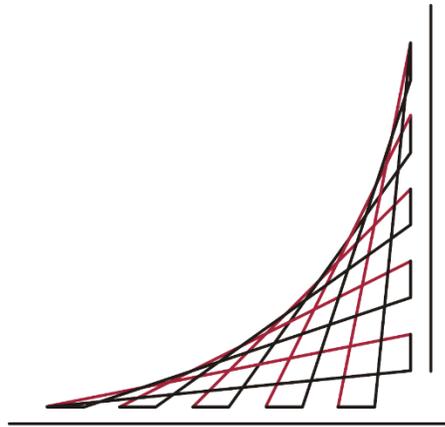


DISEÑO DE PORTALES EVITANDO O REDUCIENDO EL CORTE EN ROCAS

MARIO ANDRÉS ARIAS ESTRELLA



ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON ÉNFASIS EN GEOTECNIA
BOGOTÁ D.C.
2016

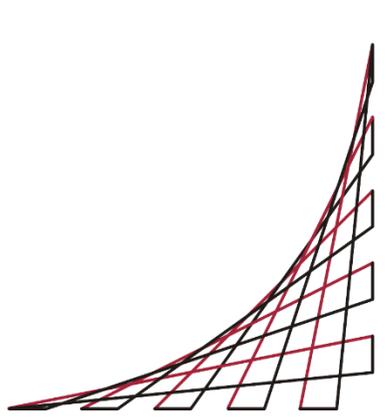
DISEÑO DE PORTALES EVITANDO O REDUCIENDO EL CORTE EN ROCAS

MARIO ANDRÉS ARIAS ESTRELLA

Trabajo dirigido para optar el título de:
Magister en ingeniería civil con énfasis en geotecnia

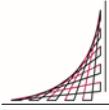
Director:

Ricardo Salazar Ferro
Ingeniero civil y Magister en Ingeniería Civil



ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON ÉNFASIS EN GEOTECNIA
BOGOTÁ D.C.

2016



Nota de aceptación

El trabajo dirigido titulado: "DISEÑO DE PORTALES EVITANDO O REDUCIENDO EL CORTE EN ROCAS.", desarrollado por el estudiante MARIO ANDRÉS ARIAS ESTRELLA, en cumplimiento de uno de los requisitos dispuestos por la ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO, para optar al título de magister en ingeniería civil, y fue aprobado por:

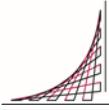
Director

Ricardo Salazar Ferro I.C. Ms.C.

Jurado 1

Jurado 2

Bogotá D.C. Viernes 9 de diciembre de 2016



Dedico este trabajo a:

A DIOS, que por medio de la fe, la fortaleza, la salud y la esperanza puesta en él, pude terminar el presente trabajo.

A la mejor madre, Esther Estrella, quien me brindó su apoyo, comprensión y su permanente motivación para poder alcanzar una nueva meta.

A mi esposa, Marlyn López, quien me brindó todo su amor, cariño e inquebrantable apoyo. ¡Gracias mi amor!

A mi querido hijo Santiago quien me otorgó su tiempo conmigo, para poderle dedicar tiempo al presente trabajo.

AGRADECIMIENTOS

El autor expresa sus agradecimientos:

Al Ingeniero Ricardo Salazar Ferro, por su disposición, constante colaboración, comentarios y sugerencias que permitieron la finalización de este trabajo.

Al Geólogo Gabriel Paris Quevedo, por sus constantes explicaciones y demostraciones, que me permitieron comprender la enorme complejidad geológica que presentan las rocas de las cordilleras colombianas, además de permitirme conocer las diferentes etapas que han atravesado las rocas desde su formación hasta la actualidad.

Al Ingeniero Alejandro Bernal y al Geólogo Darío Ángel Bulla. Profesionales del Consorcio ECC, por su valiosa colaboración al brindarme la importante información procedente de la construcción de la doble calzada Cisneros – Loboguerrero, lo que fue un trascendental insumo para la elaboración de este trabajo.

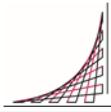
Al Ingeniero Juan Manuel Dávila y al Dr. Enrique Dávila Lozano por las valiosas sugerencias que enriquecieron ampliamente este trabajo, además de la importante información brindada de cada uno de los proyectos de túneles realizados por ellos.

A mi familia por su inmenso amor, colaboración, paciencia, e invaluable apoyo.

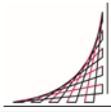
Y fundamentalmente a Dios le doy infinitas gracias por haberme dado la sabiduría y el entendimiento para poder llegar al final de esta meta, por proveerme de todo lo necesario para salir adelante y por todo lo que me ha dado.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	34
1 METODOLOGÍA	35
1.1 OBJETIVOS	35
1.1.1 Objetivo general.....	35
1.1.2 Objetivos específicos.....	35
1.2 PROBLEMA.....	36
1.3 METODOLOGÍA APLICADA	39
1.3.1 Evaluación del estado del arte para el diseño de portales:	39
1.3.2 Casos históricos en la construcción de portales en diferentes partes del mundo:.....	39
1.3.3 Recopilación de la información:.....	39
1.3.4 Determinación y verificación de las modelaciones 3D y 2D.	40
1.3.5 Análisis de resultados	41
1.3.6 Conclusiones y recomendaciones.	41
2 EVALUACIÓN DEL ESTADO DEL ARTE PARA EL DISEÑO DE PORTALES ...	42
2.1 INTRODUCCIÓN	42
2.2 CONDICIONES GENERALES	42
2.2.1 Partes que componen un emportalamiento para un túnel	44
2.2.2 Puntos a tener en cuenta en el diseño de portales.....	45
2.3 DISEÑO DEL FRENTE DEL PORTALES	46
2.3.1 Método convencional o nuevo método de túneles Austriaco (NATM) ..	46
2.3.2 Sostenimiento de portales según Q de Barton	47
2.3.3 Sostenimiento de portales según Rock Mass Rating RMR (Bieniawski, Z.T, 1989).....	50

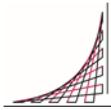


2.3.4	Sostenimiento de portales según Rogers y Haycock (Rogers & Haycocks, 1988)	53
2.3.5	Clasificación GSI (Brown & Hoek, 1997)	54
2.3.6	Esfuerzos tangenciales y radiales en excavaciones de forma elíptica. (Hudson & Harrison, 1997)	56
2.3.7	Predicción del desarrollo desplazamiento espacial (Pilgerstorfer, 2010) 63	
2.3.8	Guía Austriaca para el diseño geotécnico de las estructuras subterráneas con excavación convencional (Austrian Society for Geomechanics, 2010) 69	
2.4	DISEÑO DEL TALUDES DE PORTALES	71
2.4.1	Sostenimiento de portales según Slope Mass Rating SMR (Romana en 1995) (Romana, 1995)	71
2.4.2	Calculo analítico de los taludes en suelos	74
2.4.3	Efecto de tres dimensiones en el factor de seguridad FS3D respecto al factor de seguridad en dos dimensiones FS2D	77
2.4.4	Calculo analítico de los taludes en roca	77
2.4.5	Enfoque general bajo la normativa colombiana al diseño de taludes	83
2.5	ANÁLISIS NUMÉRICOS POR COMPUTADOR	85
2.5.1	Software por la metodología de equilibrio limite.....	85
2.5.2	Software por la metodología de elementos finitos.....	89
3	CASOS HISTÓRICOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE PORTALES	93
3.1	INTRODUCCIÓN	93
3.2	TIPOLOGÍA DE PORTALES	93
3.2.1	Portal en "V" o encajonado	94
3.2.2	Portales en "L" o a media ladera.....	95
3.2.3	Portales en "C" o Sesgados	96

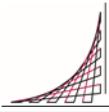


3.2.4	Portales en "T" o Perpendiculares	98
3.2.5	Portales en "U" o Herradura.....	99
3.2.6	Portales en "E" o Estructurales	101
3.3	ANÁLISIS DE CASOS HISTÓRICOS.....	102
3.3.1	Portal entrada túnel 4 Izquierdo vía Cisneros – Loboguerrero	102
3.3.2	Portal entrada túnel 10 Izquierdo vía Cisneros – Loboguerrero	116
3.3.3	Portal Bogotá túnel 6A sector 2A vía Bogotá – Villavicencio.....	132
3.3.4	Portal entrada túnel 11 Izquierdo vía Cisneros – Loboguerrero	142
3.3.5	Portal entrada túnel entrada y salida del túnel Kakia Skala	156
3.3.6	Galería de proyectos de portales en diferentes condiciones de construcción	162
4	ANÁLISIS NUMÉRICO EN TRES DIMENSIONES (3D)	170
4.1	MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS	170
4.1.1	Historia del uso de los elementos finitos en la ingeniería civil.....	170
4.1.2	Campo esfuerzo deformación para el método de elementos finitos....	171
4.2	DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA PLAXIS	173
4.2.1	Uso de signos para esfuerzos en Plaxis	174
4.2.2	Interfaz de Plaxis	174
4.2.3	Mallado en Plaxis	176
4.2.4	Condiciones de contorno.....	177
4.2.5	Clases de análisis contemplados en Plaxis para las modelaciones	177
4.2.6	Modelos constitutivos utilizados en Plaxis.....	181
4.3	METODOLOGÍA UTILIZADA PARA LA MODELACIÓN 3D.....	182
4.3.1	Propiedades de los diferentes terrenos utilizados en las modelaciones 2D	182

4.3.2	Características de los soportes iniciales utilizadas en las modelaciones	185
4.3.3	Combinaciones geométricas que se contemplaron en la modelación.	189
4.3.4	Especificaciones geométricas en la modelación.....	193
4.3.5	Generación de la geometría por código de las diferentes combinaciones en Plaxis 3D y de los diferentes elementos utilizados en el soporte.....	195
4.3.6	Tipos de modelaciones en Plaxis 3D.....	199
4.3.7	Proceso de cálculo de las modelaciones en Plaxis 3D.....	200
4.4	RESULTADOS DE LAS MODELACIONES EN 3D	204
4.4.1	Factores de seguridad para la ladera natural.....	205
4.4.2	Factores de seguridad para el portal sesgado	205
4.4.3	Factores de seguridad para el portal convencional	207
4.4.4	Resultados para los elementos estructurales.....	210
5	ANÁLISIS NUMÉRICO EN DOS DIMENSIONES (2D)	220
5.1	GENERALIDADES DE LA MODELACIÓN EN 2D PARA PROBLEMAS 3D (PSEUDO - TRIDIMENSIONALIDAD)	220
5.1.1	Descripción del programa Plaxis 2D.....	220
5.2	METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS PSEUDO-3D EN TÚNELES.....	223
5.2.1	Calculo de la relajación del terreno	223
5.2.2	Uso del valor de la relajación en Plaxis 3D.....	224
5.2.3	Uso del porcentaje de error relativo	225
5.3	METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS PSEUDO-3D EN TALUDES	225
5.3.1	Alternativa 1: Transformación del espesor del elemento finito	225
5.3.2	Alternativa 2: Geometría equivalente	227
5.3.3	Alternativa 3: Parámetros equivalentes	244
5.4	RESULTADOS DE LAS MODELACIONES EN 2D	251



5.4.1	Resumen del %error para factor de seguridad.....	252
5.4.2	Resumen del %error para porcentaje de uso de los elementos estructurales.....	253
6	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	256
6.1	METODOLOGÍA DE DISEÑO TRADICIONAL DE PORTALES DE TÚNELES 256	
6.1.1	Geometría del portal	256
6.1.2	Análisis geotécnico del diseño de portales convencionales	257
6.1.3	Metodología de diseño de portales convencionales.....	258
6.2	METODOLOGÍA DE PREDISEÑO DE PORTALES SESGADOS	261
6.2.1	Análisis de datos en 3D.....	261
6.2.2	Metodología de prediseño de portales sesgados	266
6.3	METODOLOGÍA DE DISEÑO DE PORTALES SESGADOS EN 2D	269
6.3.1	Análisis de datos en 3D.....	269
6.3.2	Metodología de diseño de portales sesgados en 2D.....	270
6.1	ANÁLISIS DE LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DE PORTALES SESGADOS.....	273
6.1.1	Aplicación de la metodología de diseño en 2D según el diagrama de flujo de la Figura 166.....	273
6.1.2	Verificación del ejemplo en 3D.....	279
6.1.3	Verificación de la metodología mediante cantidades de obra y el costo del portal.....	281
6.1.4	Recomendaciones para la construcción de los portales sesgados	284
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	290
7.1	CONCLUSIONES.....	290
7.2	RECOMENDACIONES	292



8	BIBLIOGRAFÍA	293
----------	---------------------------	------------

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Manifestaciones de inestabilidad que ocurren en la excavación de portales (Capítulo 7 (Pietro, 2008, p. 170)).....	44
Tabla 2 Clase de macizos rocosos según el valor de RMR (Bieniawski, Z.T, 1989)	51
Tabla 3 Valores para cada ítem de RMR (Rocscience, 2007)	52
Tabla 4 Estimación del GSI para macizos heterogéneos como flysch. (Marinos, et al., 2005).....	54
Tabla 5 Caracterización del macizo rocoso en función de los bloques basado en la cantidad y tamaño de bloques y las condiciones de las discontinuidades. (Marinos, et al., 2005)	55
Tabla 6 Valores característicos de los factores F1, F2 y F3 para el cálculo del SRM (Romana 1995) (Romana, 1995).....	72
Tabla 7 Valores para F4 según el método constructivo	73
Tabla 8 Valores típicos de SMR según su estabilidad, tipos de falla y tratamiento de estabilización recomendado. (Romana, 1995).....	74
Tabla 9 Valor de SRM según el tipo de falla y el grado de magnitud.....	74
Tabla 10 Métodos de análisis por estado limite (Fuente tabla 4.2 página. 124 (Suarez Diaz, 1998)).....	76
Tabla 11 Valores de K_{ST}/a_{max} mínimos para análisis pseudoestáticos de taludes (Fuente NSR-10 Título H Tabla H.5.2-1)	84
Tabla 12 Factores de seguridad básicos mínimos directos (Fuente NSR-10 Título H Tabla H.2.4-1)	85
Tabla 13 Pantallazos del programa Slide (Rocscience, 2014)	87
Tabla 14 Pantallazos del programa Limit State (Geo) (GEO, s.f.).....	89

Tabla 15 Pantallazos del programa Phase 2 o RS2 (Rocscience, 2014).....	91
Tabla 16 Pantallazos del programa Plaxis 2D y 3D (Plaxis, 2015).....	92
Tabla 17 Ensayos de laboratorio portal entrada túnel 4 izquierdo.....	106
Tabla 18 . Resultados del análisis de estabilidad	110
Tabla 19 Factores de seguridad críticos portal entrada túnel 4 izquierdo	111
Tabla 20 Ensayos de laboratorio sobre filitas portal entrada túnel 10 izquierdo....	122
Tabla 21 Ensayos de laboratorio sobre diabasas portal entrada túnel 10 izquierdo	122
Tabla 22 Parámetros de entrada para el portal entrada túnel 10 izquierdo.	124
Tabla 23 Factores de seguridad críticos portal entrada túnel 4 izquierdo	125
Tabla 24 Factores de seguridad críticos portal entrada túnel 4 izquierdo	130
Tabla 25 Ensayos de laboratorio sobre filitas portal Bogotá túnel 6A	135
Tabla 26 Parámetros de Arenisca.....	138
Tabla 27 Ensayos de laboratorio del portal entrada túnel 11 izquierdo.	145
Tabla 28 Parámetros de resistencia del portal entrada túnel 11 izquierdo.	148
Tabla 29 Factores de seguridad para la caída de cuñas.	149
Tabla 30 Volumen de la cuña y fuerza necesaria para su estabilización.....	149
Tabla 31 Desarrollo del plano de falla para el cálculo de factor de seguridad (a) Falla parcialmente desarrollada, (b) falla completamente desarrollada y definida.....	179
Tabla 32 Clasificación según el valor de RMR(Fuente (Ramírez & Alejano, 2004) Pagina 153).....	182
Tabla 33 Correlación entre la clasificación RMR y los valores de Morh Coulomb(Fuente (Ramírez & Alejano, 2004) Pagina 153)	182

Tabla 34 Módulo de elasticidad según el valor de RMR	183
Tabla 35 Parámetros de resistencia para el terreno clase I	184
Tabla 36 Parámetros de resistencia para el terreno clase II	184
Tabla 37 Parámetros de resistencia para el terreno clase III	184
Tabla 38 Parámetros de resistencia para el terreno clase IV	185
Tabla 39 Parámetros de resistencia para el terreno clase V	185
Tabla 40 Guía para la excavación y soporte para un avance de 10 m en túneles de acuerdo con el valor de RMR (Bieniawsky (Bieniawski, Z.T, 1989) 1989) (Traducción propia)	186
Tabla 41 Combinaciones para las modelaciones en 3D	191
Tabla 42 Combinaciones totales por tipo de terreno	192
Tabla 43 Altura máxima utilizada en los modelos para asegurar un factor de seguridad mayor de 1.3 para las inclinaciones de talud natural mayores a 45°.	195
Tabla 44 Resumen de factores de seguridad para la modelación en 3D (M1_Talud natural, M2_Portal Sesgado, M3_Portal Convencional)	210
Tabla 45 Propiedades nominales de concreto neumático	211
Tabla 46 Propiedades nominales de los pernos	211
Tabla 47 Propiedades nominales de los arcos metálicos	211
Tabla 48 Resistencia última del concreto neumático para diferentes espesores.	211
Tabla 49 Resistencia última de los pernos.	211
Tabla 50 Resistencia última de los arcos de acero.	212
Tabla 51 Resumen de porcentajes de uso del concreto neumático para la modelación en 3D (M2_Portal Sesgado, M3_Portal Convencional)	218

Tabla 52 Resumen de porcentajes de uso de los pernos para la modelación en 3D (M2_Portal Sesgado, M3_Portal Convencional)	219
Tabla 53 Valores de relajación ingresados en Plaxis 2D.	225
Tabla 54 Valores de relajación ingresados en Plaxis 2D.	232
Tabla 55 %Error para el factor de seguridad en la modelación de la sección ovalada.	235
Tabla 56 %Error para el % de uso de elemento estructural concreto de la sección ovalada.	236
Tabla 57 Valores de relajación ingresados en Plaxis 2D.	237
Tabla 58 Diferentes secciones transversales en el desarrollo de un portal sesgado	238
Tabla 59 Equivalencias del portal con un sesgo de 0° y uno de 90°.	239
Tabla 60 %Error para el factor de seguridad en la modelación de la sección perpendicular.	243
Tabla 61 %Error para el % de uso de elemento estructural concreto de la sección perpendicular.	243
Tabla 62 Valores de relajación ingresados en Plaxis 2D.	248
Tabla 63 Valores de error relativo para el factor de seguridad en las modelaciones en 2D.	249
Tabla 64 Valores de error relativo para el porcentaje de uso del concreto en las modelaciones en 2D.	250
Tabla 65 % de error para el factor de seguridad.	252
Tabla 66 % de error para porcentaje de uso de concreto.	253
Tabla 67 % de error para porcentaje de uso de los pernos.	254
Tabla 68 Valores del factor de seguridad normalizado.	263

Tabla 69 Valores del factor de seguridad normalizado, despreciando la inclinación del talud.....	264
Tabla 70 Diámetro de cobertura mínimo para obtener un error relativo menor o igual al 10%.....	270
Tabla 71 Caracterización del terreno (Fuente (Consortio ECC, Octubre 2011) Tabla 6 Pagina 22)	273
Tabla 72 Listado de discontinuidades (Fuente (Consortio ECC, Octubre 2011) Tabla 1 Pagina 7)	274
Tabla 73 Parámetros equivalentes calculados para el ejemplo.....	276
Tabla 74 Revisión de la capacidad estructural del concreto neumático.....	279
Tabla 75 Revisión de la capacidad estructural de los pernos.....	279
Tabla 76 Comparación 2D y 3D de las solicitaciones del concreto neumático.....	280
Tabla 77 Comparación 2D y 3D de las solicitaciones de los pernos.	280
Tabla 78 Análisis de costos para los tres tipos de alternativas de portal.....	283
Tabla 79 Resumen de resultados de cálculos de las diferentes alternativas	283

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Partes de un portal para un túnel vehicular (Fuente propia).....	44
Figura 2 Sostenimiento recomendado según el valor de Q Barton (Barton, et al., 1974).....	49
Figura 3 Forma elipsoidal de la excavación de portales sesgados.....	56

Figura 4 Determinación de esfuerzos en los cuadrantes de la elipse (Hudson & Harrison, 1997).....	57
Figura 5 Distribución de esfuerzos en los cuadrantes de la elipse (Hudson & Harrison, 1997).....	58
Figura 6 Coeficientes para el cálculo de la distribución de esfuerzos tangenciales..	60
Figura 7 Coeficientes para el cálculo de la distribución de esfuerzos radiales Valores rK_x	61
Figura 8 Coeficientes para el cálculo de la distribución de esfuerzos radiales Valores rK_y	62
Figura 9 Solución de forma cerrada. Relación entre el perfil de desplazamiento longitudinal del modelo numérico 3D y el desplazamiento radial obtenido en 2D, junto con la presión de apoyo ficticio. (Pilgerstorfer, 2010)	64
Figura 10 Comparación del coeficiente de presión de soporte equivalente obtenido de la simulación numérica . (Pilgerstorfer, 2010)	65
Figura 11 Resultados de la simulación numérica y aplicados relación de ajuste.	66
Figura 12 Los datos de relajación discretos, se obtuvieron de simulaciones numéricas y la superficie de ajuste mediante interpolaciones (Pilgerstorfer, 2010).	67
Figura 13 Los puntos de datos discretos para el parámetro de forma ξ se obtuvieron de simulaciones numéricas y ajustando la superficie con interpolación.....	68
Figura 14 Diagrama de flujo de diseño según la guía austriaca (Austrian Society for Geomechanics, 2010).....	70
Figura 15 Esquema de falla planar, (a) Sección formando la falla planar, (b) Discontinuidades transversales abiertas y (c) Análisis por metro lineal utilizado en la solución planar. ((Duncan C. & Christoph W., 2004) Página 130 Figura 6.2)	78
Figura 16 Geometría y nomenclatura de la falla planar. ((Duncan C. & Christoph W., 2004) Página 131 Figura 6.3)	79

