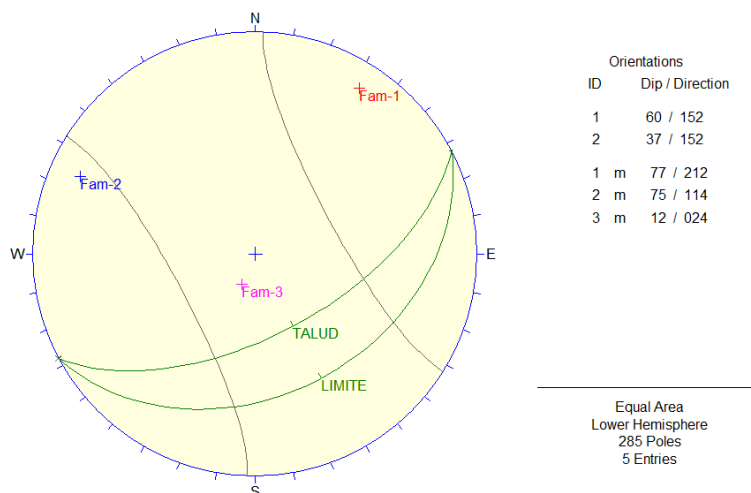


Figura N° 63: Análisis del deslizamiento tipo vuelco (Toppling). (Estación EG-21)

ANEXO 2
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD LOCAL

ANEXO 2.1

ANÁLISIS DE LA FALLA PLANAR

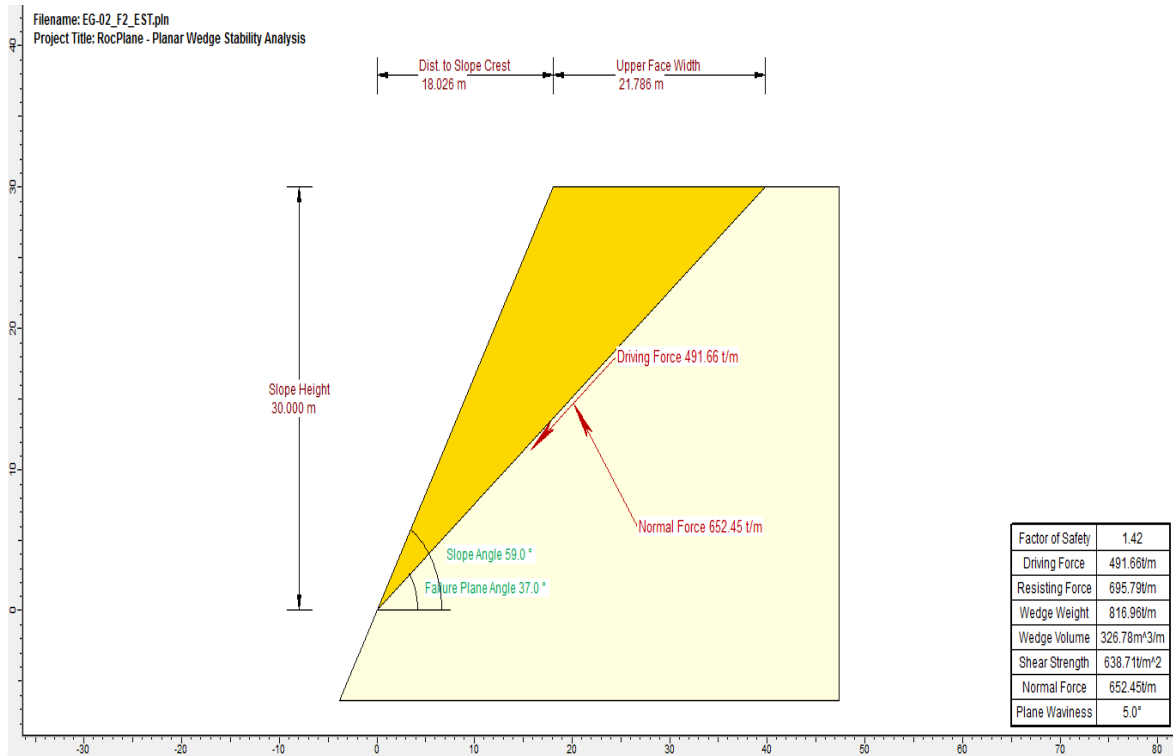


Figura N° 1: Análisis estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-02/Familia F-2).

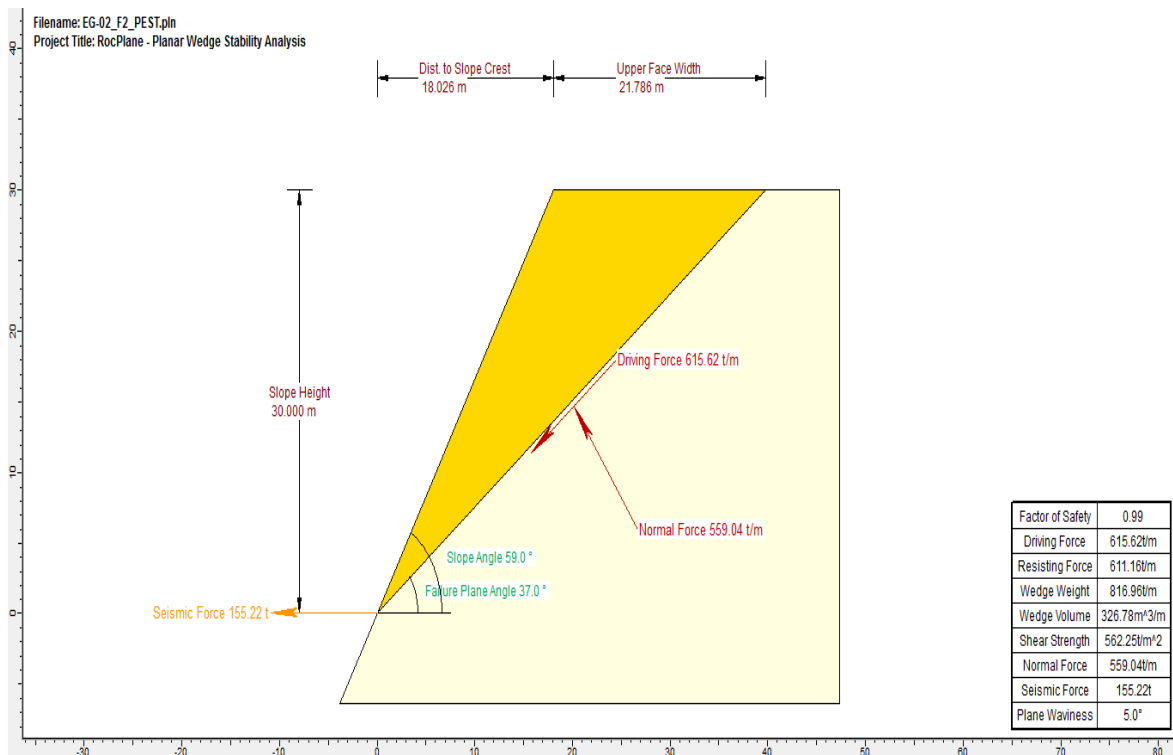


Figura N° 2: Análisis pseudo - estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-02/Familia F-2).

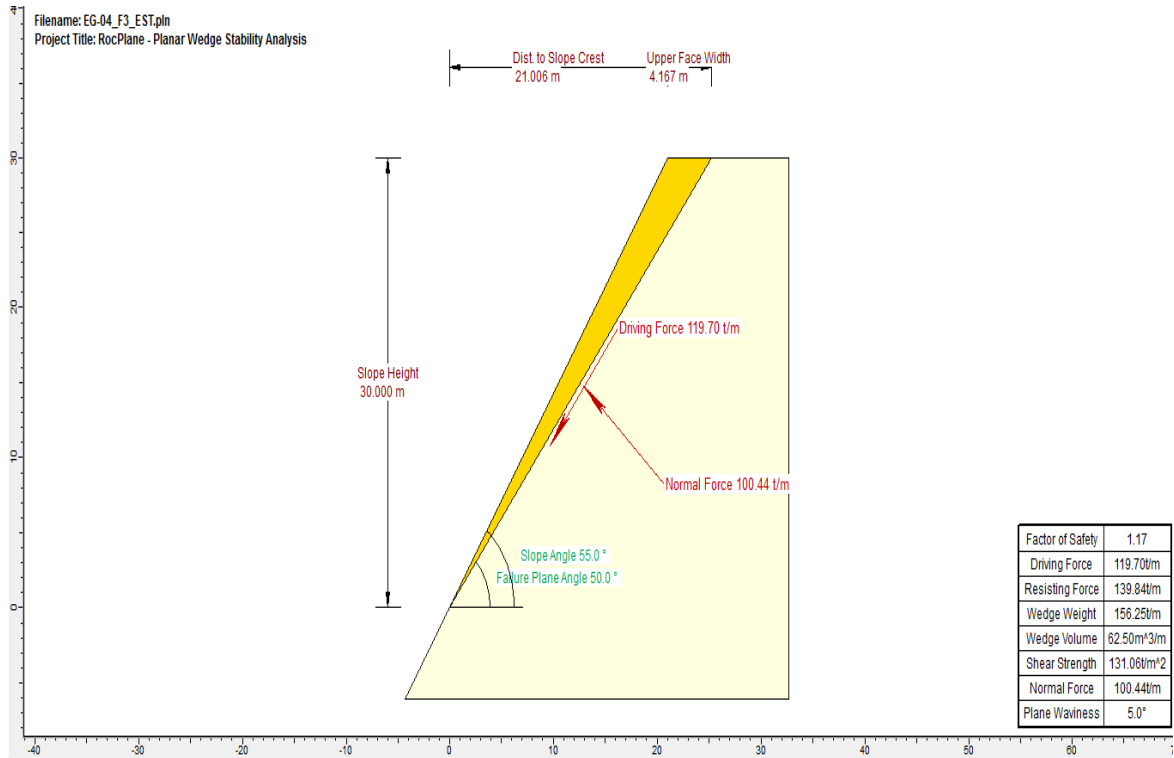


Figura N° 3: Análisis estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-04/Familia F-3).

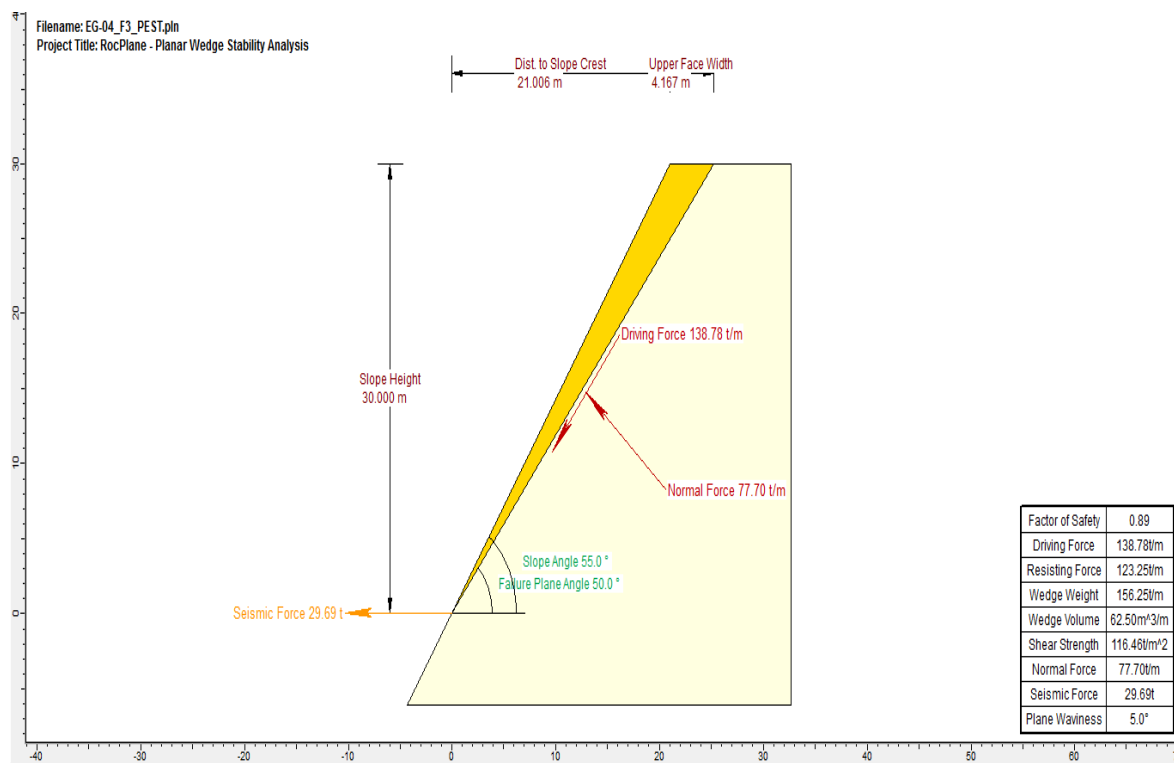


Figura N° 4: Análisis pseudo - estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-04/Familia F-3).

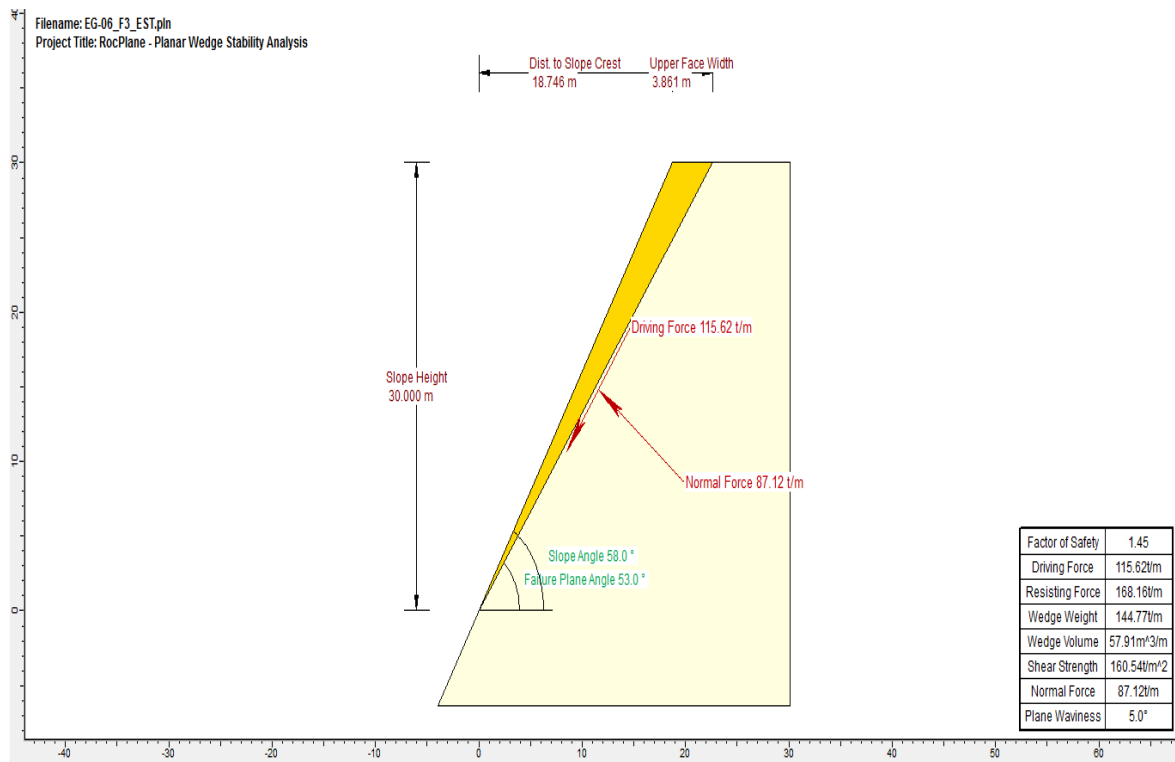


Figura N° 5: Análisis estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-06/Familia F-3).

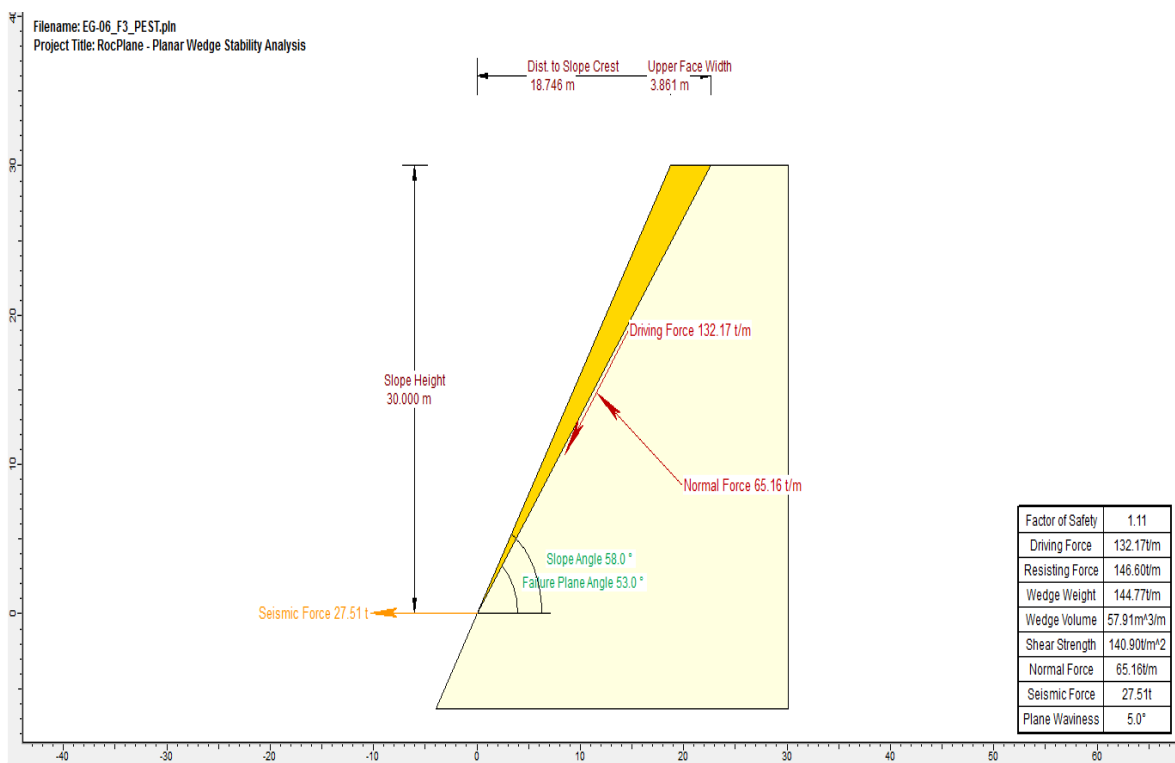


Figura N° 6: Análisis pseudo - estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-06/Familia F-3).

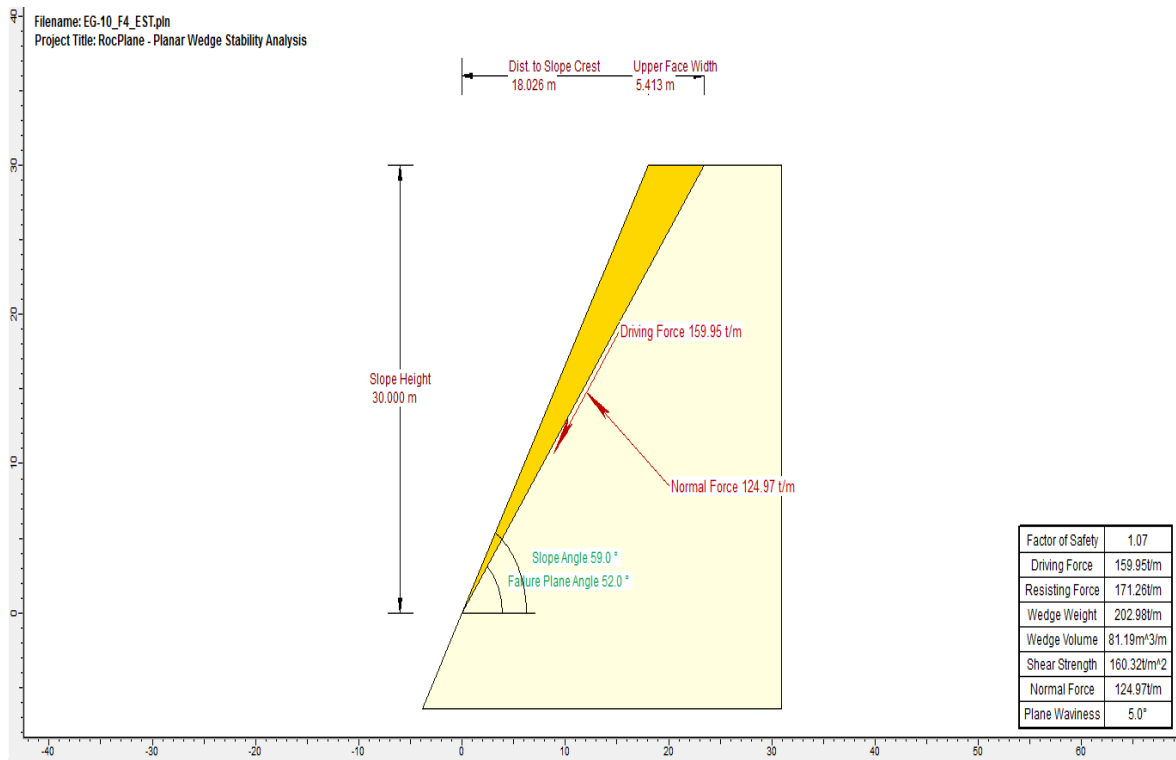


Figura N° 7: Análisis estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-10/Familia F-4).

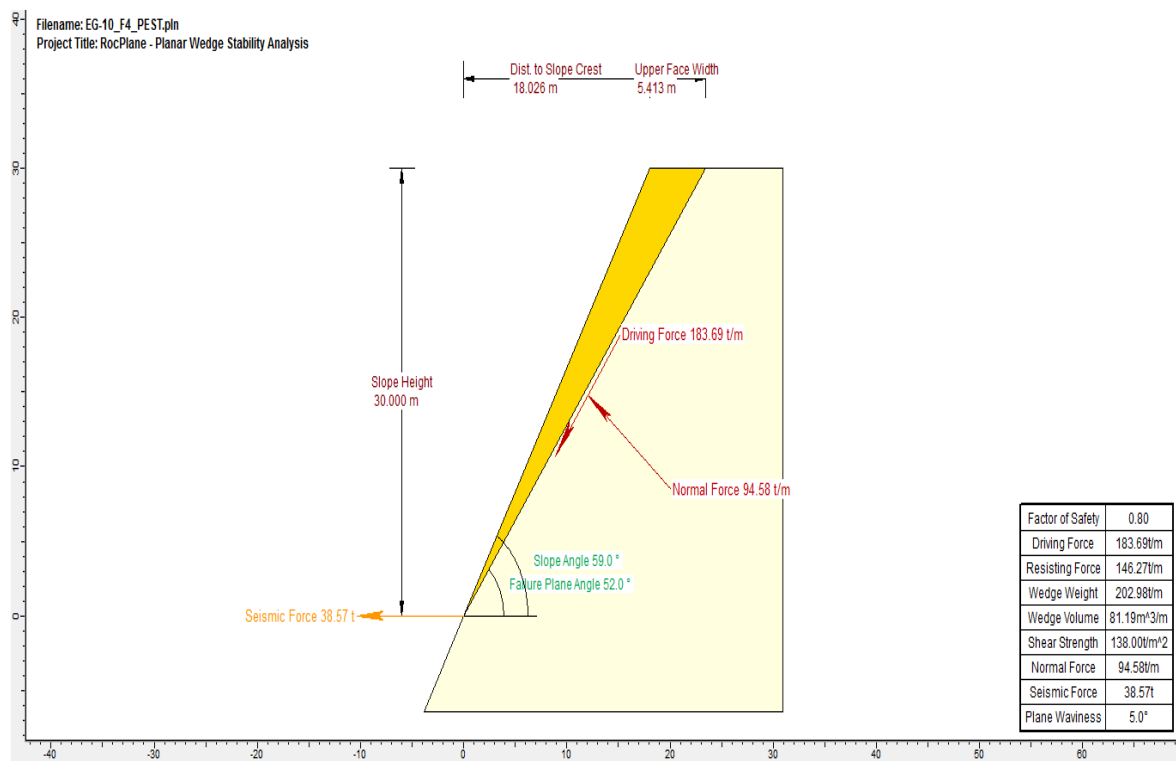


Figura N° 8: Análisis pseudo - estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-10/Familia F-4).

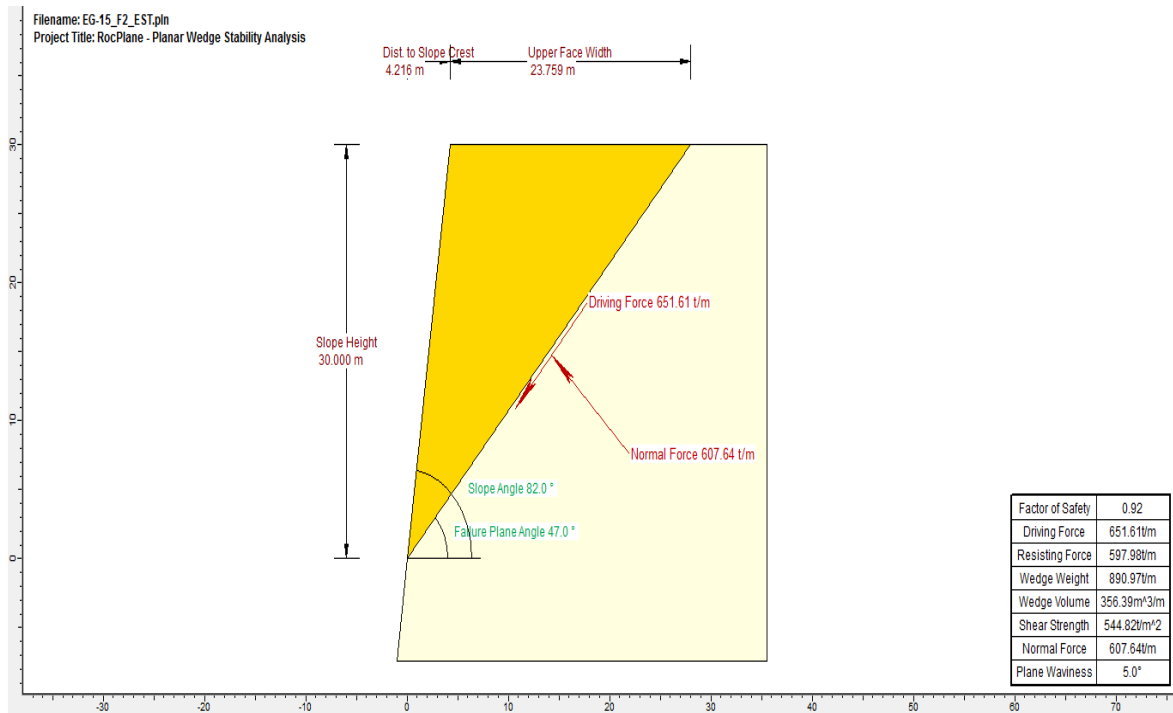


Figura N° 9: Análisis estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-15/Familia F-2).

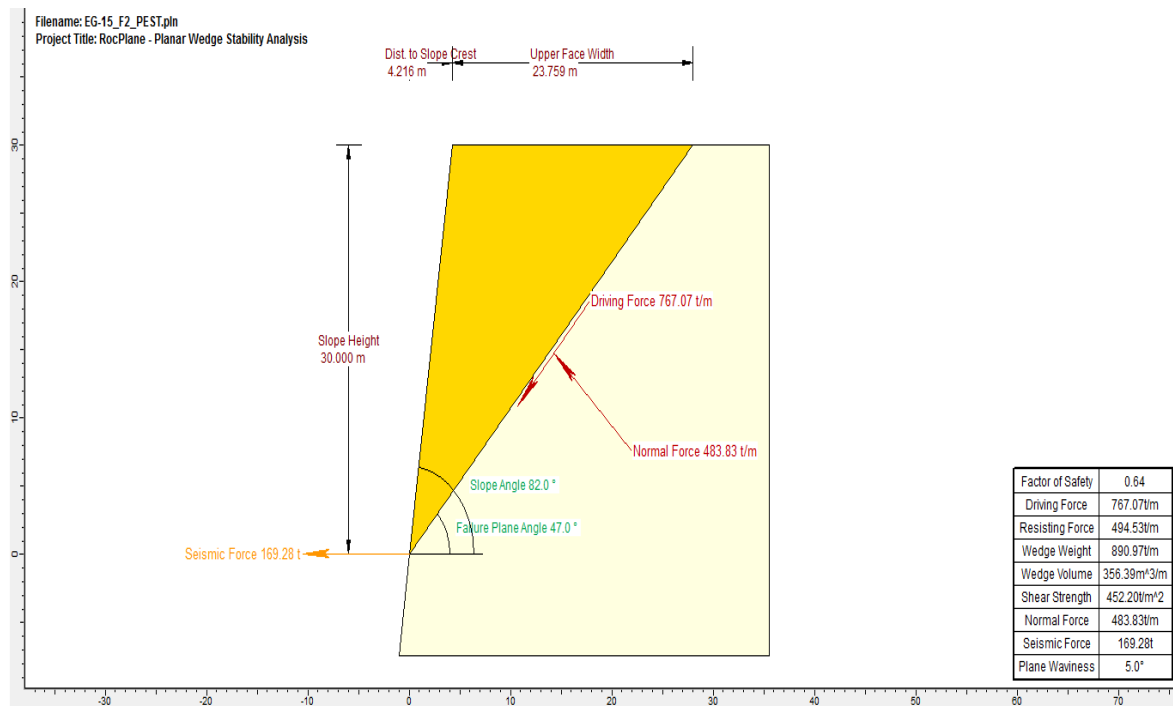


Figura N° 10: Análisis pseudo - estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-15/Familia F-2).