Figura 17 Condiciones geométricas de la falla en cuña, (a) Esquema geométrico, (b) Estereonet donde indica la línea de intersección, se muestra el rango de direcciones de la intersección en donde la falla es posible, (c) Buzamientos para producir una falla en cuña y (d) Esteronet que muestra el rango de inclinaciones de la intersección donde la falla es posible. ((Duncan C. & Christoph W., 2004) página 155 Figura 7.3)	80
Figura 18 Desarrollo del volcamiento en bloques (Cundall, 1971). ((Duncan C. & Christoph W., 2004) página 201 Figura 9.2)	82
Figura 19 Volcamiento flexural ((Duncan C. & Christoph W., 2004) página 204 Figura 9.5)	82
Figura 20 Análisis cinemático para volcamiento, (a) Altura y ancho para el ensayo de volcamiento, (b) dirección del esfuerzo y la direcciones de los desplazamientos (c) Condición del desplazamientos inter-capas y (d) Estimación del volcamiento con análisis estereográfico. ((Duncan C. & Christoph W., 2004) página 205 Figura 9.6)	83
Figura 21 Portal en V o encajonado ((Suárez Fino, 2010) Página 33)	94
Figura 22 Portal en "L" o a media ladera	96
Figura 23 Portal en "C" o sesgado	97
Figura 24 Portal en "T" o Perpendicular ((Suárez Fino, 2010) Página 27)	98
Figura 25 Aspecto estético del portal en "U" o Herradura ((Pietro, 2008) Página 511)	100
Figura 26 Portal en "U" o Herradura ((Pietro, 2008) Página 531)	100
Figura 27 Portal en "E" o Estructural ((Suárez Fino, 2010) Página 29)	101
Figura 28 Portal en "E" o Estructural ((Suárez Fino, 2010) Página 92)	102
Figura 29 Localización general del portal entrada túnel 4 izquierdo	103
Figura 30 Tipología en "L" del portal entrada túnel 10 izquierdo	103
Figura 31 Perfil geológico del portal. (Consortio ECC, Septiembre 2010)	108

Figura 32 Cortes geológico del portal. (Consortio ECC, Septiembre 2010)	109
Figura 33 Planta geológica durante construcción	112
Figura 34 Perfil geológico durante construcción	112
Figura 35 Construcción del talud lateral Coluvión-Diabasas	113
Figura 36 Inestabilidades al inicio de la excavación subterránea costado derecho.	114
Figura 37 Colapso de bóveda y formación de chimenea	115
Figura 38 Procedimiento de recuperación del frente del túnel.....	116
Figura 39 Localización general del portal entrada túnel 10 izquierdo (Fuente Google Earth)	117
Figura 40 Tipología en "L" y "C" del portal entrada túnel 10 izquierdo, (a) tipología en L antes del colapso y (b) tipología en C después de la recuperación del portal. (Fuente consorcio ECC)	118
Figura 41 Localización de perforaciones del portal entrada túnel 10 izquierdo. (Fuente ECC).....	118
Figura 42 Perfil geológico del portal entrada túnel 10.....	123
Figura 43 Perfil geológico transversal del portal entrada túnel 10.....	123
Figura 44 Proceso constructivo del portal entrada túnel 10 izquierdo (Fuente consorcio ECC).....	127
Figura 45 Primera fase del colapso.....	127
Figura 46 Segunda fase del colapso.	128
Figura 47 Tercera fase del colapso.	128
Figura 48 Fase final del colapso.....	129
Figura 49 Perfil geológico modelado en Phase para el portal entrada túnel 10.....	130

Figura 50 Estado del portal después del colapso.	131
Figura 51 Trayectoria de bloques sueltos en el talud propuesto para la zona del portal.....	132
Figura 52 Solución final para el portal entrada túnel 10.	132
Figura 53 Localización general del portal Bogotá túnel 6A (Fuente Google Earth)	133
Figura 54 Tipología en "C" del portal Bogotá túnel 6A.....	134
Figura 55 Planta geológico del portal Bogotá túnel 6A.....	137
Figura 56 Perfil geológico del portal Bogotá túnel 6A.....	137
Figura 57 Implantación de portal Bogotá túnel 6A.....	138
Figura 58 modelo matemático contemplado.....	139
Figura 59 Sección K45+119.50 e interpretación geológica. (Fuente Concesionaria Coviandes)	140
Figura 60 Sección K45+120.80 e interpretación geológica. (Fuente Concesionaria Coviandes)	140
Figura 61 Sección K45+123.50 e interpretación geológica. (Fuente Concesionaria Coviandes)	141
Figura 62 Sección K45+125.50 e interpretación geológica. (Fuente Concesionaria Coviandes)	141
Figura 63 Resultado final del portal Bogotá túnel 6A. (Fuente Concesionaria Coviandes)	142
Figura 64 Localización general del portal entrada túnel 11 izquierdo (Fuente Google Earth)	143
Figura 65 Tipología en "C" o sesgada del portal entrada túnel 11 izquierdo	143
Figura 66 Localización de la perforación del portal entrada túnel 11 izquierdo (fuente consorcio ECC)	144

Figura 67 Talud de acceso y ubicación de la cuña (fuente Consorcio ECC).....	146
Figura 68 Esquema de solución para el portal entrada túnel 11.	147
Figura 69 Análisis estereográfico.....	147
Figura 70 Análisis Markland-Talobre.	148
Figura 71 cuerpo deslizando considerado.....	150
Figura 72 Secuencia constructiva portal entrada túnel 11 izquierdo.....	152
Figura 73 Modelo implantado para la revisión del factor de seguridad del portal entrada túnel 11.	153
Figura 74 Análisis de estabilidad del portal en las condiciones inicialmente propuestas arrojan un FS=1.25.	154
Figura 75 Análisis de estabilidad del portal con las nuevas recomendaciones arrojan un FS=1.35.	155
Figura 76 Localización general de los túneles Kakia Skala (Koronakis, et al., 2002)	156
Figura 77 Morfología extremadamente empinada en la zona de los túneles de Kakia Skala.....	157
Figura 78 Sección de análisis de la estabilidad para el portal contra el mecanismo de fallo circular a través del uso del programa Larix-3S y la disposición de los anclajes.	159
Figura 79 Soporte requerido para el portal entrada o este.	159
Figura 80 Soporte requerido para el portal salida u oeste.....	160
Figura 81 Construcción del portal entrada o este.	161
Figura 82 Construcción del portal entrada o este.	162
Figura 83 Túnel de Guoliang en China (Mundo de celeste, 2014)	163

Figura 84 Etapa 1 Aparición de grietas.....	164
Figura 85 Etapa 2 Desprendimientos de concreto neumático y grandes deformaciones.	165
Figura 86 Etapa 3 Colapso del portal.	165
Figura 87 Construcción del emportalamiento del túnel varal.....	166
Figura 88 Secuencia de colapso del portal del túnel Varal (You Tube, 2010).....	167
Figura 89 Condiciones iniciales para el portal del túnel Brixlegg.....	168
Figura 90 Análisis en el programa de diferencias finitas 3DEC de Itasca.....	168
Figura 91 Configuración final del portal Brixlegg.	169
Figura 92 Sistema de coordenadas utilizado en Plaxis.....	174
Figura 93 Interfaz de entrada del programa Plaxis	175
Figura 94 Interfaz de salida del programa Plaxis	175
Figura 95 Nodos en una malla de elementos finitos de Plaxis 2D (Plaxis, 2015).....	176
Figura 96 Nodos en una malla de elementos finitos de Plaxis 3D (Plaxis, 2015).....	176
Figura 97 Gráfica del proceso de cálculo del factor de seguridad (Zona Roja) falla parcial-mente desarrollada, (Zona Verde) falla completamente desarrollada y definida.	180
Figura 98 Ejemplo de un cálculo de factor de seguridad de Plaxis.	181
Figura 99 Ángulo β para representar la inclinación de taludes.....	190
Figura 100 Ángulo ζ que representa el sesgo del túnel	190
Figura 101 Modelación del portal sin generar corte en el talud.....	193
Figura 102 Modelo implantado para un portal con una inclinación de talud menor o igual a 45°	194

Figura 103 Modelo implantado para un portal con una inclinación de talud mayor a 45°	194
Figura 104 Hoja de cálculo para la generación de la geometría de cada modelo.	196
Figura 105 Hoja de cálculo para de la sección compuesta.	196
Figura 106 Hoja de cálculo para generar la geometría de pernos radiales.	197
Figura 107 Hoja de cálculo para generar la geometría de pernos para planos.	198
Figura 108 Modelación del talud natural.....	199
Figura 109 Modelación del portal convencional en Plaxis 3D	199
Figura 110 Modelación del portal sesgado en Plaxis 3D.....	200
Figura 111 Etapas de cálculo.....	201
Figura 112 Deformación en etapa inicial	201
Figura 113 Factor de seguridad de la etapa 2	202
Figura 114 Deformación de la etapa 2 portal sesgado	202
Figura 115 Factor de seguridad de la etapa 3	203
Figura 116 Deformación de la etapa 4 portal convencional	203
Figura 117 Factor de seguridad de la etapa 4.....	204
Figura 118 Factor de seguridad para el análisis de la ladera natural.....	205
Figura 119 Factores de seguridad para el portal sesgado.....	207
Figura 120 Factores de seguridad para el portal convencional.....	209
Figura 121 Porcentaje de uso del concreto neumático para el portal sesgado a) Clase I, b) Clase II, c) Clase III, d) Clase IV y e) Clase V.	

213

Figura 122 Porcentaje de uso de los pernos para el portal sesgado a) Clase I, b) Clase II, c) Clase III,

d) Clase IV y e) Clase V.

214

Figura 123 Porcentaje de uso del concreto neumático para el portal convencional a) Clase I, b) Clase II, c) Clase III,

d) Clase IV y e) Clase V.

216

Figura 124 Porcentaje de uso de los pernos para el portal convencional) Clase I, b) Clase II, c) Clase III,

d) Clase IV y e) Clase V.

217

Figura 125 Interfaz de entrada del programa Plaxis 2D.....221

Figura 126 Interfaz de salida del programa Plaxis 2D.....221

Figura 127 Condiciones geométricas contempladas en la modelación en 2D.....222

Figura 128 Valor de relajación $\lambda_{face}=0.4$ para un ángulo de fricción de 30° y una zona plástica de 1 m (Pilgerstorfer, 2010)223

Figura 129 Etapas de cálculo contempladas.....224

Figura 130 Espesor de elemento finito en 2D (a) elemento finito en 2d de un ancho de unidad, (b).Elemento finito modificado con un espesor de media unidad.226

Figura 131 Esquema de modificación del espesor de los elementos finitos en un portal.....226

Figura 132 Modelo digital de terreno del portal sesgado en AutoCAD 3D.227

Figura 133 Diferentes proyecciones del portal sesgado en 3D	229
Figura 134 Sección ovalada del portal vista en el modelo en 3D.....	230
Figura 135 Modelo de Plaxis sin soporte $\eta=4.50/6.00=0.75$	231
Figura 136 Valor de relajación λ_{face} del ejemplo de 0.48.....	231
Figura 137 Geometría aplicada para la sección ovalada.....	232
Figura 138 Sección ovalada contemplada en el análisis.....	233
Figura 139 Desplazamientos calculados en la evaluación del factor de seguridad sección ovalada.	234
Figura 140 Resultado del factor de seguridad para la sección ovalada $FS=2.6$	235
Figura 141 Cambio de sesgo para el análisis en 2D.	240
Figura 142 Simulación del ángulo de sesgo para los análisis en 2D.....	240
Figura 143 Desplazamientos calculados en la evaluación del factor de seguridad sección ovalada.	241
Figura 144 Resultado del factor de seguridad para la sección ovalada $FS=1.42$	242
Figura 145 Diagrama del portal sesgado en planta.....	244
Figura 146 Tipos de tendencias de modificación de parámetros.....	245
Figura 147 Esquema de modificación de parámetros. (Se muestra la tendencia lineal)	245
Figura 148 Esquema de discretización de parámetros. (Tendencia lineal)	247
Figura 149 Introducción de datos en Plaxis para el uso de la alternativa No.3	248
Figura 150 Evolución del porcentaje de error para el factor de seguridad.....	249
Figura 151 Evolución del porcentaje de error para el valor capacidad/demanda del concreto.....	251

Figura 152 Evolución del porcentaje de error para el factor de seguridad con diferentes clases de terreno.....	252
Figura 153 Evolución del porcentaje de error para el porcentaje de uso del concreto neumático, con diferentes clases de terreno.	253
Figura 154 Evolución del porcentaje de error para el porcentaje de uso de los pernos, con diferentes clases de terreno.....	254
Figura 155 Típica búsqueda de cobertura lateral en portales asimétricos respecto a la topografía. (Sección transversal).....	257
Figura 156 Análisis típico de estabilidad de taludes enfocado a la zona de emportalamiento.	258
Figura 157 Análisis típico evaluación de elementos de soporte en zona de entrada del portal.	258
Figura 158 Metodología de diseño de portales convencionales.....	260
Figura 159 Compilación de todos los factores de seguridad de la modelación en 3D del portal sesgado.....	261
Figura 160 Compilación de todos los factores de seguridad de la modelación en 3D del portal convencional.	262
Figura 161 Factores de seguridad normalizados para el portal sesgado	264
Figura 162 Factores de seguridad normalizados para el portal convencional.	265
Figura 163 Ejemplo de un portal sesgado adaptándose a la geometría del terreno y del trazado del túnel.	266
Figura 164 Metodología de prediseño de portales sesgados.....	268
Figura 165 Envolvente de valores del porcentaje de error en función del diámetro de cobertura del túnel.	269
Figura 166 Metodología de diseño de portales sesgados en 2D.....	272

Figura 167 Diseño geométrico con un ángulo de sesgo que no genera corte $\zeta=58^\circ$	274
Figura 168 Modelo topográfico ángulo de inclinación del talud $\beta=58^\circ$	275
Figura 169 Aplicación de la metodología de prediseño.....	275
Figura 170 Modelo asumido para el portal sesgado, la numeración corresponde a los parámetros equivalentes de la Tabla 73.	277
Figura 171 Mecanismo de falla para condición estática.....	278
Figura 172 Solicitaciones estructurales del soporte (a) Concreto neumático y (b) pernos.....	278
Figura 173 Modelo en 3D para verificar la metodología en 2D.....	279
Figura 174 Factor de seguridad de 1.70 en 3D en condiciones estáticas.	280
Figura 175 Esquema de estabilización del portal generado de forma convencional.	281
Figura 176 Mecanismo de falla de portal convencional.	282
Figura 177 Desprendimientos durante la construcción de un portal sesgado.....	284
Figura 178 Colocación de pernos en el costado derecho para evitar el progreso de los desprendimientos.	284
Figura 179 Concentración de las deformaciones en el techo del túnel y en el costado derecho.	285
Figura 180 Tratamientos de estabilización adicionales a los propuestos en el diseño original.....	285
Figura 181 Terreno original.....	286
Figura 182 Conformación de rampa para instalación del soporte del talud.....	286
Figura 183 Inicio de excavación del portal sesgado.....	287

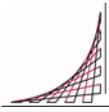


Figura 184 Avance de excavación del portal sesgado.....	287
Figura 185 Final de la excavación del portal sesgado.....	288
Figura 186 Inicio de la excavación del túnel (Estabilización y excavación del portal finalizadas).....	288
Figura 187 Estado final.....	289

GLOSARIO

A:

Anclaje: Elemento capaz de transmitir esfuerzos de tracción desde la superficie del terreno hasta una zona interior del mismo. Consta básicamente de dado, botella, zona libre y bulbo o zona de anclaje.

B:

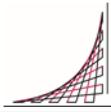
Bulbo: Es la parte final de un anclaje, en donde se garantiza la conexión de los elementos del anclaje (cable o varillas) con el terreno a través de una inyección, usualmente de lechada de cemento.

Boca (del túnel): La boca del túnel constituye la entrada al túnel. Durante la etapa de inicio de excavación se la llama el frontón del túnel, el cual avanza con la excavación del mismo.

C:

Clave: Clave del túnel se denomina al punto más alto desde la cota de la rasante del túnel.

Cobertura: Espesor de material que recubre un túnel, por lo general esta medida se toma desde la clave del túnel hasta la superficie del terreno. En los portales se puede medir diagonal o lateralmente hacia el sentido del menor espesor de material que recubre el portal.



D:

Diaclasas: Es una o varias fracturas en la roca. Las diaclasas se forman en la roca por enfriamiento, recristalización, descompresión y deshidratación. Se diferencian de las fallas por ser estructuras predominantes en la roca.

Discontinuidad: Son superficies de no continuidad dentro de la estructura rocosa, pueden ser abiertas o cerradas. Los espacios generados por las discontinuidades abiertas, pueden contener rellenos arcillosos provenientes de la descomposición química causada por el agua, humedad, oxidación y otros procesos.

E:

Emportalamiento: Se llama emportalamiento a la intersección entre el talud y el túnel, en Colombia no es muy común el uso de esta palabra, se usa portal.

F:

Frontera: Dado un problema concreto de ecuaciones en derivadas parciales sobre un dominio. Si la solución existe, el sistema generalmente tiene un número infinito de soluciones. Para que el problema tenga una y sólo una solución, es necesario imponer condiciones auxiliares apropiadas. Condiciones llamadas de frontera son las que se pueden representar como: cargas, restricciones, desplazamientos, etc.

Frontón: Se llama frontón a la cara de avance de excavación del túnel, es el borde entre la zona excavada y la que aún no ha sido excavada.

G:

Gunita: Consiste en una capa de concreto neumático o proyectado que después de su instalación puede recibir un acabado uniforme.

H:

Hastial: Se denomina a los dos laterales de un túnel, pueden ser curvos o rectos según la sección transversal del túnel.

I:

Inyección: La inyección implica la introducción de un material aglutinante (ej.: cemento, resinas) para sellar fisuras o cementar los materiales que componen el terreno. Con el fin de reducir su grado de permeabilidad y/o mejorar sus condiciones geomecánicas. La inyección es una mezcla fluida que posteriormente fragua y se endurece.

J:

Junta: En inglés "Joint,, Término que se refiere a las fracturas o discontinuidades que tiene el macizo rocoso.

K:

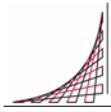
Keyblock: Se refiere al bloque crítico en un análisis similar al estereográfico. En español se traduce como el método del bloque crítico.

N:

NATM: New Austrian Tunneling Method (NATM). El NATM se basa en el principio de que el macizo rocoso puede ser aprovechado como parte integral de los elementos de soporte, para garantizar la estabilidad de una excavación subterránea.

P:

Portal: Es el área en donde inicia un túnel, usualmente es una cavidad constituida por taludes, lo que permite adecuar los trabajos de construcción del mismo.



T:

Torón: Está conformado por cierta cantidad de alambres, los cuales se encuentran colocados en forma helicoidal alrededor de un alambre central. Los alambres en el torón están colocados en una forma geométrica definida y predeterminada.

W:

Wiremesh: Término en inglés que traduce malla de alambre. Usualmente este término aparece en los diferentes programas que se consiguen en el mercado de aplicaciones geotécnicas

RESUMEN

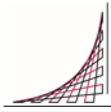
Las condiciones de alineación geométrica, así como las restricciones de topografía conducen a diseños de portales que no se intersectan necesariamente con el eje de la vía en un ángulo recto. La falta de guías apropiadas en el diseño para portales y un vago entendimiento sobre el comportamiento del macizo rocoso traen como consecuencia, el diseño de portales muy conservadores (soporte pesado y/o rígido), generando adicionalmente procedimientos de construcción complejos, tiempos de construcción más largos y un mayor impacto ambiental. El presente trabajo apunta hacia un nuevo enfoque para el diseño de portales de forma sesgada. Basados en una comprensión completa del comportamiento del macizo rocoso y sus mecanismos de falla. El enfoque se basa en modelos numéricos 2D complementados con modelos 3D para la comparación y la optimización de la metodología del diseño de portales. Se presentan algunos casos de estudio en la cordillera de los Andes Colombianos, en donde se han construido portales convencionales y sesgados.

Palabras claves: diseño de portales, túneles, emboquilles, portales sesgados, portales oblicuos y portales con poca cobertura.

ABSTRACT

Geometrical alignment conditions as well as topography restrictions lead to portal designs, which do not necessarily intersect the ground in a desired perpendicular angle. Lack of portal design guidelines and a vague understanding on the rock mass yields, therefore, to conservative (heavy/stiff support) portal designs, complex construction procedures, longer construction time and a higher environmental impact. The present work proposes a new approach for skewed portal design based on a complete understanding of the rock mass behavior and its failure mechanisms. The approach is based on 2D numerical models and complemented with 3D model for comparison and optimization. A study case in the Andes range is presented, where conventional and skewed portals have been constructed.

Keywords: design portals, tunnels, portals skewed, oblique portals, and portals with low overburden.



INTRODUCCIÓN

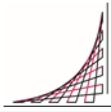
Enfoques estándar para el diseño de portales se basan en el análisis de cuñas y modelos numéricos 2D. El enfoque es válido, siempre que el trazado del túnel cruce perpendicularmente la superficie del terreno y con condiciones de cobertura y confinamiento mayores a un (1) diámetro; sin embargo, las restricciones geométricas en cuanto a radios de curvatura, entretangencias, visibilidad y demás, sumado a las condiciones topográficas y geomorfológicas pueden generar que la construcción de un portal convencional en ángulo recto, sea compleja.

La complejidad de la estructura del portal se basa en su confinamiento o cobertura lateral baja; sin embargo, esta condición se reduce al ir avanzando en la excavación del túnel.

En la literatura se ha encontrado que la información sobre el tema es vaga y limitada; principalmente las recomendaciones se refieren al confinamiento mínimo. Estas recomendaciones se han venido aplicando con éxito a diversas condiciones morfológicas y de terreno. Sin embargo, debido a sus antecedentes empíricos, es necesaria una evaluación crítica de su aplicación con el fin de llevar a cabo una construcción del portal segura y económica.