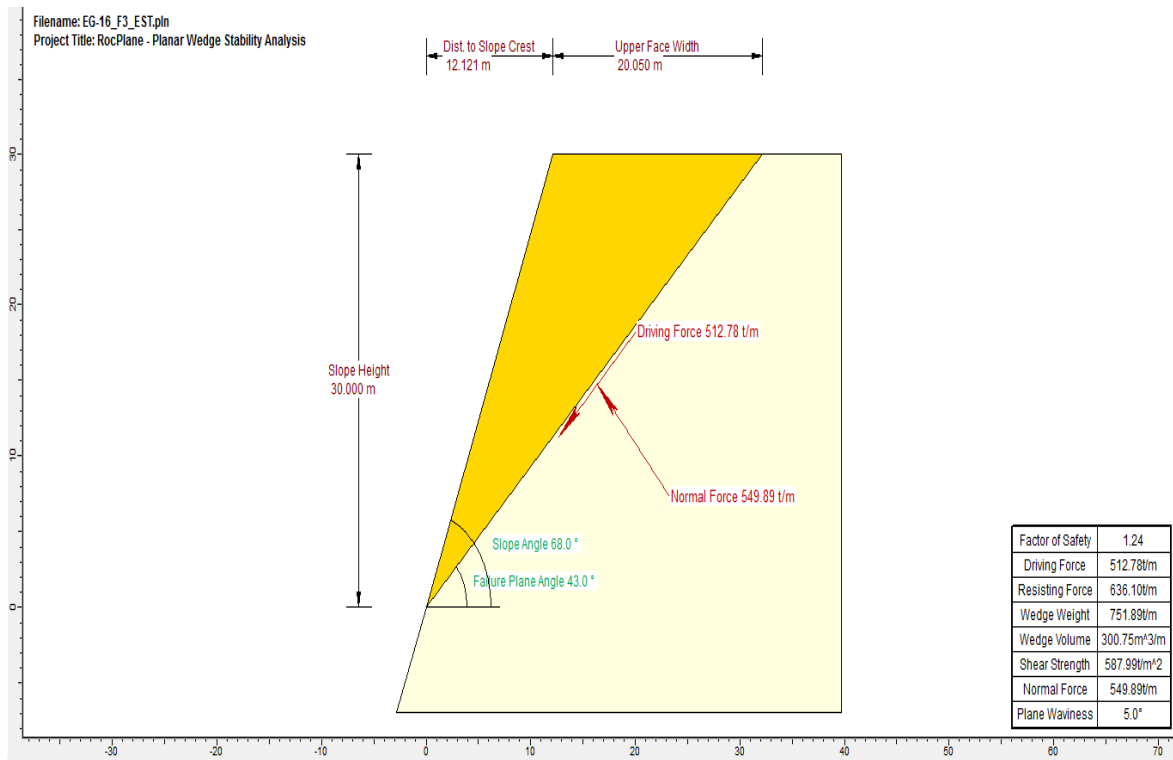


Figura N° 11: Análisis estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-16/Familia F-3).

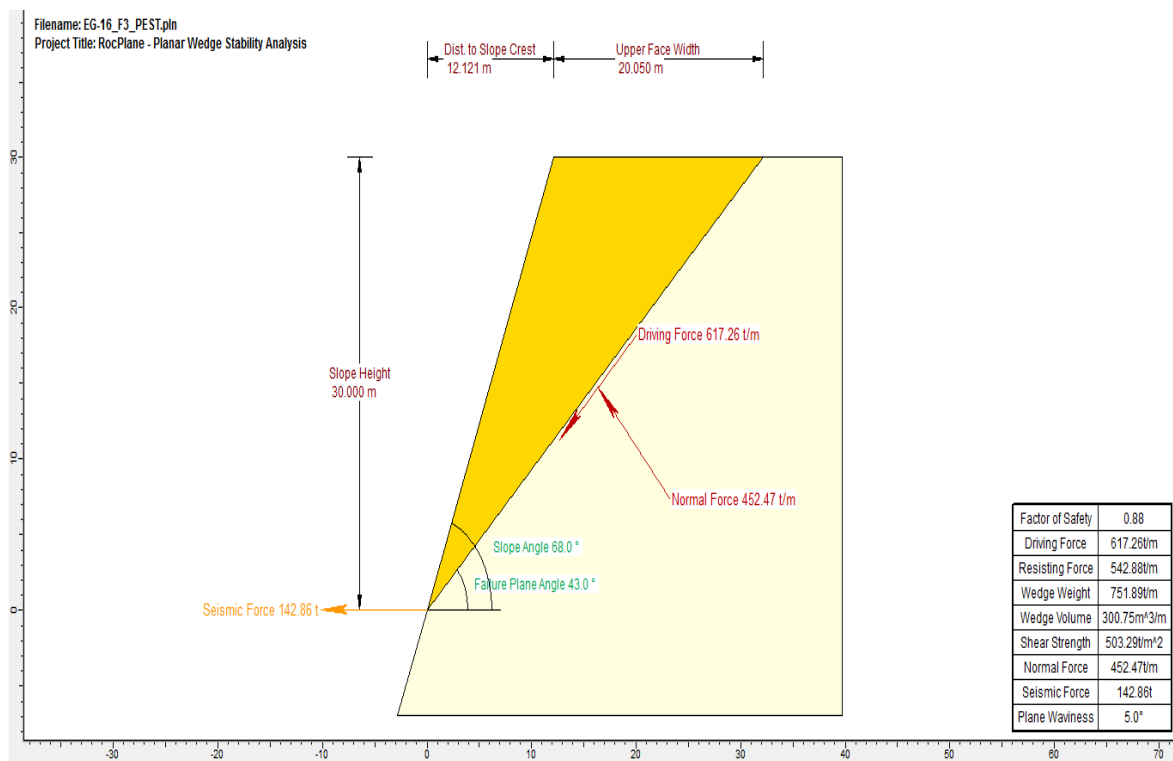


Figura N° 12: Análisis pseudo - estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-16/Familia F-3).

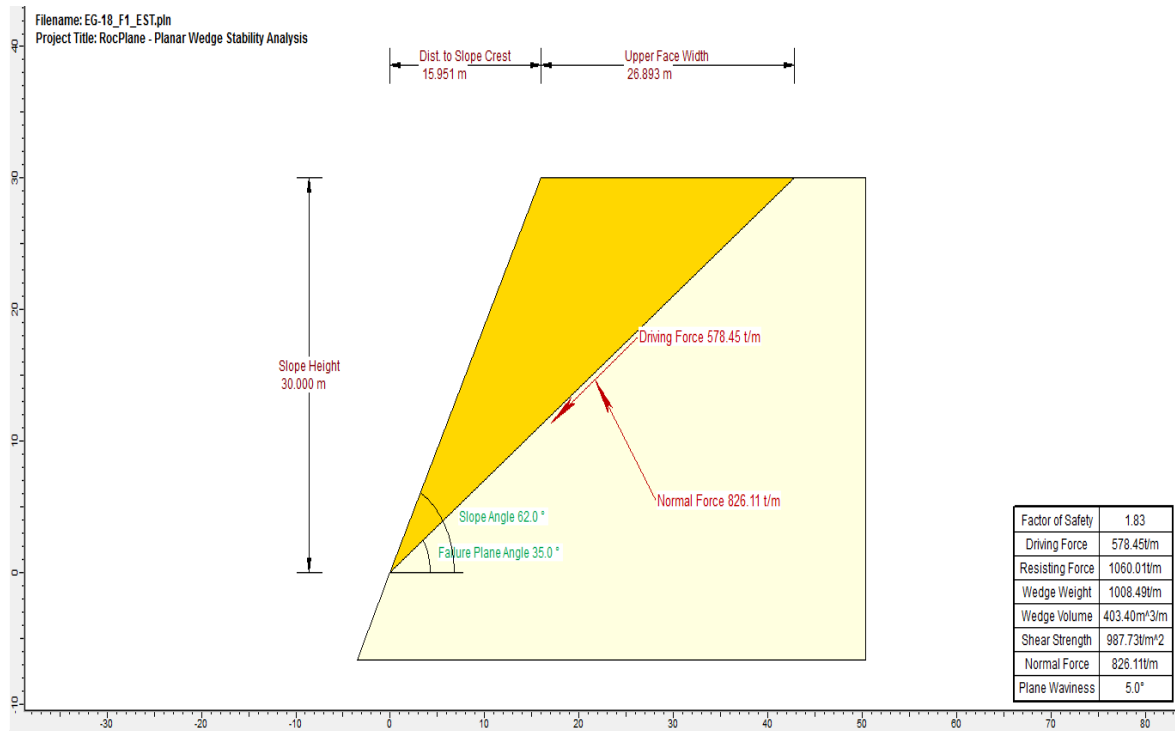


Figura N° 13: Análisis estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-18/Familia F-1).

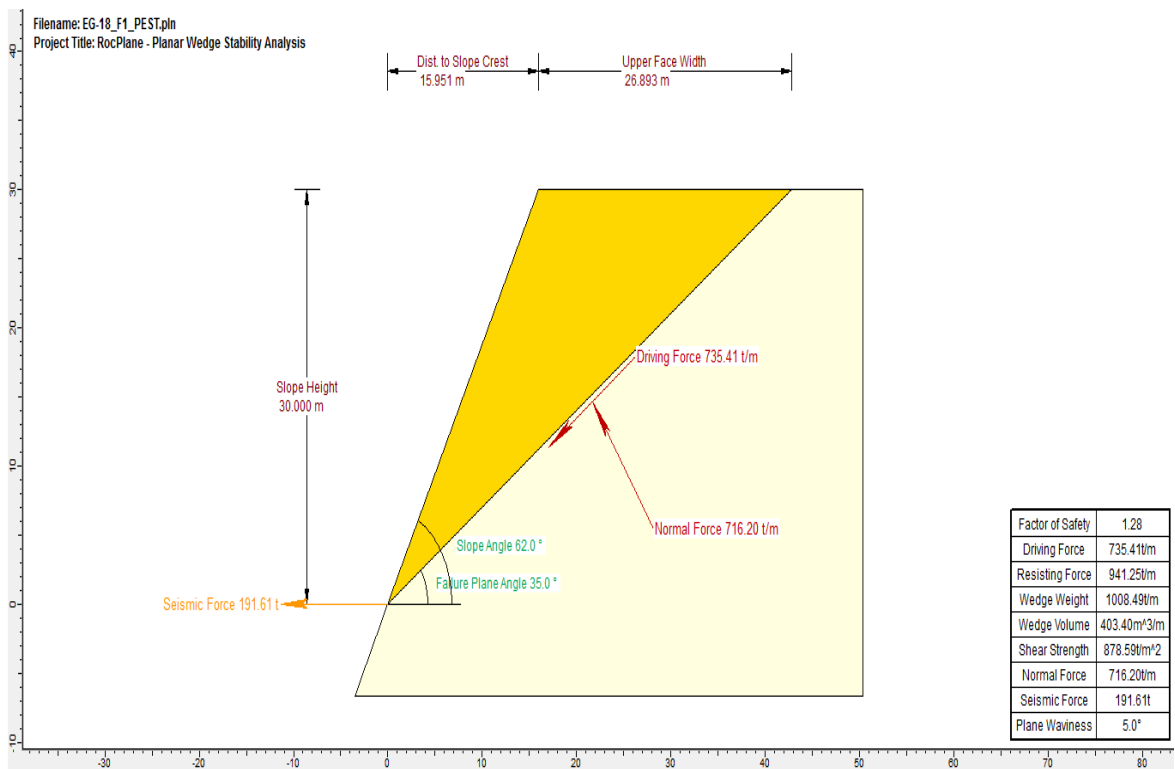


Figura N° 14: Análisis pseudo - estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-18/Familia F-1).

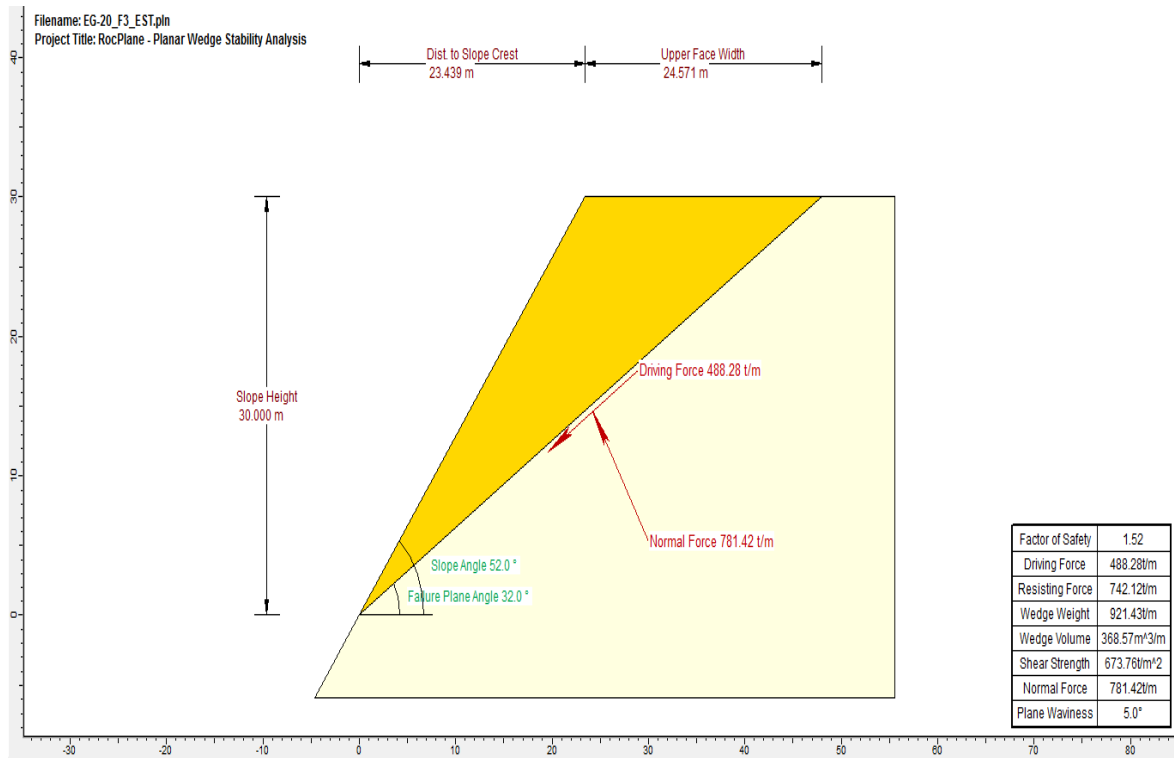


Figura N° 15: Análisis estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-20/Familia F-3).

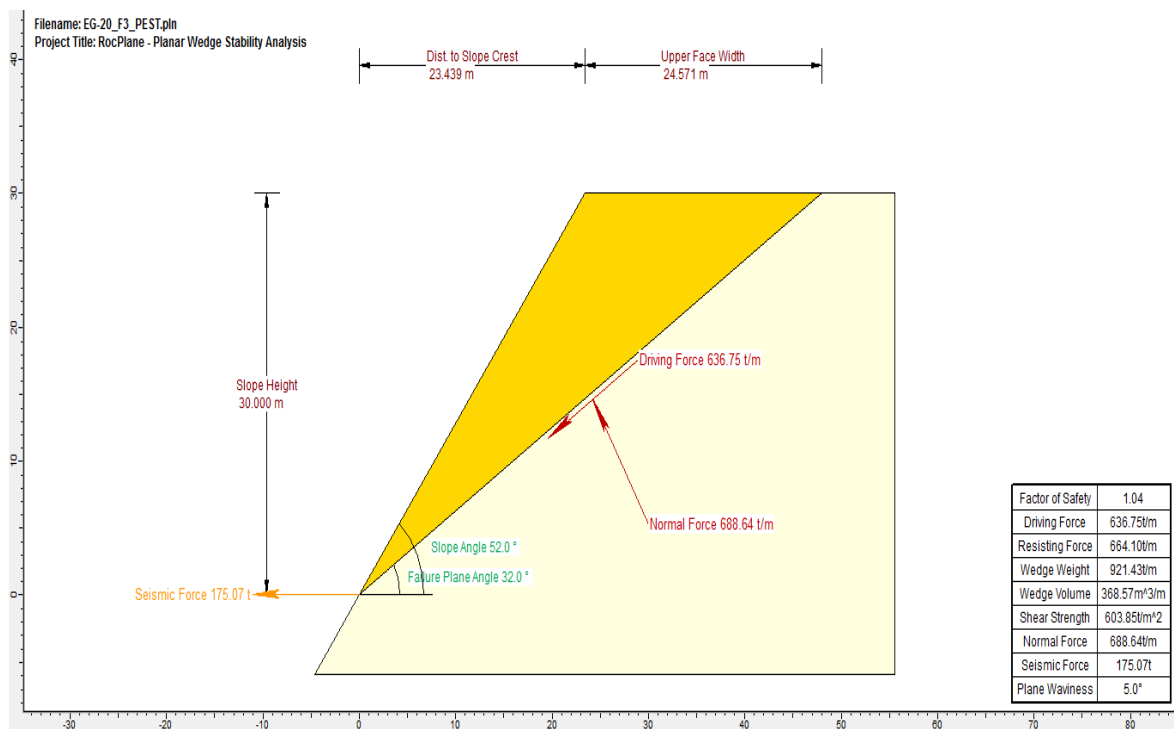


Figura N° 16: Análisis pseudo - estático del deslizamiento tipo planar (Estación EG-20/Familia F-3).

ANEXO 2.2 ANÁLISIS DE LA FALLA EN CUÑA

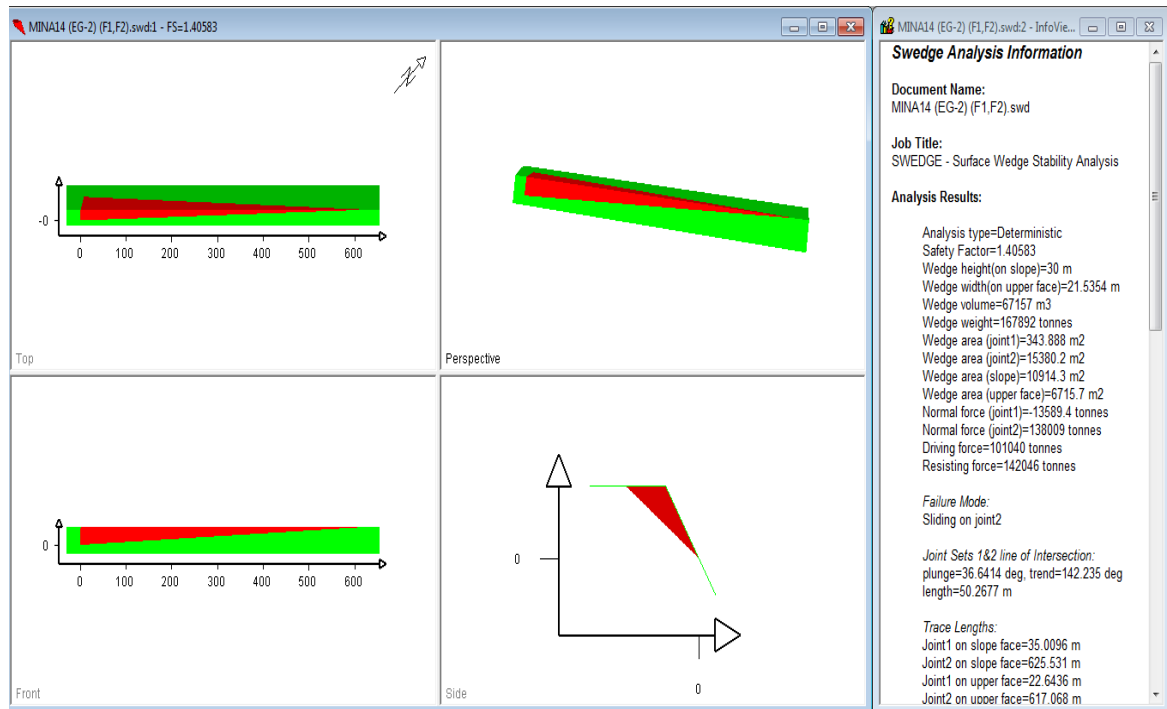


Figura N° 17: Análisis de estabilidad EG-01, deslizamiento tipo cuña F1 y F2 (estático).

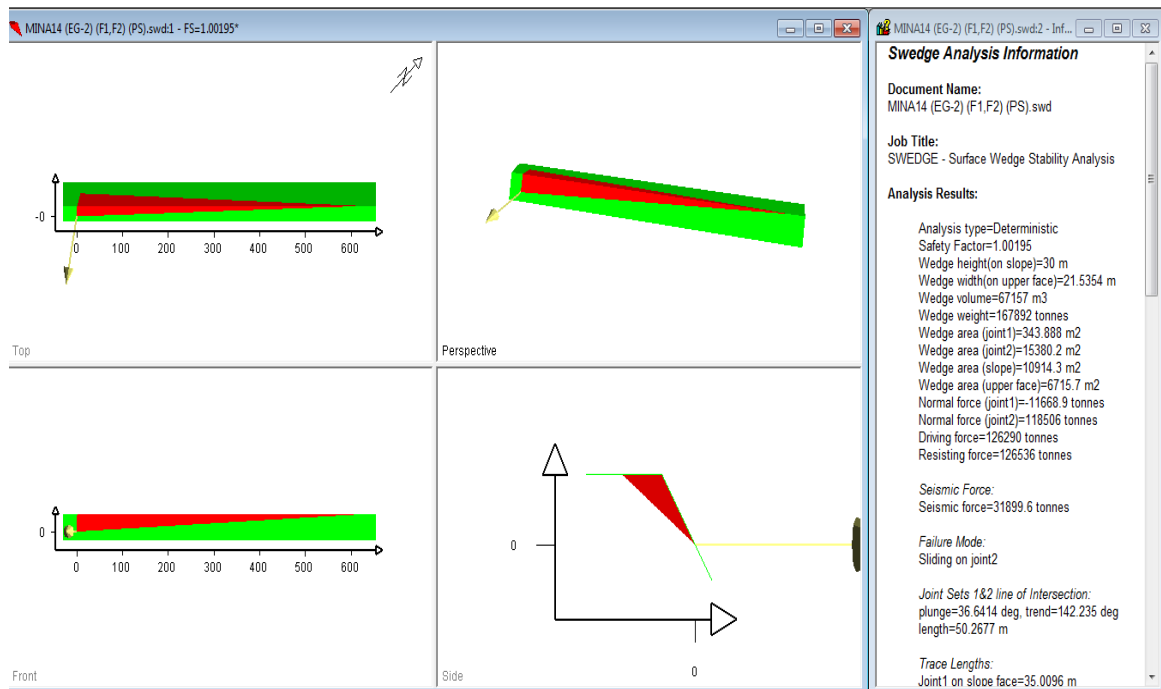


Figura N° 18: Análisis de estabilidad EG-01, deslizamiento tipo cuña F1 y F2 (pseudo - estático).

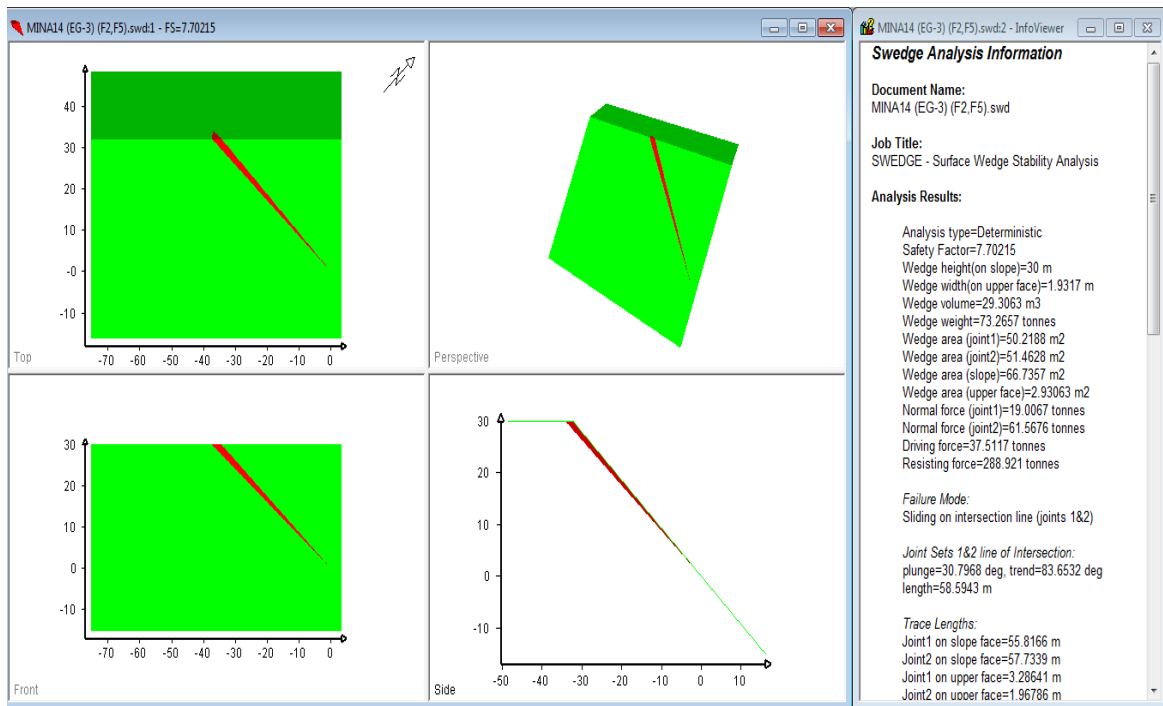


Figura N° 19: Análisis de estabilidad EG-03, deslizamiento tipo cuña F2 y F5 (estático).

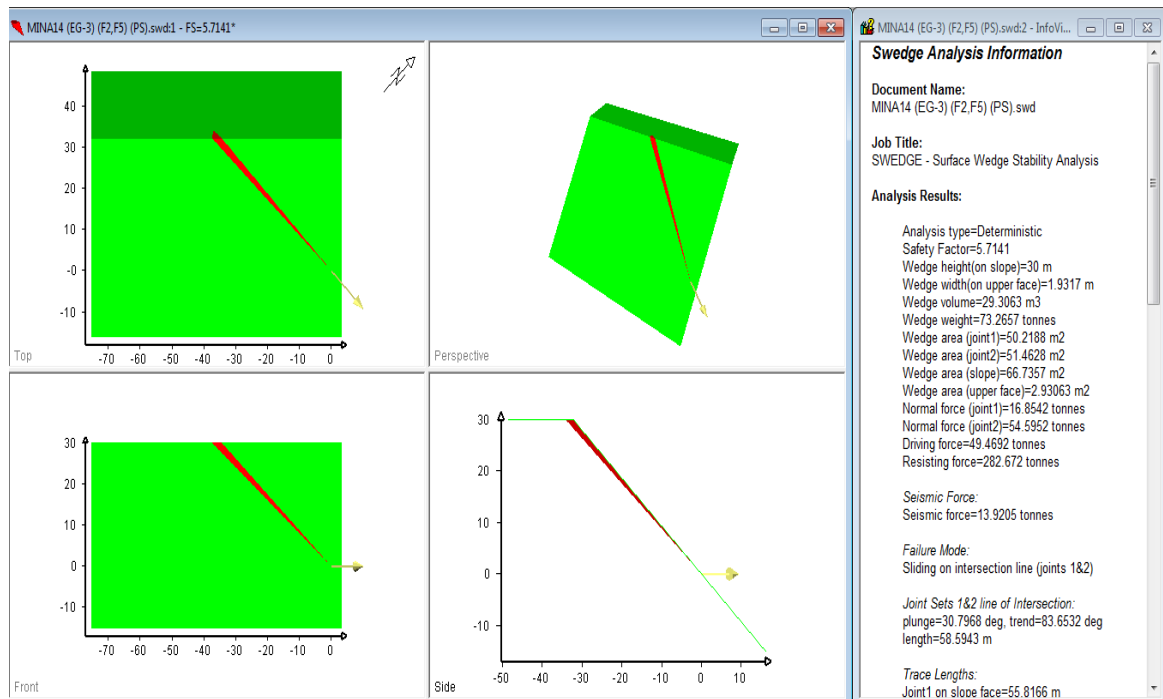


Figura N° 20: Análisis de estabilidad EG-03, deslizamiento tipo cuña F2 y F5 (pseudo - estático).

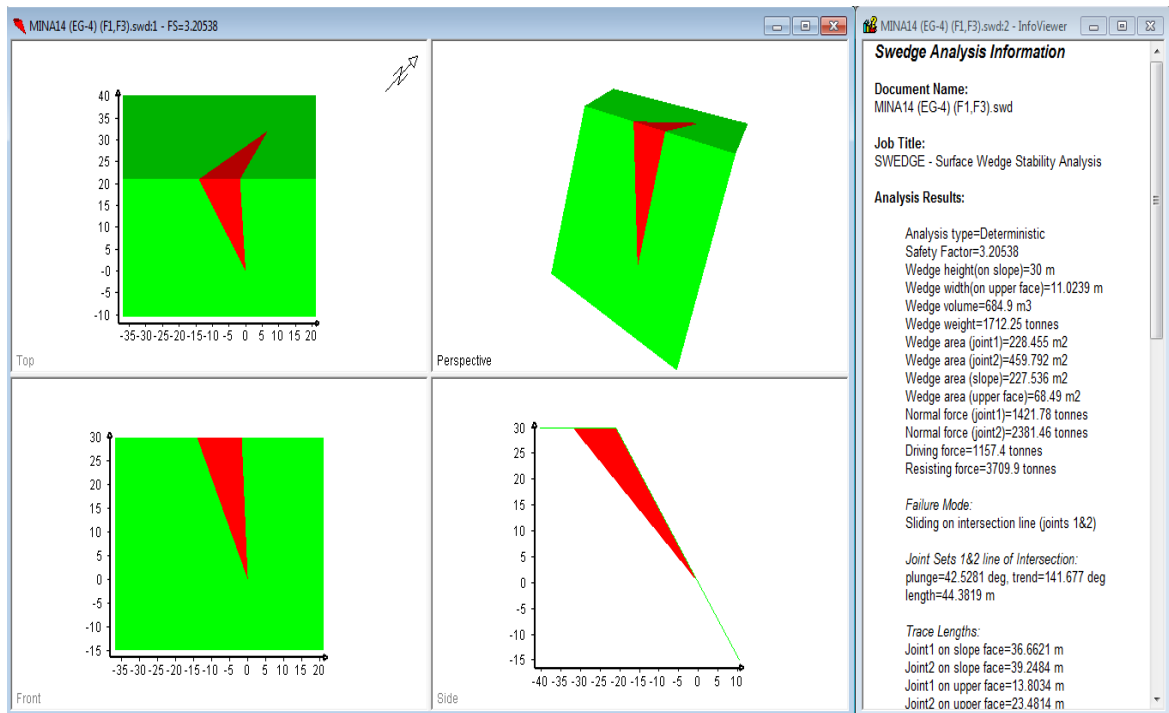


Figura N° 21: Análisis de estabilidad EG-04, deslizamiento tipo cuña F1 y F3 (estático).