La metodología de diseño de portales se enmarca en los requerimientos de estabilidad para taludes. Los factores de seguridad para los portales sesgados, según la metodología de diseño actual, únicamente se podrían cumplir si se implementan estructuras robustas. Estas estructuras vienen como consecuencia de una comprensión errónea de la simulación del comportamiento del terreno con el portal sesgado.

El enfoque estándar se puede aplicar parcialmente a un portal sesgado, debido al hecho de que directamente (sin ningún tipo de consideraciones) el portal sesgado se traduce de un problema en 3D a uno en 2D, que es incapaz de representar correctamente el problema. Vale la pena mencionar que el análisis de cuñas estándar sigue siendo una herramienta útil y debe ser implementado en aquellos portales donde el mecanismo de falla es controlado por discontinuidades.



1 METODOLOGÍA

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo general

El objetivo es desarrollar una metodología de diseño geotécnico que permita evitar o disminuir sustancialmente los cortes en roca, para optimizar el uso de los recursos (económicos, ambientales y de tiempo) en la construcción de emportalamientos de túneles.

1.1.2 Objetivos específicos

El trabajo tiene como objetivos específicos

1. Revisar el estado del arte en el diseño actual de portales, junto con portales que se hallan desarrollado con técnicas nuevas.
2. Verificar la viabilidad geotécnica para el diseño de este nuevo tipo de emportalamiento.
3. Desarrollar una metodología de predimensionamiento para la nueva propuesta de emportalamiento.
4. Desarrollar una metodología de diseño 2D al detalle para el análisis y el diseño de portales sesgados.



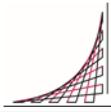
1.2 PROBLEMA

- En la ingeniería de túneles y taludes se presenta un alto grado de desconocimiento en cuanto al adecuado diseño de los emportalamientos y usualmente se usa como regla general situar el portal en el sitio en que el túnel adquiere una cobertura de mínimo 1 a 2 veces el diámetro del túnel. (Departament of the Army, , U.S. Army Corp of Engineers, 30 Mayo 2007). Esta regla proviene de los diseños de túneles hidráulicos a presión, sin embargo, ¿Se debería aplicar en el diseño de túneles viales y de conducción de agua que trabajen a flujo libre?

- Las restricciones de velocidad, radios de curvatura, entretangencias y pendientes y demás requerimientos exigidos en el diseño geométrico, usualmente no permiten que los túneles entren perpendiculares a la ladera, generando que los portales se presenten sesgados u oblicuos al eje del túnel.

- Se necesita generar una metodología de diseño de portales que permita reducir el volumen de corte e incluso evitarlo, con los siguientes beneficios: evitar problemas en la estabilidad de la ladera una vez construido el portal, reducir las afectaciones ambientales, paisajísticas, económicas, prediales y excesos en tiempos de construcción. Esto es relevante ya que serviría de base para posteriores diseños geotécnicos de portales ahorrando costos y evitando mayores intervenciones ambientales.

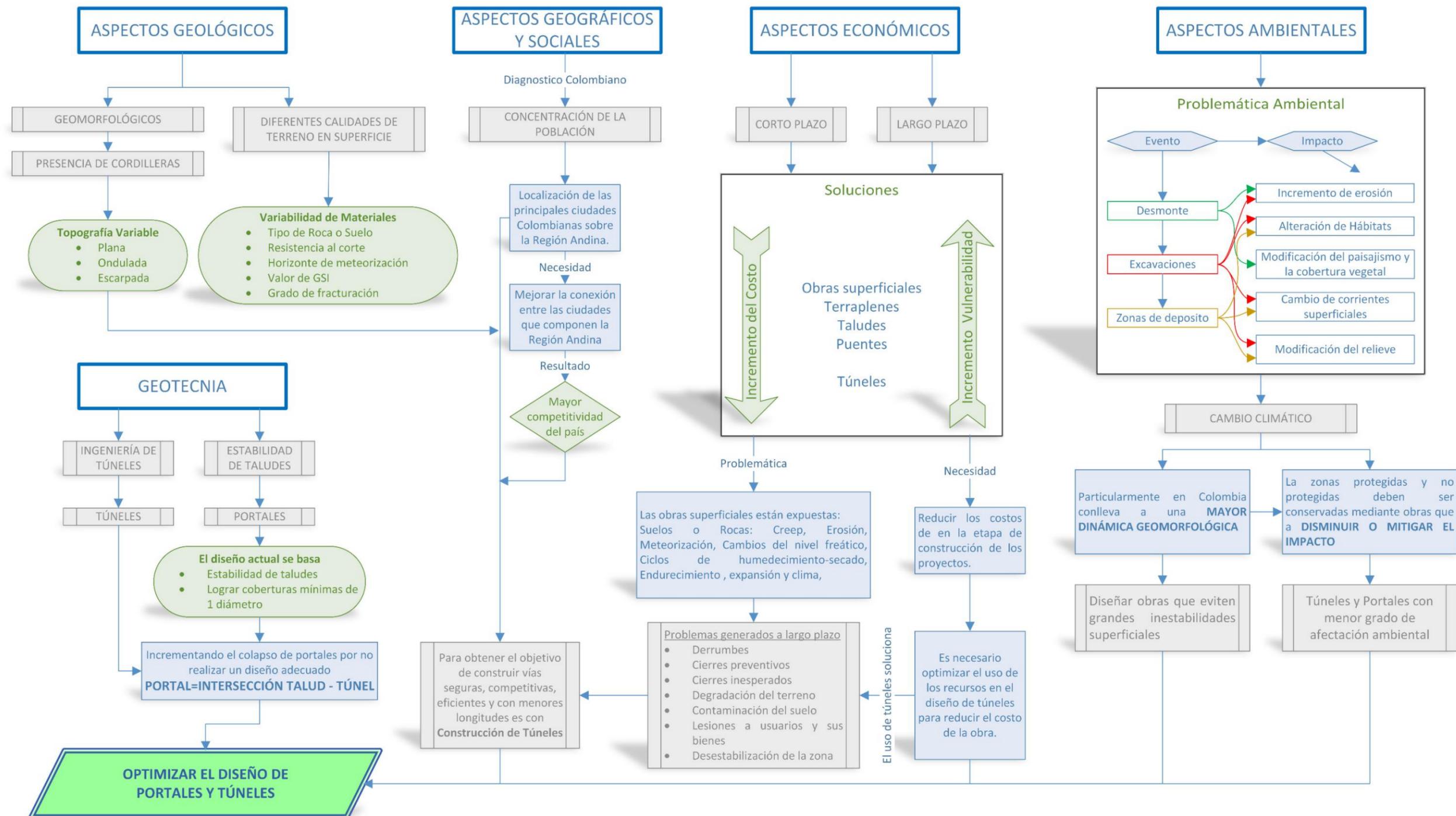
- En el actual auge de construcción de túneles en Colombia, es de vital importancia que las metodologías de diseño se acoplen a las complejas con-

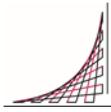


diciones geológicas y topográficas que se presentan en el país. Así se permitirá un uso óptimo de los recursos reduciendo costos y contratiempos en las obras de excavación subterránea.

- La existencia de las tres cordilleras colombianas (Occidental, Central y Oriental) y el asentamiento de la mayoría de la población colombiana sobre la región Andina, incluyendo las áreas urbanas más importantes del país, son razones por las que en la región Andina convergen los principales ejes de circulación y transporte a nivel nacional (Santillana, Kalipedia, 2013); es por consiguiente de carácter prioritario mejorar la conectividad de esta región, principalmente con las dos costas del país.

ÁRBOL DEL PROBLEMA





1.3 METODOLOGÍA APLICADA

La metodología seguida para la realización del trabajo, fue la siguiente:

1.3.1 Evaluación del estado del arte para el diseño de portales:

La búsqueda de los estudios realizados relacionados con el tema, ya sea de modelación, distribución de esfuerzos, interacción suelo estructura, predicción de desplazamientos, y comportamiento de portales.

En esta etapa también se hará énfasis a la búsqueda del marco referencial para el desarrollo de cada una de las etapas de investigación, basado en las técnicas y metodologías utilizadas en el diseño de portales.

1.3.2 Casos históricos en la construcción de portales en diferentes partes del mundo:

Búsqueda de las dificultades constructivas de portales en túneles, revisión de casos exitosos y de fracasos. Para esto se utilizarán inicialmente medios digitales de exploración como motores de búsqueda y canales de video (YouTube, MSN Video entre otros). Posteriormente, y donde fue posible, se profundizó en cada caso investigando la empresa consultora y constructora.

1.3.3 Recopilación de la información:

En el momento de realizar esta investigación se estaban desarrollando en el país proyectos de emportalamientos atípicos. Se conoce de la existencia de portales “sesgados” en la vía Cisneros-Loboguerrero y en la Carretera Bogotá – Villavicencio.

El objetivo primordial de esta etapa fue la recopilación de la información de los portales anteriormente mencionados, en cuanto a memorias de cálculo, ensayos de laboratorio, información geológica y clasificación del terreno. Igualmente se recopiló la información de los frentes de obra en cuanto a la descripción de los levantamientos geológicos-geotécnicos, tipo de soporte inicial instalado, separación de arcos o cerchas metálicas, propiedades de pernos, propiedades de anclajes, protección del talud (frontón del túnel) y bitácoras de obra (sucesos relevantes durante la construcción del portal).

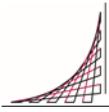
1.3.4 Determinación y verificación de las modelaciones 3D y 2D.

Se realizaron diferentes modelaciones en 3D, con varios tipos de terrenos definidos en el NATM y RMR (Bieniawski, Z.T, 1989), y en diversos grados de inclinación del talud, para determinar el grado máximo de sesgo que puede soportar cada tipo de terreno.

Con base en estas modelaciones se definieron los rangos de sesgo e inclinación del talud, para diferentes calidades de terreno en los cuales sea factible la construcción de un portal sesgado.

El desarrollo de la metodología de diseño en 2D se basa igualmente en modelaciones 3D, sumado a las simulaciones en 2D. Se seguirá la metodología de predicción de desplazamiento de túneles (Pilgerstorfer, 2010) (en la que se tiene en cuenta la pre-relajación del terreno y el avance del frente de excavación), con lo que se pretende determinar, cómo realizar el diseño de un portal sesgado en 2D (Sánchez Gómez & Cañizo Perate, 2010).

Los resultados de las modelaciones en 2D se confrontarán con los resultados producto de los análisis numéricos en 3D. Se verificó la aplicabilidad de la metodología en 2D para la nueva propuesta de emportalamiento.



1.3.5 Análisis de resultados

Se determinaron las limitaciones geométricas y topográficas de la nueva propuesta de emportalamiento, además se definió la metodología de diseño según la guía para el diseño geotécnico de las estructuras subterráneas con excavación convencional (Austrian Society for Geomechanics, 2010).

Se determinó por medio de los modelos numéricos en Plaxis, los esfuerzos y deformaciones de los elementos estructurales instalados en cada portal analizado con respecto a la normativa vigente colombiana o internacional.

1.3.6 Conclusiones y recomendaciones.

Con base en el análisis de los resultados, se elaboraron las conclusiones y recomendaciones.

2 EVALUACIÓN DEL ESTADO DEL ARTE PARA EL DISEÑO DE PORTALES

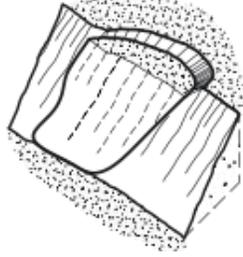
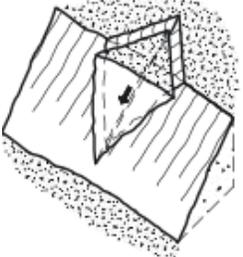
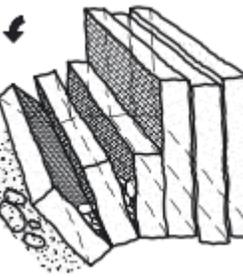
2.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se presentan los principales desarrollos experimentales y teóricos del estado del arte para el diseño de portales. En esta etapa se dio prioridad a los emportalamientos en roca y no se tendrán en cuenta las estructuras como túneles falsos. El presente capítulo es un compendio organizado y resumido del estado del arte del diseño de portales.

2.2 CONDICIONES GENERALES

El primer paso para evaluar antes de plantear cualquier diseño de portal, es contar con la información geológica, perforaciones, ensayos de laboratorio y además contar información de geofísica. Esta información es útil para identificar los espesores de cada material. Toda esta información debe ser considerada por el ingeniero geotecnista para poder comprender el modelo geológico-geotécnico. Después de tener este modelo es necesario anticipar el mecanismo de falla, principalmente de los taludes que pueden influir en la estabilidad de túnel. En la Tabla 1 se listan los modos más comunes de fallos en taludes que afectan de la misma manera a los portales:

MODO DE FALLA	PROBLEMAS TÍPICOS	PARÁMETROS TÍPICOS
 <p>Deslizamientos rotacionales</p>	<p>Falla complejas sub-circulares, con sub-fallas alrededor de la falla principal, siempre falla por la matriz del material</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Presencia de fallas regionales. - Resistencia Cortante del material. - Distribución del nivel freático en el talud. - Carga sísmica potencial.

MODO DE FALLA	PROBLEMAS TÍPICOS	PARÁMETROS TÍPICOS
 <p>Suelos duros o rocas altamente fracturadas</p>	<p>Falla semicircular</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Gradiente y altura de la cara del talud. - Resistencia Cortante del material. - Distribución del nivel freático en el talud.
 <p>Rocas moderadamente fracturadas</p>	<p>Planos de cuñas permitan el desplazamiento entre la intersección de dos planos de discontinuidades.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Gradiente, altura y orientación de la cara del talud. - Dirección de las discontinuidades respecto a la dirección del talud. - Resistencia Cortante del material. - Distribución del nivel freático en el talud. - Secuencia de excavación y operaciones de estabilización.
 <p>Rocas con estratificación/foliación sub-vertical en masivo rocos fracturados.</p>	<p>Falla de volcamiento, columnar</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Gradiente, altura y orientación de la cara del talud. - Dirección de las discontinuidades respecto a la dirección del talud. - Resistencia Cortante del material. - Carga sísmica potencial. - Secuencia de excavación y operaciones de estabilización. - Distribución del nivel freático en el talud.

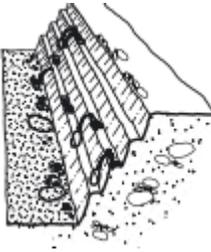
MODO DE FALLA	PROBLEMAS TÍPICOS	PARÁMETROS TÍPICOS
 <p>Macizos rocosos con potencial de desprendimiento de bloques sueltos.</p>	<p>Deslizamientos, rodamiento, cabeceo de bloques caen erráticamente al talud.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Geometría del talud. - Presencia de bloques sueltos. - Menor grado de rugosidad - Presencia de estructuras que retengan o contengan el desprendimiento de bloques sueltos-

Tabla 1 Manifestaciones de inestabilidad que ocurren en la excavación de portales (Capítulo 7 (Pietro, 2008, p. 170))

2.2.1 Partes que componen un emportalamiento para un túnel

Al observar la entrada a un túnel, no se puede hablar de un solo componente. Esto debido a que el portal no es solo un talud, sino más bien, es la intersección del túnel con el talud. A continuación, se describen todas las partes que componen un portal.



Figura 1 Partes de un portal para un túnel vehicular (Fuente propia)

Boca del túnel: La boca del túnel constituye la entrada al túnel, durante la etapa de inicio de excavación, usualmente se la llama el frontón, el cual avanza con la excavación del túnel.

Talud Frontal: Es el talud que generalmente es perpendicular a eje del túnel. Este se forma por la intersección de la geometría del terreno natural, las condiciones de la vía nueva y del tamaño del túnel.

Taludes Laterales: Son los taludes que se forman por la intersección de la geometría del terreno natural y de las condiciones de la vía. Dependiendo de la topografía de la zona y del planteamiento geométrico de la vía se pueden generar cortes laterales a un solo lado, a ambos costados de la vía, o no se pueden generar en el caso de portales sesgados.

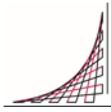
Túnel Falso: El túnel falso es la ampliación de la longitud del túnel con una estructura usualmente de concreto que tiene la forma del túnel. Este es usado para la protección de la entrada al túnel contra caída de bloques, deslizamientos o para contención de los taludes que forman el portal.

Vía a superficie: Esta se forma por la interacción de los taludes laterales y la rasante de la vía proyectada.

2.2.2 Puntos a tener en cuenta en el diseño de portales

Los portales pueden debilitar el talud por el efecto de la excavación subterránea que se ubica en las partes bajas (pie) de los taludes. Además, en las zonas superficiales del terreno, se presenta un mayor grado de intemperismo que otras zonas, por lo que la roca o el material superficial se suele encontrar meteorizado y des-confinado.

La excavación del túnel puede ingresar de manera perpendicular al eje del túnel. Durante la historia de la construcción de túneles se han presentado varios problemas, los más comunes se listan a continuación:



Deslizamientos de falla plana

Deslizamientos rotacionales

Caída de grandes bloques

Los intentos de portales que han tratado de seguir el trazado de la topografía natural y no la del eje del túnel (el cual es el caso de estudio) han presentado los siguientes tipos de falla:

Grandes deslizamientos

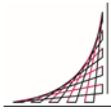
Afectación potencial de la ladera por las asimetrías que generan cargas excéntricas, que afectan directamente la estabilidad del túnel y del talud.

2.3 DISEÑO DEL FRENTE DEL PORTALES

2.3.1 Método convencional o nuevo método de túneles Austriaco (NATM)

Es un método de diseño, que se ajusta durante la construcción, el cual recomienda seguir determinadas directrices para llegar a un sistema de soporte y una secuencia de excavación. En el NATM se estandarizan los pasos a seguir, pero es responsabilidad del diseñador entender el comportamiento del terreno (mecanismos de falla y por ende los parámetros que lo rigen). La metodología del NATM actualmente se conoce como el método convencional y es ampliamente utilizado en el mundo. Las directrices se basan en la identificación de mecanismos de falla y los parámetros relevantes que dictan el comportamiento para un determinado tipo de material.

El New Austrian Tunneling Method (NATM) se basa en el principio que el macizo rocoso puede ser aprovechado como parte integral de los elementos de soporte para garantizar la estabilidad de una excavación subterránea. Esto se logra controlando los desplazamientos inducidos como respuesta a los procesos de excavación mediante un diseño adecuado de secuencia de excavación, soporte primario y monitoreo continuo. El soporte en el NATM se diseña para ofrecer estabilidad y al



mismo tiempo permitir la deformación del macizo rocoso (junto con el soporte) dentro de un rango de deformación seguro y establecido durante la etapa de diseño. Los elementos de soporte instalados incluyen: pernos en roca, concreto neumático alrededor de la excavación y arcos metálicos.

Un adecuado entendimiento de las características geológicas, hidrogeológicas y geotécnicas permiten una apropiada caracterización, sectorización y calibración del modelo numérico permitiendo predecir el comportamiento de la excavación según la secuencia de excavación, sobre excavaciones y comportamiento a largo plazo.

2.3.2 Sostenimiento de portales según Q de Barton

Desarrollada por Barton (Barton, et al., 1974), constituye un sistema de clasificación del macizo rocoso que permite estimar parámetros geotécnicos del macizo y diseñar sostenimientos para túneles y cavernas subterráneas. El método se basa en un índice de Barton "Q", este valor se obtiene a partir de seis parámetros procedentes de la observación del macizo rocoso, para los que establecen una correspondiente valoración.

El índice Q está dado por la siguiente expresión:

$$Q_{Tunel} = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad \{ 1 \}$$

Dónde:

J_n = Joint set number. Indica el grado de fracturación del macizo rocoso.

J_r = Joint roughness number. Indica la rugosidad de las discontinuidades.

J_a = Joint alteration number. Indica la alteración de las discontinuidades.

J_w = Joint water reduction factor. Reduce la resistencia de las discontinuidades por la presencia de agua.



SRF = Stress reducción factor. Factor de reducción por esfuerzos.

2.3.2.1 Orden de magnitud de los valores

RQD entre 0.00 y 100.

Jn entre 0.50 y 20.0

Jr entre 0.50 y 4.00

Ja entre 0.75 y 20.00

Jw entre 0.05 y 1.00

SRF entre 0.50 y 20.0

El rango de valoración del índice Q está entre 0,001 y 1000. Este intervalo se ha dividido en 9 sub-rangos, que dan lugar a la siguiente clasificación cualitativa.

Entre 0,001 y 0,01: roca excepcionalmente mala.

Entre 0,01 y 0,1: roca extremadamente mala.

Entre 0,1 y 1: roca muy mala.

Entre 1 y 4: roca mala.

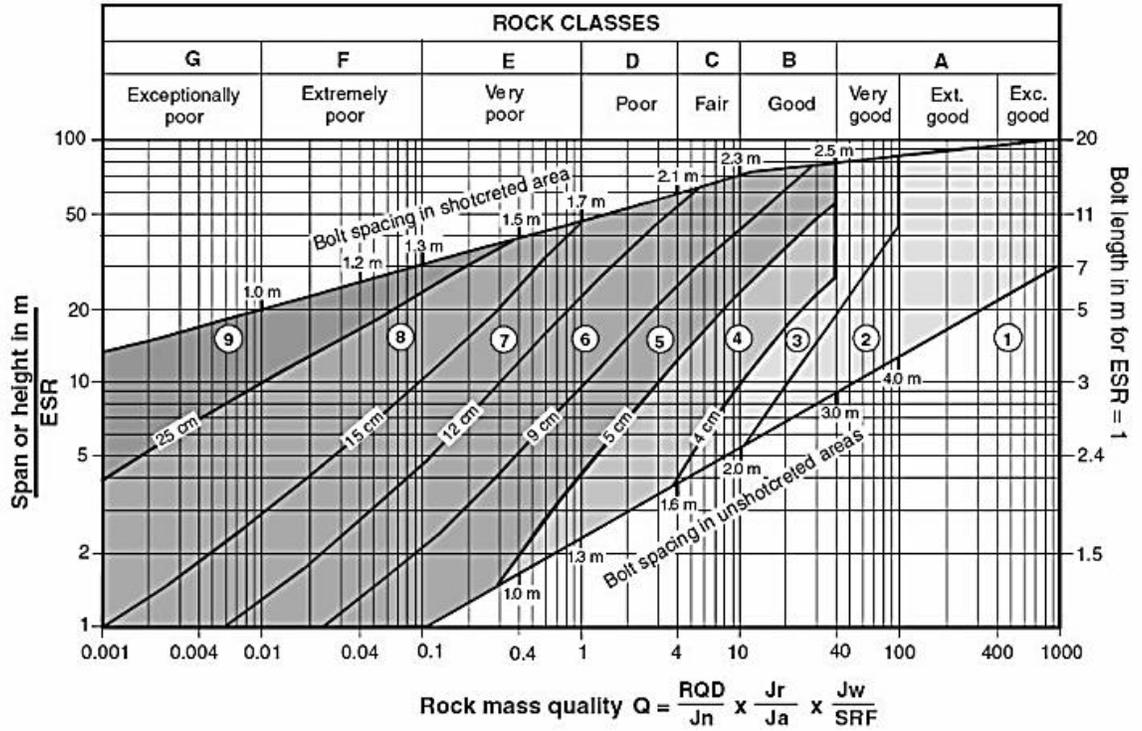
Entre 4 y 10: roca media.