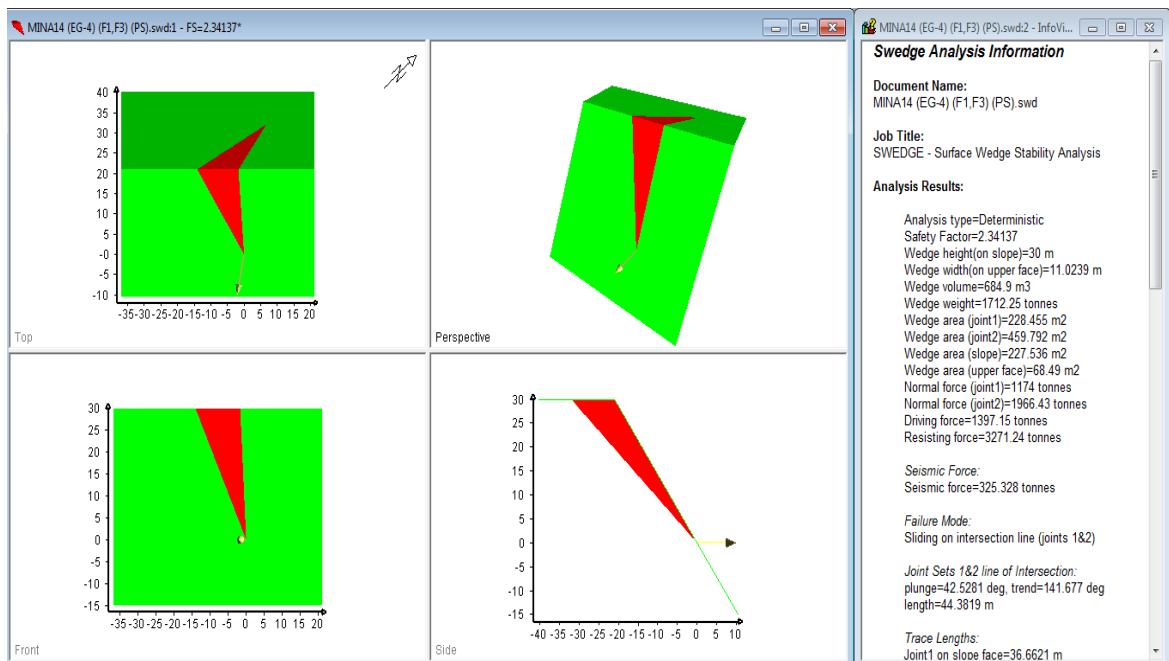


Figura N° 22: Análisis de estabilidad EG-04, deslizamiento tipo cuña F1 y F3 (pseudo - estático).

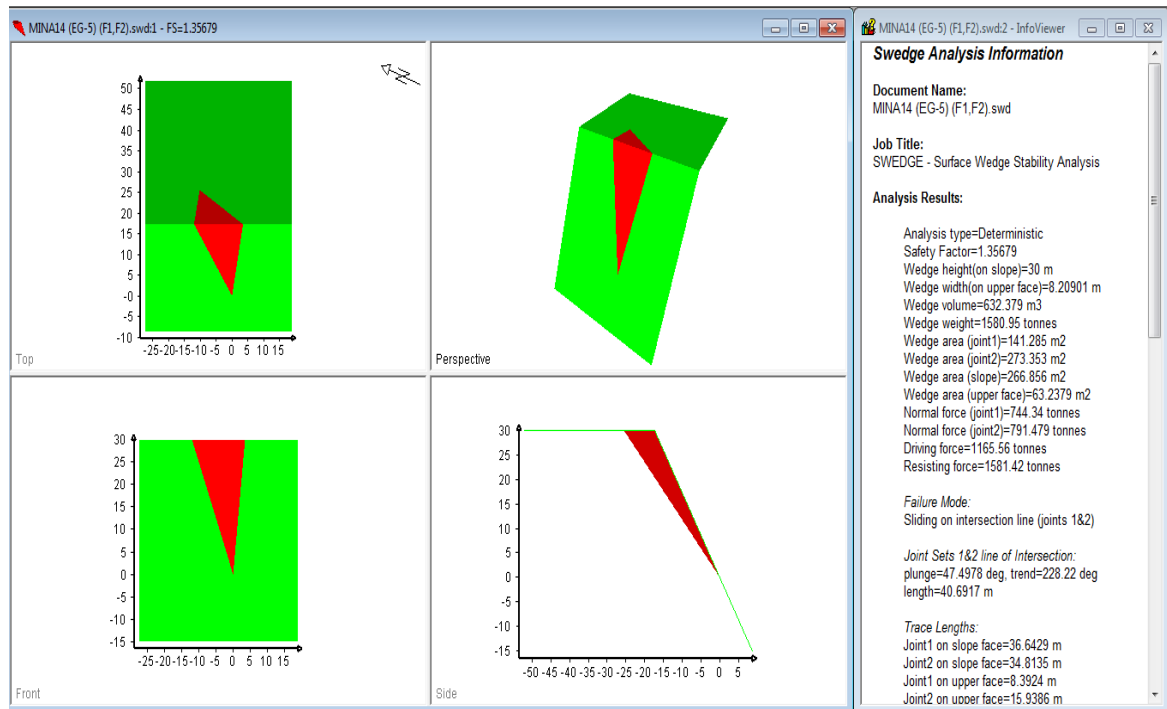


Figura N° 23: Análisis de estabilidad EG-05, deslizamiento tipo cuña F1 y F2 (estático).

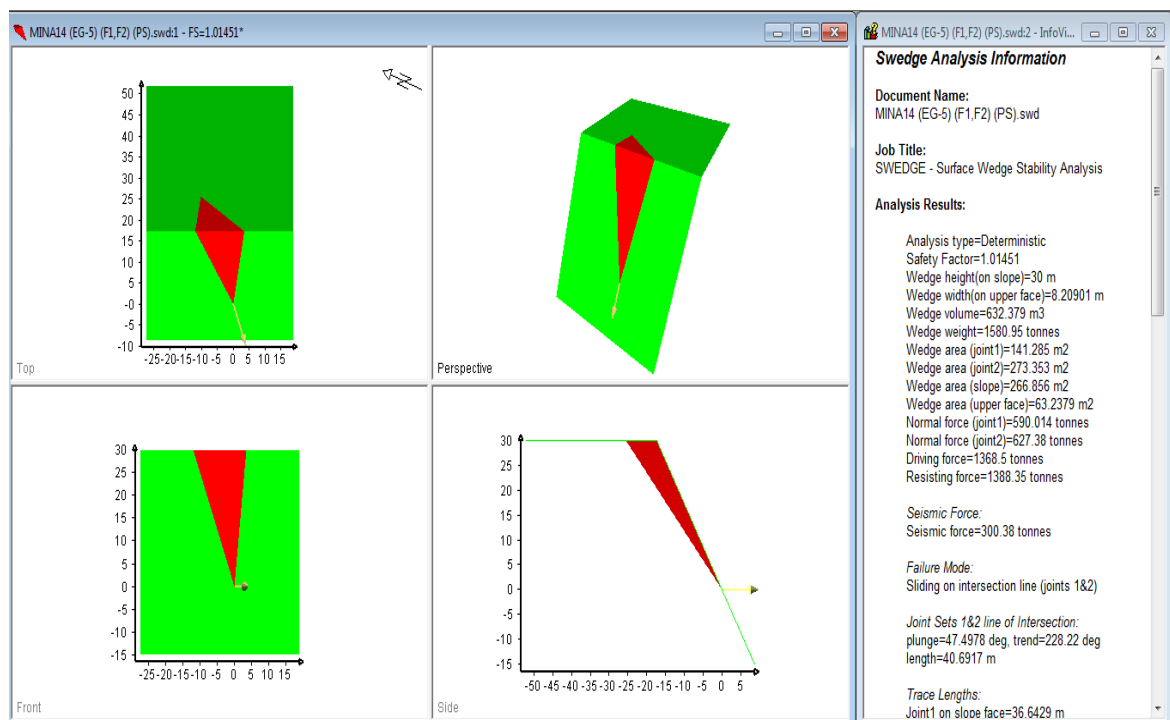


Figura N° 24: Análisis de estabilidad EG-05, deslizamiento tipo cuña F1 y F2 (pseudo - estático).

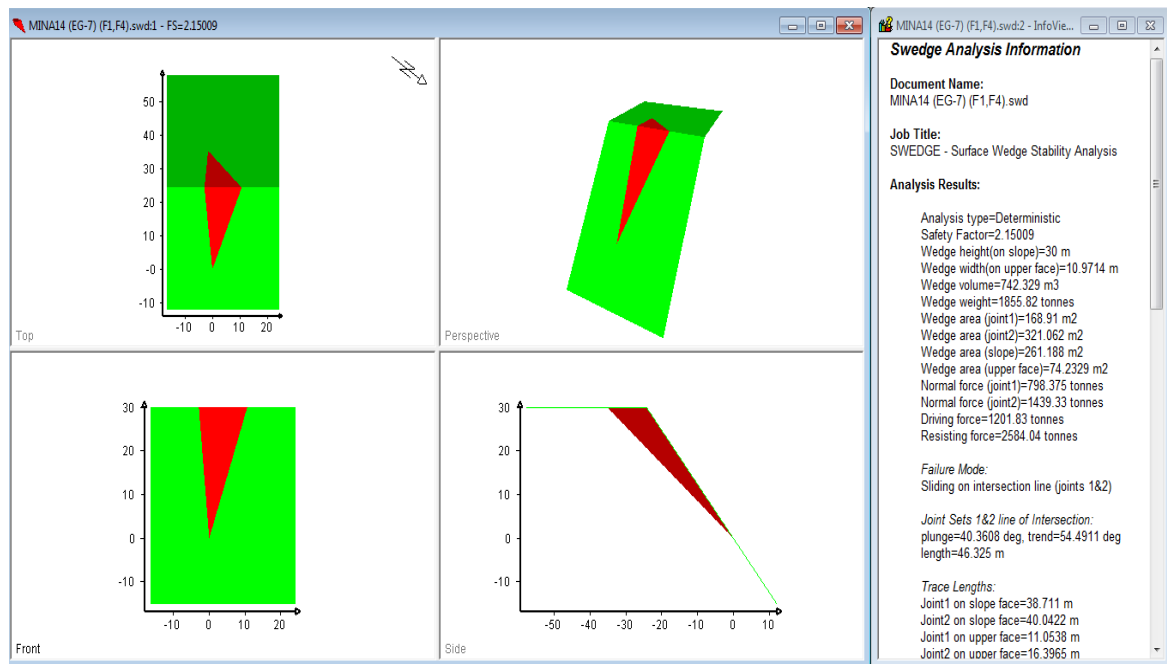


Figura N° 25: Análisis de estabilidad EG-07, deslizamiento tipo cuña F1 y F4 (estático).

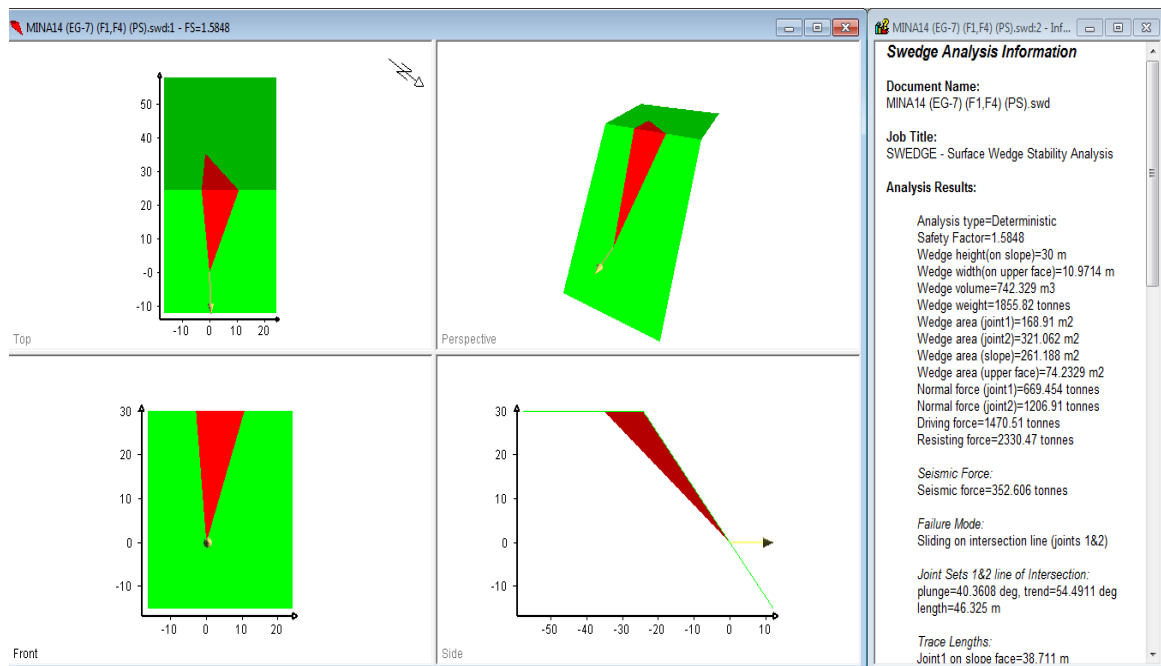


Figura N° 26: Análisis de estabilidad EG-07, deslizamiento tipo cuña F1 y F4 (pseudo - estático).

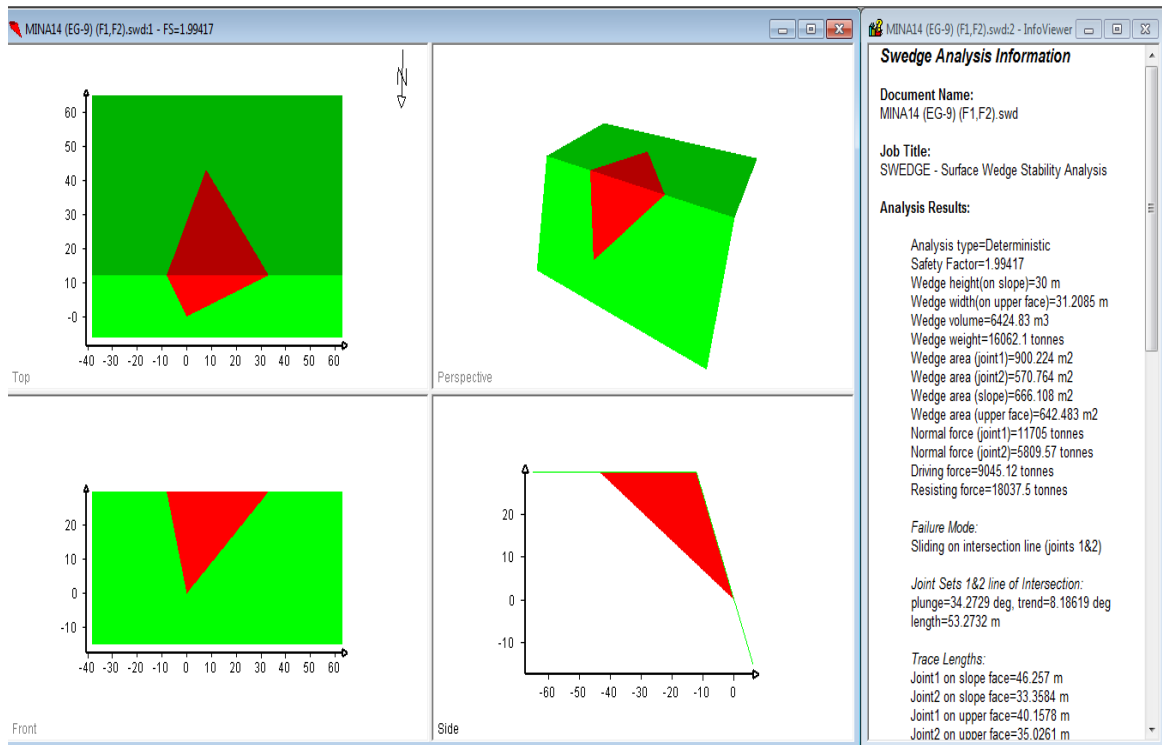


Figura N° 27: Análisis de estabilidad EG-09, deslizamiento tipo cuña F1 y F2 (estático).

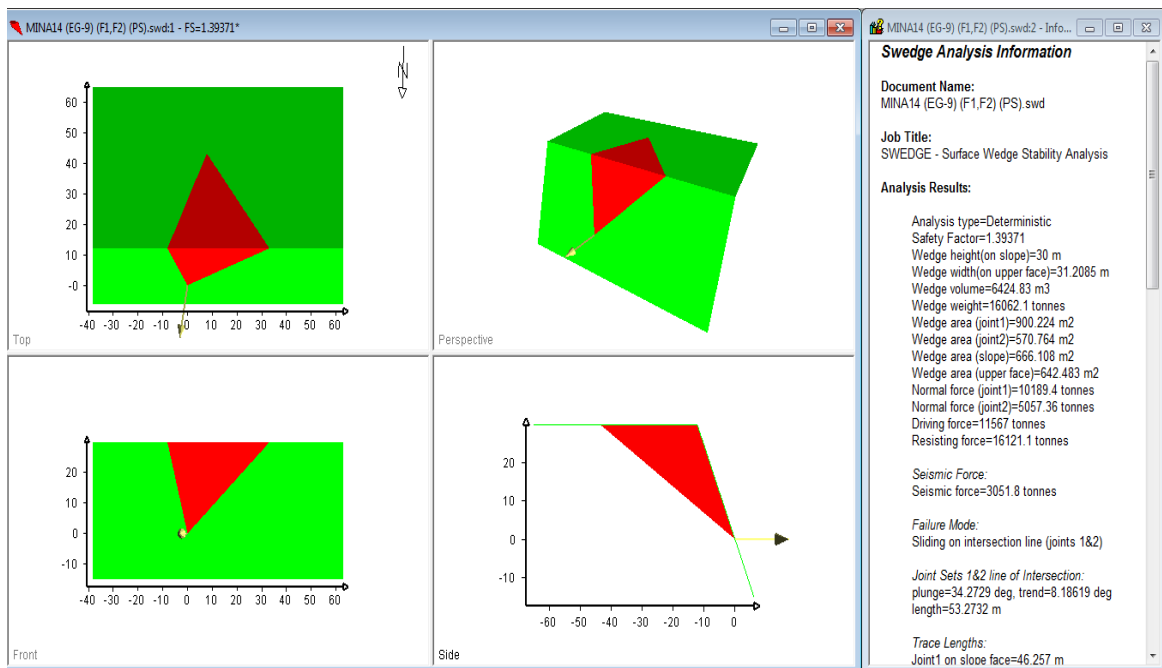


Figura N° 28: Análisis de estabilidad EG-09, deslizamiento tipo cuña F1 y F2 (pseudo - estático).

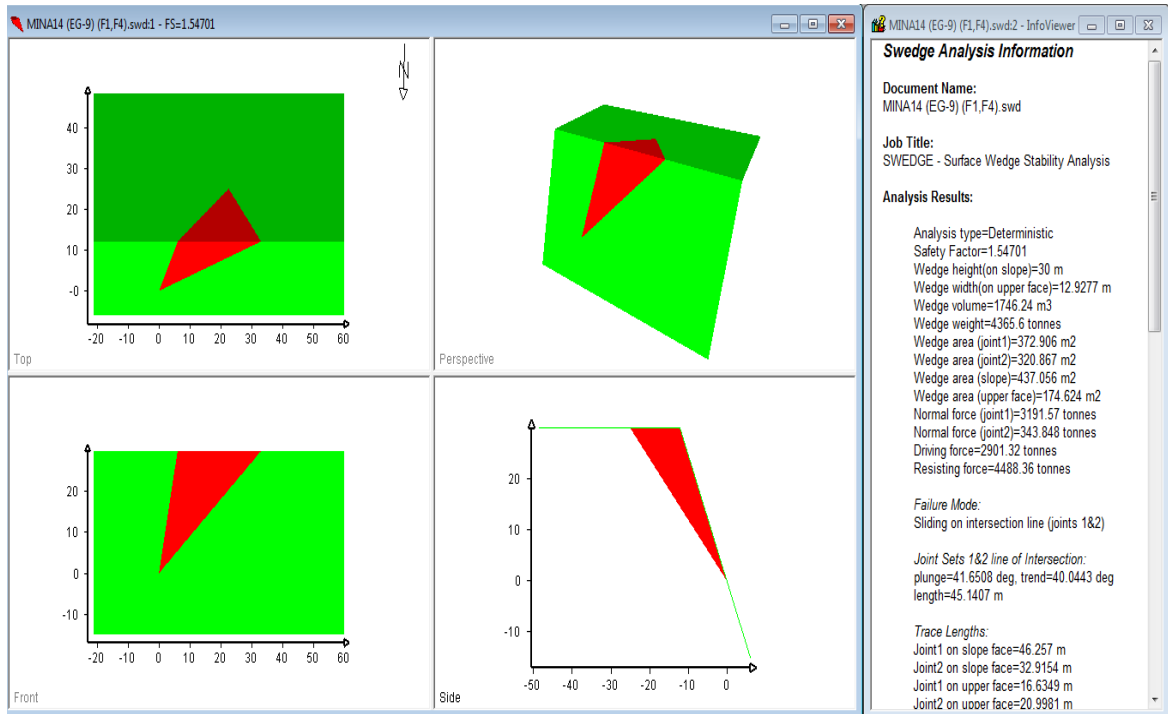


Figura N° 29: Análisis de estabilidad EG-09, deslizamiento tipo cuña F1 y F4 (estático).

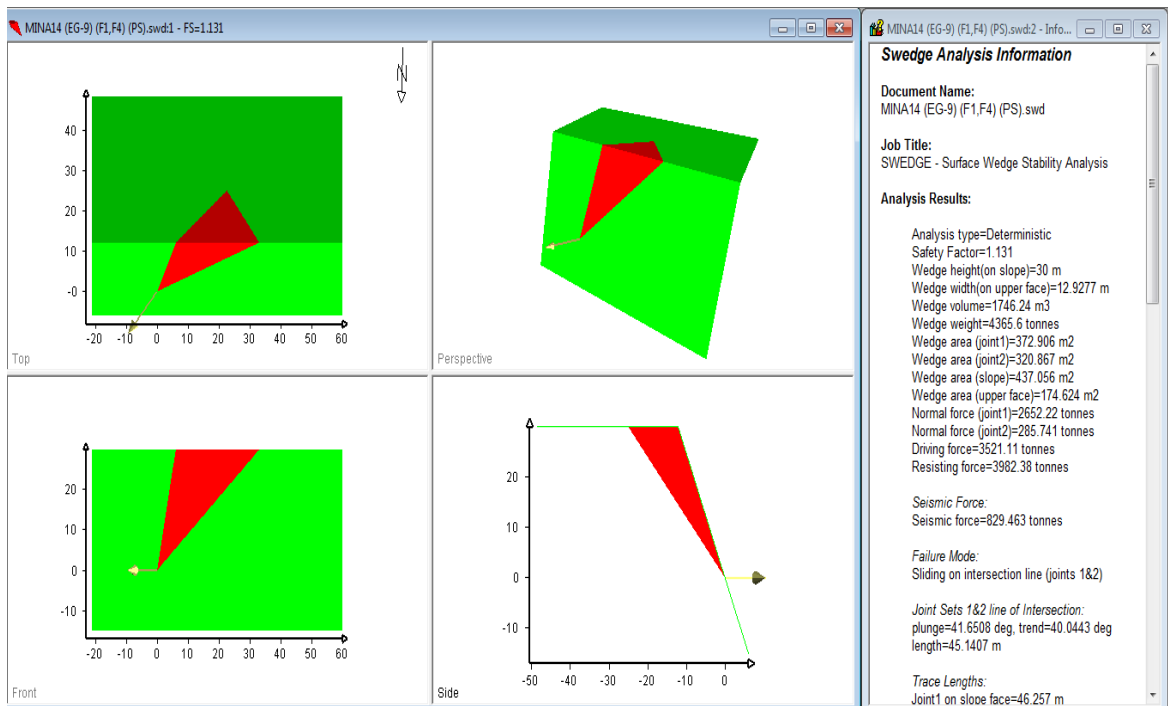


Figura N° 30: Análisis de estabilidad EG-09, deslizamiento tipo cuña F1 y F4 (pseudo - estático).

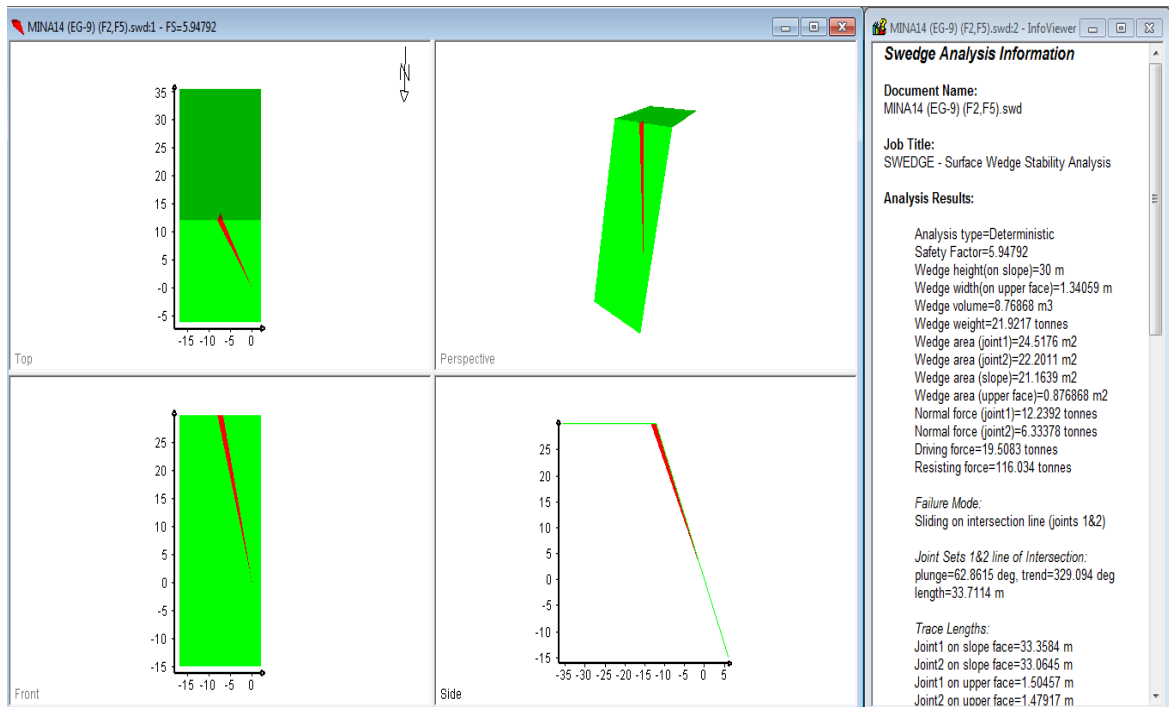


Figura N° 31: Análisis de estabilidad EG-09, deslizamiento tipo cuña F2 y F5 (estático).

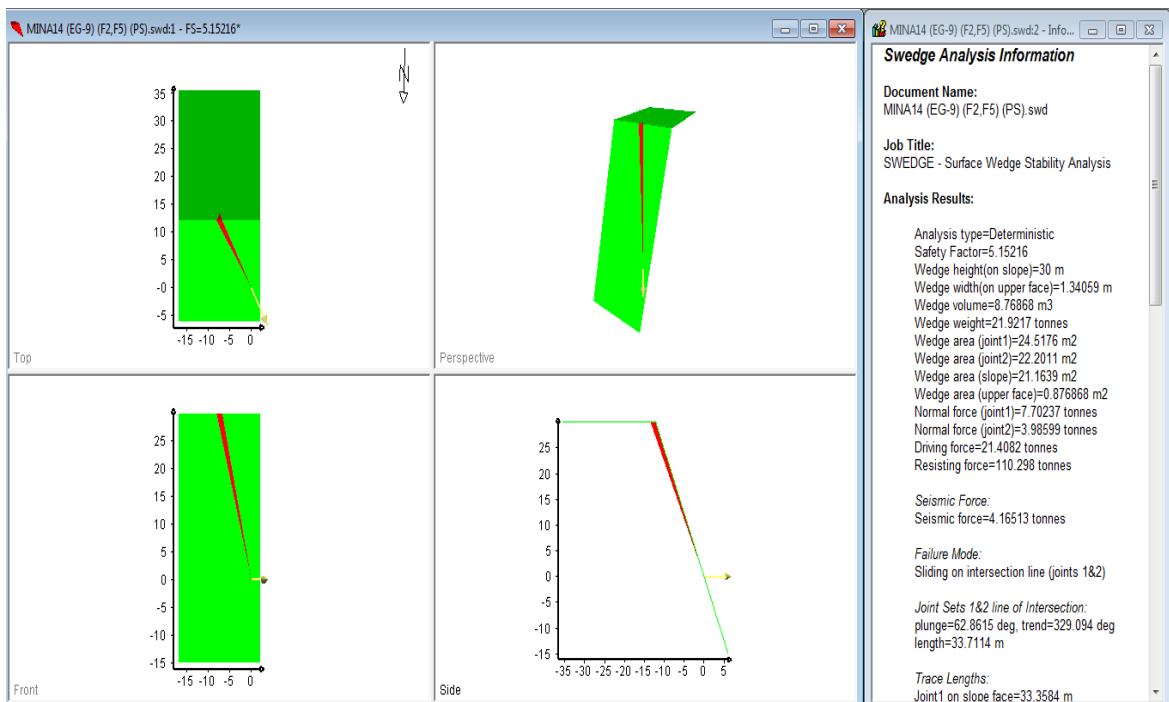


Figura N° 32: Análisis de estabilidad EG-09, deslizamiento tipo cuña F2 y F5 (pseudo - estático).

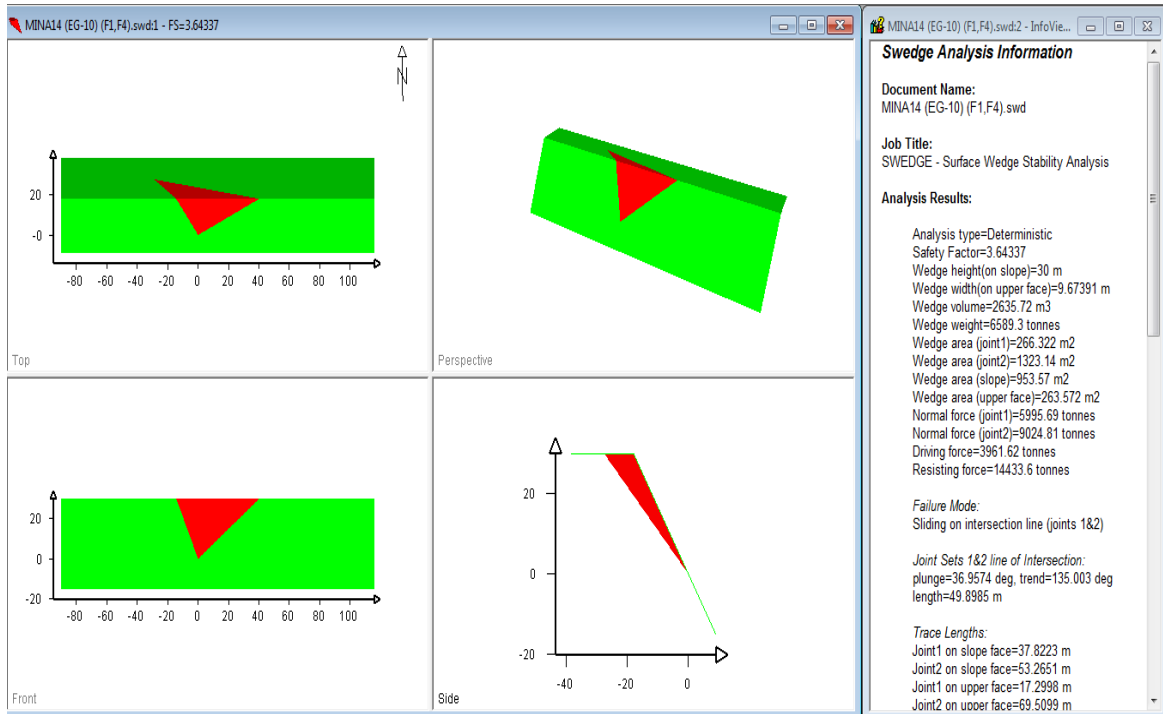


Figura N° 33: Análisis de estabilidad EG-10, deslizamiento tipo cuña F1 y F4 (estático).