Entre 10 y 40: roca buena.

Entre 40 y 100: Roca muy buena.

Entre 100 y 400: roca extremadamente buena.

Entre 400 y 1000: roca excepcionalmente buena.



REINFORCEMENT CATEGORIES:

- | | |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> 1) Unsupported 2) Spot bolting 3) Systematic bolting 4) Systematic bolting, (and unreinforced shotcrete, 4 - 10 cm) 5) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 5 - 9 cm | <ul style="list-style-type: none"> 6) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 9 - 12 cm 7) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 12 - 15 cm 8) Fibre reinforced shotcrete, > 15 cm, reinforced ribs of shotcrete and bolting 9) Cast concrete lining |
|---|---|

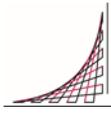
Figura 2 Sostenimiento recomendado según el valor de Q Barton (Barton, et al., 1974).

2.3.2.2 Modificación del valor de Q de Barton para el uso de portales.

Para calcular el Q_{portal} se recomienda usar los siguientes valores:

- Se debe usar $2J_n$
- Tomar un valor de SRF de 1 a 2.5

En síntesis, se recomienda:



$$Q_{portal} = \frac{Q_{tunnel}}{5} \quad \{ 2 \}$$

2.3.3 Sostenimiento de portales según Rock Mass Rating RMR (Bieniawski, Z.T, 1989)

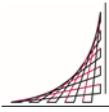
El sostenimiento basado en el valor de Rock Mass Rating propuesto por Bieniawski en 1973 y con sucesivas actualizaciones en 1979 y 1989, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo, la excavación y sostenimiento en túneles.

Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

- i. Resistencia a la compresión confinada (UCS).
- ii. Grado de fracturación de la roca en las perforaciones (RQD).
- iii. Espaciamiento de las discontinuidades.
- iv. Condiciones de las discontinuidades.
- v. Condiciones de agua subterránea en las discontinuidades.
- vi. Orientación de las discontinuidades respecto a la excavación.

Para obtener el valor de RMR en los portales se necesita buscar un afloramiento cercano a la zona del portal, o se puede realizar una remoción de los materiales coluviales o residuales hasta encontrar el afloramiento rocoso. En el afloramiento rocoso se pueden hacer la medida de los anteriores 6 puntos, según el formato de la Tabla 3.

En función del valor del RMR se clasifican las rocas en 5 categorías diferentes, las cuales servirán para el dimensionamiento de las excavaciones que en éstas se realicen. Las categorías permiten establecer los criterios sobre la forma de ejecutar la



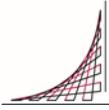
excavación, así como el tiempo que pueden permanecer abiertas determinadas longitudes de excavación.

Una vez obtenidas las puntuaciones que resultan de aplicar los 5 parámetros de clasificación, se efectúa la corrección por orientación de discontinuidades y se obtiene un valor numérico con el que se clasifica finalmente el macizo rocoso. En esta clasificación se cuenta con 5 clases, cuyos valores se presentan en la Tabla 2.

Para tener en cuenta la incidencia de estos factores, se define una serie de parámetros (Ver Tabla 3), cuya suma produce el índice de calidad RMR, rock mass rating, cuyo rango de variación está entre 0 y 100.

CLASE DEL MACIZO ROCOSO	DESCRIPCIÓN	RMR
I	Macizo rocoso de excelente calidad	81 - 100
II	Macizo rocoso de buena calidad	61 - 80
III	Macizo rocoso de calidad regular	41 - 60
IV	Macizo rocoso de mala calidad	21 - 40
V	Macizo rocoso de muy mala calidad	0 - 21

Tabla 2 Clase de macizos rocosos según el valor de RMR (Bieniawski, Z.T, 1989)



A. CLASSIFICATION –PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	<1 MPa
		Rating	15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of –discontinuities (See E)		Very rough –surfaces Not continuous No separation Unweathered rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation → 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
-5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1, -0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	General conditions		Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)									
Strike –and dip orientations			Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable		
Ratings	Tunnels & mines		0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations		0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes		0	-5	-25	-50			
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating			100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21		
Class number			I	II	III	IV	V		
Description			Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock		
D. MEANING OF ROCK CLASSES									
Class number			I	II	III	IV	V		
Average stand-up time			20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span		
Cohesion of rock mass (kPa)			> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100		
Friction angle of rock mass (deg)			> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15		
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions									
Discontinuity length (persistence)			< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
Rating			6	4	2	1	0		
Separation (aperture)			None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
Rating			6	5	4	1	0		
Roughness			Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided		
Rating			6	5	3	1	0		
Infilling (gouge)			None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm		
Rating			6	4	2	2	0		
Weathering			Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed		
Ratings			6	5	3	1	0		
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**									
Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis					
Drive with dip - Dip 45 - 90°		Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°			
Very favourable		Favourable		Very favourable		Fair			
Drive against –dip - Dip 45-90°		Drive against –dip - –Dip 20-45°		–Dip 0-20 - Irrespective of strike°					
Fair		Unfavourable		Fair					

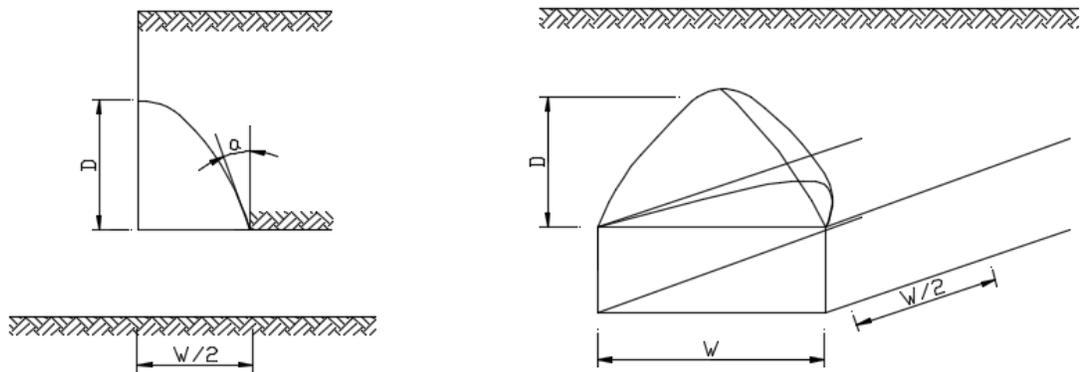
* Some conditions are mutually exclusive . –For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. –In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

Tabla 3 Valores para cada ítem de RMR (Rocscience, 2007)

2.3.4 Sostenimiento de portales según Rogers y Haycock (Rogers & Haycocks, 1988)

Este tipo de sostenimiento de portales de túneles fue originalmente propuesto por la minería de carbón en EE.UU. en donde, por la estratificación de la roca, los túneles son rectangulares. El autor determinó que la rotura produce un volumen tetraédrico, el cual se puede estimar de acuerdo con el siguiente procedimiento:



$$V = 0.25 \left(\frac{W}{2} \right)^2 * d \quad \{ 3 \}$$

$$d = \frac{W(100 - RMR)}{100} \quad \{ 4 \}$$

$$a = \text{arc tg} \left(\frac{25}{100 - RMR} \right) > 14^\circ \quad \{ 5 \}$$

Donde:

V: Volumen máximo de desprendimiento

W: Ancho del túnel

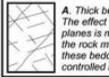
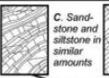
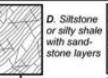
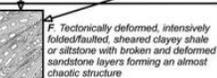
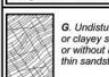
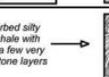
D: Altura del caído

α : Angulo crítico.

2.3.5 Clasificación GSI (Brown & Hoek, 1997)

En 1994, el Profesor Evert Hoek, en el noticiero oficial de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, publicó el artículo titulado "Strength of Rock and Rock Masses", en el cual introdujo el término de "GSI" definiéndolo como "Geological Strength Index" (Marinos, et al., 2005). Siendo éste un nuevo índice de calidad geomecánica para los macizos rocosos que varía entre 0 y 100. Se basa en la identificación y clasificación en campo de dos de las características físico-mecánicas de un macizo rocoso: la macroestructura y la condición de las superficies de las discontinuidades.

La determinación del GSI se hace a partir de la Tabla 4 para rocas sedimentarias y metamórficas foliadas y la Tabla 5 para rocas ígneas y metamórficas no foliadas. En las tablas se ingresa desde dos puntos diferentes, uno horizontal: referente a la cantidad y tamaño de bloques, composición y estructura; el ingreso vertical se refiere a las condiciones de las discontinuidades. En la intersección de estas dos cualidades ingresadas, se obtiene el valor del GSI dispuesto en las líneas diagonales.

GSI FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH (Marinos P and Hoek, E, 2000)		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes)								
From a description of the lithology, structure and surface conditions (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. Locate the position in the box that corresponds to the condition of the discontinuities and estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than giving GSI = 35. Note that the Hoek-Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis.		VERY GOOD - Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD - Rough, slightly weathered surfaces							
COMPOSITION AND STRUCTURE		FAIR - Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR - Very smooth, occasionally splintered surfaces with compact sandstone or flags with angular fragments							
		VERY POOR - Very smooth splintered or highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings								
					70 60	A				
C, D, E and G - may be more or less folded than illustrated but this does not change the strength. Tectonic deformation, faulting and loss of continuity moves these categories to F and H.					50 40	B	C	D	E	
					30 20			F		
								G	H	10

→ : Means deformation after tectonic disturbance

Tabla 4 Estimación del GSI para macizos heterogéneos como flysch. (Marinos, et al., 2005)

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS								
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →								
 INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	 BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	 VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	 BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	 DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	 LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
		90	80	70	60	50	40	30	20	10
		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Tabla 5 Caracterización del macizo rocoso en función de los bloques basado en la cantidad y tamaño de bloques y las condiciones de las discontinuidades. (Marinos, et al., 2005)

El GSI es utilizado para la estimación de los parámetros de entrada para el cálculo de la resistencia. Solo es una relación empírica que obedece a la observación del número y el estado de deterioro de las discontinuidades en la roca.

El GSI proporciona un sistema para estimar la disminución de la resistencia que presentaría un macizo rocoso con diferentes condiciones geológicas y se obtiene de la combinación de 2 parámetros geológicos fundamentales, la estructura del macizo

rocoso y la condición de las discontinuidades. En la práctica, es usual definir el GSI en rangos de ± 15 puntos. La clasificación se hace según el siguiente criterio:

La determinación de los parámetros del GSI se basa en las descripciones de la calidad del macizo rocoso en lugar de formular datos de entrada cuantitativos como en los sistemas RMR, Q y RMI.

2.3.6 Esfuerzos tangenciales y radiales en excavaciones de forma elíptica. (Hudson & Harrison, 1997)

Para el cálculo de la excavación del frente de un portal sesgado, se puede recurrir a la metodología propuesta por Hudson & Harrison 1997, ya que como se ilustra a continuación la forma que toman estos portales es muy similar a la elíptica:

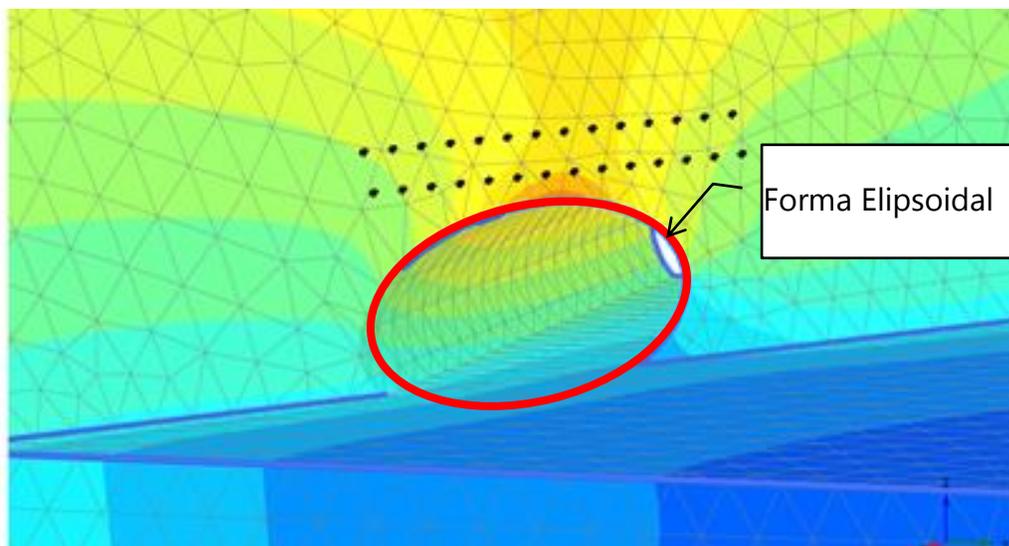
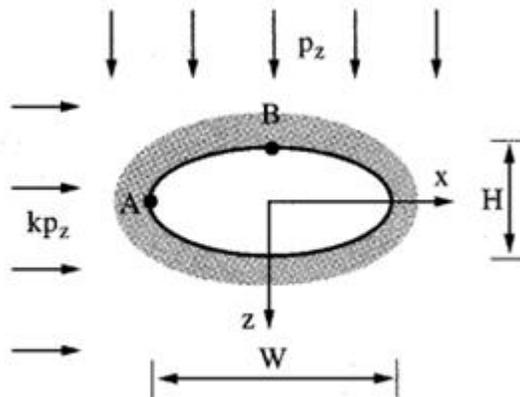


Figura 3 Forma elipsoidal de la excavación de portales sesgados.

La distribución de esfuerzos alrededor de una excavación elíptica puede ser tratada de manera similar a las circulares. Porque en síntesis puede proporcionar una primera aproximación a una amplia gama de geometrías de ingeniería, especialmente aberturas elípticas con altas relaciones de ancho y altura (por ejemplo, túneles de tren, cavernas de casa de máquinas, etc.).

Es necesario considerar los valores máximos y mínimos de la concentración de esfuerzos alrededor de la elipse respecto a los esfuerzos iniciales. Se puede establecer fácilmente que los extremos de concentración de esfuerzos se producen en los ejes mayor y menor.



$$\sigma_A = p(1 - k + 2q) = p\left(1 - k + \sqrt{\frac{2W}{\rho_A}}\right),$$

$$\sigma_B = p\left(k - 1 + \frac{2k}{q}\right) = p\left(k - 1 + k\sqrt{\frac{2H}{\rho_B}}\right)$$

donde para una elipse, el radio de curvatura es:

$$\rho_A = \frac{H^2}{2W} \quad \text{and} \quad \rho_B = \frac{W^2}{2H}$$

Figura 4 Determinación de esfuerzos en los cuadrantes de la elipse (Hudson & Harrison, 1997)

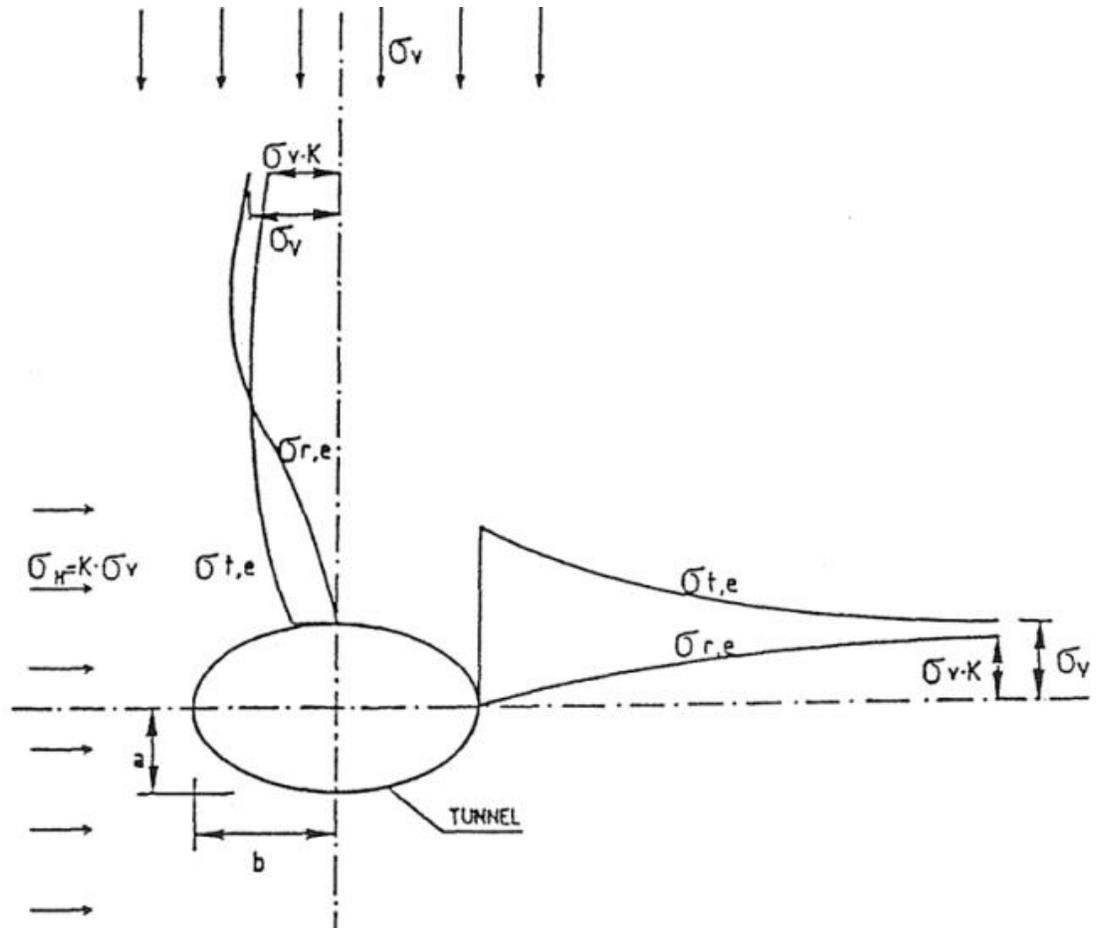


Figura 5 Distribución de esfuerzos en los cuadrantes de la elipse (Hudson & Harrison, 1997)

Para Hastiales

$$\sigma_{t(r=0)} = p_0 \cdot [3 - k_0] \quad \{6\}$$

$$\sigma_{r(r=0)} = 0 \quad \{7\}$$

Para Clave y Solera

$$\sigma_{t(r=0)} = p_0 \cdot [3k_0 - 1] \quad \{ 8 \}$$

$$\sigma_{r(r=0)} = 0 \quad \{ 9 \}$$

Para evaluar las cargas del terreno circundantes en los ejes "x" e "y". Se mide desde el centro de la elipse en los sub-ejes a_f , b_f

Esfuerzos tangenciales

Clave y solera	$\sigma_{uFy} = p_I \cdot (-{}^uK_y + K_I \cdot {}^uK_x)$	{ 10 }
----------------	---	--------

Hastial	$\sigma_{uSy} = p_I \cdot ({}^uK_x - K_I \cdot {}^uK_y)$	{ 11 }
---------	--	--------

Esfuerzos radiales

Clave y solera	$\sigma_{rFy} = p_I \cdot ({}^rK_y + K_I \cdot {}^uK_x)$	{ 12 }
----------------	--	--------