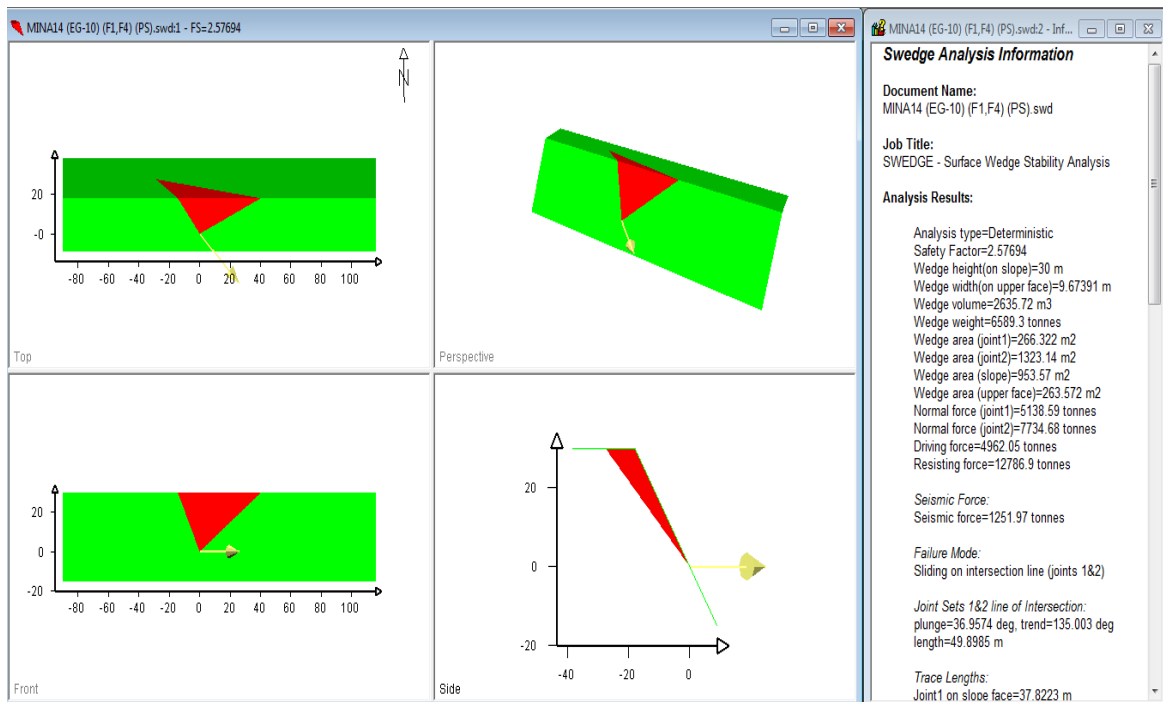


Figura N° 34: Análisis de estabilidad EG-10, deslizamiento tipo cuña F1 y F4 (pseudo - estático).

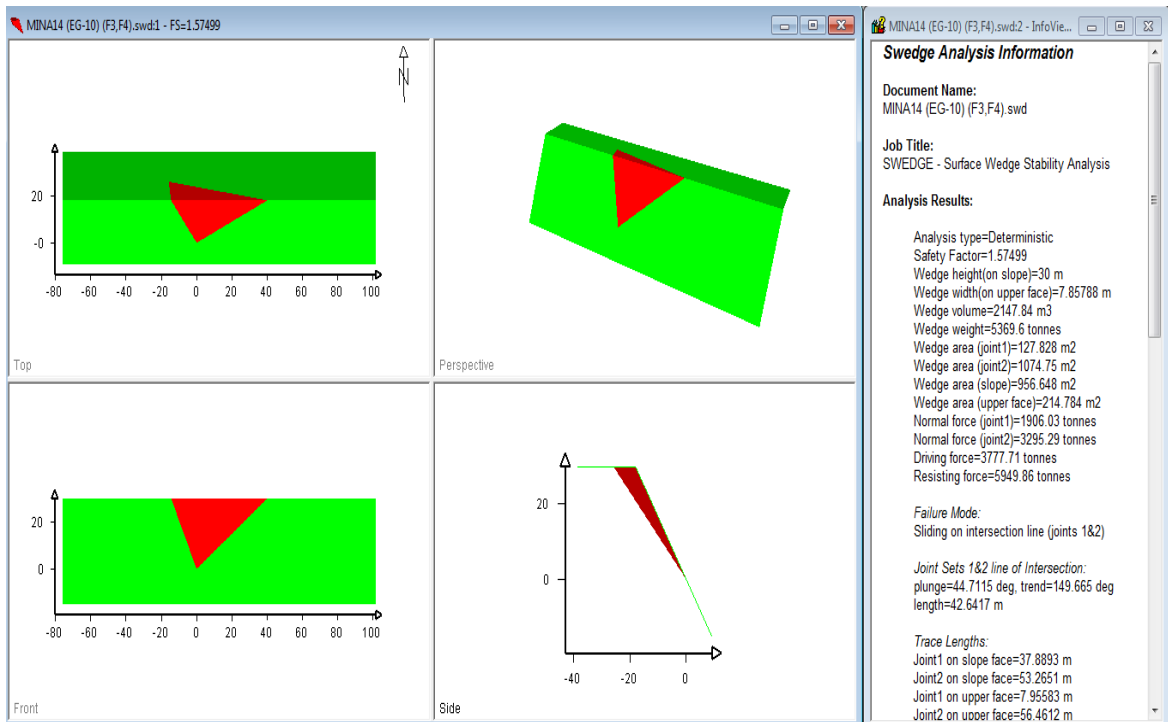


Figura N° 35: Análisis de estabilidad EG-10, deslizamiento tipo cuña F3 y F4 (estático).

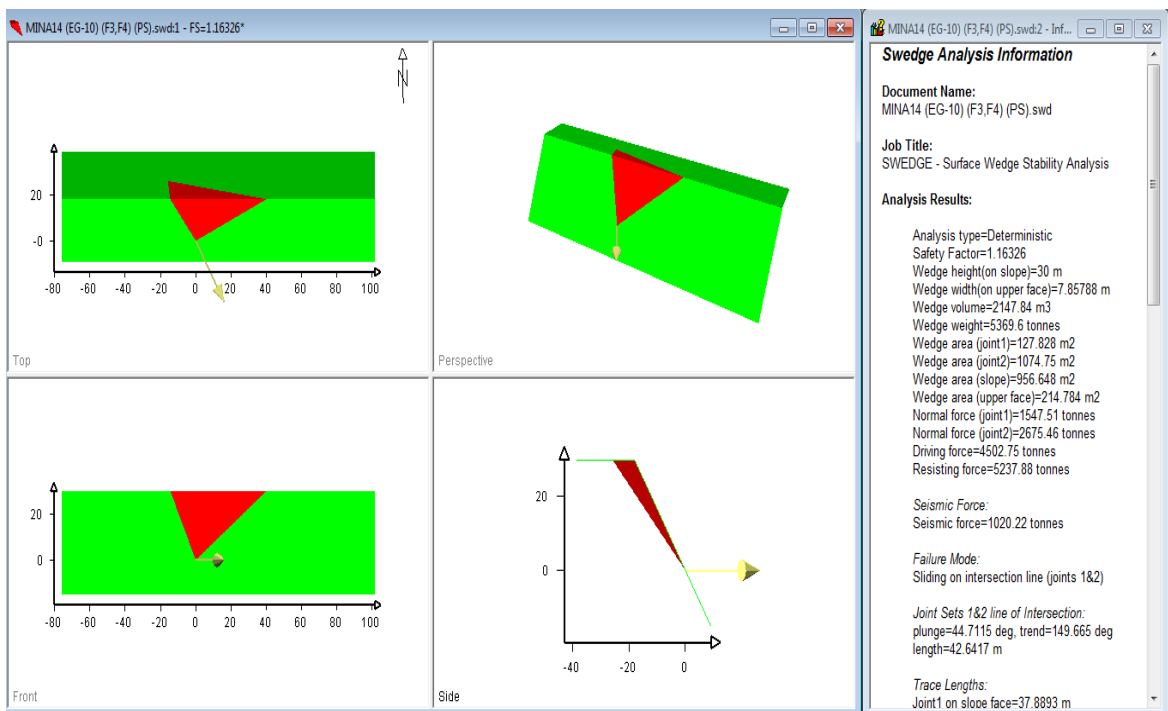


Figura N° 36: Análisis de estabilidad EG-10, deslizamiento tipo cuña F3 y F4 (pseudo - estático).

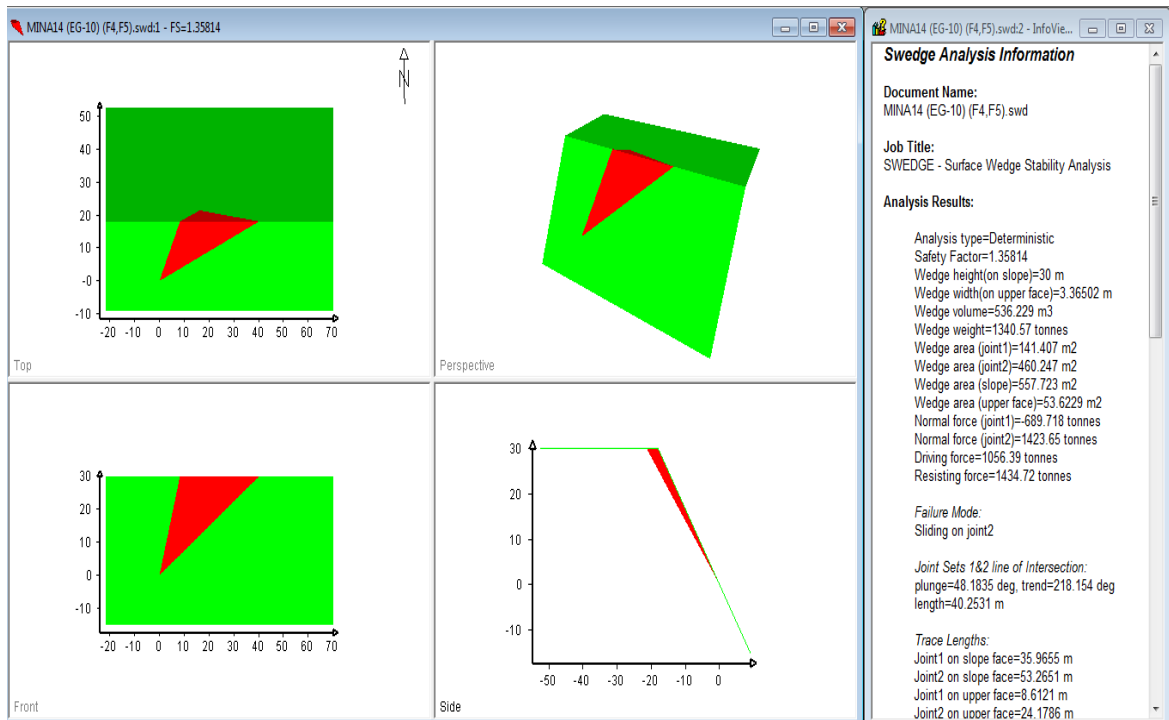


Figura N° 37: Análisis de estabilidad EG-10, deslizamiento tipo cuña F4 y F5 (estático).

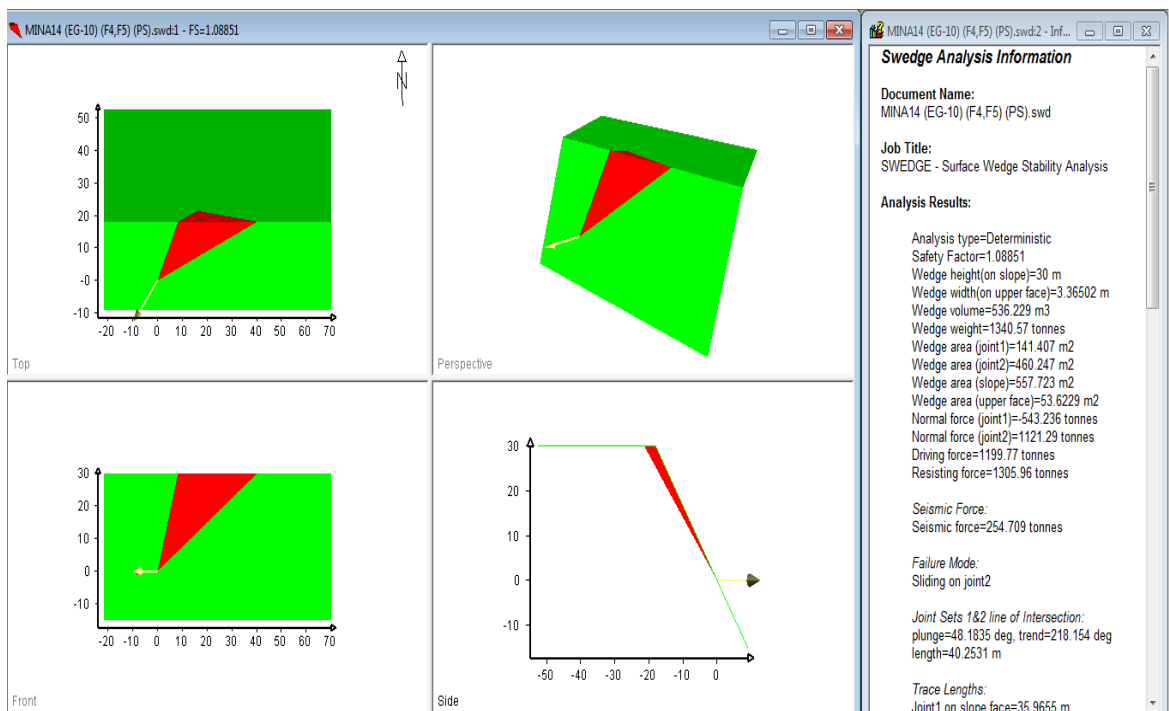


Figura N° 38: Análisis de estabilidad EG-10, deslizamiento tipo cuña F4 y F5 (pseudo - estático).

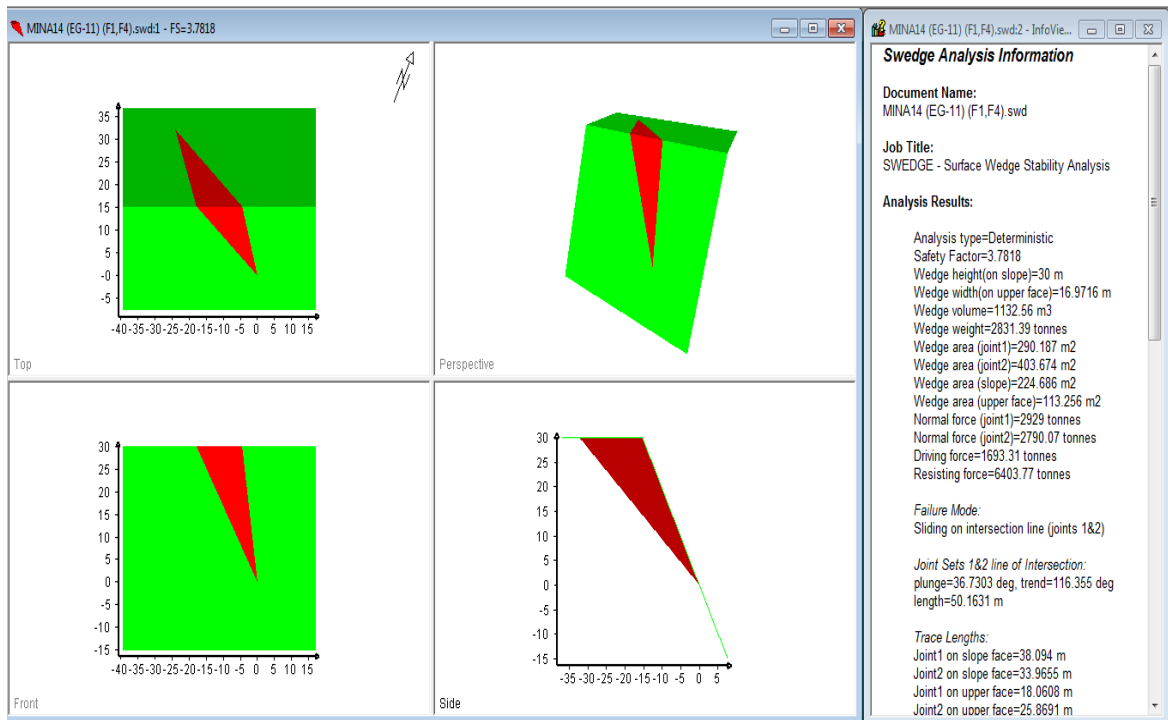


Figura N° 39: Análisis de estabilidad EG-11, deslizamiento tipo cuña F1 y F4 (estático).

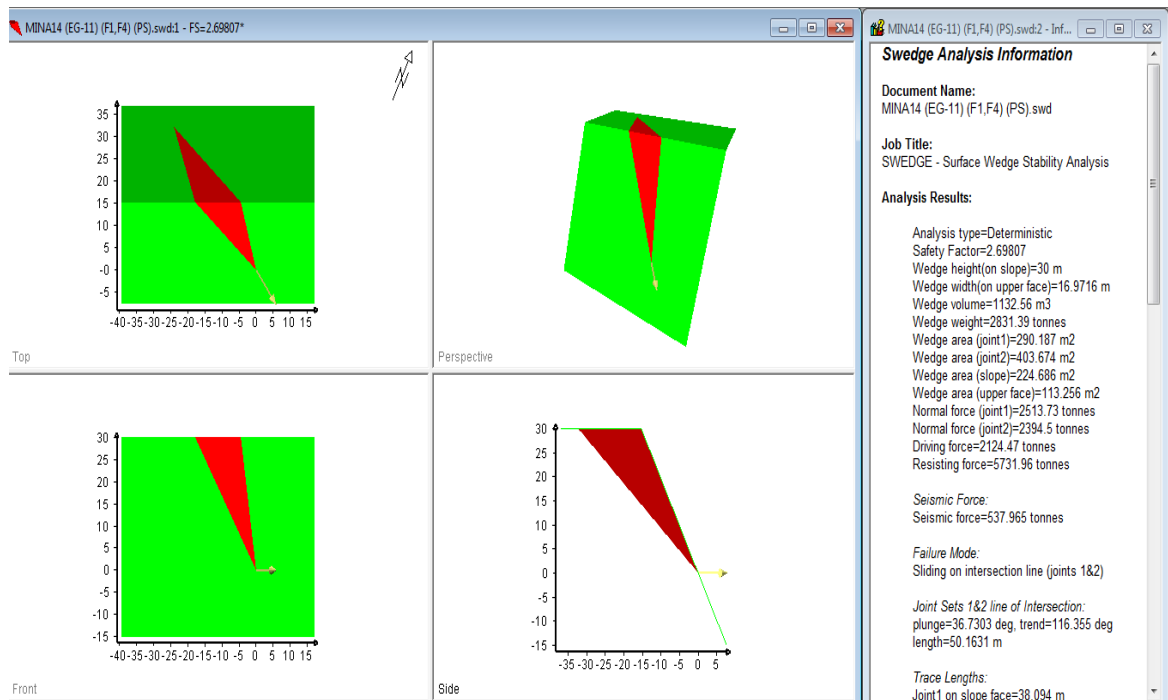


Figura N° 40: Análisis de estabilidad EG-11, deslizamiento tipo cuña F1 y F4 (pseudo - estático).

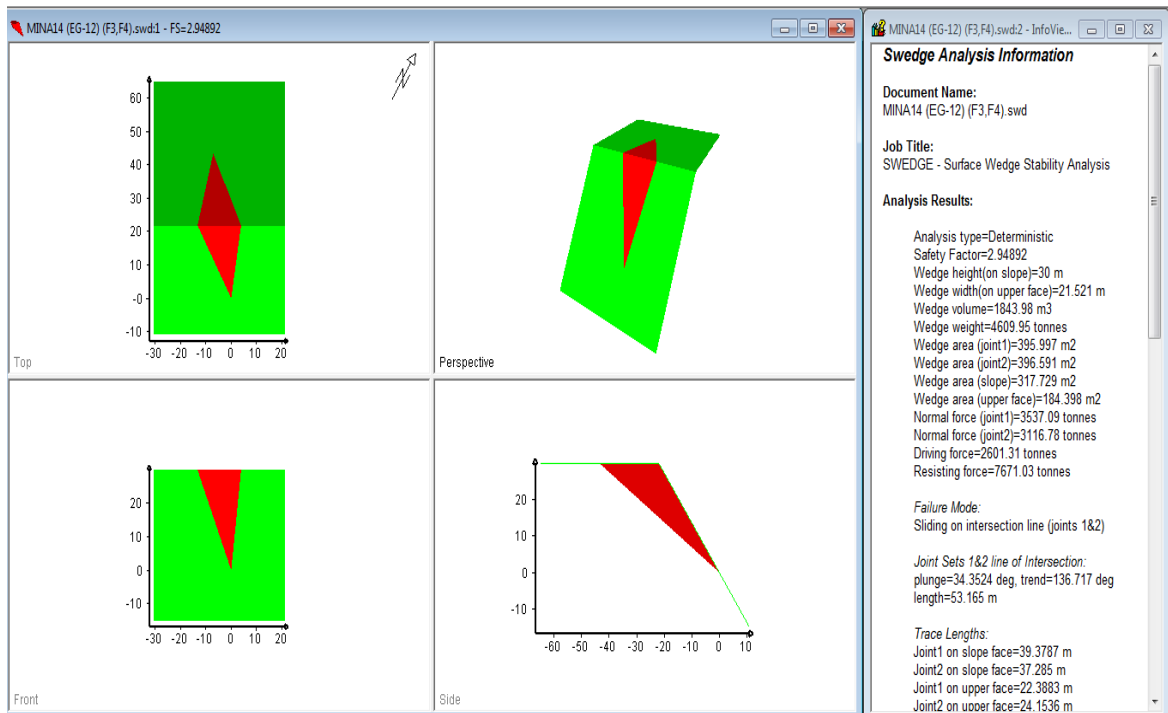


Figura N° 41: Análisis de estabilidad EG-12, deslizamiento tipo cuña F3 y F4 (estático).

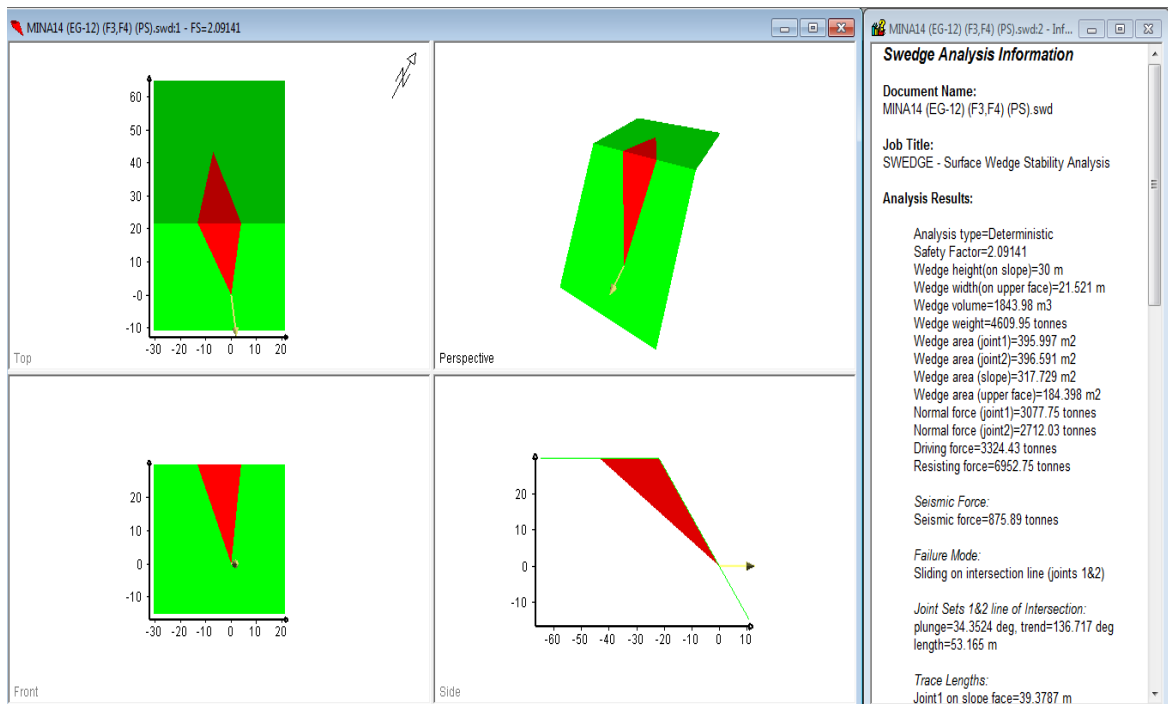


Figura N° 42: Análisis de estabilidad EG-12, deslizamiento tipo cuña F3 y F4 (pseudo - estático).

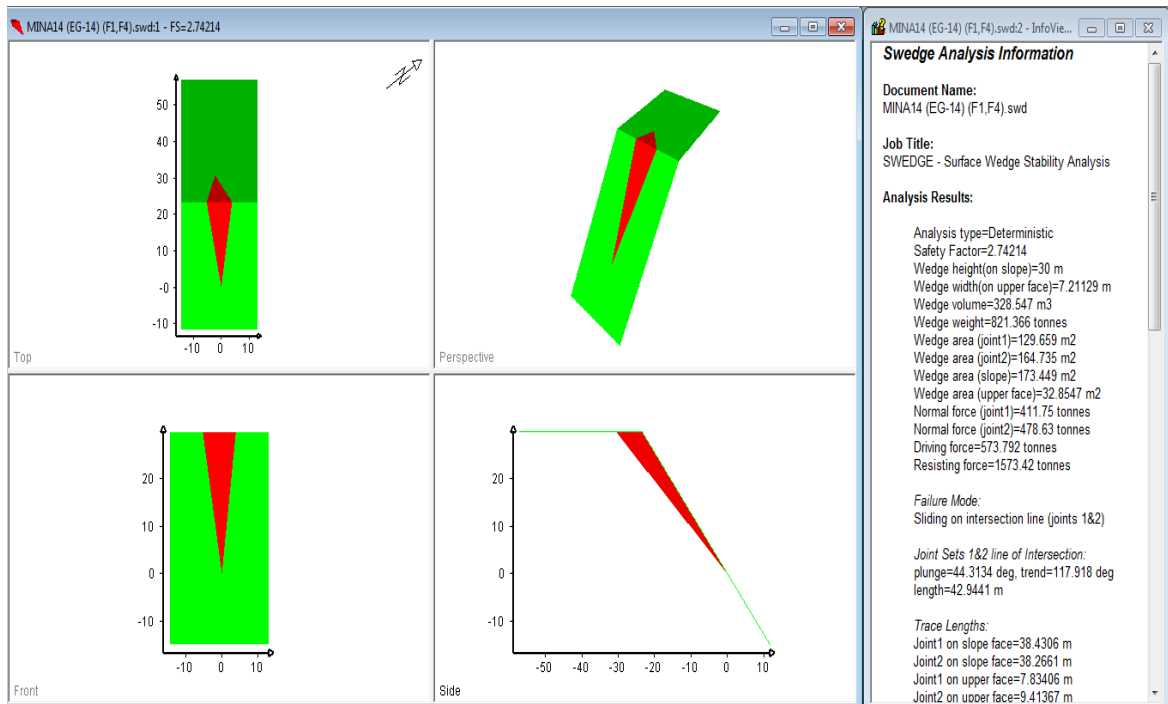


Figura N° 43: Análisis de estabilidad EG-14, deslizamiento tipo cuña F1 y F4 (estático).

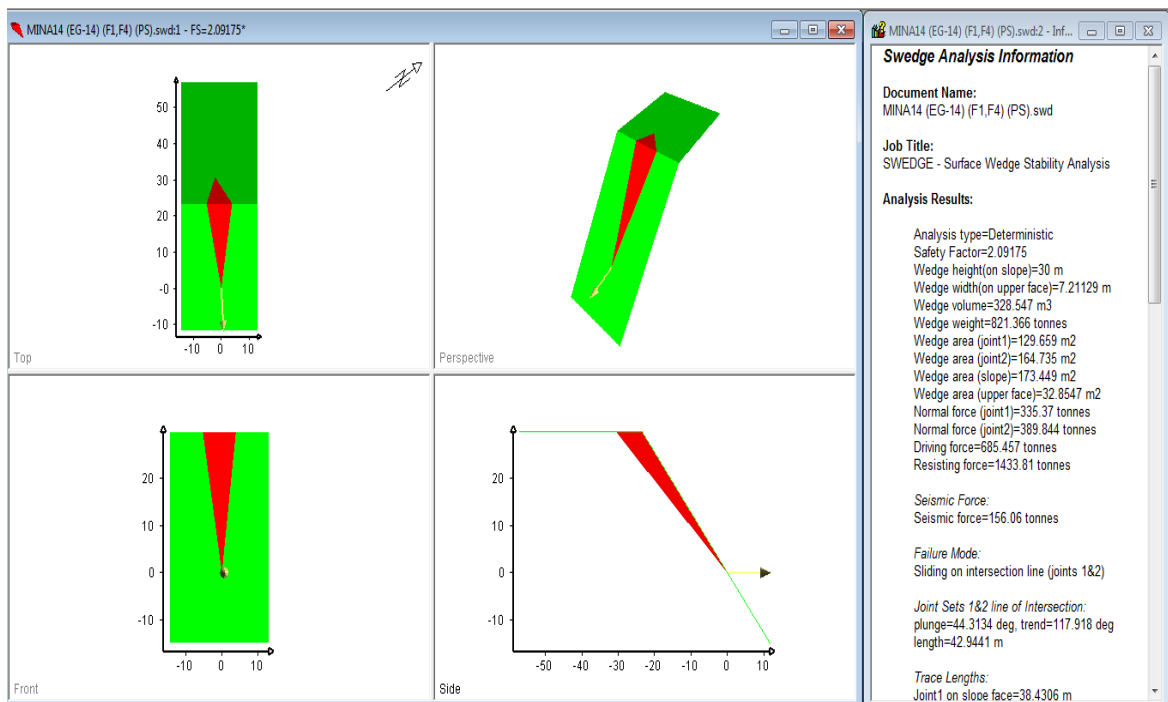


Figura N° 44: Análisis de estabilidad EG-14, deslizamiento tipo cuña F1 y F4 (pseudo - estático).