Hastial	$\sigma_{rSy} = p_I \cdot ({}^rK_x - K_I \cdot {}^rK_y)$	{ 13 }
---------	--	--------

$$K_I = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad \{ 14 \}$$

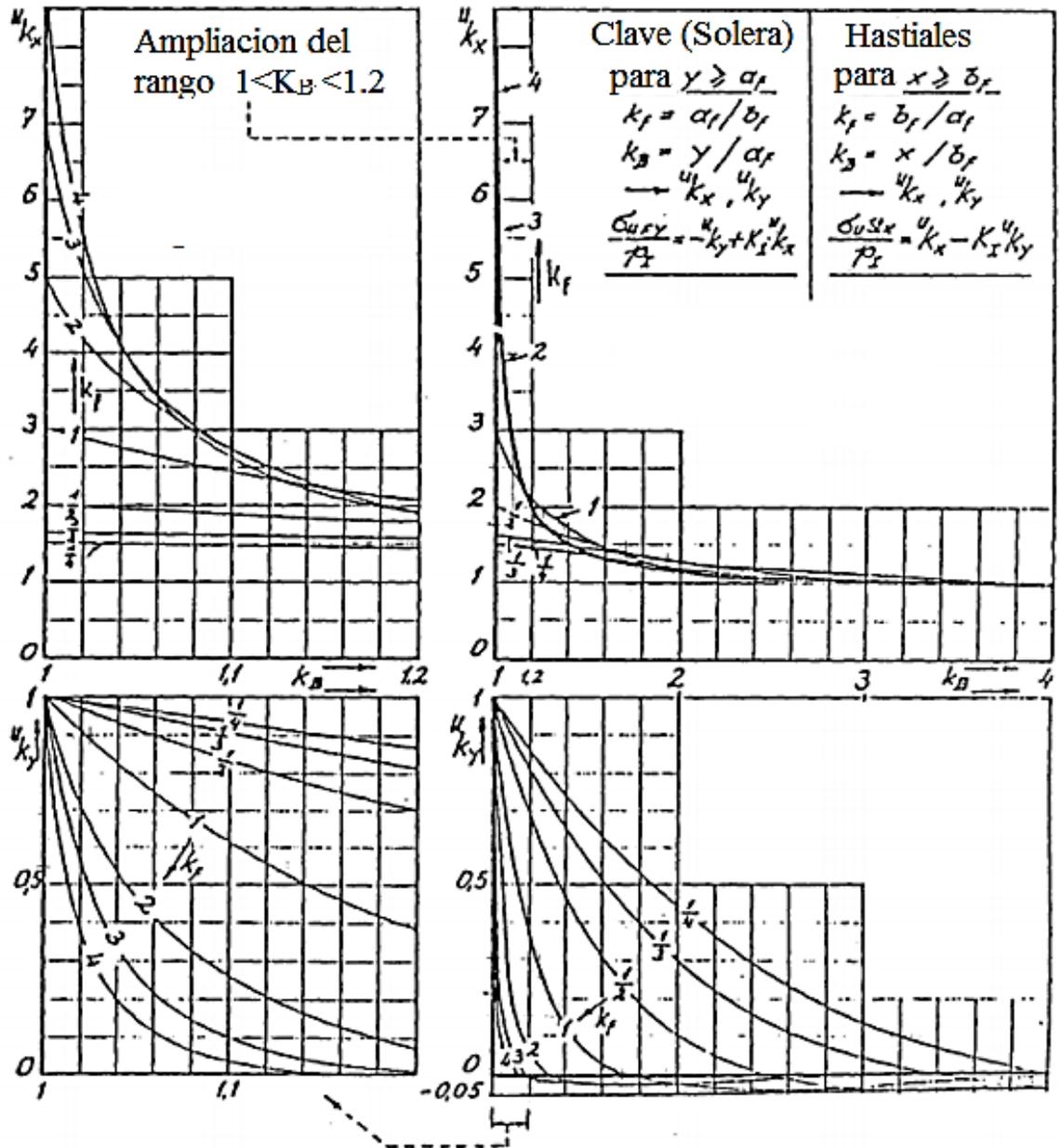


Figura 6 Coeficientes para el cálculo de la distribución de esfuerzos tangenciales

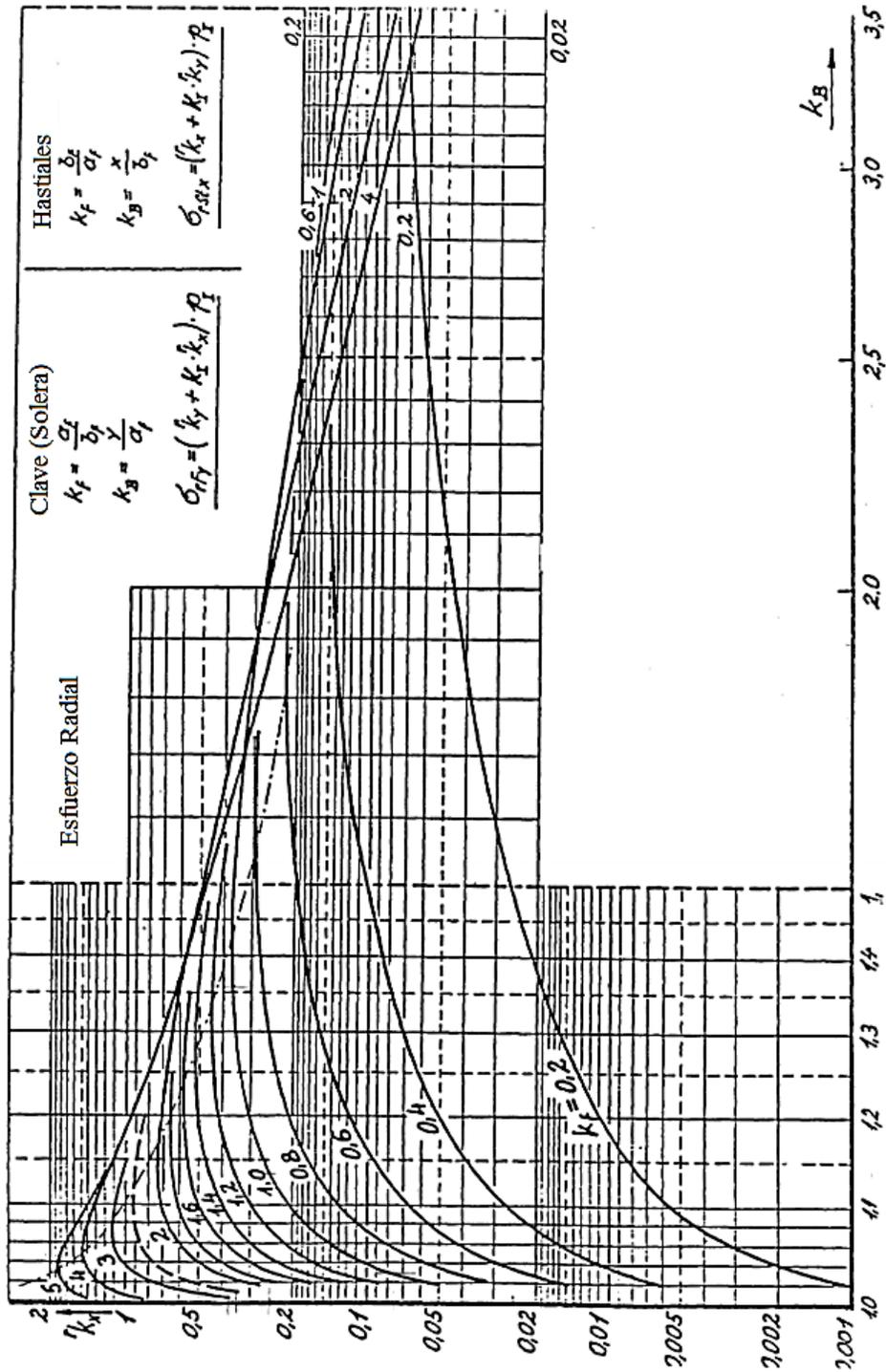


Figura 7 Coeficientes para el cálculo de la distribución de esfuerzos radiales Valores K_x

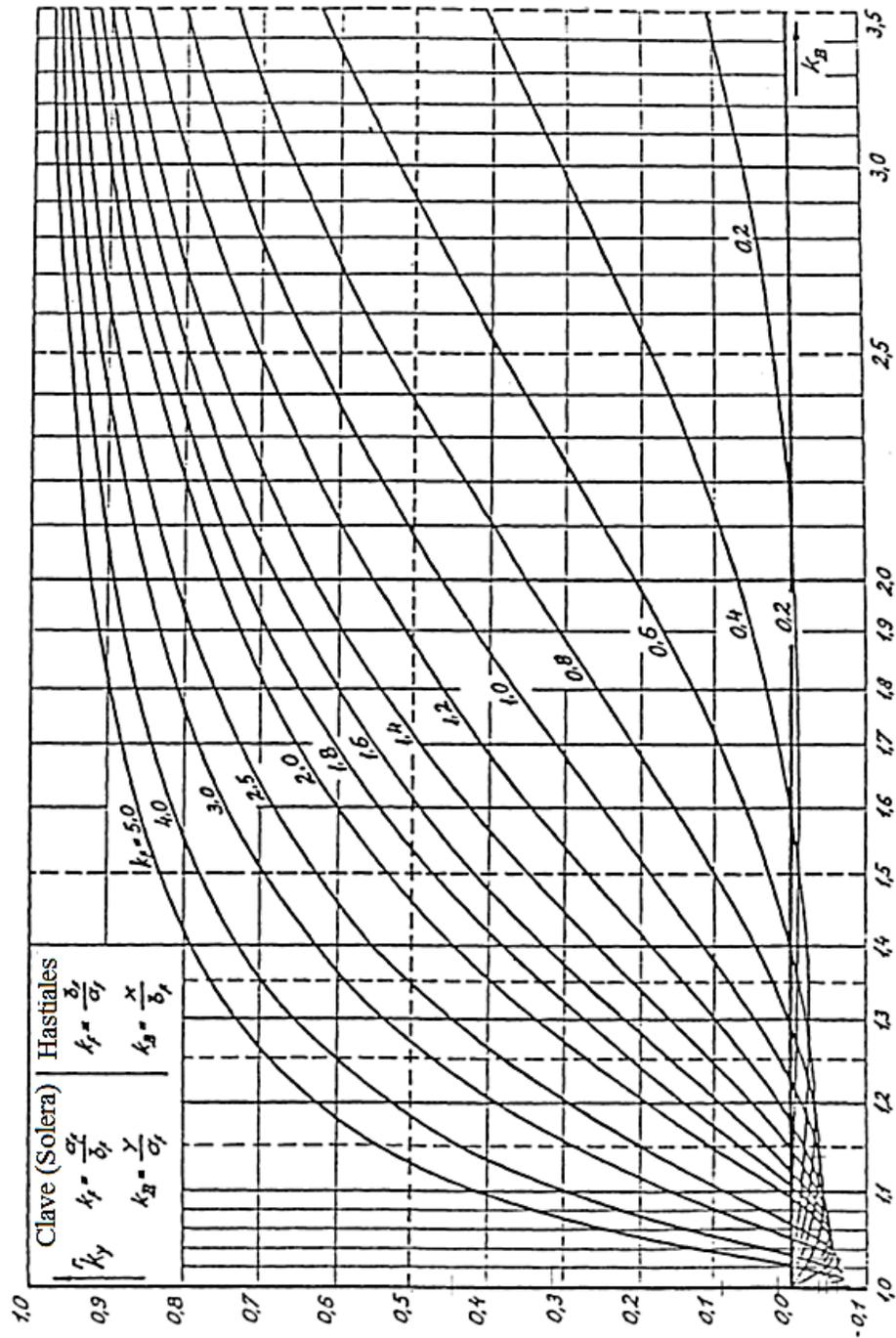


Figura 8 Coeficientes para el cálculo de la distribución de esfuerzos radiales Valores rK_y

2.3.7 Predicción del desarrollo desplazamiento espacial (Pilgerstorfer, 2010)

Una de las principales deficiencias de los enfoques de dos dimensiones para el diseño de excavaciones subterráneas, es el modelado inadecuado de los efectos del avance del frente del túnel. Aunque se pueden estimar aproximadamente la evolución de los desplazamientos hacia su valor final, ninguna de las soluciones 2D disponibles hasta ahora proporcionan información sobre el alcance de la pre-relajación del terreno sometido a una excavación. Por otro lado, los cálculos 3D representan un esfuerzo mucho mayor en el modelado y la evaluación, y pueden llevarse a cabo solamente mediante el uso de métodos numéricos.

Este nuevo método representa una herramienta fácil de implementar que permite evaluar rápidamente el desarrollo de desplazamientos para una excavación circular en un material elástico lineal, idealmente plástico con el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb bajo carga geostática.

Los parámetros para las simulaciones numéricas fueron elegidos de tal manera que forman una cuadrícula regular en un sistema de coordenadas abarcado por el ángulo de fricción y una variable adimensional definida como la relación entre la profundidad de la zona plástica y el radio túnel. Con base en los datos de desplazamiento obtenidos a partir de simulaciones numéricas, la relajación del terreno se calcula para un nuevo avance del frente del túnel, utilizando la solución de forma cerrada desarrollada por (Feder & Arwanitakis, 1976). Las curvas de relajación del terreno, identificada con la forma adimensional λ (coeficiente de presión de soporte equivalente), definido como la relación entre la presión interna y los esfuerzos primarios, respectivamente, han sido equipados con una versión ligeramente modificada de la función propuesta por (Sulem, et al., 1987). Los resultados se han verificado en un conjunto de diez cálculos 3D con un conjunto aleatorio de parámetros y mostraron un buen acomodo en todos los casos.

2.3.7.1 Cálculo de a presión ficticia o de relajación del terreno

La definición de la variable de η , definida como la relación entre la profundidad de la zona plástica (d) y el radio del túnel.

$$\eta = \frac{d}{R} \quad \{ 15 \}$$

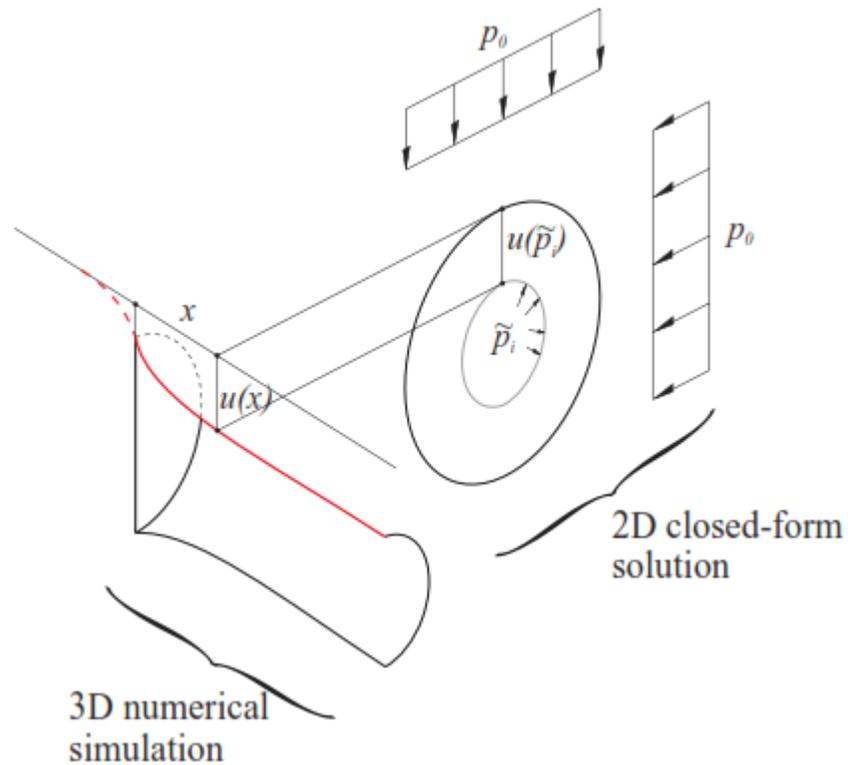


Figura 9 Solución de forma cerrada. Relación entre el perfil de desplazamiento longitudinal del modelo numérico 3D y el desplazamiento radial obtenido en 2D, junto con la presión de apoyo ficticio. (Pilgerstorfer, 2010)

$$\lambda = \frac{\tilde{P}_i}{P_0} \quad \{ 16 \}$$

Donde:

P_0 = Esfuerzo primario inicial

\tilde{P}_i = Presión ficticia o presión de relajación del terreno

La influencia del tamaño de la sección geométrica del túnel desarrolla un desplazamiento que se elimina por la normalización de la distancia x , influenciado por la longitud L_{infl} definida como la longitud entre el frente del túnel y la posición atrás donde los desplazamientos alcanzan 99% de su convergencia final.

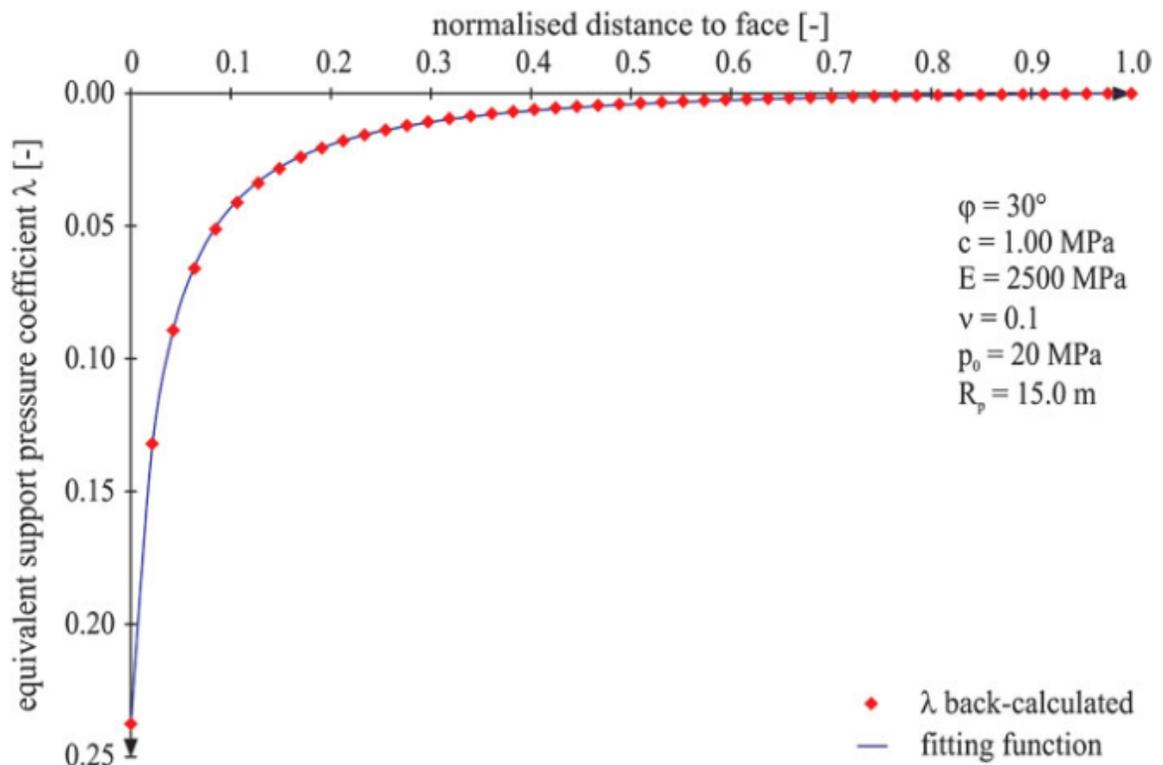


Figura 10 Comparación del coeficiente de presión de soporte equivalente obtenido de la simulación numérica . (Pilgerstorfer, 2010)

$$\lambda(x) = \lambda_{\text{face}} \cdot \xi^{1.2} \cdot \left(\frac{1-x}{x+\xi} \right)^{1.2} \quad \{ 17 \}$$

Donde:

$\lambda(x)$ = Presión ficticia a la distancia x .

λ_{face} = Presión ficticia en el frente del túnel.

ξ = Parámetro de ajuste.

x = Distancia al frente de túnel.

La longitud influencia L_{infl} , ya definida como la sección afectada por el avance del frente de excavación, es casi invariable con respecto al ángulo de fricción y cuenta con dependencia casi lineal de la profundidad de fallo (d).

$$L_{infl} = (2.07 \cdot \eta + 6.40) \cdot R \quad \{ 18 \}$$

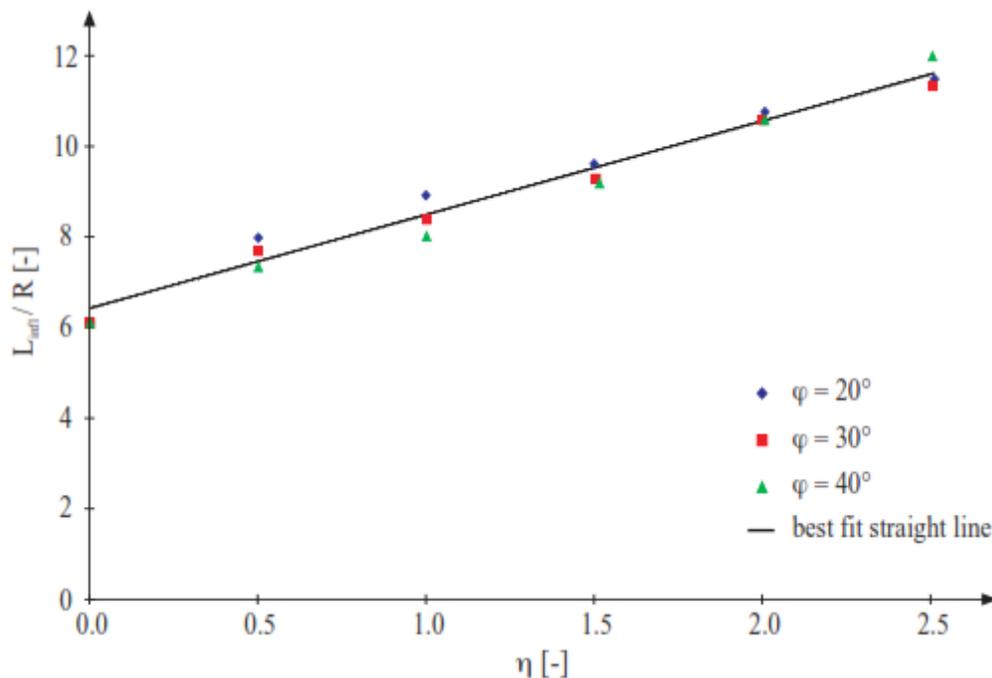


Figura 11 Resultados de la simulación numérica y aplicados relación de ajuste.

En la Figura 12 se puede encontrar el valor de la relajación del terreno λ_{face} representando con el eje "Z". El eje "X" representa la profundidad relativa de fallo η y el eje "Y" representa el ángulo de fricción. Los valores de la relajación del terreno λ_{face} se pueden obtener de manera matemática a través de las siguientes ecuaciones:

$$\lambda_{\text{face}} = a \cdot \cos \cdot (b \cdot \eta + c) + d \cdot \eta + e \quad \{ 19 \}$$

Donde:

$$\begin{aligned}
 a &= 0.1314 \cdot \tan(\varphi) + 0.0129 \\
 b &= -0.0259 \cdot \tan(\varphi) + 2.6227 \\
 c &= 0.011 \cdot \tan(\varphi) - 0.6439 \\
 d &= -0.1854 \cdot \tan(\varphi) - 0.1593 \\
 e &= -0.1396 \cdot \tan(\varphi) + 0.8092
 \end{aligned}$$

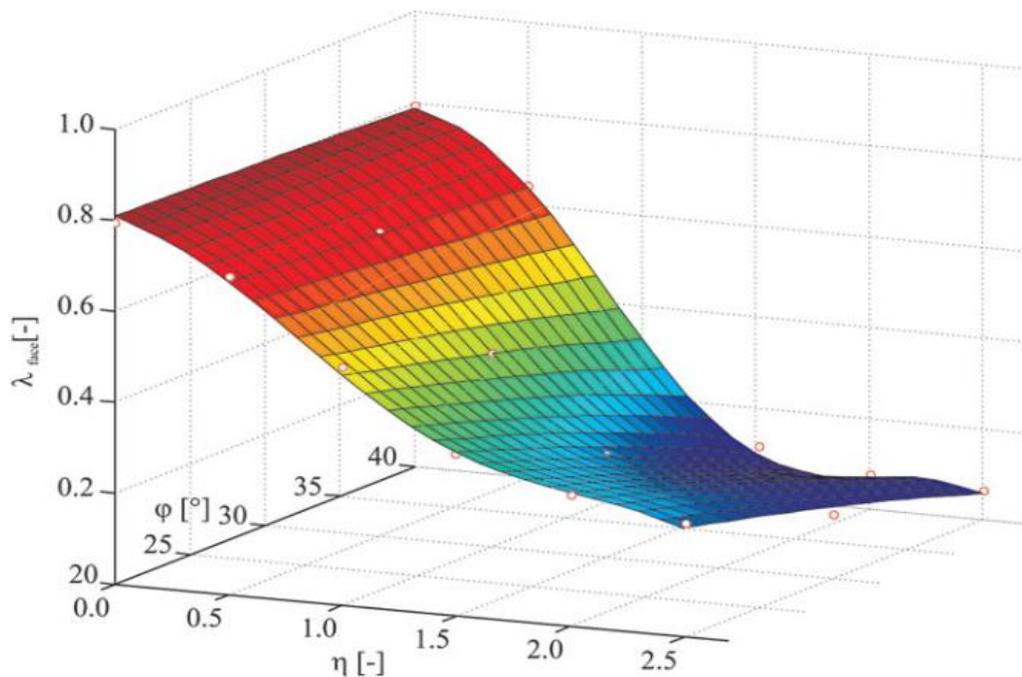


Figura 12 Los datos de relajación discretos, se obtuvieron de simulaciones numéricas y la superficie de ajuste mediante interpolaciones (Pilgerstorfer, 2010).

El enfoque elegido para lograr una interpolación de la superficie del parámetro de forma ξ es básicamente el mismo que para encontrar el factor de pre-relajación. Se ha establecido por el trazado de los datos discretos en el sistema de coordenadas, atravesado por η y el ángulo de fricción.

En contraste con los otros dos parámetros, este parámetro no tiene ningún significado físico; simplemente controla la forma de la función de predicción del coeficiente de presión de soporte equivalente y está dada por:

$$\xi = \bar{a} \cdot \cos(\bar{b} \cdot \sqrt{\eta} - \eta + \bar{c}) + \bar{d} + \bar{e} \cdot \eta \quad \{ 20 \}$$

Donde:

$$\bar{a} = 0.023625$$

$$\bar{b} = 0.4604 \cdot \tan^2(\varphi) + 0.3749 \cdot \tan(\varphi) + 5.5276$$

$$\bar{c} = -0.0397 \cdot \tan^2(\varphi) + 0.015 \cdot \tan(\varphi) - 1.0327$$

$$\bar{d} = 0.047395$$

$$\bar{e} = -0.0247 \cdot \tan^2(\varphi) - 0.006 \cdot \tan(\varphi) + 0.0039$$

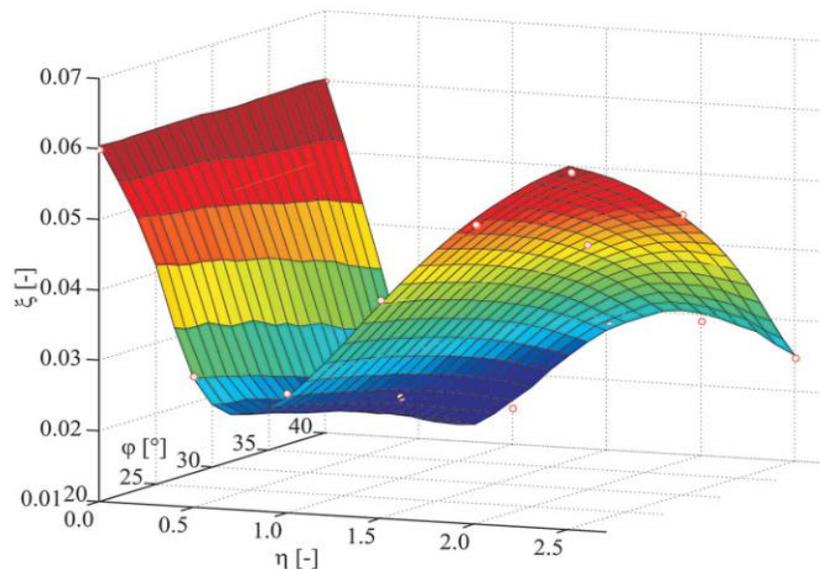


Figura 13 Los puntos de datos discretos para el parámetro de forma ξ se obtuvieron de simulaciones numéricas y ajustando la superficie con interpolación.

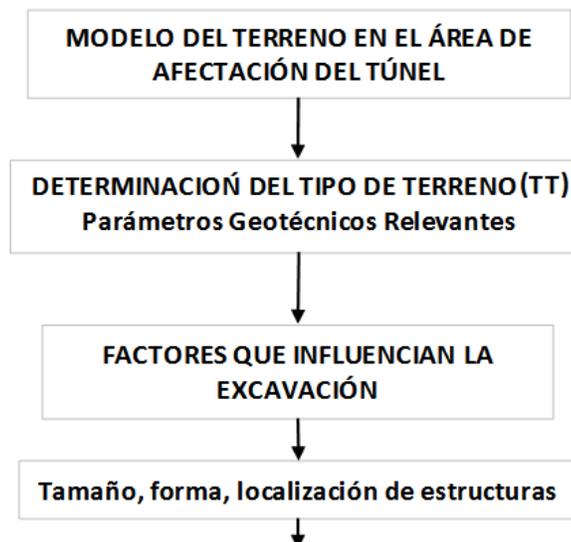
2.3.8 Guía Austriaca para el diseño geotécnico de las estructuras subterráneas con excavación convencional (Austrian Society for Geomechanics, 2010)

La guía austriaca se basa los siguientes pasos:

Paso 1: en primera instancia, la determinación de los tipos de terreno (TT), los cuales se definen según los parámetros encontrados en la etapa de exploración. Un tipo de terreno corresponde a terrenos, valga la redundancia, con similares características, propiedades y comportamientos. El número de tipos de terreno dependerá de las condiciones específicas de cada proyecto.

Paso 2: Se determina el comportamiento del terreno (CT), del cual se toma una sección por cada tipo de terreno (TT). Principalmente se necesitan la orientación de las discontinuidades en la excavación, condiciones de agua, estado de esfuerzos iniciales, cobertura del túnel y método constructivo. La sección se debe analizar sin soporte y evaluar el tipo de falla. Es en este momento que los tipos de terreno se pueden agrupar en un comportamiento de terreno.

Básicamente la metodología de diseño se realiza con el siguiente diagrama de flujo:



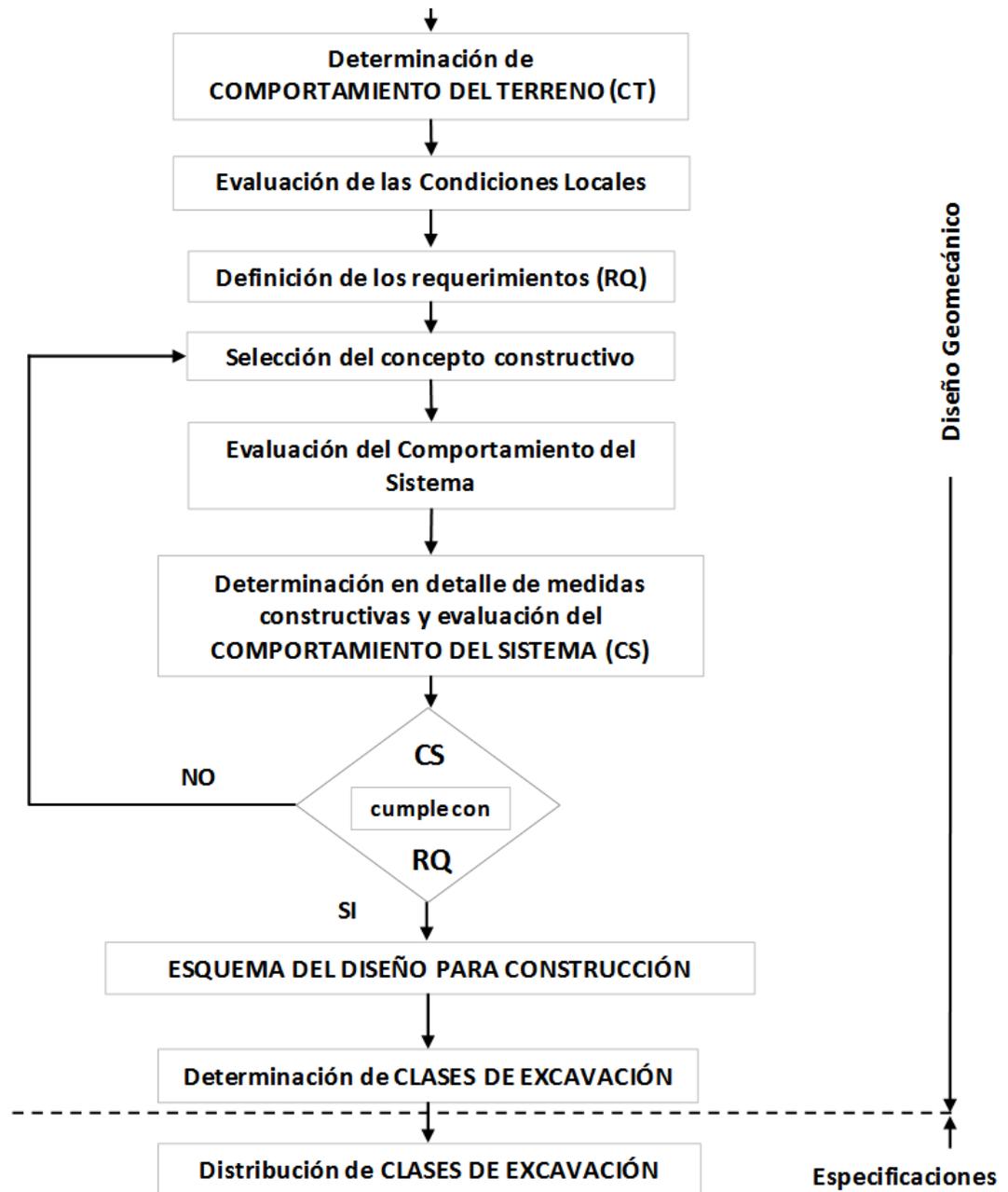
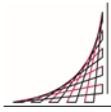


Figura 14 Diagrama de flujo de diseño según la guía austriaca (Austrian Society for Geomechanics, 2010)



2.4 DISEÑO DEL TALUDES DE PORTALES

2.4.1 Sostenimiento de portales según Slope Mass Rating SMR (Romana en 1995) (Romana, 1995)

El Índice SMR para la clasificación de taludes se obtiene del índice RMR básico y se suma un "factor de ajuste", que es función de la orientación de las discontinuidades (producto de tres subfactores) y un factor de excavación que depende del método utilizado para la excavación del talud:

$$SMR = RMR + (F1 \times F2 \times F3) + F4 \quad \{ 21 \}$$

Donde:

RMR: Rock Mass Rating Valor RMR del material a excavar en el talud.

F1: Factor de ajuste de las discontinuidades: F1 depende del paralelismo entre el rumbo de las discontinuidades y de la cara del talud. Varía entre 1,00 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0,15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de 30° y la probabilidad de rotura es muy baja). Estos valores, establecidos empíricamente, se ajustan aproximadamente a la expresión:

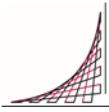
$$F1 = (1 - \text{sen } \beta_j - \beta_s)^2 \quad \{ 22 \}$$

Donde:

β_j =Buzamiento de la discontinuidad.

β_s =Buzamiento del talud.

F2: Factor de resistencia de la discontinuidad: depende del buzamiento de la discontinuidad en un falla planar. En cierto sentido es una medida de la probabilidad de falla por resistencia cortante de la discontinuidad. Varía entre 1,00 [Falla por volca-



miento] (para juntas con buzamiento superior a 45°) y 0,15 (para juntas con buzamiento inferior a 20°). Fue establecido empíricamente, pero puede ajustarse aproximadamente según la relación:

$$F2 = (\tan^2 (\beta_j))^2 \quad \{ 23 \}$$

Donde:

β_j =Buzamiento de la discontinuidad.

F3: Orientación de discontinuidades: refleja la relación entre los buzamientos de la junta y el talud. Se han mantenido los valores propuestos por (Bieniawski, Z.T, 1989) que son siempre negativos:

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P T	$ A_j - A_s $	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
	$ A_j - A_s - 180^\circ $					
P/T	F2	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
P	$ \beta_j $	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
	F2	0.15	0,40	0,70	0,85	1,00
T	F2	1	1	1	1	1
P T	$\beta_j - \beta_s \quad \beta_j + \beta_s$	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°		$< -10^\circ$
		$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$	$0^\circ - (-10^\circ)$	--
P/T	F3	0	-6	-25	-50	-60

Tabla 6 Valores característicos de los factores F1, F2 y F3 para el cálculo del SRM (Romana 1995) (Romana, 1995)

Donde:

P Rotura Plana

T Rotura por vuelco

As Dirección de buzamiento del talud

β_s Buzamiento del talud

Aj Dirección de buzamiento de las juntas

β_j Buzamiento de las juntas

F4: Factor de método constructivo El valor de F4 depende según el método constructivo con que se vaya a constituir el talud.

Método Constructivo	F4
Talud Natural	+15
Precorte	+10
Voladura Suave	+8
Voladura o Mecánico	0
Voladura Extrema	-8

Tabla 7 Valores para F4 según el método constructivo

Clase nº	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-40	61-80	81-100
Descripción	Muy mala	Mala	Norma	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Tipo de Falla	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Re-excavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

Tabla 8 Valores típicos de SMR según su estabilidad, tipos de falla y tratamiento de estabilización recomendado. (Romana, 1995)

2.4.1.1 Tipo de fallas en taludes según el valor de SMR

Falla planar		Falla de cuña	
SMR > 60	Ninguna	SMR > 75	Muy pocas
60 > SMR > 40	Importantes	75 > SMR > 49	Algunas
40 > SMR > 15	Muy grandes	55 > SMR > 40	Muchas

Fallos de volcamiento		Fallas rotacionales y traslacionales	
SMR > 65	Ninguna	SMR > 30	Ninguna
65 > SMR > 50	Menores	30 > SMR > 10	Posible
40 > SMR > 30	Muy grandes		

Tabla 9 Valor de SRM según el tipo de falla y el grado de magnitud.

2.4.2 Cálculo analítico de los taludes en suelos

Las técnicas del equilibrio límite se han utilizado para el cálculo de los movimientos de los taludes. Este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo, pero no se requiere sobre la relación esfuerzo-deformación, en otras palabras, no son útiles los parámetros de elasticidad del material.

El método de equilibrio límite se basa en que las fuerzas actuantes y resistentes se equilibran a lo largo de la superficie de falla. La relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes determina el valor del factor de seguridad. El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en dovelas.

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que la resultante de todas las fuerzas cortantes entre dovelas son igual a cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobre-determinada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma de superficie de falla.	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobre-determinada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinados a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.

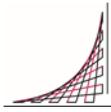
Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficientes sísmicos. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.
Elementos finitos	Cualquier forma de la superficie de falla.	Analiza esfuerzos y deformaciones.	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad.
Espiral logarítmica	Espiral logarítmica	Momentos y fuerzas.	Existen diferentes métodos con diversas condiciones de equilibrio.

Tabla 10 Métodos de análisis por estado limite (Fuente tabla 4.2 página. 124 (Suarez Diaz, 1998))

El Factor de Seguridad es empleado para conocer qué tan cerca está el talud de fallar bajo las condiciones de diseño. Fellenius (1927) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla y se definió el factor de seguridad como:

$$F.S. = \frac{\text{Resistencia al Corte}}{\text{Esfuerzo Cortante}} \quad \{ 24 \}$$

$$F.S. = \frac{\text{Fuerzas Resistentes}}{\text{Fuerzas Desestabilizantes}} \quad \{ 25 \}$$



2.4.3 Efecto de tres dimensiones en el factor de seguridad FS3D respecto al factor de seguridad en dos dimensiones FS2D

Según las investigaciones de (Senis et al, 2005) el factor de seguridad tridimensional [FS3D] de un portal de un túnel es equivalente al valor obtenido mediante modelos bidimensionales, incrementado proporcionalmente a la relación de altura/ancho del túnel (H/A). Dicha proporción es función del ángulo de los taludes laterales del portal, junto con el ángulo de fricción [ϕ] del material.

$$\frac{FS3D}{FS2D} = 1 + \left(\frac{H}{A}\right) * [0.1065 + 0.025 * \tan(\beta) - 0.087 * \tan(\phi)] \quad \{ 26 \}$$

Donde:

H: Altura del talud del portal.

A: Ancho de túnel

β : Angulo de buzamiento del talud.

ϕ : Angulo de fricción del material.

2.4.4 Calculo analítico de los taludes en roca

La roca puede considerarse como un macizo rocoso debido a la presencia de discontinuidades, a excepción de pocos casos en donde se puede encontrar roca intacta. Las masas de roca deben ser consideradas como un ensamble de bloques de roca intacta sin fracturas, en la mayoría de casos las rocas se encuentran delimitadas en las tres dimensiones por sistemas de discontinuidades. Estas discontinuidades pueden ocurrir de forma errática y repetitiva en grupos, generalmente llamados familias de discontinuidades.

2.4.4.1 Falla planar

Un fallo planar es visto en pocas ocasiones ya que requiere ciertas condiciones geométricas para producir un fallo de este tipo. Sin embargo, no sería justo ignorar el caso bidimensional, porque hay muchas valiosas lecciones que pueden extraerse de una consideración de la mecánica de este tipo de fallo.

- El plano en el que se produce deslizamiento debe ser paralelo ($\pm 20^\circ$) a la cara talud.
- La inclinación del plano debe ser menor que la inclinación de la cara de la pendiente, es decir, $\psi_p < \psi_f$
- El buzamiento del plano debe ser mayor que el ángulo de fricción del material $\psi_f > \phi$.
- El extremo superior de la superficie de deslizamiento, debe intersectarse con el talud o una grieta a tracción.
- Discontinuidades abiertas proporcionan una resistencia despreciable al deslizamiento y definen los límites laterales del bloque deslizante.

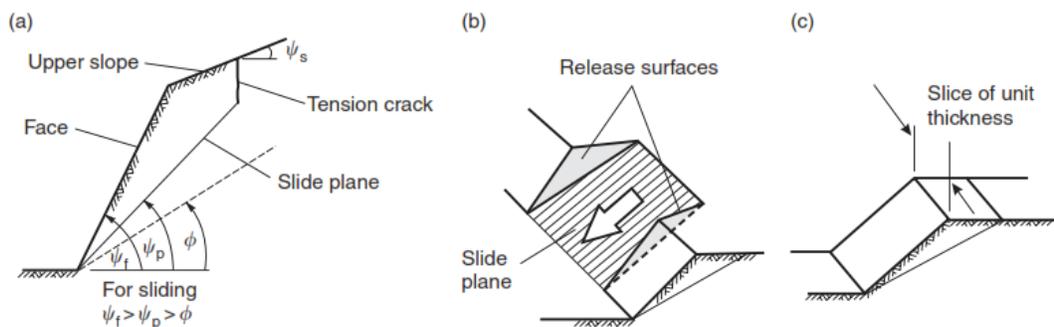


Figura 15 Esquema de falla planar, (a) Sección formando la falla planar, (b) Discontinuidades transversales abiertas y (c) Análisis por metro lineal utilizado en la solución planar. (Duncan C. & Christoph W., 2004) Página 130 Figura 6.2)

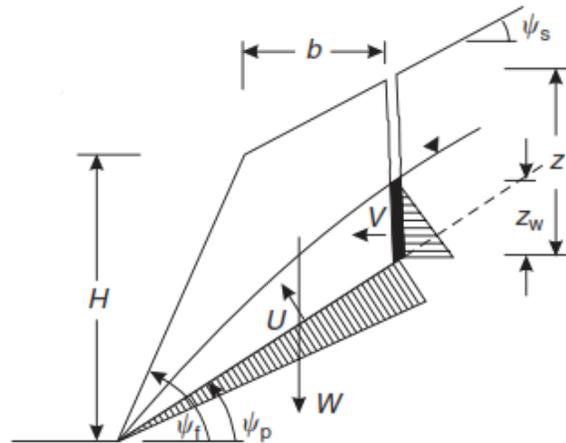


Figura 16 Geometría y nomenclatura de la falla planar. (Duncan C. & Christoph W., 2004) Página 131 Figura 6.3)

El factor de seguridad se calcula con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p} \quad \{ 27 \}$$

2.4.4.2 Falla en cuña

Son fallas que se generan por discontinuidades con direccionamientos oblicuos con la cara del talud, donde se pueden formar cuñas a lo largo de la línea de intersección de dos discontinuidades. Las fallas en cuñas se presentan en variadas condiciones geológicas y geométricas, por lo que el estudio de la estabilidad de cuñas es un componente importante de la ingeniería de taludes en rocas. El análisis de las cuñas se ha debatido ampliamente en la literatura geotécnica, y el análisis gráfico en gran medida en el trabajo de Goodman (1964), Wittke (1965), Londe (1965), Londe et al. (1969, 1970), John (1970).