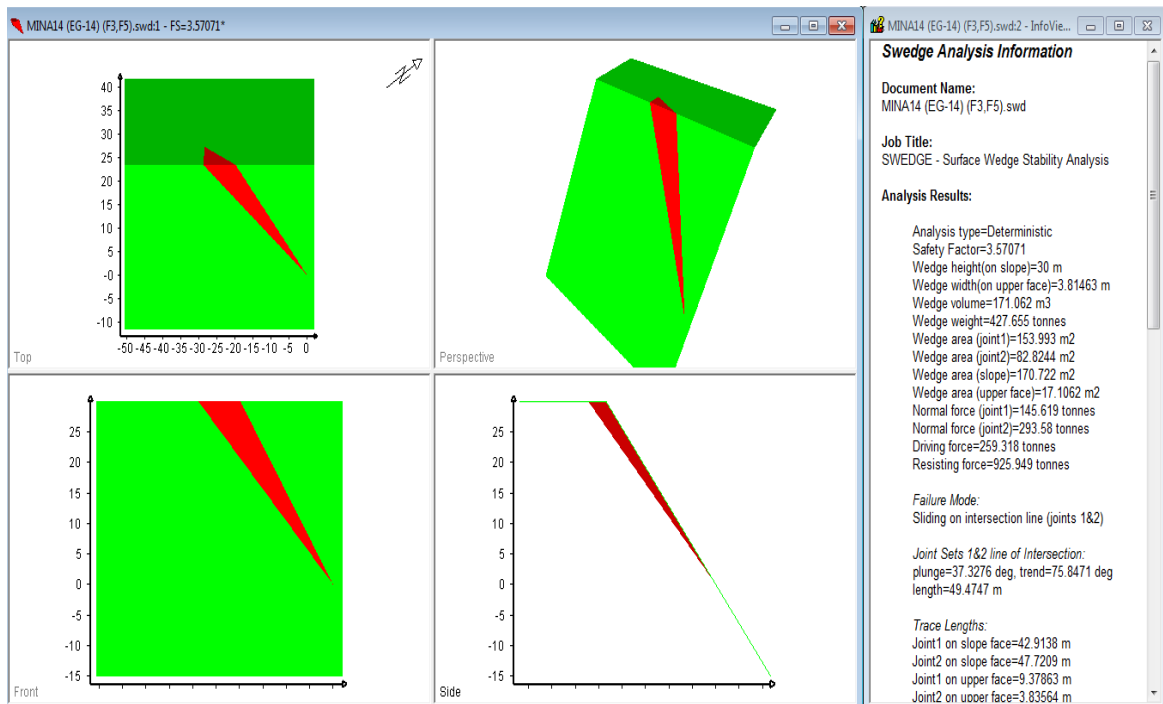


Figura N° 45: Análisis de estabilidad EG-14, deslizamiento tipo cuña F3 y F5 (estático).

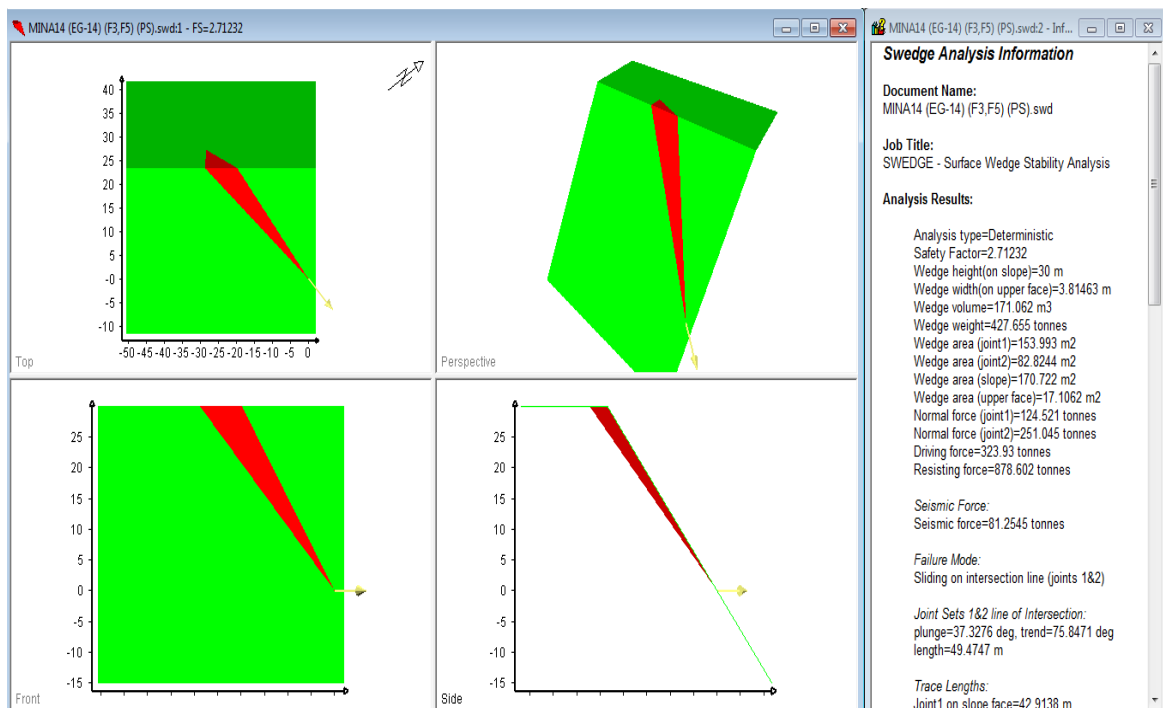


Figura N° 46: Análisis de estabilidad EG-14, deslizamiento tipo cuña F3 y F5 (pseudo - estático).

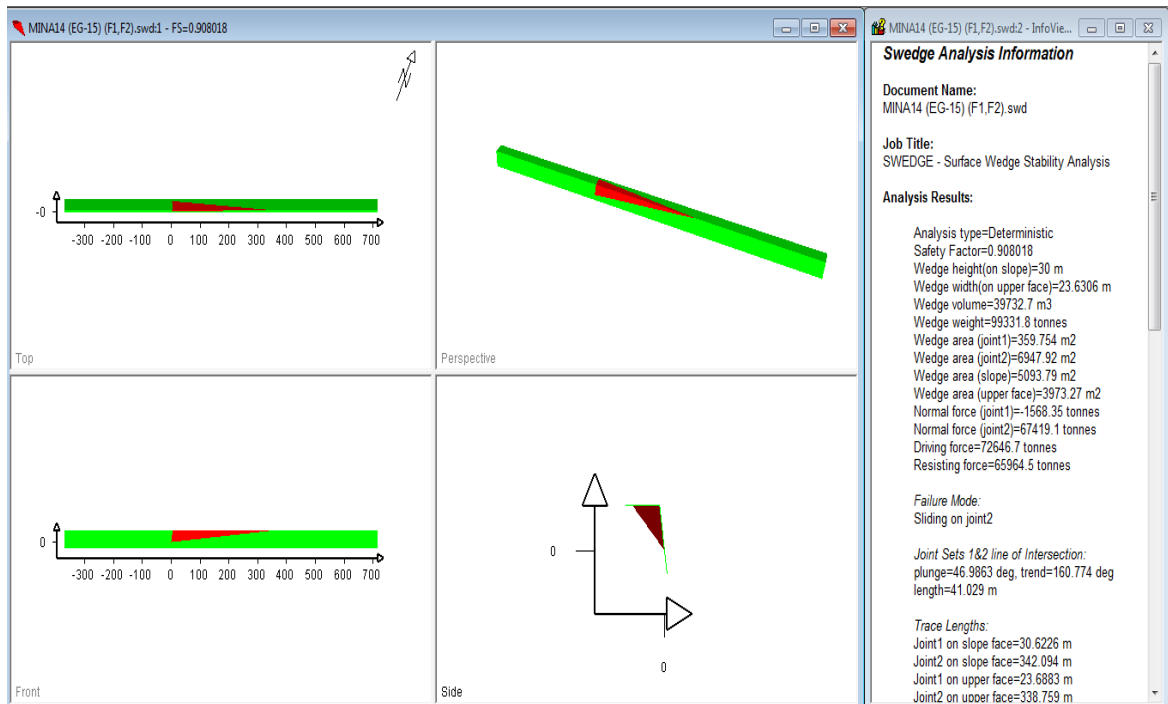


Figura N° 47: Análisis de estabilidad EG-15, deslizamiento tipo cuña F1 y F2 (estático).

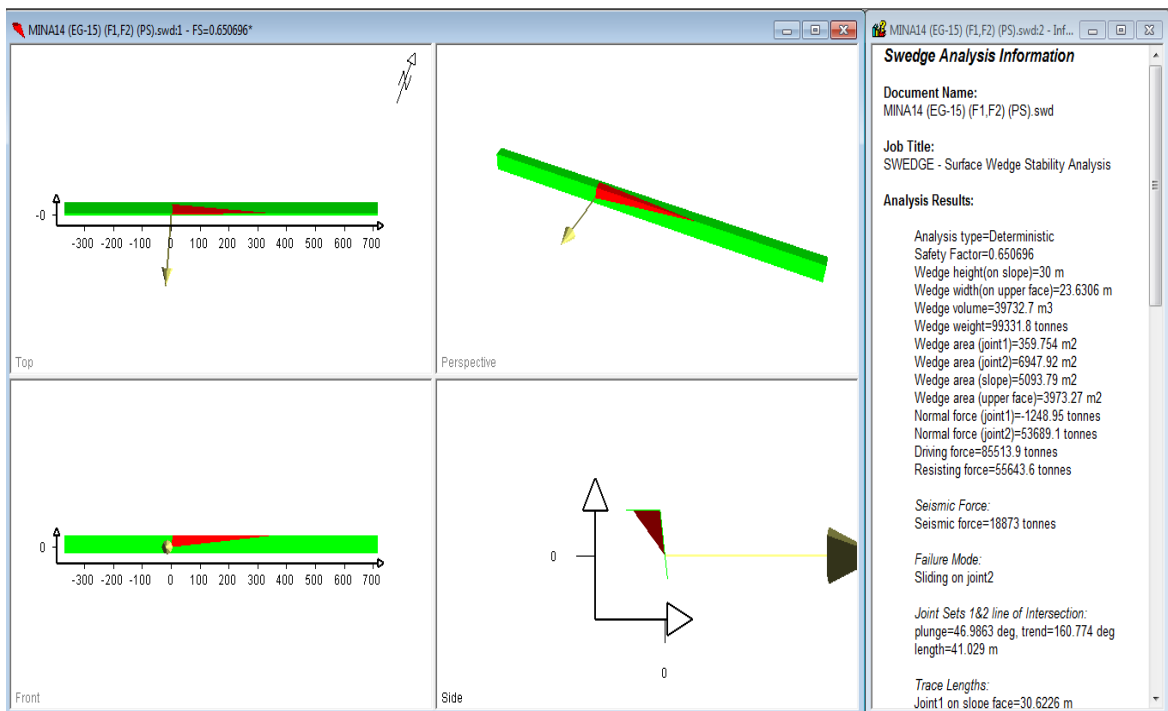


Figura N° 48: Análisis de estabilidad EG-15, deslizamiento tipo cuña F1 y F2 (pseudo - estático).

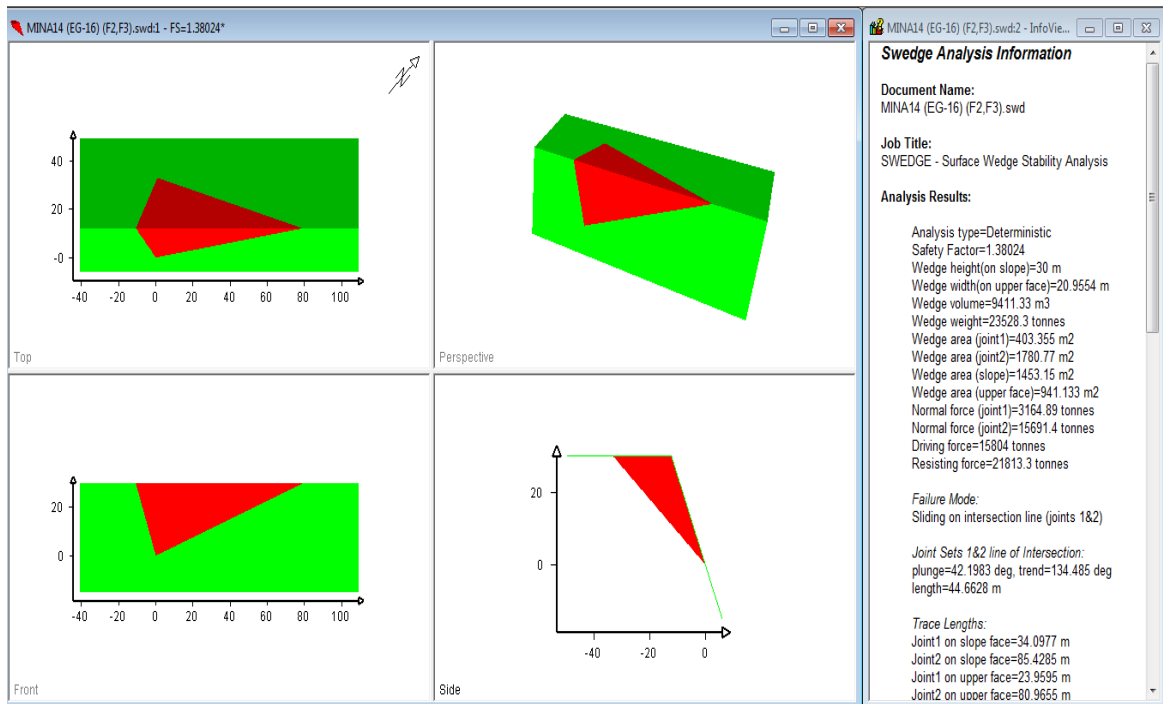


Figura N° 49: Análisis de estabilidad EG-16, deslizamiento tipo cuña F2 y F3 (estático).

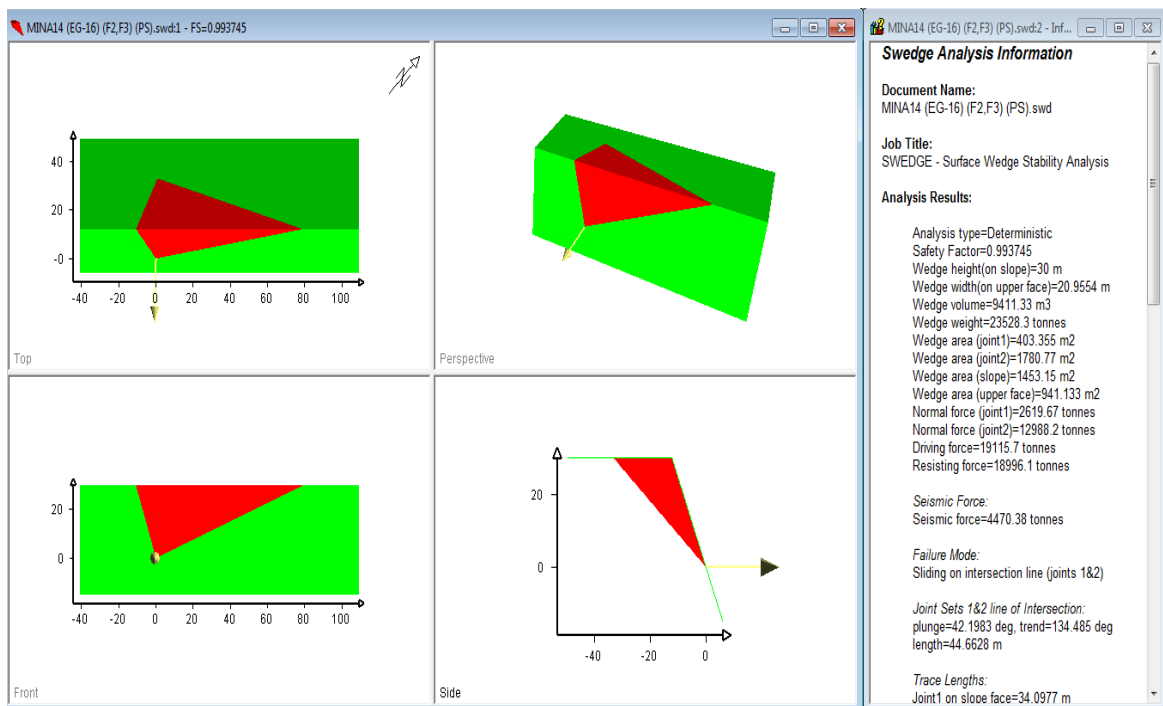


Figura N° 50: Análisis de estabilidad EG-16, deslizamiento tipo cuña F2 y F3 (pseudo - estático).

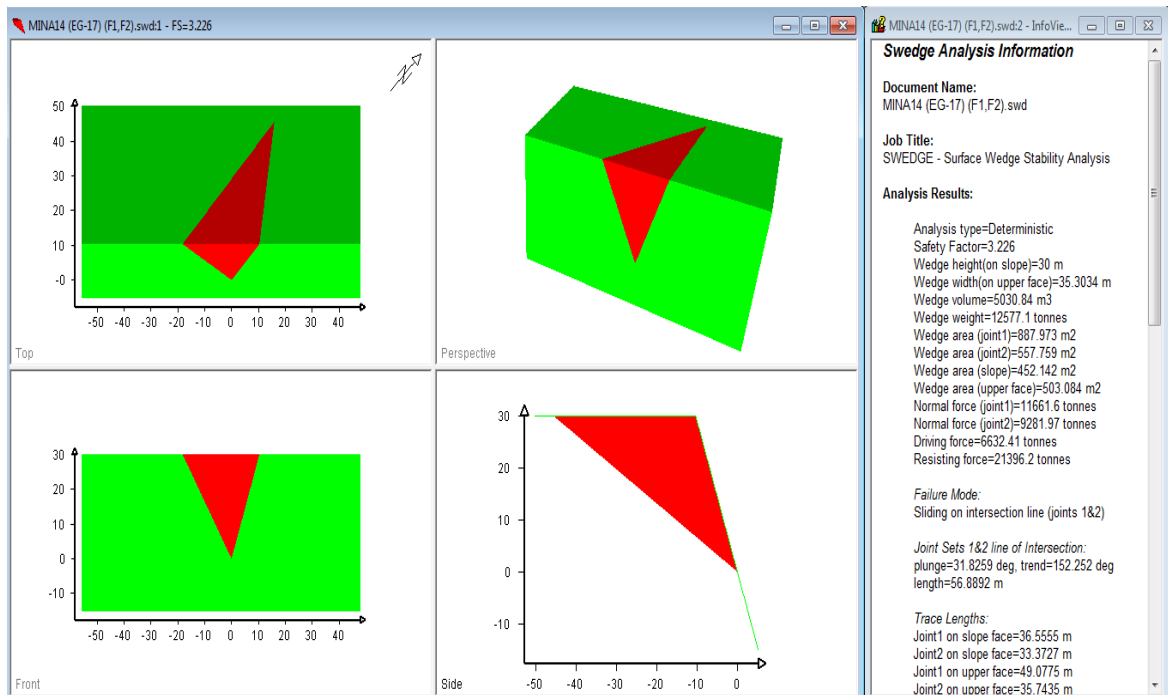


Figura N° 51: Análisis de estabilidad EG-17, deslizamiento tipo cuña F1 y F2 (estático).

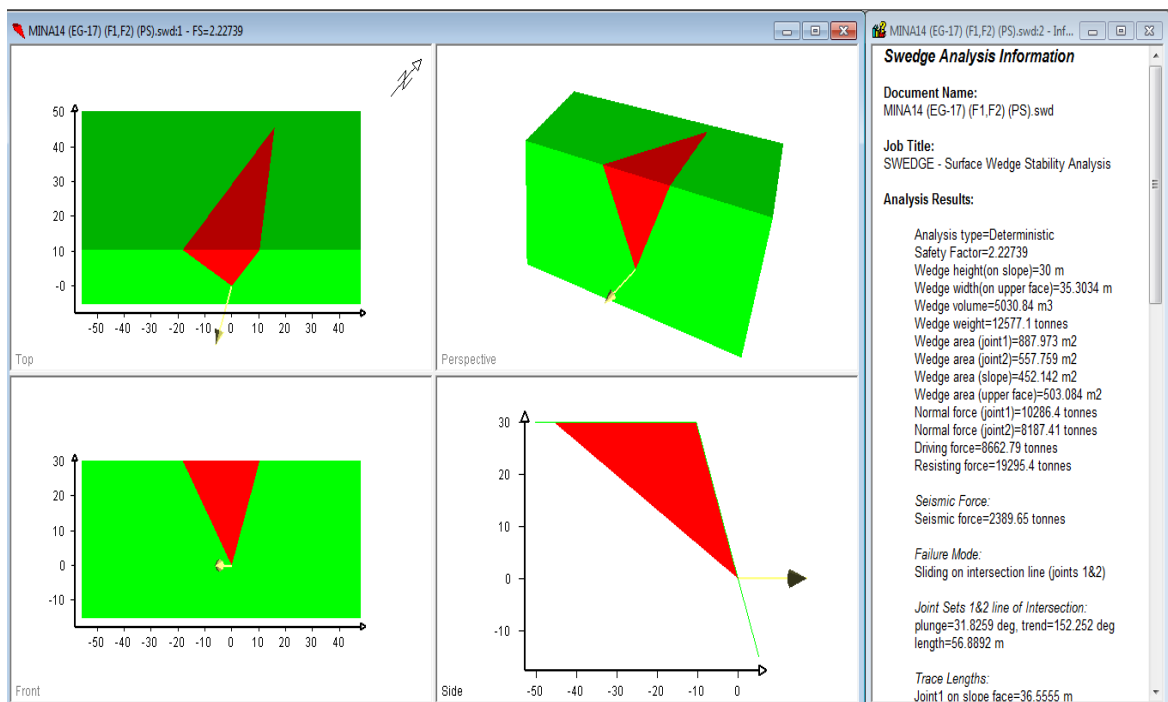


Figura N° 52: Análisis de estabilidad EG-17, deslizamiento tipo cuña F1 y F2 (pseudo - estático).

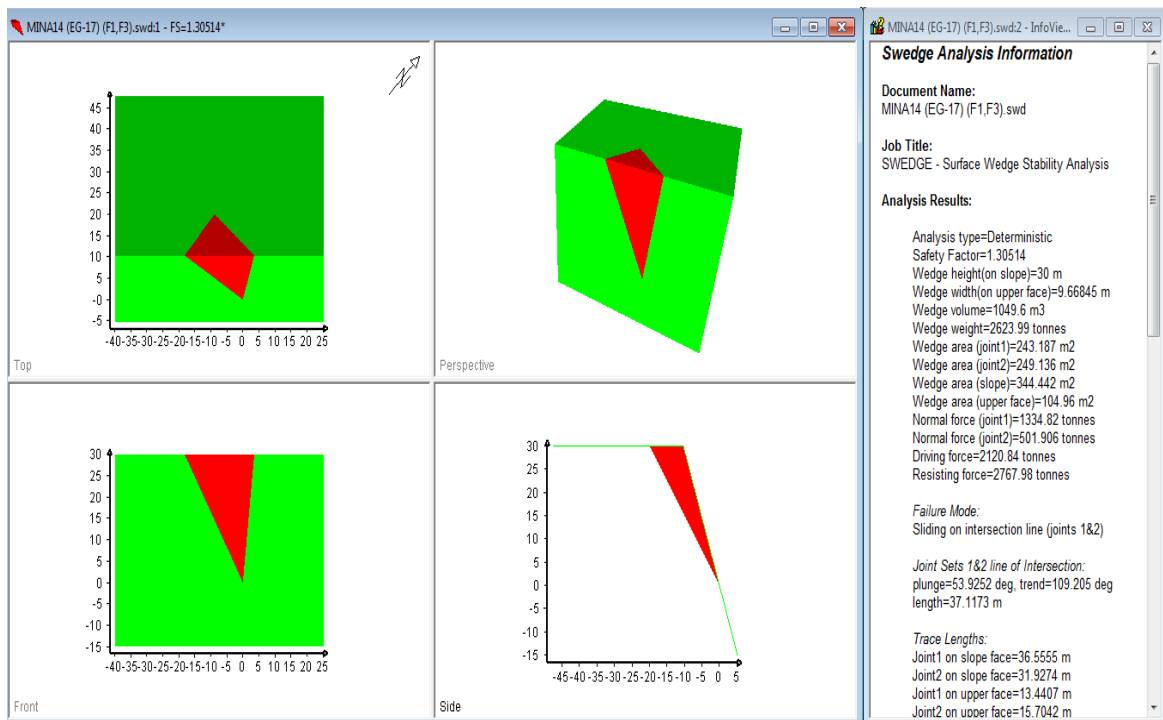


Figura N° 53: Análisis de estabilidad EG-17, deslizamiento tipo cuña F1 y F3 (estático).

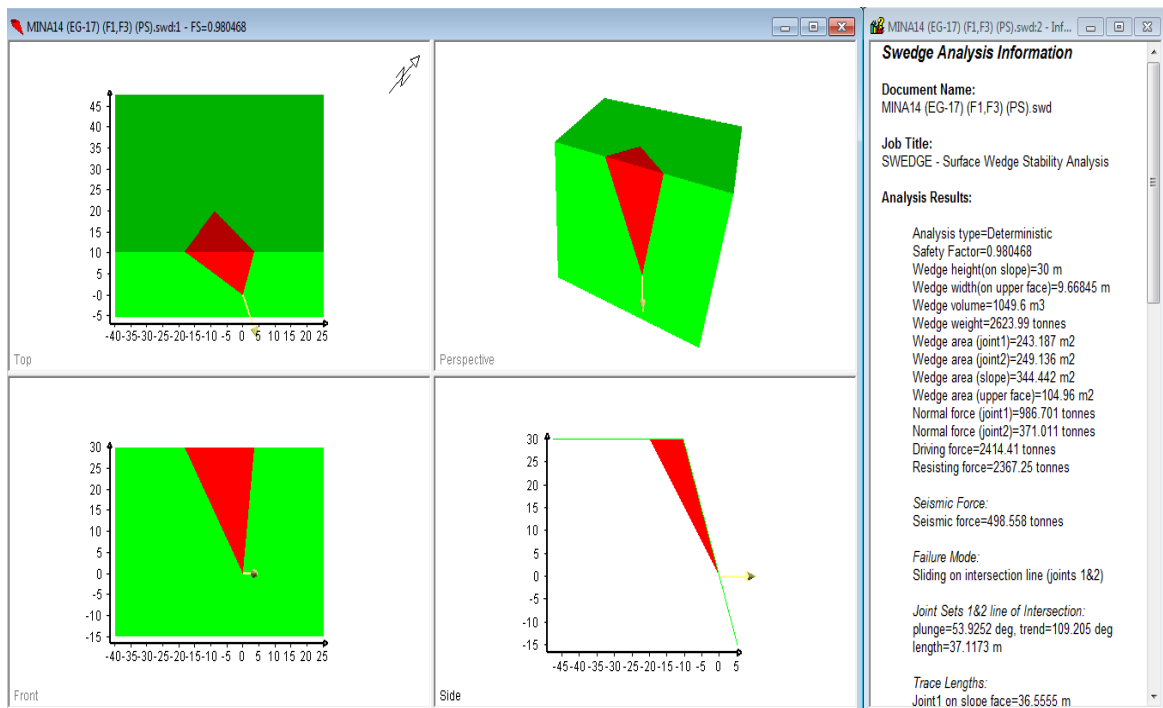


Figura N° 54: Análisis de estabilidad EG-17, deslizamiento tipo cuña F1 y F3 (pseudo - estático).

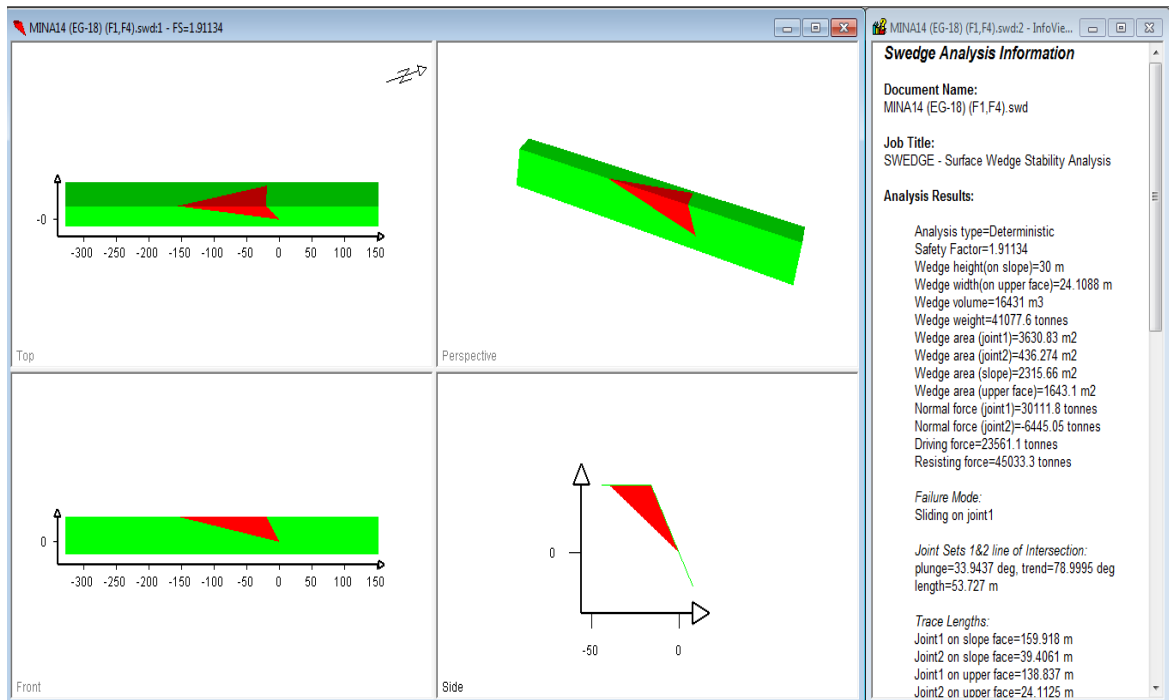


Figura N° 55: Análisis de estabilidad EG-18, deslizamiento tipo cuña F1 y F4 (estático).