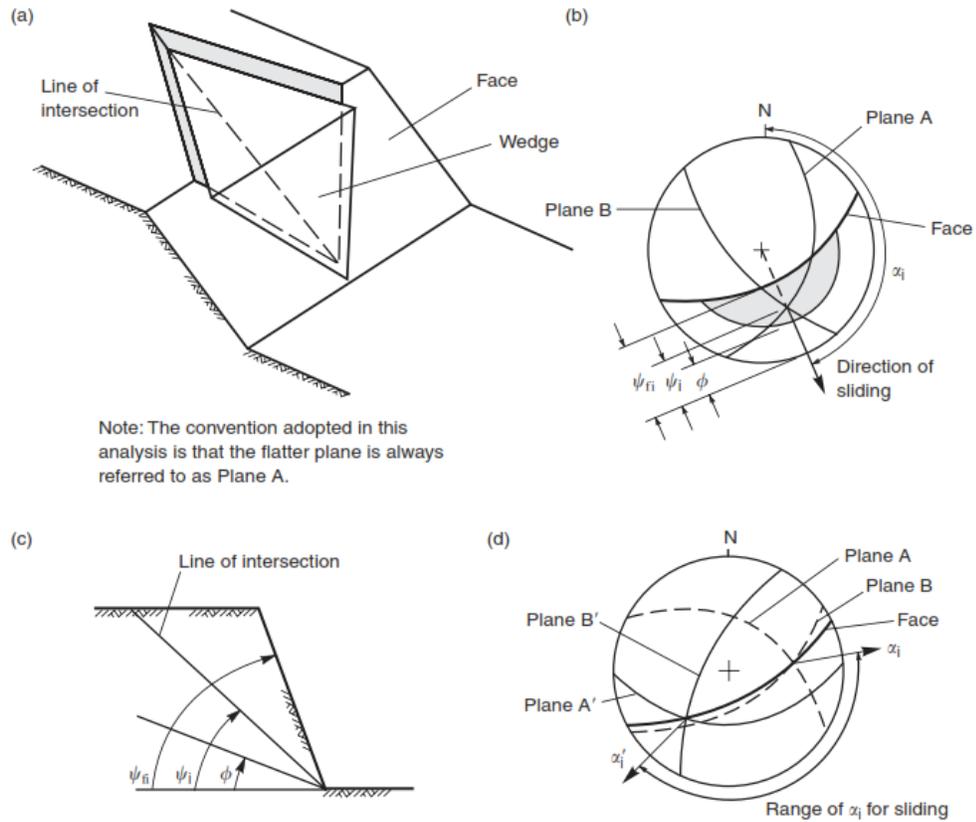
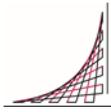


Figura 17 Condiciones geométricas de la falla en cuña, (a) Esquema geométrico, (b) Estereonet donde indica la línea de intersección, se muestra el rango de direcciones de la intersección en donde la falla es posible, (c) Buzamientos para producir una falla en cuña y (d) Estereonet que muestra el rango de inclinaciones de la intersección donde la falla es posible. (Duncan C. & Christoph W., 2004) página 155 Figura 7.3)

El factor de seguridad se calcula con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{3}{\gamma_r H} (c_A X + c_B Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} X \right) \tan \phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} X \right) \tan \phi_B \quad \{ 28 \}$$



2.4.4.3 Falla rotacional y traslacional

La falla rotacional y traslacional también se puede generar en rocas especialmente en rocas altamente fracturadas y/o meteorizadas. Generalmente se dan sobre los horizontes de meteorización de IA al IC (Deere & Patton, 1971). Para el análisis se debe seguir las mismas directrices que en suelos. Ver Tabla 10.

2.4.4.4 Falla por volteo

Son fallas que cinéticamente se movilizan de forma diferente ya que implica la rotación de las columnas o bloques de roca sobre una base fija. En primer lugar, se debe llevar a cabo un análisis cinemático de la geología estructural para identificar las condiciones potenciales de volcamiento, y luego, si existe esta condición, se debe realizar un análisis de estabilidad específica a fallas de volcamiento.

Goodman y Bray (1976) han descrito dos diferentes tipos de fallas de volcamiento: (Desprendimiento de bloques y volcamiento flexural), es necesario diferenciar entre estos dos tipos de volcamiento, para definir la metodología de diseño adecuada.

2.4.4.4.1 Volcamiento por bloques

Los volcamientos por bloques están formados por un conjunto de discontinuidades, una familia de juntas con una inclinación elevada hacia la cara del talud, y una segunda familia de juntas ortogonales suficientemente espaciadas forman columnas cortas en el pie del talud. Estas a su vez son empujadas hacia adelante por las cargas de las columnas superiores, lo que genera que los extremos superiores se empiecen a deslizar, lo que a su vez genera un efecto en cadena. La superficie de la falla de volcamiento en bloques generalmente queda en forma escalonada. Condiciones geológicas típicas en las que se desarrolla este tipo de falla están asociados a la arenisca con estratificación vertical y al basalto columnar en las discontinuidades ortogonales.

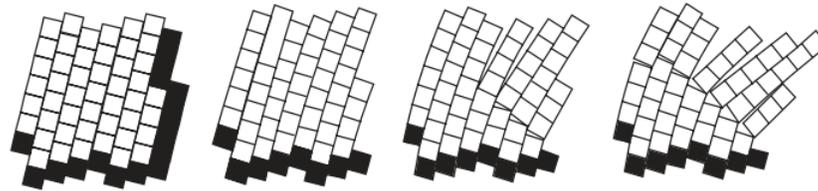


Figura 18 Desarrollo del volcamiento en bloques (Cundall, 1971). ((Duncan C. & Christoph W., 2004) página 201 Figura 9.2)

2.4.4.4.2 Volcamiento flexural

El volcamiento Flexural se forma por capas continuas, muy delgadas y la presencia de discontinuidades perpendiculares a las capas. Estas capas, por su reducido espesor, tienden a romperse y doblarse hacia adelante. Las condiciones geológicas típicas en las que este tipo de falla puede ocurrir en capas delgadas de lutita y pizarra en la que la discontinuidad ortogonal puede estar bien o poco desarrollada. En general los deslizamientos por volcamiento flexural se inician por la excavación y/o la erosión de la pata del talud. Lo que inicia con el proceso de volteo de forma retrogresiva en la masa de roca.

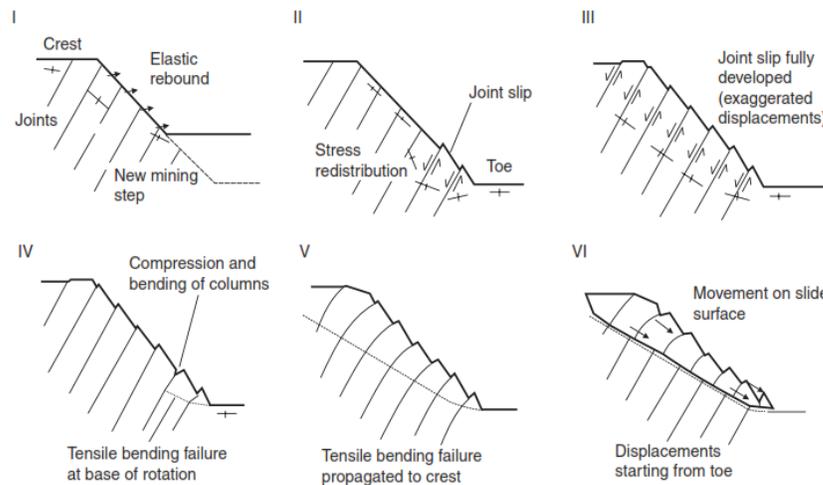


Figura 19 Volcamiento flexural ((Duncan C. & Christoph W., 2004) página 204 Figura 9.5)

El cálculo del factor de seguridad ante el volcamiento, puede obtenerse por métodos analíticos, como el método estereográfico y bloque crítico "Keyblock" o por análisis

matemático en donde se involucra los ángulos de buzamiento del talud, de las capas y demás discontinuidades de la roca.

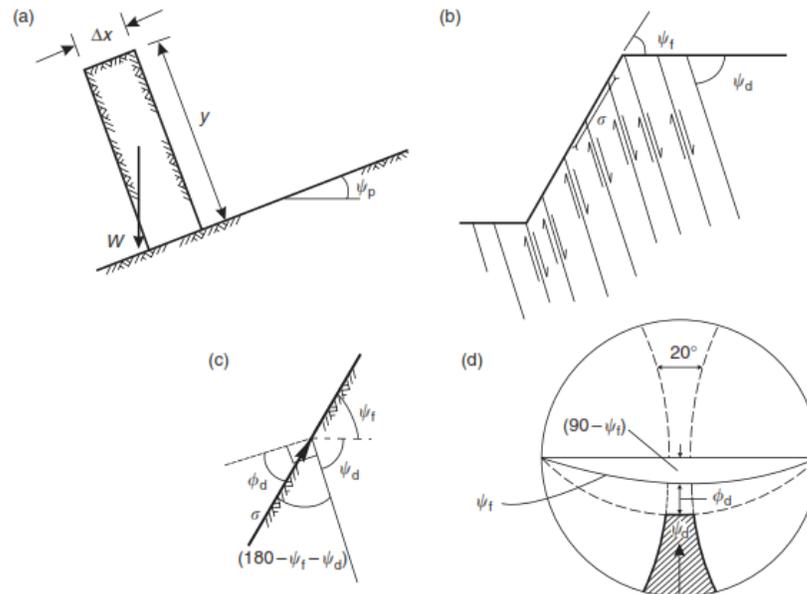


Figura 20 Análisis cinemático para volcamiento, (a) Altura y ancho para el ensayo de volcamiento, (b) dirección del esfuerzo y la direcciones de los desplazamientos (c) Condición del desplazamientos inter-capa y (d) Estimación del volcamiento con análisis estereográfico. (Duncan C. & Christoph W., 2004) página 205 Figura 9.6)

2.4.5 Enfoque general bajo la normativa colombiana al diseño de taludes

En el estudio que se adelante se debe definir en qué tipo de riesgo sísmico se encuentra el área en estudio (Zona de riesgo sísmico alto, medio o bajo). Según esta sectorización, se emplea un valor de aceleración máxima del terreno $A_a = (0.05-0.35)$ valor expresado en "g" que corresponde a la aceleración de la gravedad. Esto se define siguiendo las directrices del numeral A.2.3 (Zonas de amenaza sísmica de la Norma Colombiana Sismo Resistente NSR-2010).

Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

Tabla 11 Valores de K_{ST}/a_{max} mínimos para análisis pseudoestáticos de taludes (Fuente NSR-10 Título H Tabla H.5.2-1)

El coeficiente para el análisis pseudo-estático (análisis con sismo) empleado corresponde al 80% de la aceleración máxima (A_m) de la zona. Sin embargo, en la comunidad internacional este valor es muy alto especialmente en ciudades con un $A_a=0.35g$ en donde el coeficiente para el análisis pseudo-estático puede llegar a ser tan alto como $0.28g$, usualmente el mayor valor para este coeficiente no llega a ser mayor de $0.15g$ en lo que corresponde a un sismo de magnitud de momento $M_w=8$, localizado a una distancia epicentral de máximo 20 Km.

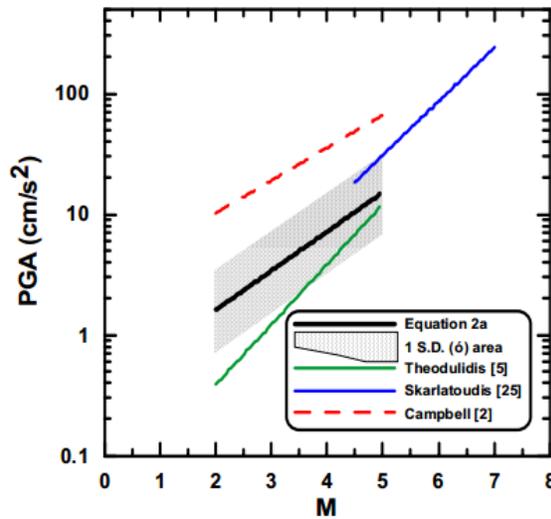


Figure 6: Comparison of the PGA empirical relations (black continuous line), with those proposed by Campbell [2] (red dashed line), Theodulidis [5] (light green dashed) and Skarlatoudis [22] (light blue continuous line) for epicentral distance $R=20$ Km.

Figura 1 Comparación entre la aceleración horizontal PGA (cm/s²) con la Magnitud de Momento del Sismo M_w Propuesta por varios autores. (Skarlatoudis, et al., 2004)

Los factores de seguridad se basan en las directrices de la NSR-10 título H numeral H.2.4.3 “valores del factor de seguridad geotécnico básico”

Condición	F_{SBM}		F_{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

Tabla 12 Factores de seguridad básicos mínimos directos (Fuente NSR-10 Título H Tabla H.2.4-1)

2.5 ANÁLISIS NUMÉRICOS POR COMPUTADOR

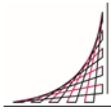
En este numeral se presentan los métodos de análisis numérico para calcular el factor de seguridad y sin superficies de deslizamiento predefinidas.

2.5.1 Software por la metodología de equilibrio límite.

Muchos programas de equilibrio límite se utilizan para determinar los factores de seguridad para taludes. Estos análisis se pueden ejecutar muy rápidamente, por ejemplo, en el caso del método de las tajadas con una falla circular. Utilizan un esquema aproximado en el que se realizan una serie de hipótesis, incluyendo la ubicación y el ángulo de fuerzas entre cortes. Varios taludes son asumidos y probados, y se elige el que da el menor factor de seguridad.

2.5.1.1 Slide (Rocscience) (Rocscience, 2014)

Slide es el programa más completo de análisis de estabilidad de taludes disponible. Cuenta con el análisis de elementos finitos para filtración de aguas subterráneas,



reducción rápida, análisis de sensibilidad, análisis probabilístico y diseño del sostenimiento. Se pueden analizar todos los tipos taludes en suelos y rocas, terraplenes, diques de tierra y muros de contención. Está en la capacidad de crear y editar modelos complejos con mucha facilidad.

Slide es el único programa de estabilidad de taludes con una función de análisis de la filtración de las aguas subterráneas en elementos finitos para el estado de equilibrio y en condiciones transitorias., como resultado se obtienen direcciones de flujos, presiones y gradientes hidráulicos. El análisis de la filtración está totalmente integrado con el análisis de estabilidad de taludes o se puede utilizar como un módulo independiente.

Slide tiene amplias capacidades de análisis probabilístico, puede asignar distribuciones estadísticas a casi cualquier parámetro de entrada, incluidas las propiedades de los materiales, las propiedades de soporte, cargas y ubicación de la tabla de agua. El índice de probabilidad de fallo y fiabilidad, proporciona una medida objetiva del riesgo de fallo asociado con un diseño de taludes. El análisis de sensibilidad permite determinar el efecto de las variables individuales en el factor de seguridad del talud.

Slide ofrece no menos de 17 modelos diferentes para la resistencia del material de roca y suelo incluyendo Mohr-Coulomb, anisotrópico y generalizado de Hoek-Brown. Tipos de apoyo incluyen retenido, extremo anclado, pernos en suelos, micro pilotes y geotextil. Algoritmos de búsqueda avanzadas simplifican la tarea de encontrar la superficie de deslizamiento crítico con el factor de seguridad más bajo.

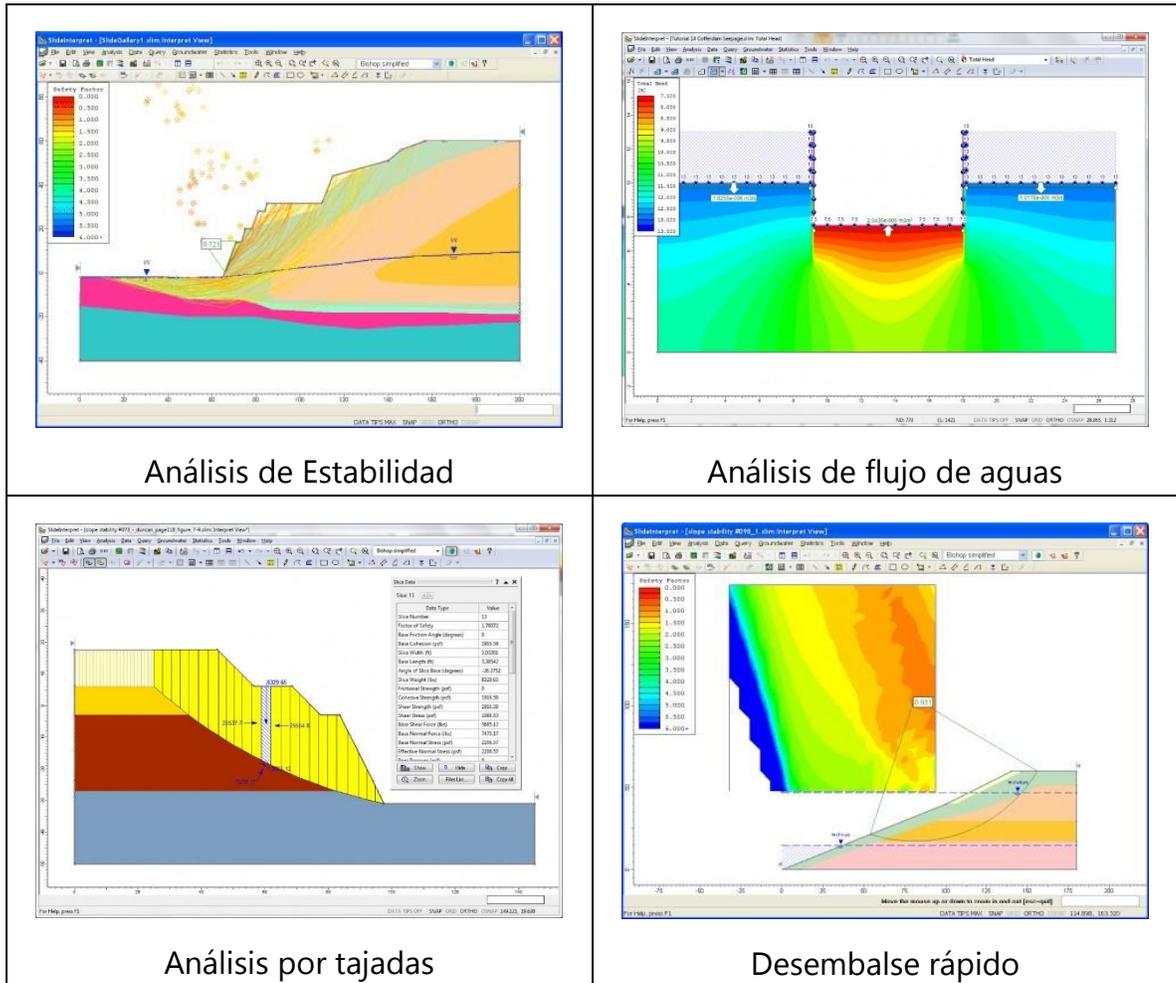
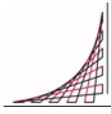


Tabla 13 Pantallazos del programa Slide (Rocscience, 2014)

2.5.1.2 Limit State (Geo) (GEO, s.f.)

- LimitState: GEO es el revolucionario programa de análisis geotécnico que se puede utilizar para determinar rápidamente el mecanismo de fallo crítico y el margen de seguridad para cualquier tipo de problema. Las aplicaciones que incluyen:
 - Zapatas y fundaciones



- Muros de gravedad de retención
- Paredes madre voladizo
- Estabilidad de taludes
- Suelo reforzado
- Pendientes rocosas
- Fuerzas sísmicas
- Excavaciones profundas
- Muros de gaviones
- Interacción suelo-estructura

LimitState: GEO es uno de los pocos programas geotécnicos, que no solo describe un plano de falla, sino que muestra un comportamiento más cercano a la realidad de un deslizamiento de roca o suelo. La tecnología del programa permite evaluar rápidamente y directamente la estabilidad, sea cual sea la geometría del problema.

LimitState: GEO ha sido diseñado para ser extremadamente fácil de usar, totalmente compatible con el Eurocódigo 7, y los resultados se han validado frente a una amplia gama de problemas de referencia.



Tabla 14 Pantallazos del programa Limit State (Geo) (GEO, s.f.)

2.5.2 Software por la metodología de elementos finitos

La metodología de los elementos finitos ha sido acoplada a programas informáticos mediante el uso de flujogramas para desarrollar aplicaciones. Estas aplicaciones intentan representar la respuesta mecánica de una masa de roca o suelo sometida a un conjunto de condiciones iniciales tales como tensiones in-situ, agua, condiciones de contorno y los cambios inducidos como la excavación en taludes o túneles. El resultado de un modelo de simulación numérica normalmente es la comprobación de estabilidad. Si se obtiene un resultado de equilibrio, las tensiones resultantes y desplazamientos en cualquier punto de la masa de roca o suelo se pueden comparar

con los valores medidos. Los modelos numéricos dividen el material en zonas. Cada zona se le asigna un modelo y las propiedades del material. Los modelos de materiales se idealizan en relaciones de esfuerzo y deformación que describen cómo se comporta el material. El modelo más simple es un modelo elástico lineal, que utiliza solo las propiedades elásticas.

2.5.2.1 Phase 2 o RS2 (Rocscience, 2014)

RS2 (Phase2 9.0) es un potente programa de elementos finitos 2D para aplicaciones de suelo y roca (RS2 = Roca y el programa de análisis de suelo de 2 dimensiones). RS2 se puede utilizar para una amplia gama de proyectos de ingeniería y de diseño incluyendo: la excavación, la estabilidad de taludes, filtración de aguas subterráneas, análisis probabilístico, consolidación y capacidades de análisis dinámicos

Modelos de múltiples etapas se pueden crear fácilmente y analizarse rápidamente en túneles en roca débil y/o diaclasada, cavernas subterráneas, minas a cielo abierto, taludes, terraplenes, estructuras de tierra, y mucho más.

Phase2 ofrece una amplia gama de opciones de soporte de modelado. Elementos "Liner" se pueden aplicar en el modelado de hormigón proyectado, hormigón convencional, sistemas de ajuste de acero, muros de contención, pilotes, revestimientos compuestos, geotextiles y mucho más.

Una de las principales características de Phase2 es el análisis de estabilidad de taludes en elementos finitos, usando el método de reducción de la resistencia al cizallamiento. Esta opción es totalmente automatizada y se puede utilizar con cualquiera de los dos parámetros de resistencia de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb.