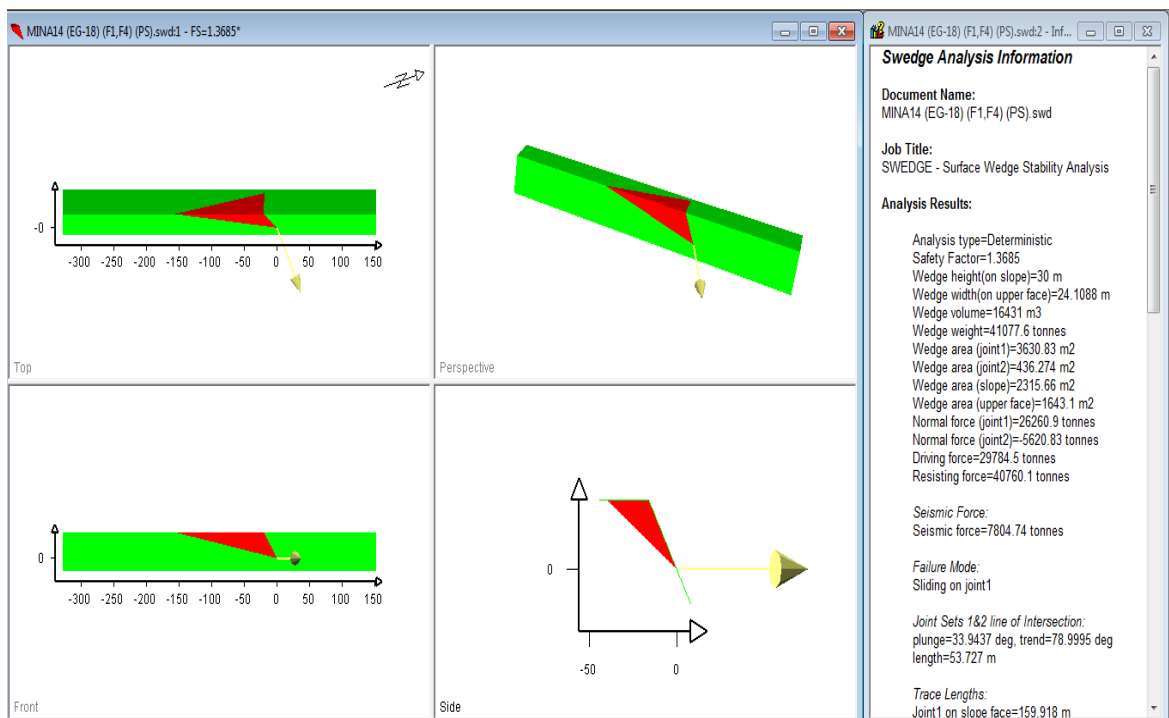


Figura N° 56: Análisis de estabilidad EG-18, deslizamiento tipo cuña F1 y F4 (pseudo - estático).

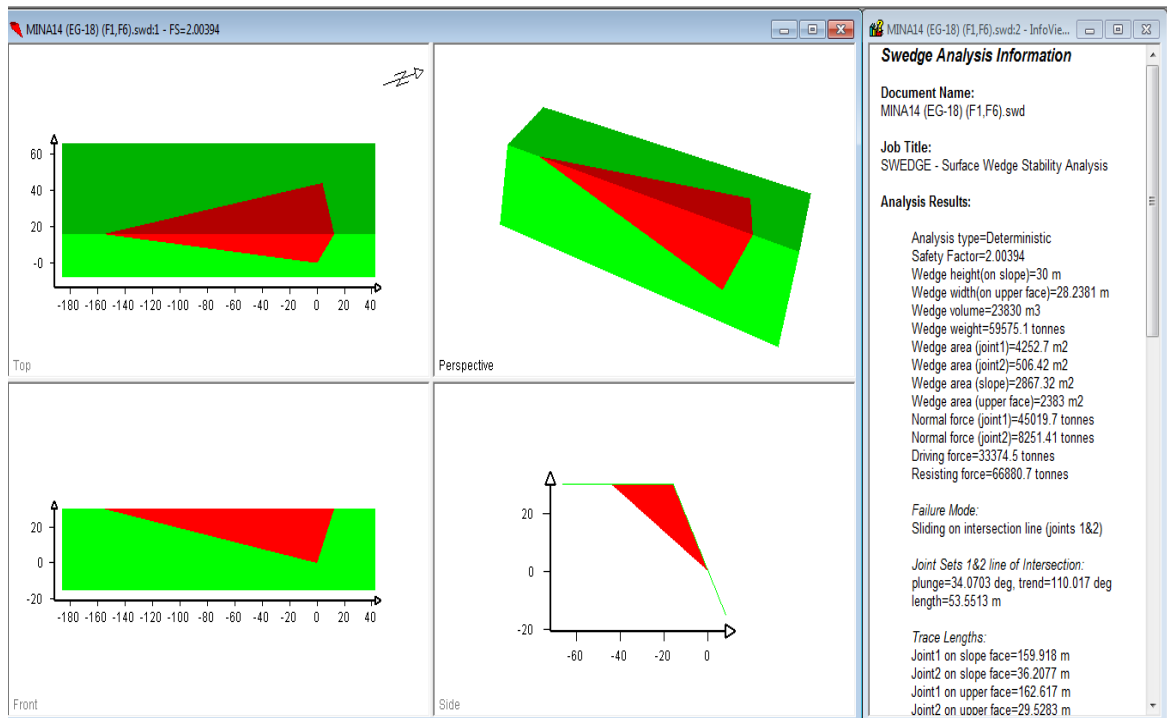


Figura N° 57: Análisis de estabilidad EG-18, deslizamiento tipo cuña F1 y F6 (estático).

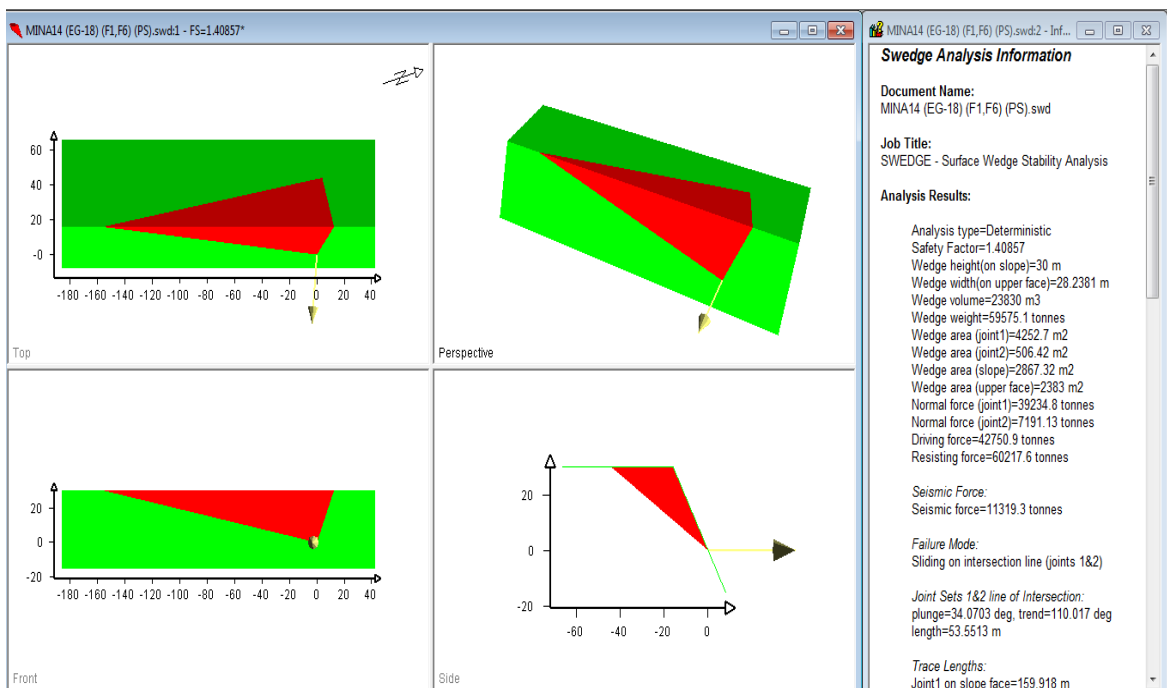


Figura N° 58: Análisis de estabilidad EG-18, deslizamiento tipo cuña F1 y F6 (pseudo - estático).

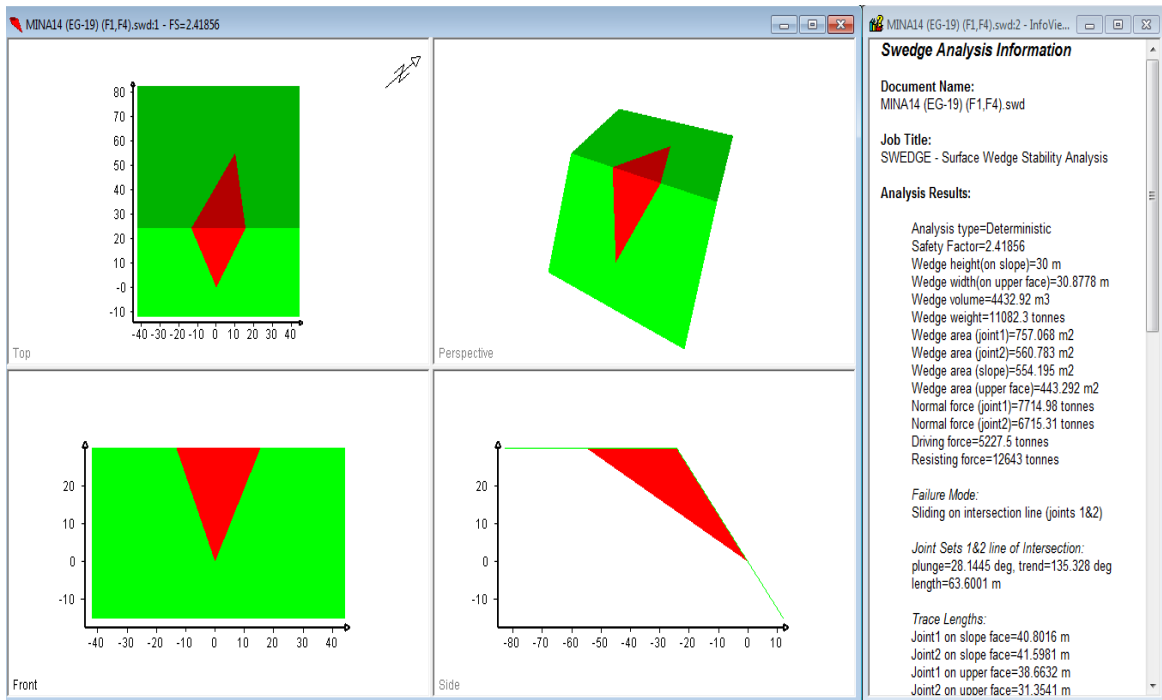


Figura N° 59: Análisis de estabilidad EG-19, deslizamiento tipo cuña F1 y F4 (estático).

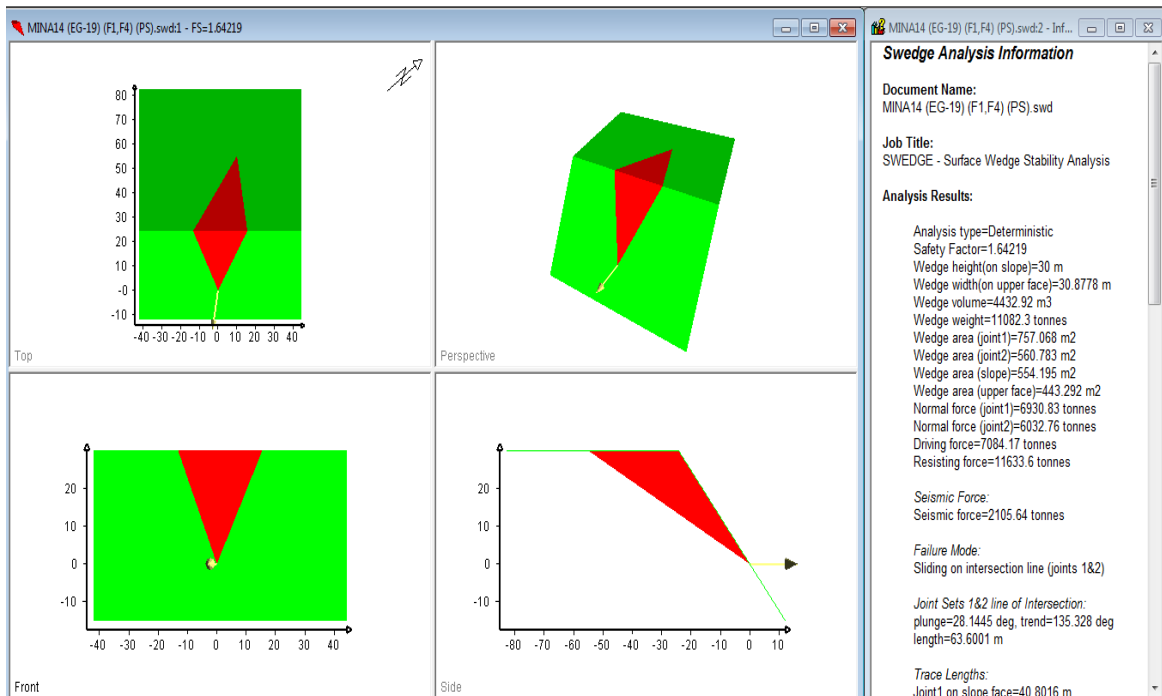


Figura N° 60: Análisis de estabilidad EG-19, deslizamiento tipo cuña F1 y F4 (pseudo - estático).

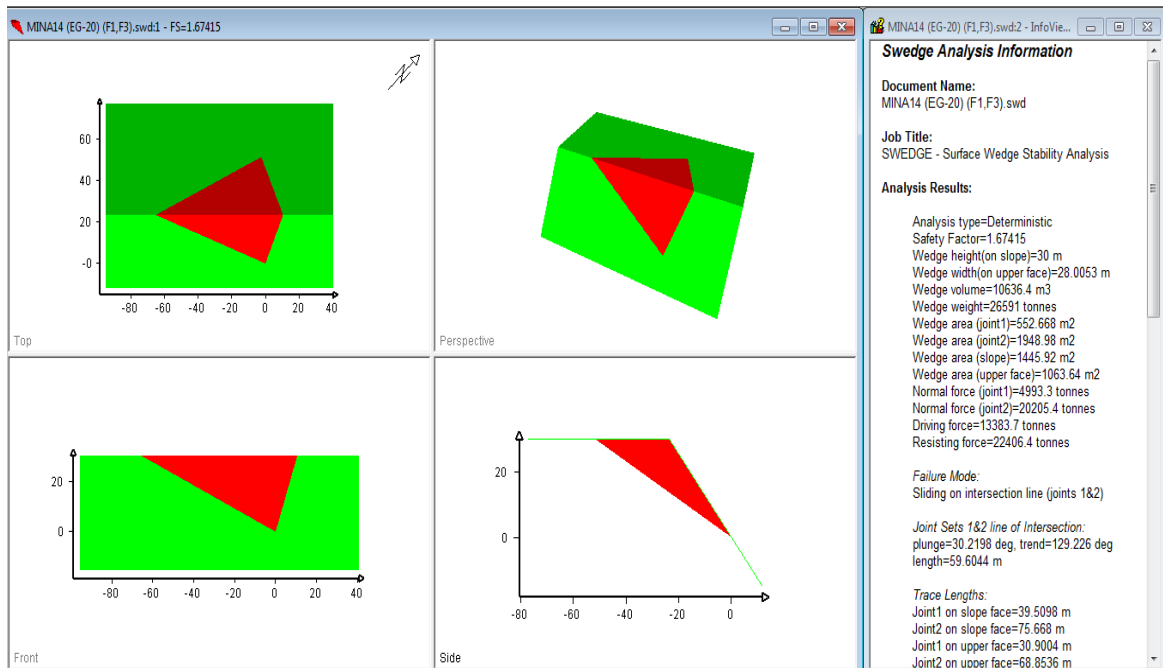


Figura N° 61: Análisis de estabilidad EG-20, deslizamiento tipo cuña F1 y F3 (estático).

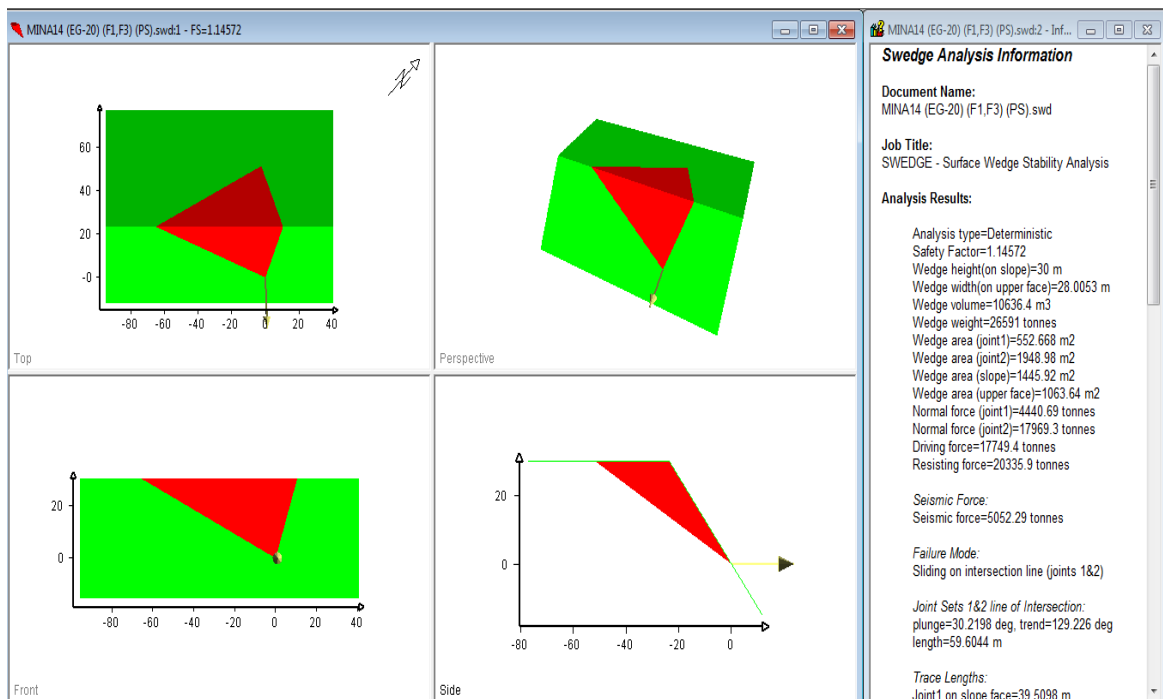


Figura N° 62: Análisis de estabilidad EG-20, deslizamiento tipo cuña F1 y F3 (pseudo - estático).

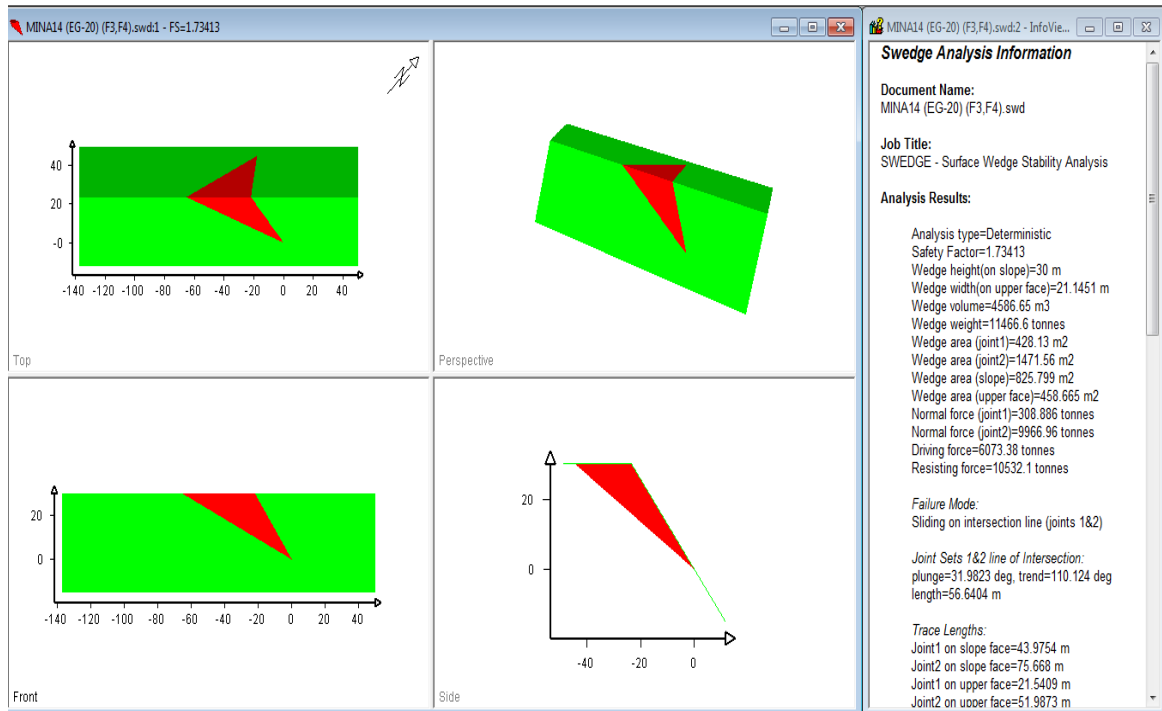


Figura N° 63: Análisis de estabilidad EG-20, deslizamiento tipo cuña F3 y F4 (estático).

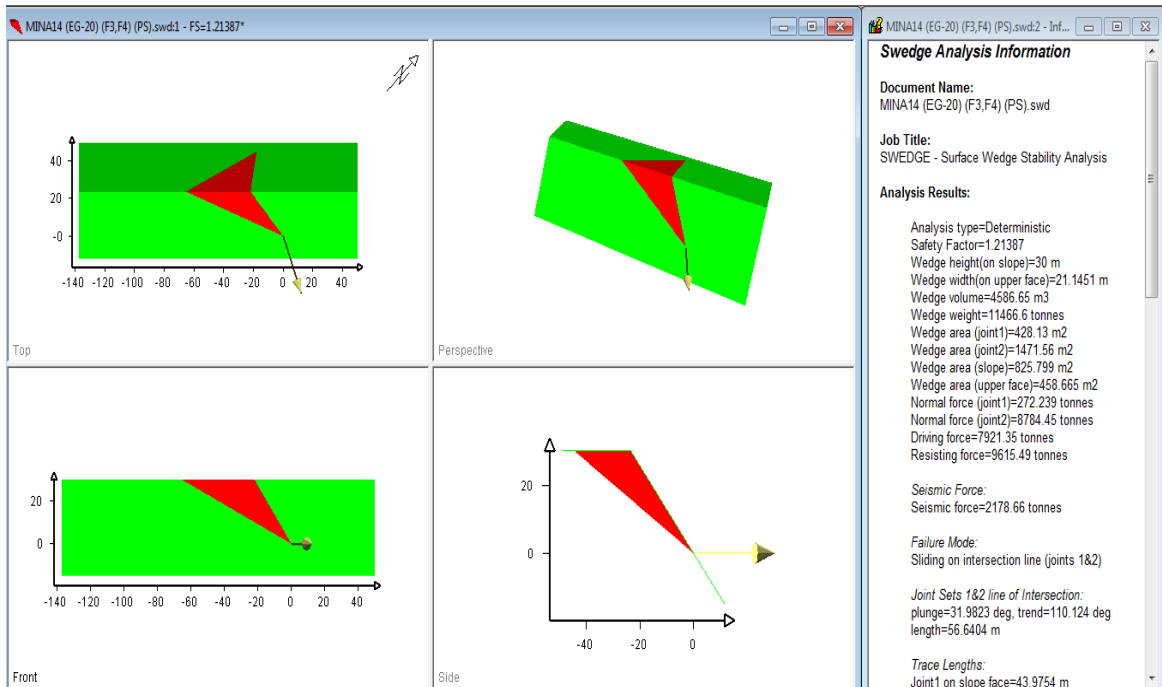


Figura N° 64: Análisis de estabilidad EG-20, deslizamiento tipo cuña F3 y F4 (pseudo - estático).

ANEXO 2.3
ANÁLISIS DE LA FALLA POR VUELCO DE ESTRATOS

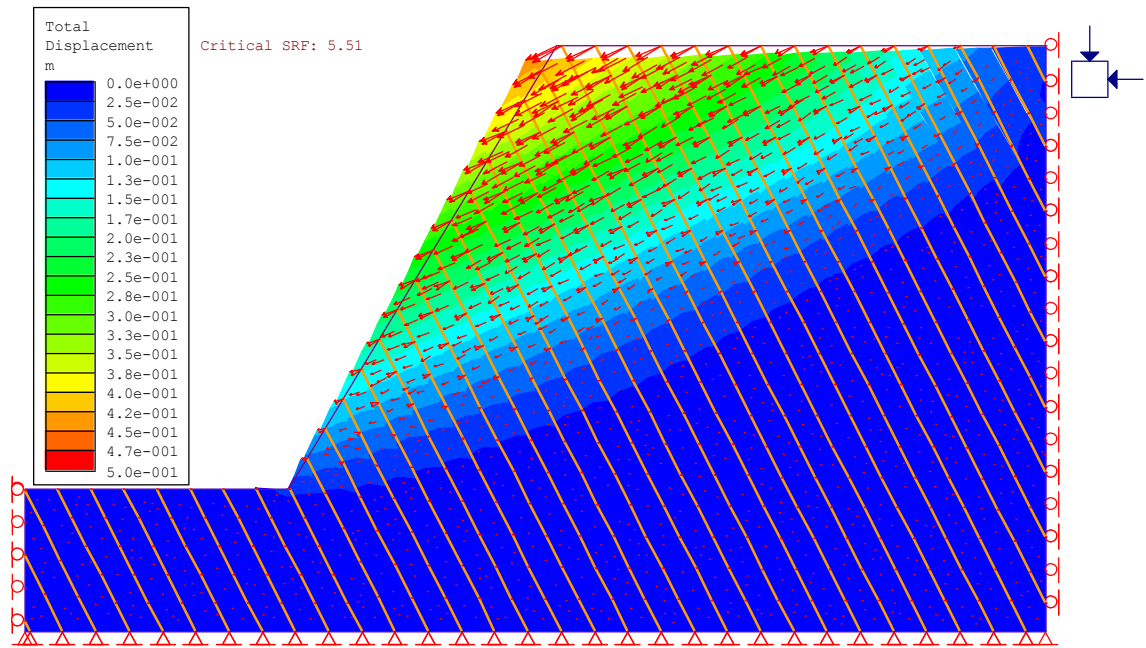


Figura N° 65: Análisis de estabilidad EG-02, vuelco de estratos F3 (estático)

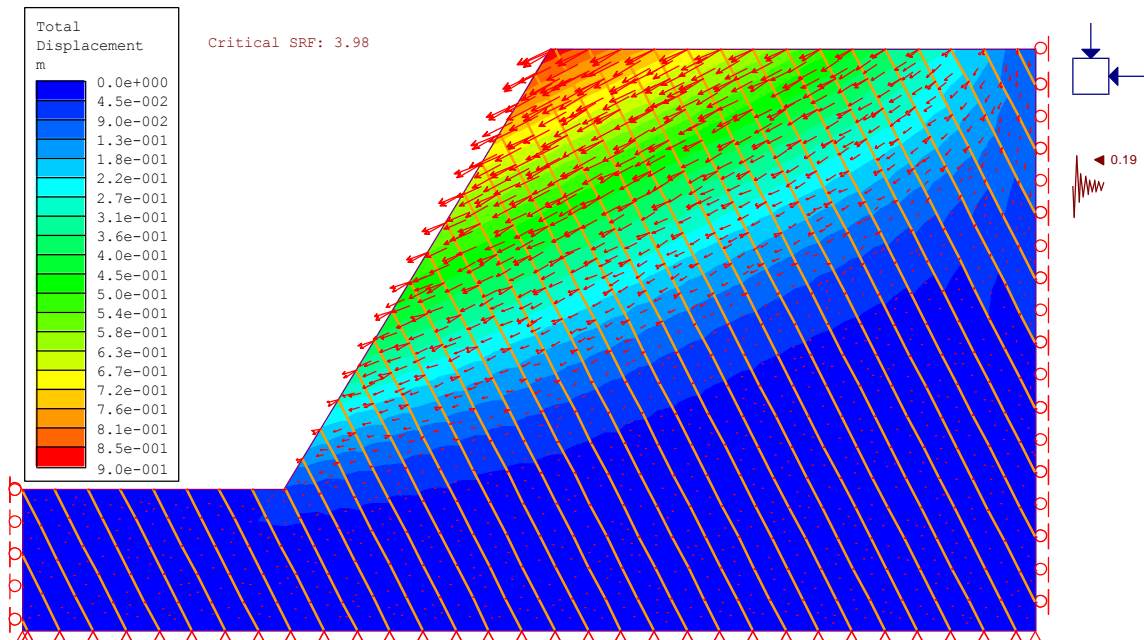


Figura N° 66: Análisis de estabilidad EG-02, vuelco de estratos F3 (pseudo - estático).

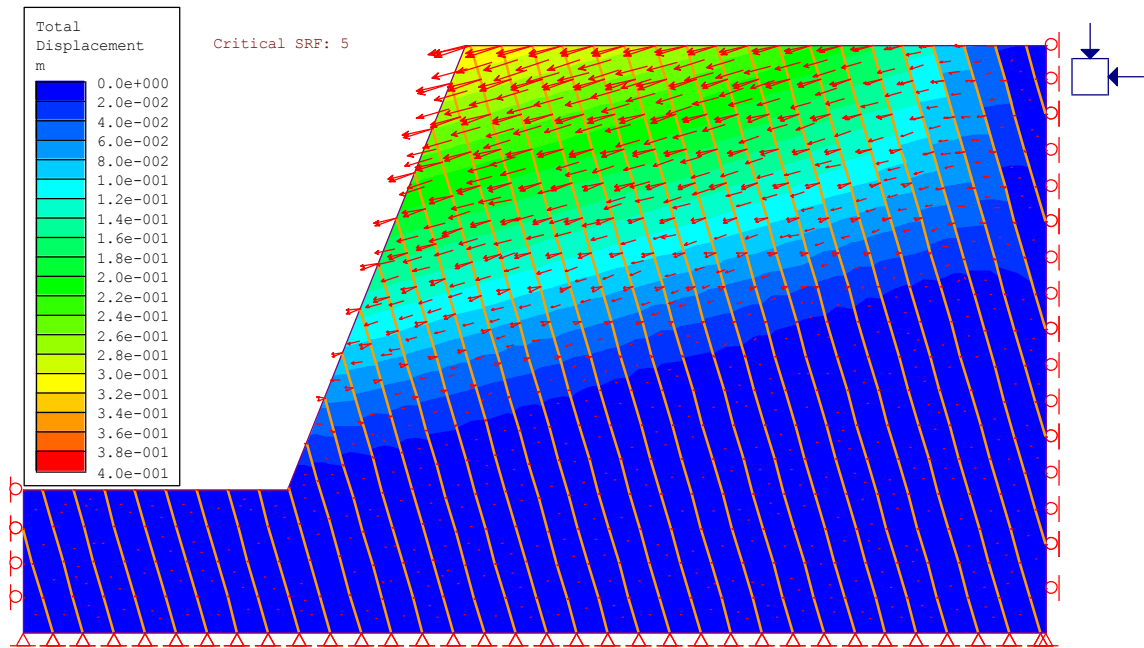


Figura N° 67: Análisis de estabilidad EG-16, vuelco de estratos F4 (estático).

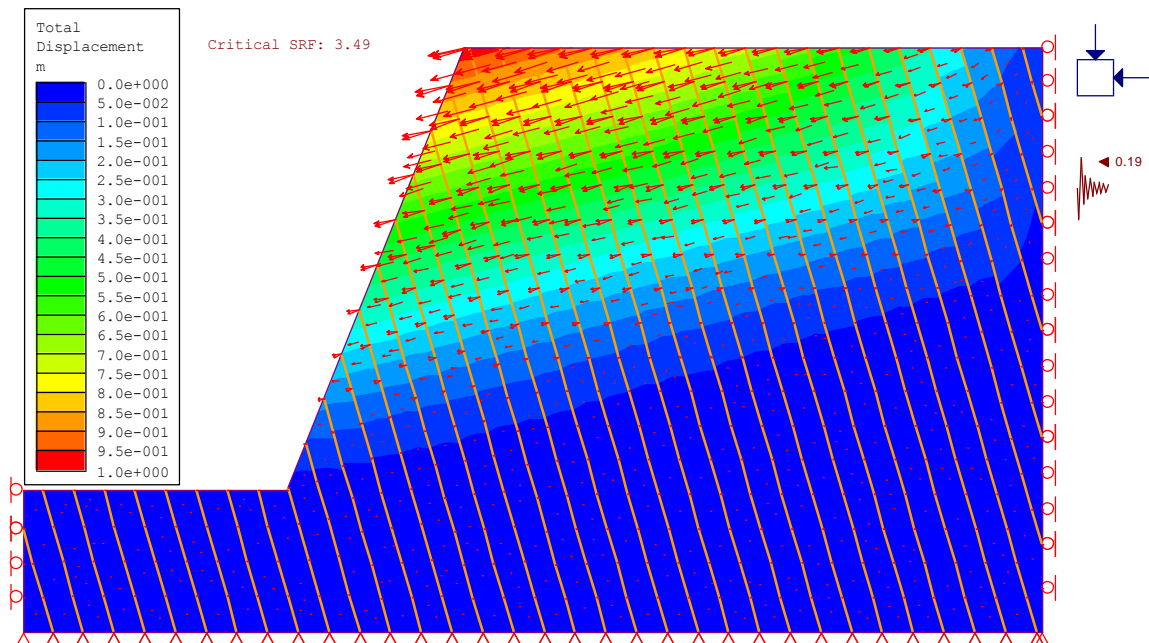


Figura N° 68: Análisis de estabilidad EG-16, vuelco de estratos F4 (pseudo - estático).

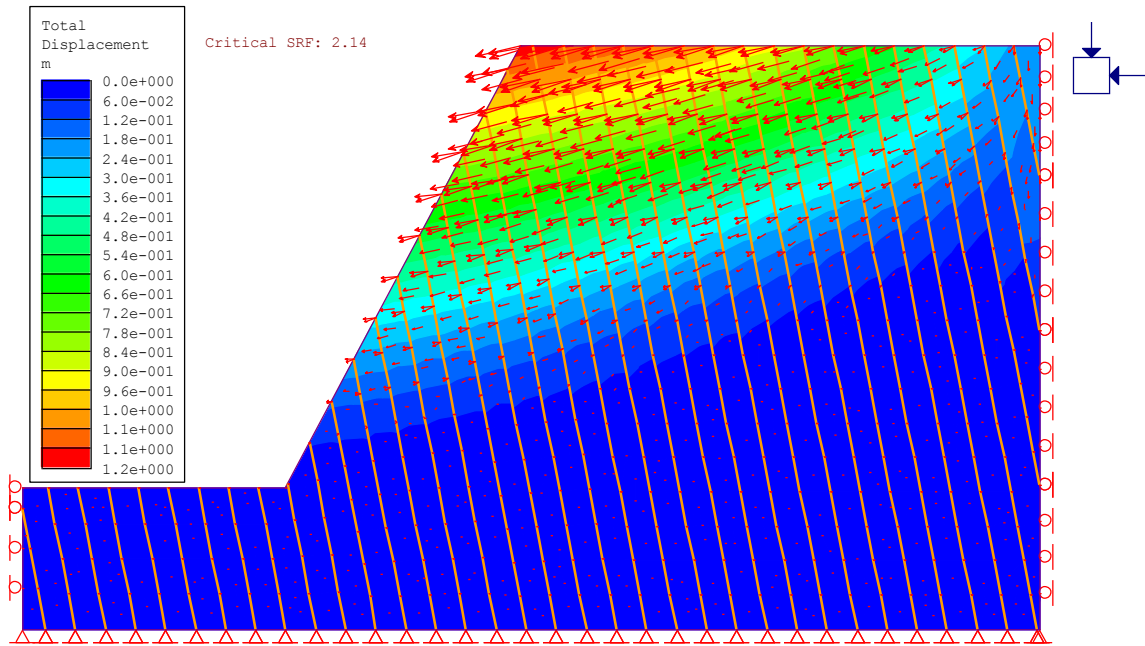


Figura N° 69: Análisis de estabilidad EG-18, vuelco de estratos F2 (estático).

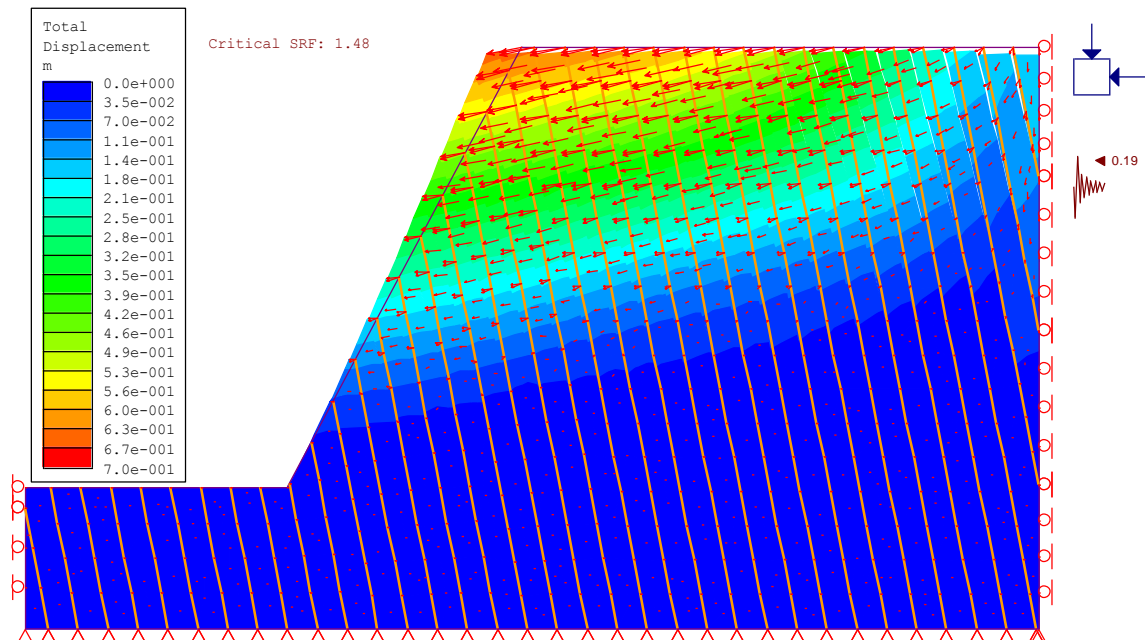


Figura N° 70: Análisis de estabilidad EG-18, vuelco de estratos F2 (pseudo - estático).

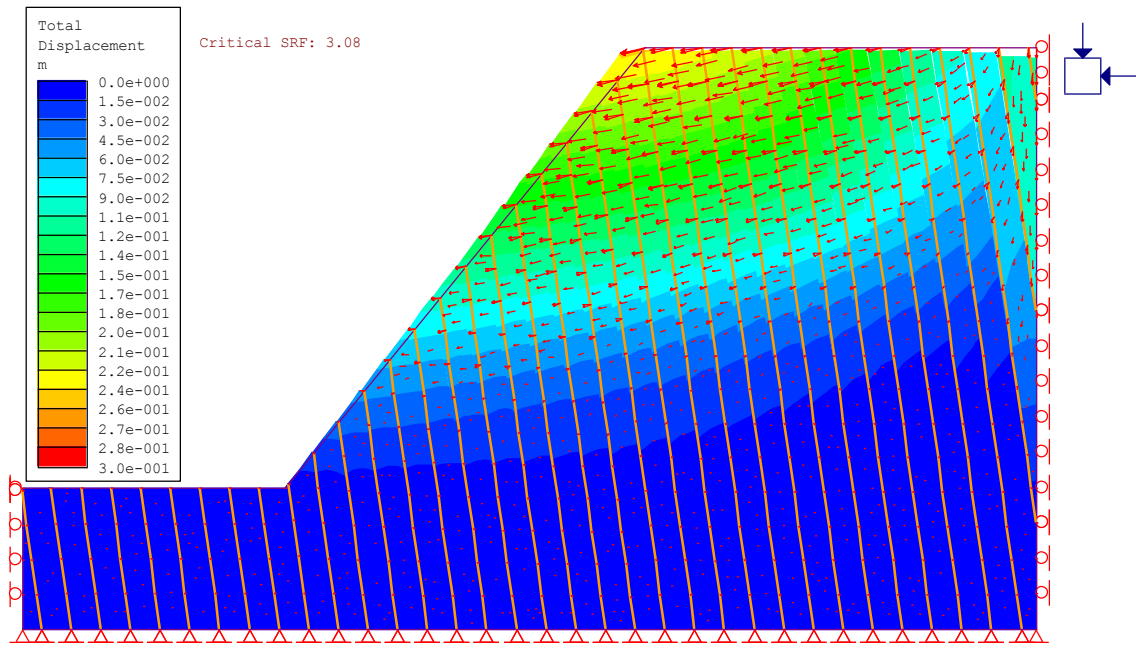


Figura N° 71: Análisis de estabilidad EG-19, vuelco de estratos F3 (estático).

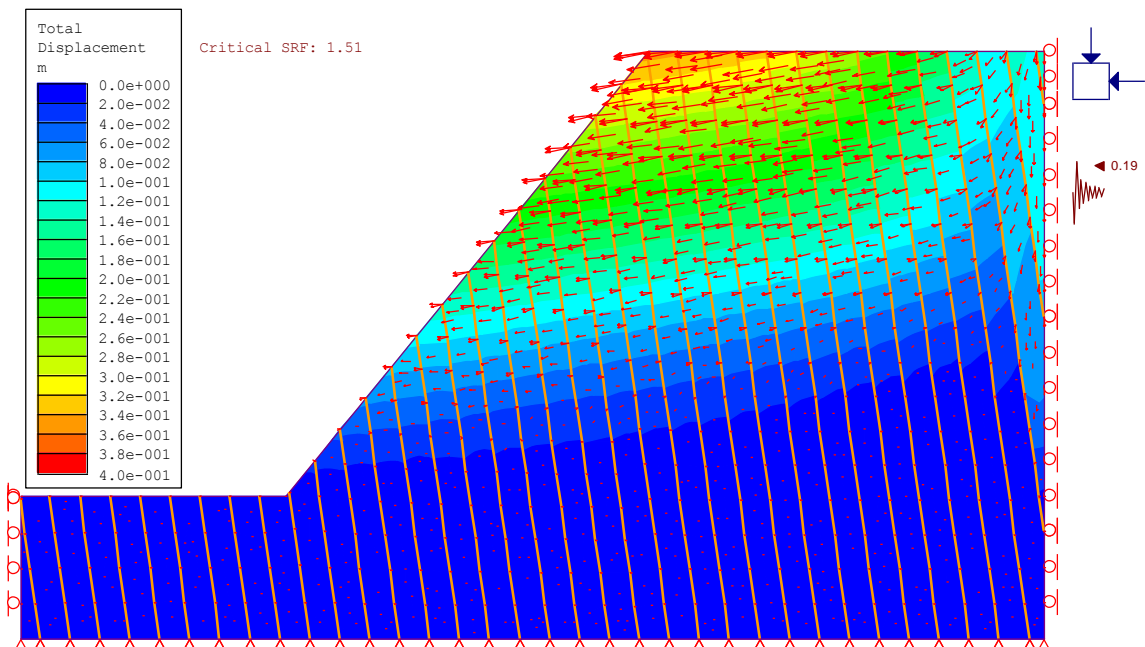


Figura N° 72: Análisis de estabilidad EG-19, vuelco de estratos F3 (pseudo - estático).

ANEXO 3

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL

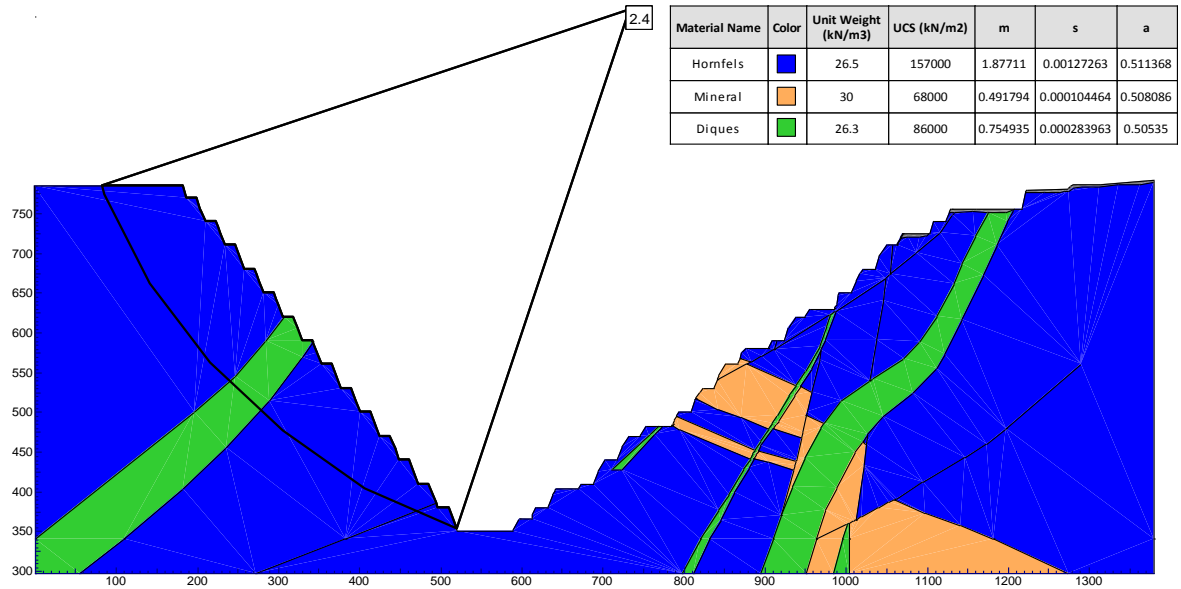


Figura N°1: Análisis de Estabilidad Estático Global, Talud NW – Condiciones Proyectadas. El talud global se presenta estable, la superficie de deslizamiento se desarrolla principalmente en la roca hornfels y por los diques de andesita

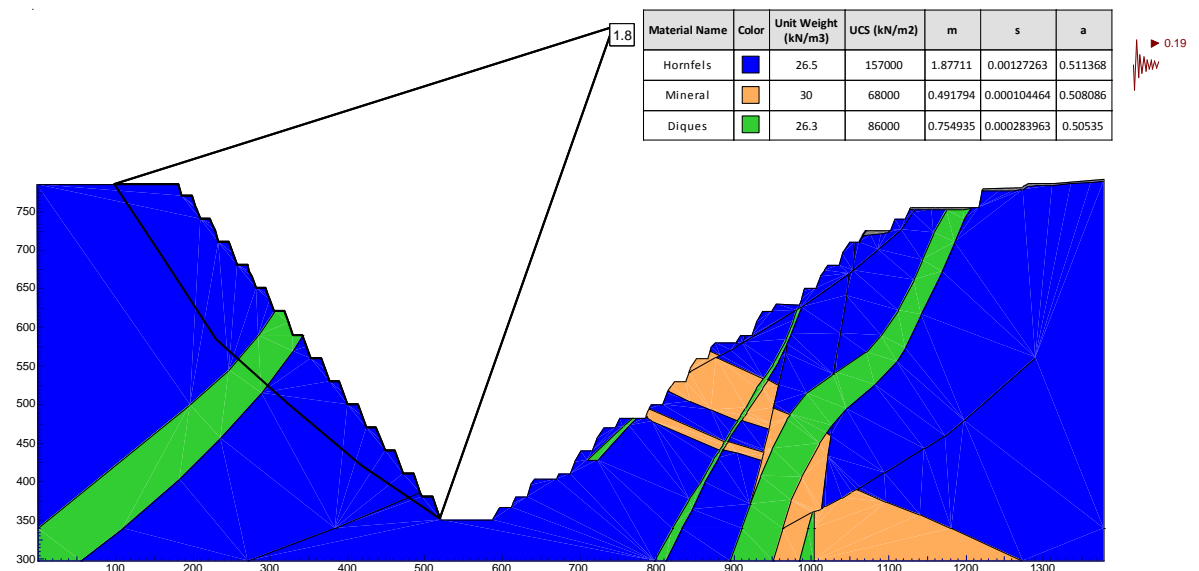


Figura N°2: Análisis de Estabilidad Pseudo - Estático Global, Talud NW – Condiciones Proyectadas. El talud global se presenta estable, la superficie de deslizamiento se desarrolla principalmente en la roca hornfels y por los diques de andesita

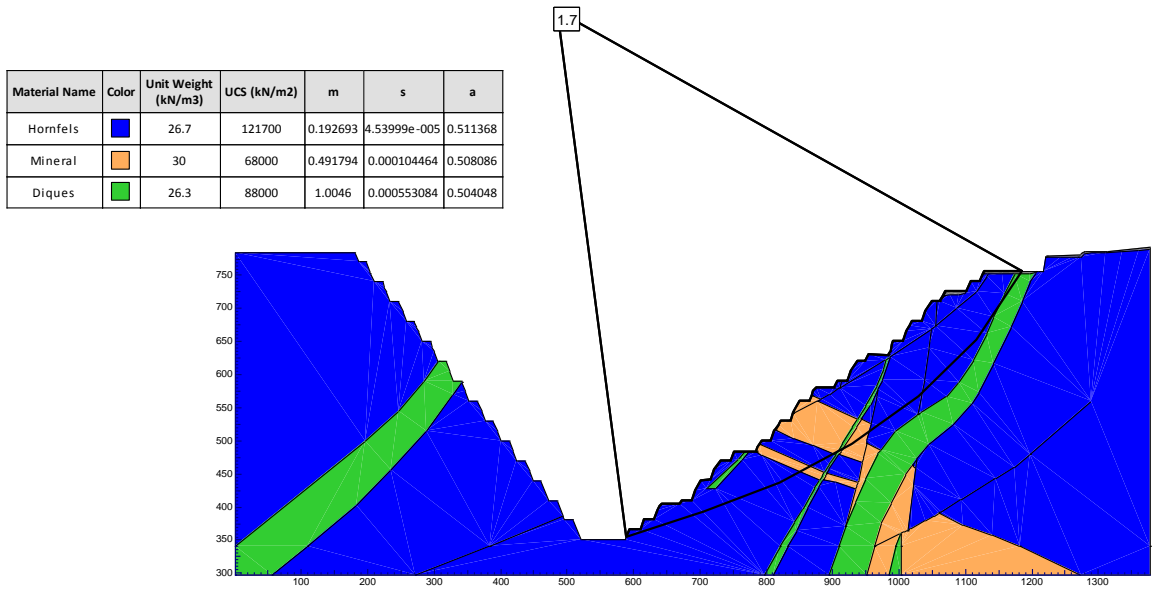


Figura N°3: Análisis de Estabilidad Estático Global, Talud SE – Condiciones Proyectadas. El talud global se presenta estable, la superficie de deslizamiento se desarrolla principalmente en la roca hornfels y por el mineral.

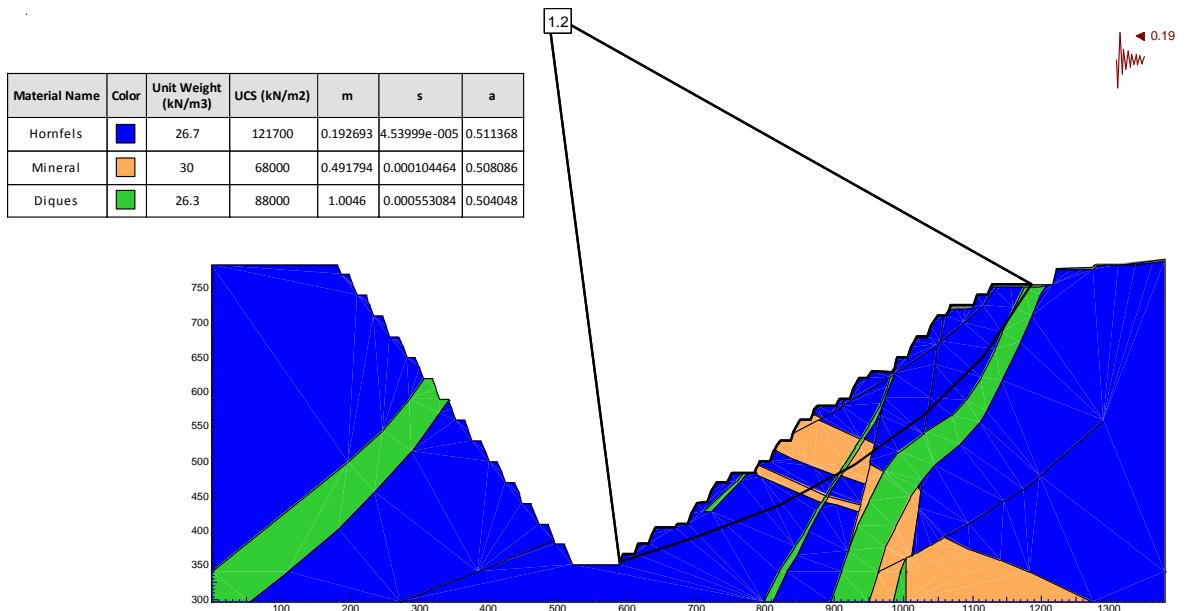


Figura N°4: Análisis de Estabilidad Pseudo - Estático Global, Talud SE – Condiciones Proyectadas. El talud global se presenta estable, la superficie de deslizamiento se desarrolla principalmente en la roca hornfels y por el mineral.

ANEXO 4

MODELAMIENTO NUMÉRICO

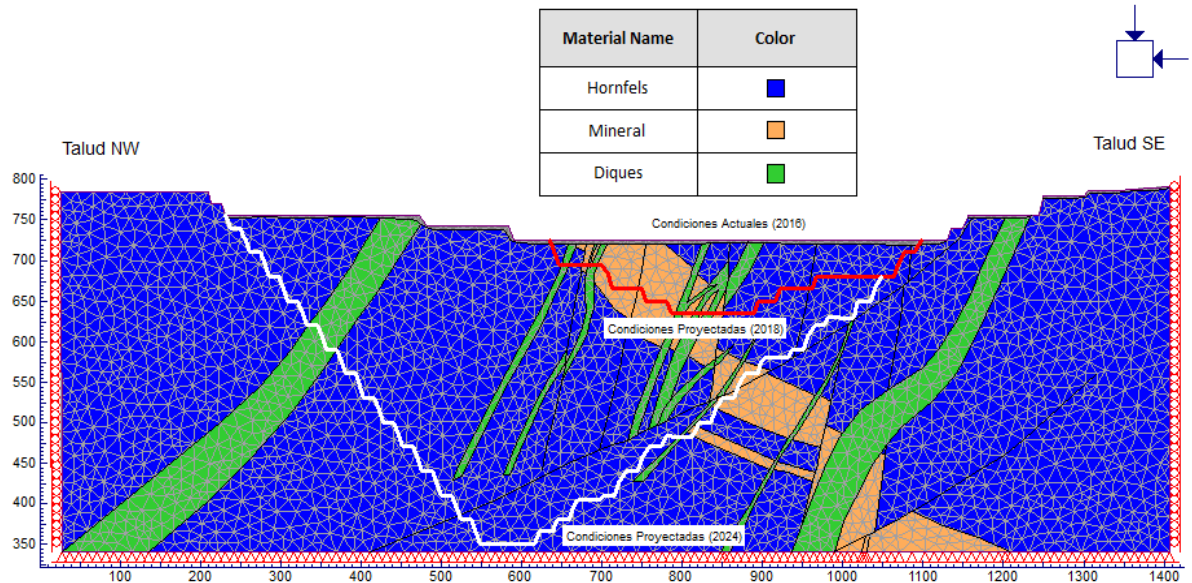


Figura N°1: Malla de Elementos Finitos, Condiciones de Contorno y Fases de Excavación

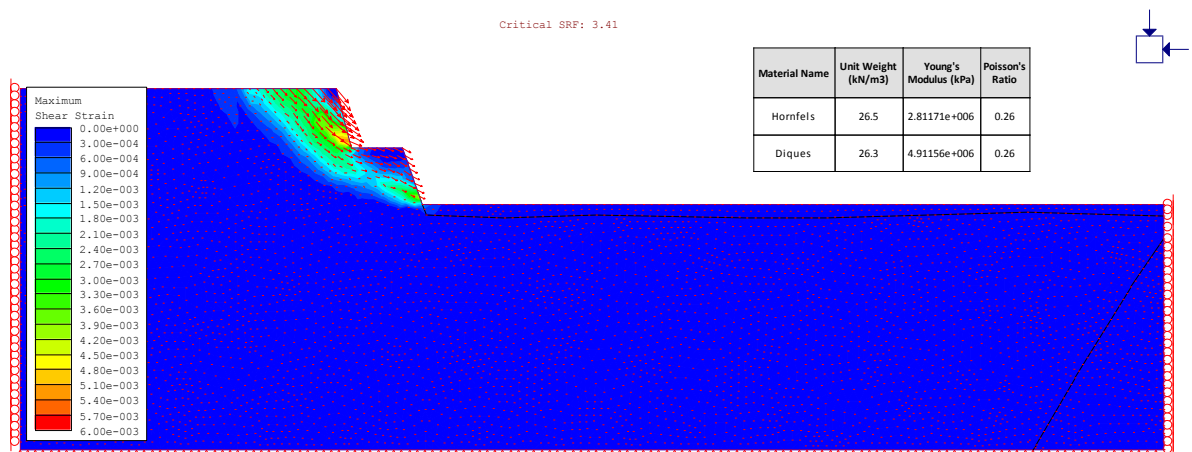


Figura N°2: Contorno de Máximas Deformaciones por Esfuerzos de Corte, Talud NW – Condiciones Actuales (2016)

La superficie de deslizamiento es coherente con el análisis global obtenida con el método de equilibrio límite
 F.S. (Slide) = 3.5, F.S. (Phase) = 3.4

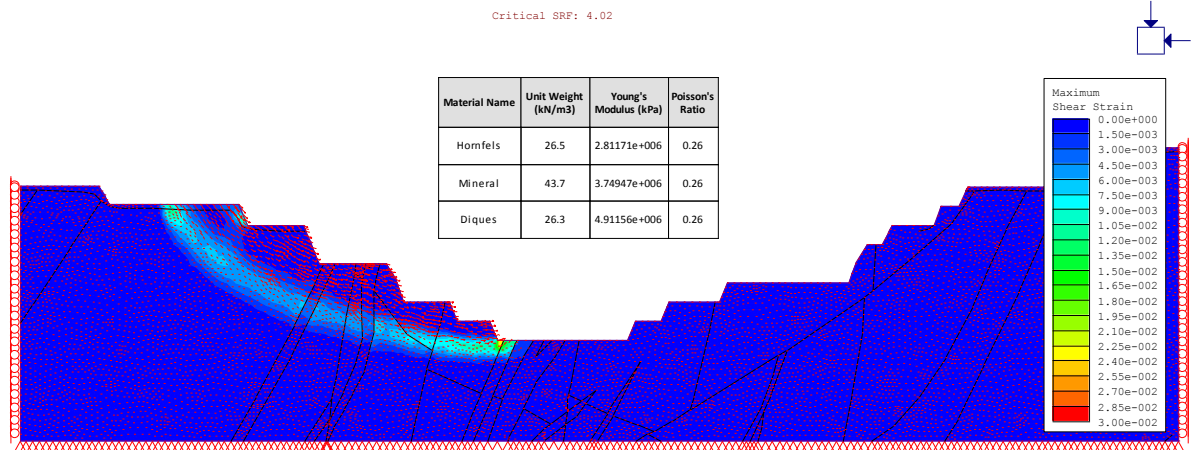


Figura N°3: Contorno de Máximas Deformaciones por Esfuerzos de Corte, Talud NW – Condiciones Proyectoadas (2018)
 En esta etapa de análisis el talud global sigue siendo estable
 F.S. (Phase) = 4.0

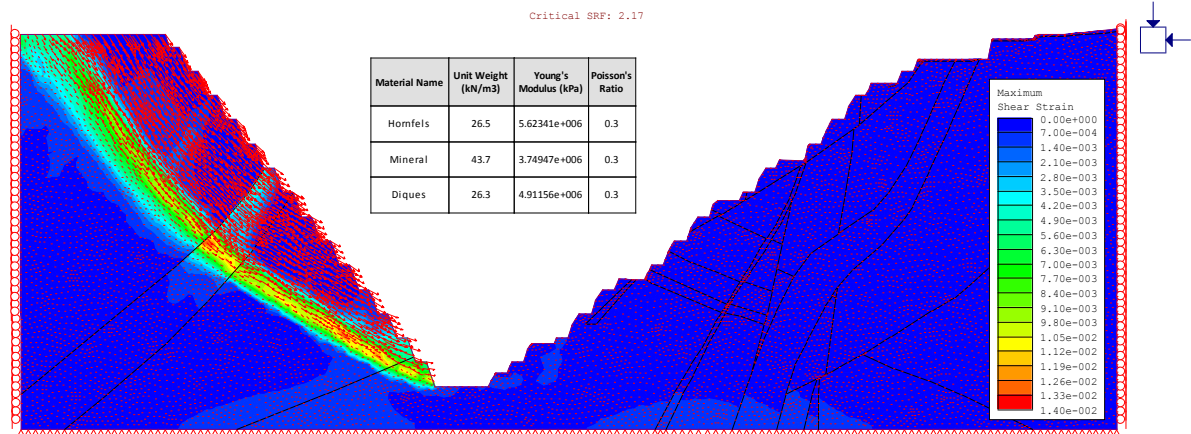


Figura N°4: Contorno de Máximas Deformaciones por Esfuerzos de Corte, Talud SE – Condiciones Proyectoadas (2032)
 La superficie de deslizamiento es coherente con el análisis global obtenida con el método de equilibrio límite
 F.S. (Slide) = 2.4, F.S. (Phase) = 2.2

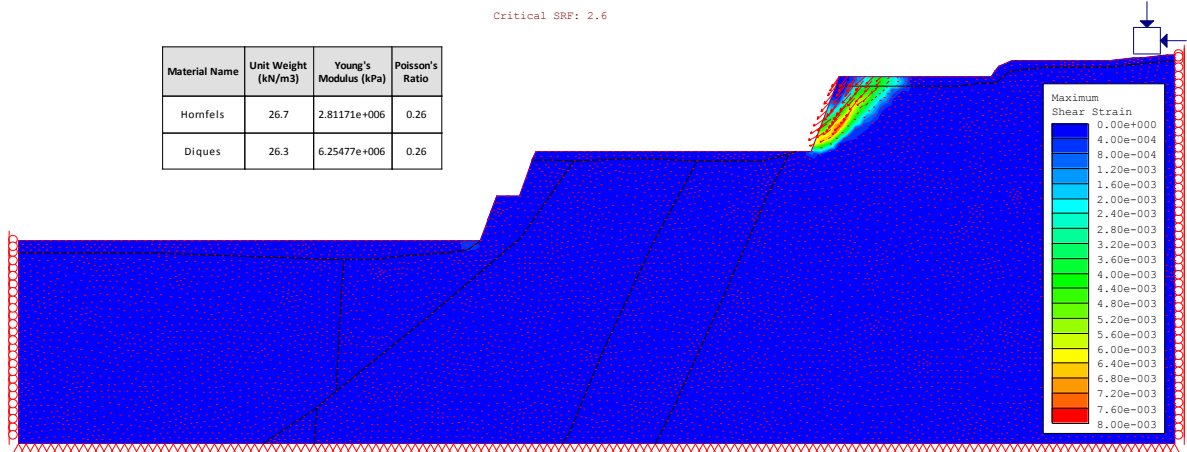


Figura N°5: Contorno de Máximas Deformaciones por Esfuerzos de Corte, Talud SE – Condiciones Actuales (2016)

La superficie de deslizamiento es coherente con el análisis global obtenida con el método de equilibrio límite
 F.S. (Slide) = 2.8, F.S. (Phase) = 2.6

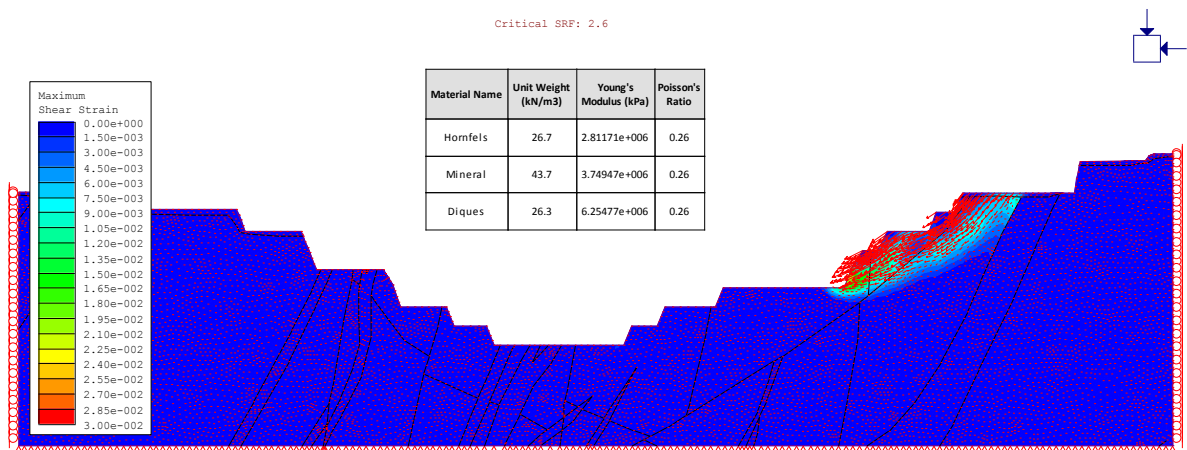


Figura N°6: Contorno de Máximas Deformaciones por Esfuerzos de Corte, Talud SE – Condiciones Proyectadas (2018)

En esta etapa de análisis el talud global sigue siendo estable
 F.S. (Phase) = 2.6

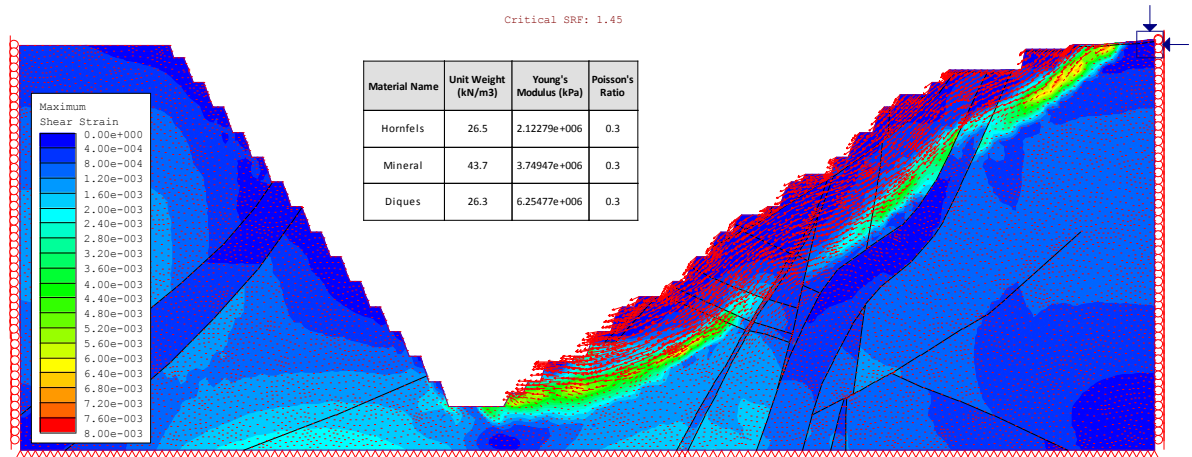


Figura N°7: Contorno de Máximas Deformaciones por Esfuerzos de Corte, Talud SE – Condiciones Proyectadas (2032)

La superficie de deslizamiento es coherente con el análisis global obtenida con el método de equilibrio límite

F.S. (Slide) = 1.7, F.S. (Phase) = 1.5

ANEXO 4

FIGURAS

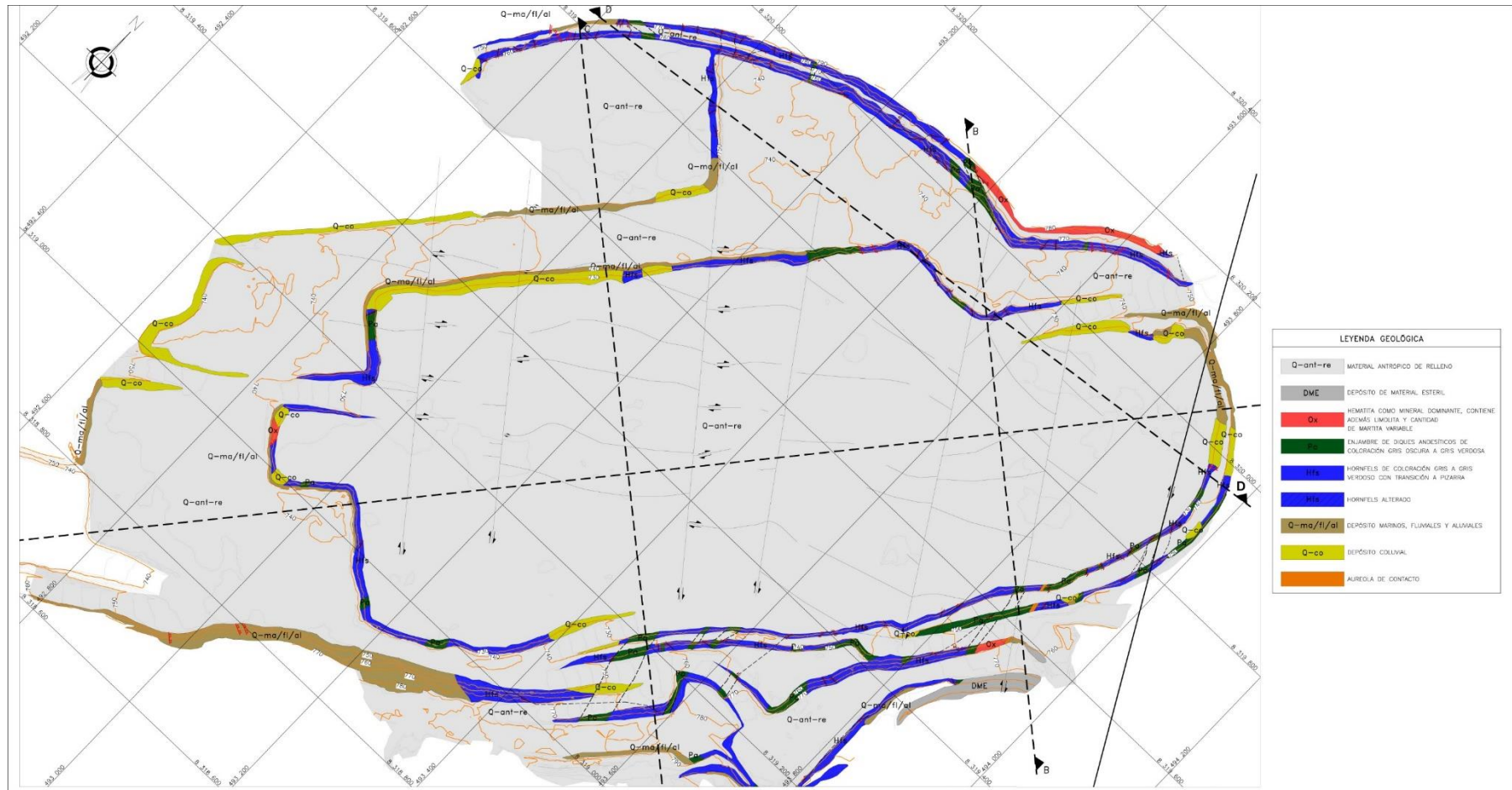


Figura N°E-1: Plano geológico local del Tajo CGI

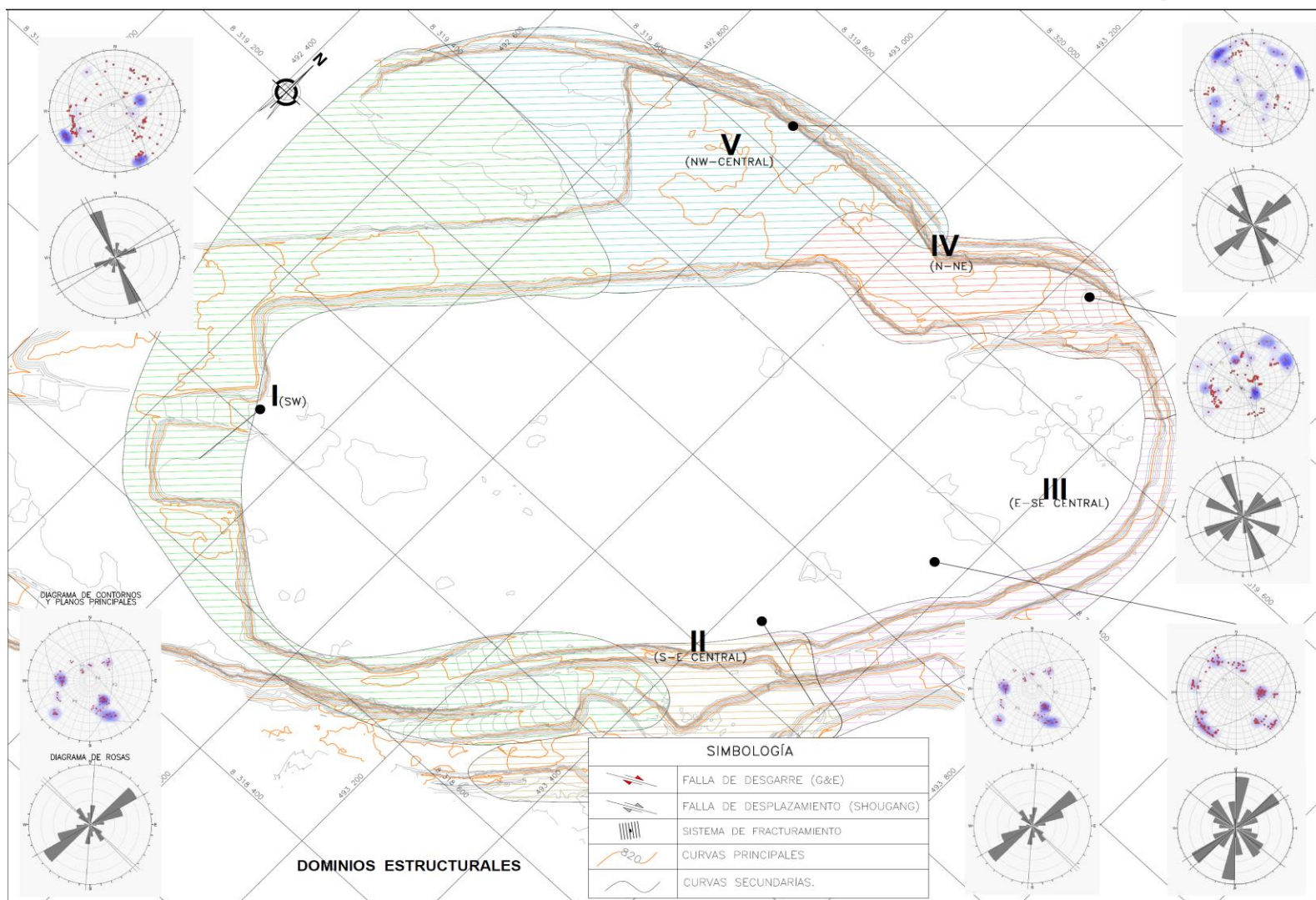


Figura N°E-2: Dominios estructurales

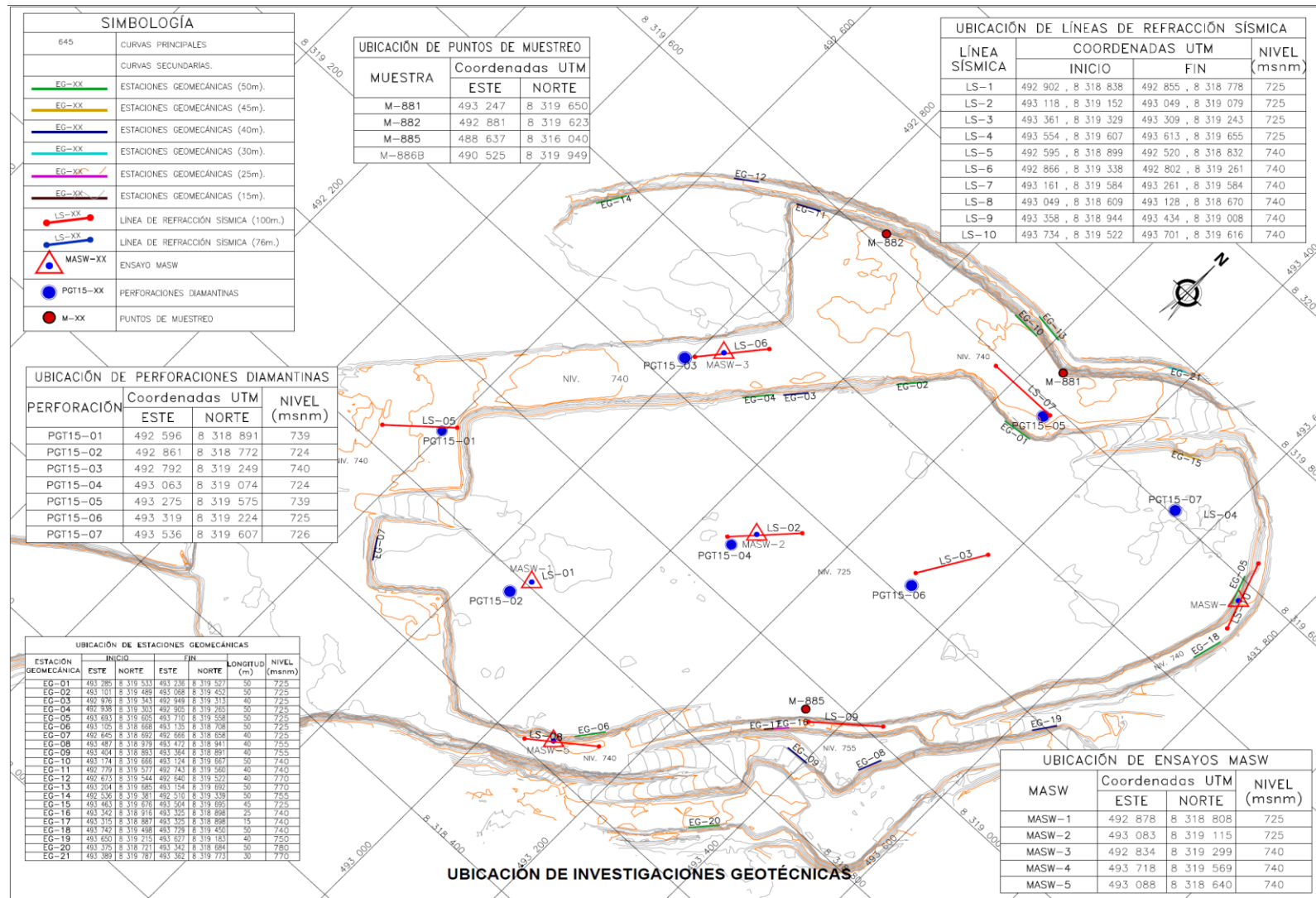
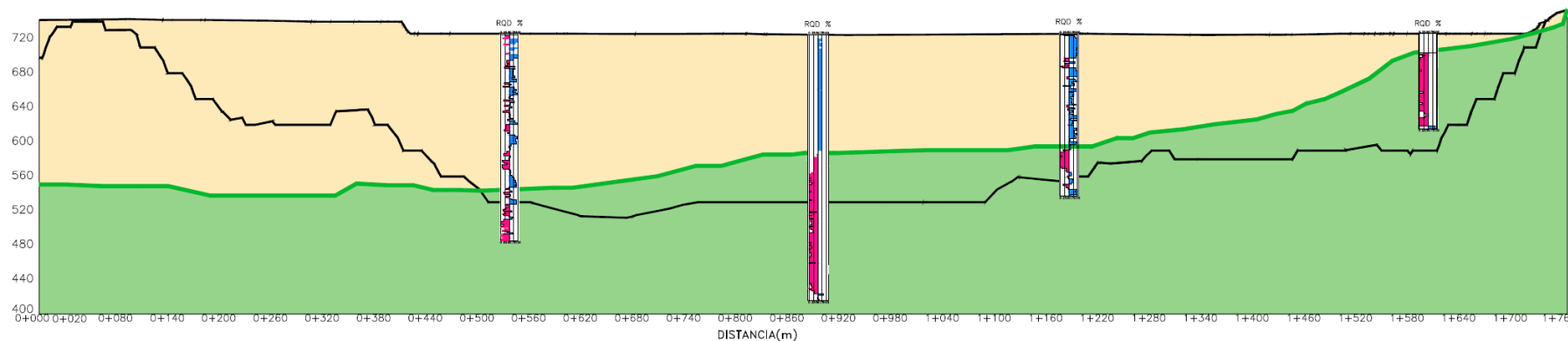
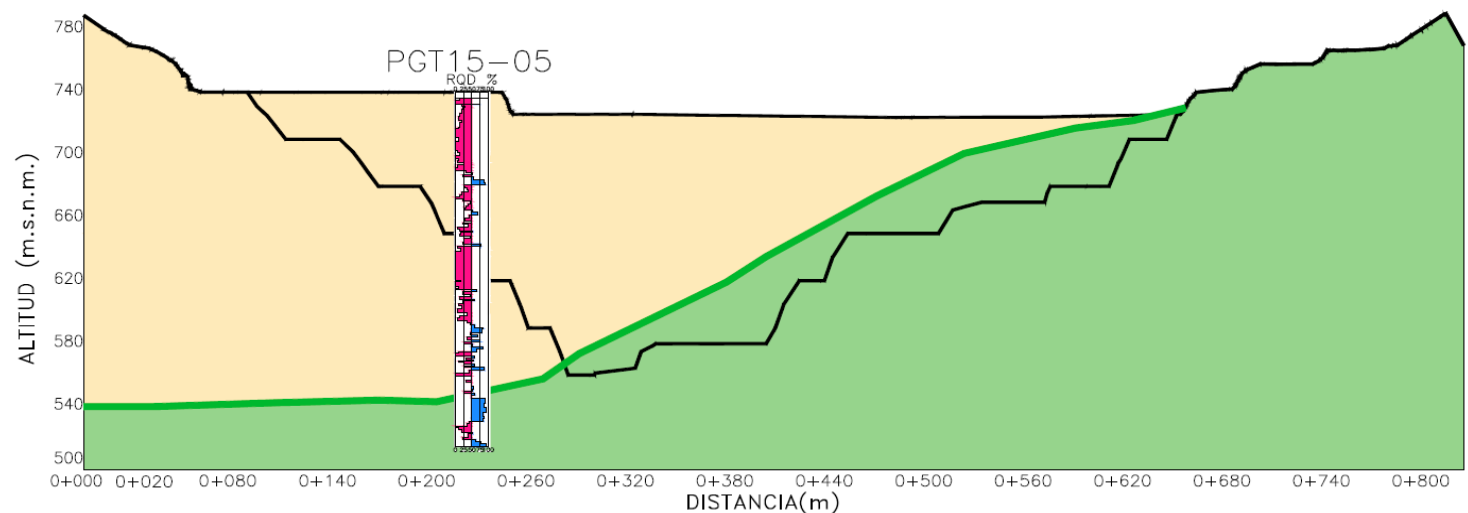


Figura N°E-3: Investigaciones geotécnicas



SECCIÓN GEOMECÁNICA (PGT15-02, PGT15-04, PGT115-06, PGT15-07)



SECCIÓN GEOMECÁNICA (PGT15-05)

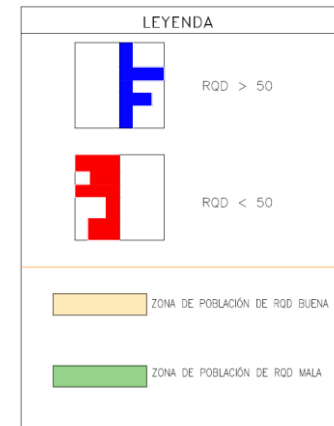
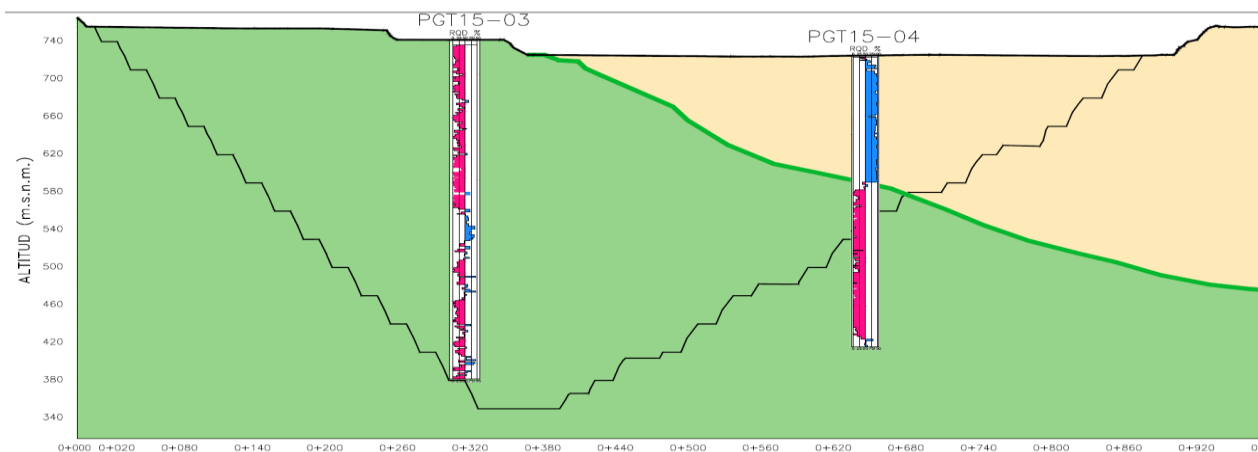
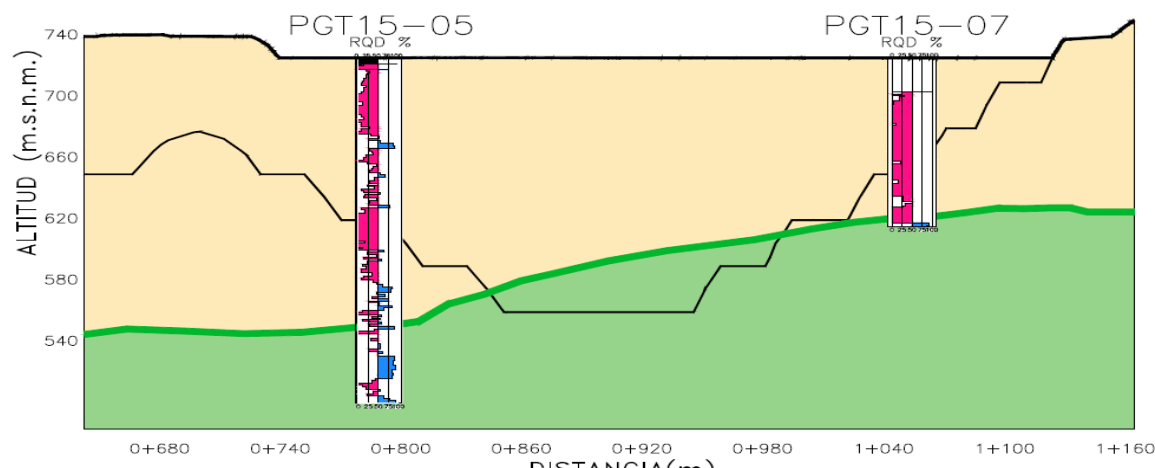


Figura N°E-4: Secciones geomecánicas



SECCIÓN GEOMECÁNICA (PGT15-03, PGT15-04) LEYENDA



SECCIÓN GEOMECÁNICA (PGT15-05, PGT15-07)

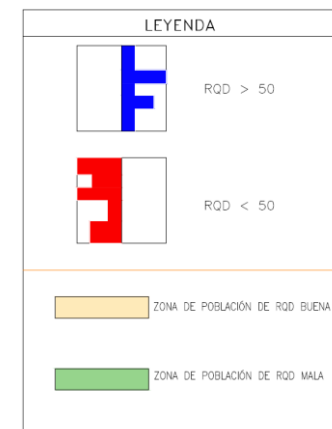


Figura N°E-5: Secciones geomecánicas

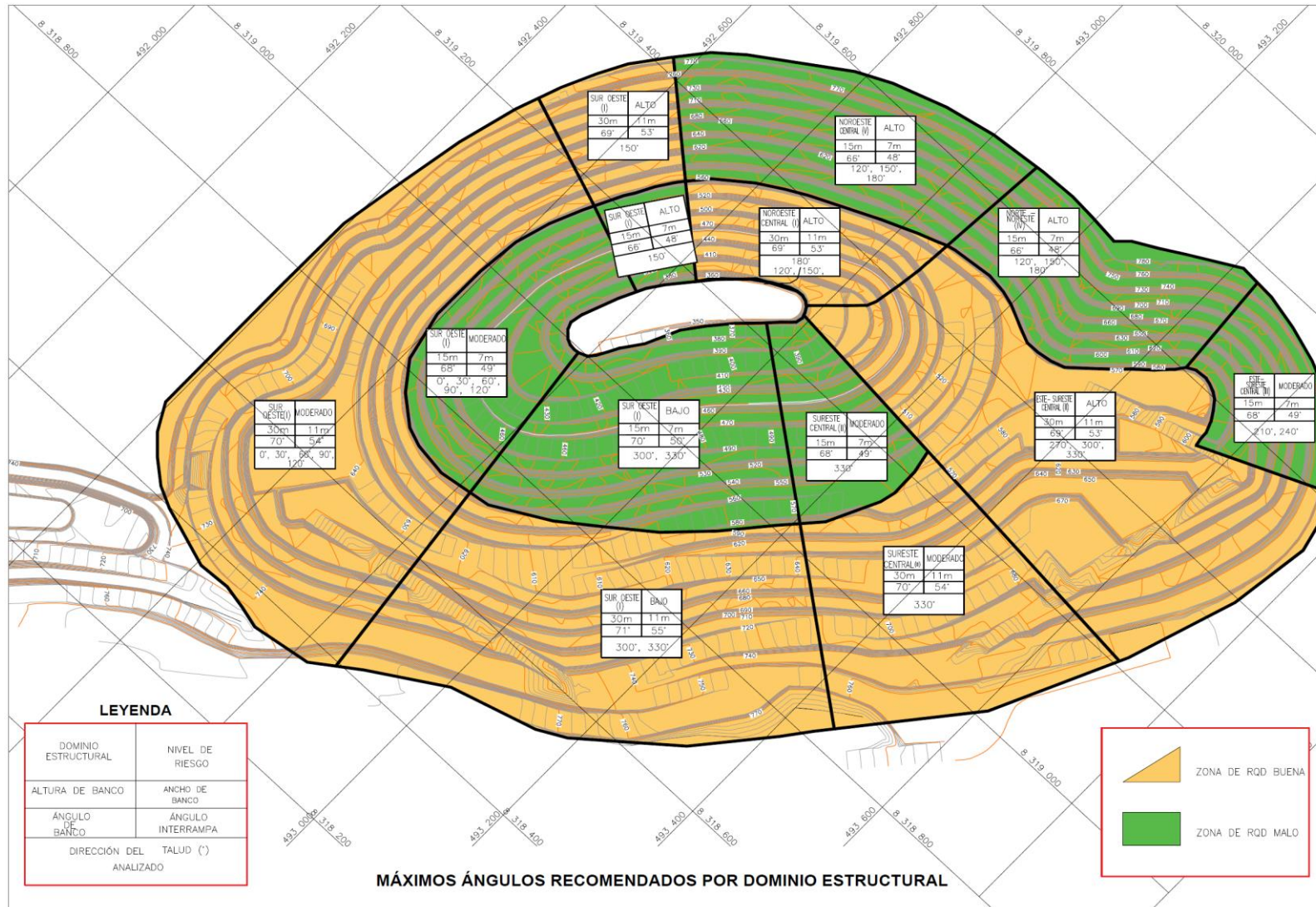


Figura N°E-6: Máximos ángulos recomendados por dominio estructural