Phase 2 incluye el estado de equilibrio, análisis de la filtración de las aguas subterráneas por elementos finitos integrada en el programa. No hay necesidad de utilizar un programa de aguas subterráneas por separado. La presión de poros se determina, así como el flujo y el gradiente, con base en condiciones de contorno definidas por el usuario. Resultados de la presión de poros se incorporan automáticamente en el análisis de tensión.

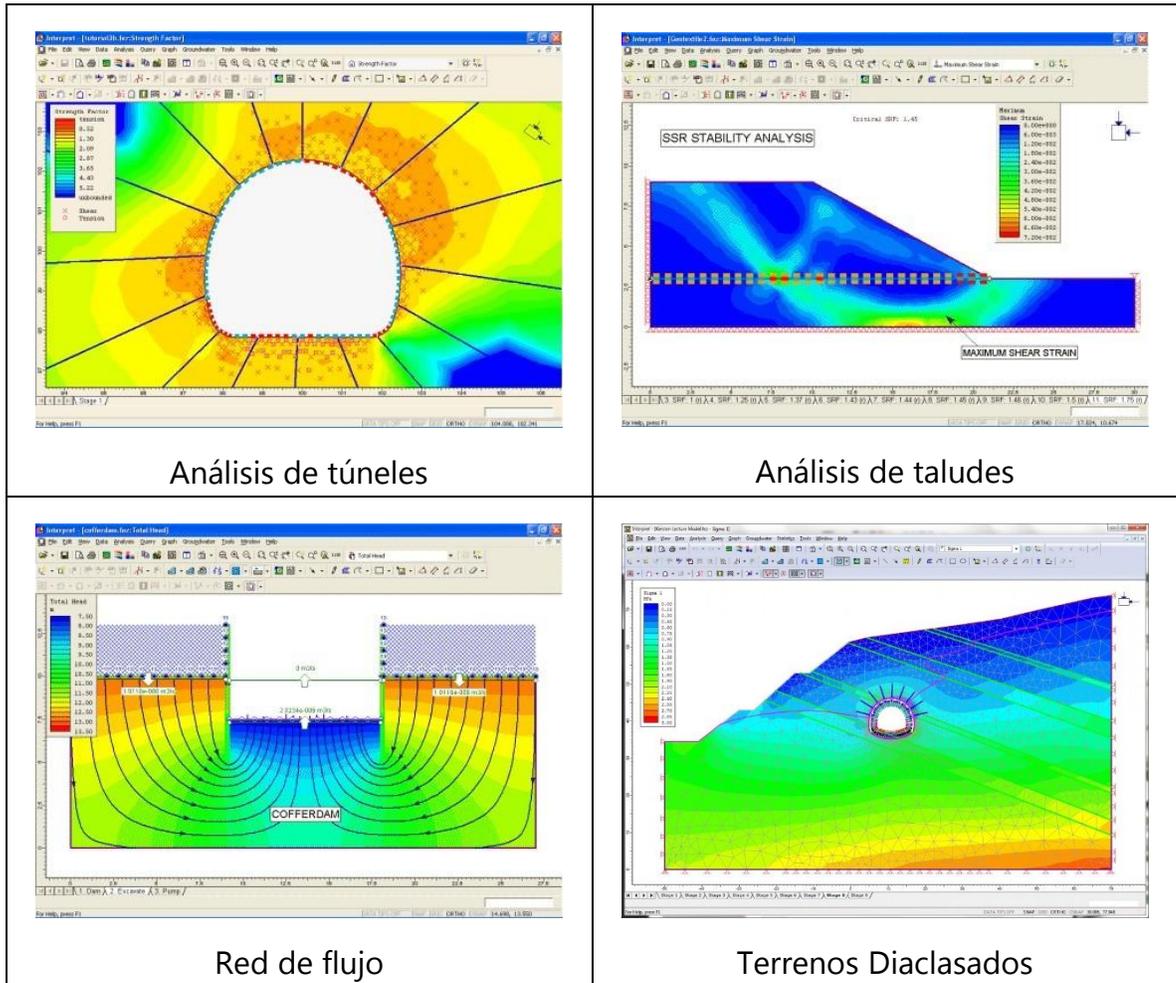


Tabla 15 Pantallazos del programa Phase 2 o RS2 (Rocscience, 2014)

2.5.2.2 Plaxis 2D y 3D (Plaxis, 2015)

PLAXIS 2D y 3D es un paquete de elementos finitos destinados a análisis bidimensionales y tridimensionales de deformación y estabilidad en la ingeniería geotécnica. El modo de construcción por etapas permite la simulación de procesos de construcción y de excavación por activación y desactivación de agrupaciones de suelo y los objetos estructurales. El núcleo de cálculo permite una simulación realista no lineal. Dado que el suelo es un material multi-fase se permiten procedimientos especiales

para los cálculos relacionados con las presiones de poro hidrostáticas. La salida de datos consiste en un conjunto completo de herramientas de visualización para comprobar los detalles del modelo de la estructura del suelo. Plaxis se puede aplicar a la evaluación de los desplazamientos durante la construcción de túneles, el análisis de la consolidación de terraplenes, desplazamientos del suelo alrededor de la excavación de un pozo, estabilidad de presas durante los diferentes niveles de agua, y condiciones sísmicas.

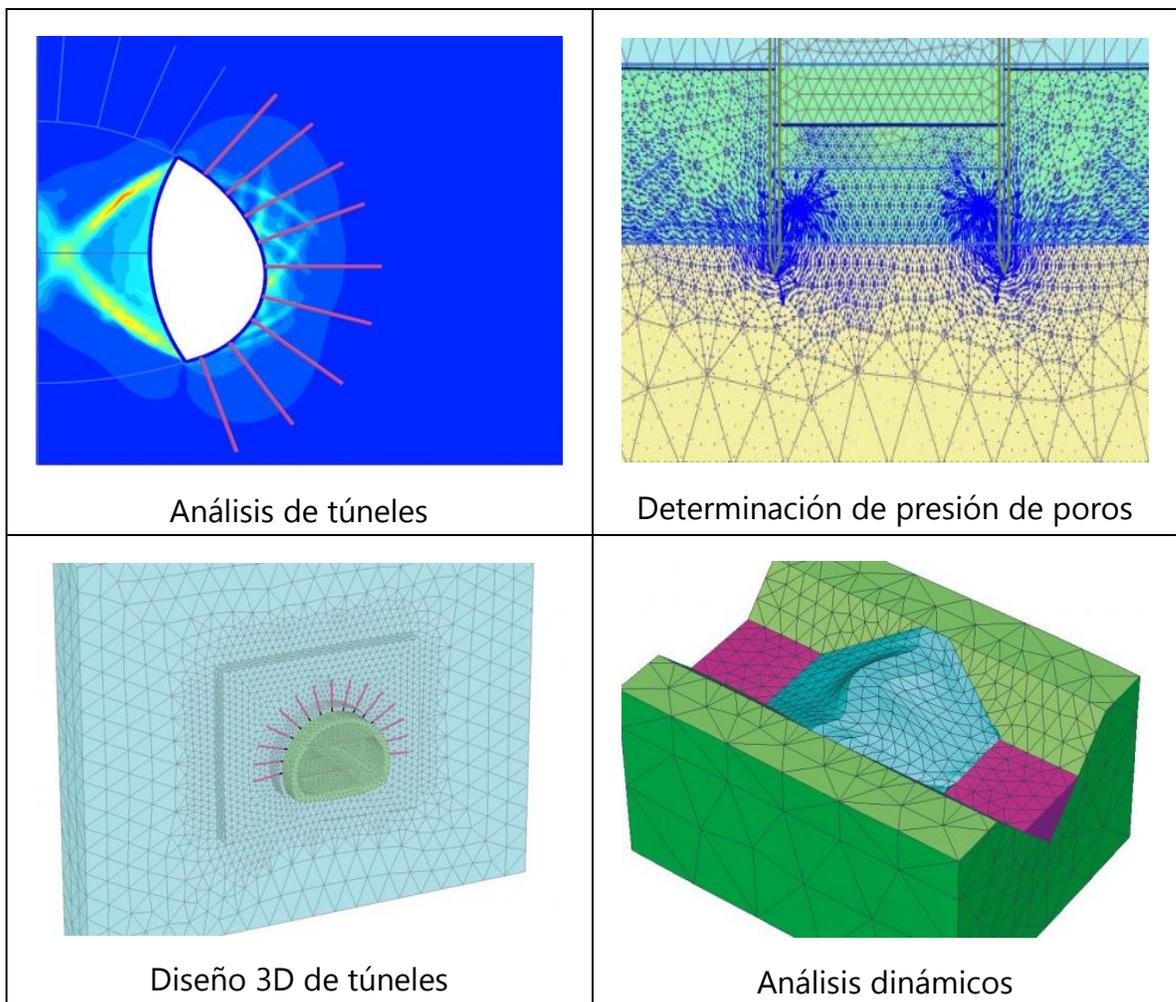
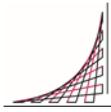


Tabla 16 Pantallazos del programa Plaxis 2D y 3D (Plaxis, 2015)



3 CASOS HISTÓRICOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE PORTALES

3.1 INTRODUCCIÓN

La estabilidad de una excavación del portal en roca es caracterizada por el fallo en las discontinuidades y fracturas, fallo influenciado por la orientación con respecto a la pared libre del portal. Un estudio cuidadoso de la estructura geológica de una masa de roca permite una estimación inicial justo para guiarse sobre los problemas de estabilidad que se pueden encontrar.

El cálculo de la estabilidad general de un portal puede llevarse a cabo utilizando los mismos métodos de cálculo necesarios para evaluar las condiciones de seguridad de taludes naturales y artificiales, algunos de estos citados en las secciones 2.3 y 2.4. El ingeniero de diseño deberá seleccionar aquel capaz de esquematizar el tipo de deslizamiento (circular, plano, en forma de cuña, etc.) con el mejor ajuste a la realidad de la situación de acuerdo con cada portal.

En este capítulo se recogen varios de los portales construidos, basado en diferentes informes, videos y reportes de portales realizados en el mundo.

3.2 TIPOLOGÍA DE PORTALES

En el caso de referirnos a portales, y especialmente a su tipología podemos estarnos sumergiendo en un vasto mar. Ya que como la tipología depende de las condiciones de terreno, geología y topografía. Las combinaciones y formas de los portales podrían ser infinitas, además estas condiciones nunca son iguales entre uno y otro portal. Por lo que podríamos estar hablando que “el diseño de un portal nunca es igual a otro”, lo cual hasta cierta medida es cierto; sin embargo, esta sección busca ejemplificar las geometrías comunes entre diferentes portales.

3.2.1 Portal en “V” o encajonado

Es la tipología encontrada en la mayoría de los portales, ya que sigue la regla de obtener una “adecuada” cobertura tanto vertical como horizontal. La tipología básicamente contiene los siguientes ítems:

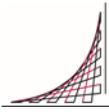
Componentes de un portal en “V” o encajonado

- 2 Cortes laterales.
- 1 Corte del frontón.
- Objetivo obtener coberturas verticales y laterales mayores a 1 diámetros



Figura 21 Portal en V o encajonado ((Suárez Fino, 2010) Página 33)

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Mayor estabilidad en la excavación de portal. ➤ La excavación y sostenimientos suele ser más económica. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Mayor volumen de excavación. ➤ Mayor afectación predial. ➤ Mayor afectación ambiental. ➤ Mayor duración de construcción de la excavación.



VENTAJAS	DESVENTAJAS
	<ul style="list-style-type: none">➤ Se suele presentar muchos problemas de estabilidad en los taludes, por lo que generalmente se hace necesario el uso de pesados sistemas de contención.➤ Es el de mayor costo.➤ Por seguridad de los usuarios se debería construir un túnel falso.➤ Estéticamente son considerados como portales desagradables.

3.2.2 Portales en “L” o a media ladera

Estos portales se hacen principalmente en zonas escarpadas en donde lograr una cobertura igual a 1 diámetro se torna casi imposible. La característica de este tipo de portales es de tener un talud lateral de una altura considerable, además de tener una cobertura lateral muy baja. La mayoría de portales realizados en Colombia son de este tipo debido a la agreste topografía que se presenta en las tres cordilleras colombianas.

Componentes de un portal en “L” o a media ladera

- 1 Corte lateral.
- 1 Corte del frontón.
- Objetivo obtener cobertura lateral mínima para poder excavar el túnel.



Figura 22 Portal en “L” o a media ladera

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Se acomoda a la geometría del terreno y del alineamiento del túnel. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Volumen considerable de excavación. ➤ Afectación predial desmedida. ➤ Gran afectación ambiental. ➤ Baja estabilidad lateral del túnel. ➤ Tiene un costo elevado. ➤ Estéticamente son portales desagradables. ➤ Muchos problemas en la estabilidad del talud y del túnel.

3.2.3 Portales en “C” o Sesgados

Estos portales pueden ser una buena solución en la construcción de los portales, ya que básicamente se crean cortes pequeños que acondicionan el terreno para el em-

portalamiento del túnel. Ambientalmente son amigables ya que los cortes que generan son muy pequeños, por lo que la deforestación y el movimiento de tierras son muy bajos.

Componentes de un portal en “C” o sesgado

- Pueden tener un corte o no tenerlo.
- Túnel falso
- Objetivo adecuar la geometría del túnel a la topografía del terreno existente.



Figura 23 Portal en “C” o sesgado

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Se acomoda a la geometría del terreno y del alineamiento del túnel. ➤ Bajos volúmenes de excavación. ➤ Afectación predial despreciable. ➤ Poca afectación ambiental. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ El costo es equiparable a otros portales. ➤ Por seguridad de los usuarios se debería construir un túnel falso. ➤ Estéticamente son considerados como portales un poco desagradables.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Casi cero problemas de estabilidad en taludes. ➤ Son de fácil integración estética por sus bajos cortes. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Se pueden presentar pequeños desprendimientos de roca en la clave del túnel y en el hastial que tiene menor cobertura.

3.2.4 Portales en “T” o Perpendiculares

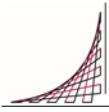
Estos portales se presentan cuando el diseño geométrico del túnel queda perpendicular a la superficie del terreno natural. Esto logra cortes pequeños al igual que la anterior tipología. La principal dificultad de este tipo de portales es lograr la perpendicularidad de los dos elementos, por lo que estos portales se obtienen casi de manera inesperada durante el trazado geométrico del alineamiento de la vía o del túnel. Se puede decir que es un portal sesgado a 0°

Componentes de un portal en “T” o perpendicular

- Pueden tener un corte o no tenerlo.
- Túnel Falso



Figura 24 Portal en “T” o Perpendicular (Suárez Fino, 2010) Página 27)



VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none">➤ Se acomoda a la geometría del terreno y del alineamiento del túnel.➤ Bajos volúmenes de excavación.➤ Afectación predial despreciable.➤ Poca afectación ambiental.➤ Casi cero problemas de estabilidad en taludes.➤ Son de fácil integración estética por sus bajos cortes.	<ul style="list-style-type: none">➤ El costo es equiparable a otros portales.➤ Por seguridad de los usuarios se debería construir un túnel falso.➤ Estéticamente son aceptables.➤ Se pueden generar fallos de chimenea por la poca cobertura vertical que suelen tener a inicio de la excavación.

3.2.5 Portales en “U” o Herradura

Estos portales usualmente se usan cuando se presentan obstáculos que impiden aumentar los cortes para llegar a una cobertura del túnel mayor a 1 diámetro. Muchas veces se presentan en suelos y cerca de vías o predios que impiden crear cortes mayores. Generalmente se necesita inyecciones de consolidación tipo “Jet Grouting” por lo que su costo puede ser elevado. Sin embargo, al finalizar la construcción, es un portal altamente estético y amigable con el ambiente.

Componentes de un portal en “U” o herradura

- Pueden tener un corte curvo en “U” que define la zona del portal
- Túnel Falso
- Objetivo adecuar la geometría del túnel a la topografía del terreno existente.

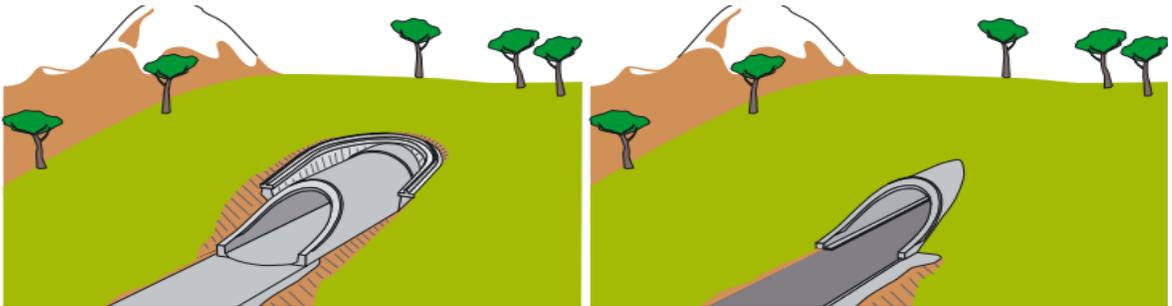


Figura 25 Aspecto estético del portal en “U” o Herradura ((Pietro, 2008) Página 511)



Figura 26 Portal en “U” o Herradura ((Pietro, 2008) Página 531)

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Se acomoda a la geometría del terreno y del alineamiento del túnel. ➤ Bajos volúmenes de excavación. ➤ Baja afectación predial. ➤ Menor afectación ambiental. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ El costo puede ser elevado debido al uso de inyecciones de consolidación ➤ Por seguridad de los usuarios se debería construir un túnel falso.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Son de fácil integración estética por sus bajos cortes. ➤ Altamente estéticos. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Se pueden generar fallos de chimenea por la poca cobertura vertical que suelen tener al inicio de la excavación.

3.2.6 Portales en “E” o Estructurales

Estos portales usualmente se usan por protección ante inestabilidades laterales en los cortes de los portales o simplemente por motivos estéticos. Sin embargo, estas estructuras se instalan para facilitar la construcción del portal y excavación del túnel y garantizar la seguridad de los equipos y trabajadores. Básicamente no tienen la misma figura entre uno y otro portal de esta categoría y van en conjunto con alguna de las anteriores 5 tipologías.

Componentes de un portal en “E” o estructural

- Túnel Falso



Figura 27 Portal en “E” o Estructural ((Suárez Fino, 2010) Página 29)



Figura 28 Portal en “E” o Estructural ((Suárez Fino, 2010) Página 92)

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Altamente estéticos. ➤ Ofrecen gran protección ante deslizamientos 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ El costo puede ser elevado debido a las estructuras de concreto

3.3 ANÁLISIS DE CASOS HISTÓRICOS

3.3.1 Portal entrada túnel 4 Izquierdo vía Cisneros – Loboguerrero

Empresa consultora: CERSE INGENIERÍA LTDA.

Empresa constructora: CONSORCIO ECC (ESTYMA S.A, CONCRETO S.A. Y CSS CONSTRUCTORES)

Empresa interventora: CONSORCIO INTEGRACIÓN 16 (EUROESTUDIOS COLOMBIA, ACI PROYECTOS S.A. E INNOVA INGENIERÍA S.A.)

3.3.1.1 Localización

El portal entrada túnel 4 está localizado en Colombia, Cordillera Occidental, en la Ruta 40 Tramo 4 Cisneros – Loboguerrero. Departamento del Valle del Cauca.



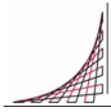
Figura 29 Localización general del portal entrada túnel 4 izquierdo

3.3.1.2 Tipología

Este portal le aplica la tipología tipo “L” o media ladera.



Figura 30 Tipología en “L” del portal entrada túnel 10 izquierdo



3.3.1.3 Perforaciones

El portal de entrada túnel 4 izquierdo se encuentra constituido por rocas volcánicas básicas y rocas metamórficas de bajo grado, tipo filitas, ambas litologías suprayacidas por depósitos de ladera colgados (Coluviones). Al igual que toda la región del Proyecto Cisneros – Loboguerrero, se encuentra bajo la influencia de las Fallas del Sistema Dagua – Calima.

A continuación, se presenta una descripción litológica y geotécnica de las condiciones encontradas en los 4 sondeos realizados:

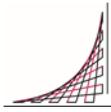
Sondeo 1 Vertical 30m:

[0-11] Coluvion Qcv: Depósito no consolidado de ladera, compuesto por bloques medianos a muy pequeños emplazados en una matriz (grava, arena, limo y arcilla) regularmente cohesiva. La relación matriz-bloques puede estar entre 20-30:80-70. Material moderadamente permeable.

[11-23] Filita Kc Horizonte IB-IC: Solo se logran recuperar pequeños fragmentos (laminas delgadas) en un porcentaje inferior al 20%, de una roca muy alterada a descompuesta de color pardo amarillento de roca extremadamente blanda a blanda. Se mantiene la fábrica original (estructura) pero los componentes minerales están intensamente alterados a descompuestos.

[23-30] Filita Kc Horizonte IC-IIA: Aumenta la rata de perforación. El porcentaje de matriz alterada disminuye y se logran recuperar pequeños núcleos en regular estado de limolitas-pizarras negras carbonáceas con delgadas bandas de metareniscas grises, mineralizaciones de cuarzo y carbonatos (Secuencia volcansedimentaria). La roca se observa con estructuras planares de corto espaciamiento cubiertas por delgadas películas de arcilla (grafito). Se registra gran arrastre de sedimento (limoarcilla y algo de arena fina) en el agua de retorno de la perforación.

Sondeo 2 Vertical 16m:



[0-4] Coluvion Qcv: Depósito no consolidado de ladera, compuesto por bloques medianos a muy pequeños emplazados en una matriz (grava, arena, limo y arcilla) regularmente cohesiva. La relación matriz-bloques puede estar entre 20-30:80-70. Material moderadamente permeable.

[4-8] Diabasas Kv Horizonte IIA: Diabasas gris verdosas, duras, de fracturadas a muy fracturadas (VB/B) a favor de más de 3 patrones de diaclasas con superficies ligeramente rugosas cubiertas por delgados rellenos de arcilla y óxidos. Existen procesos de apertura de juntas que facilitan la permeabilidad

[8-16] Diabasas Kv Horizonte IIB: Mejoran los parámetros de recobro y RQD. La masa rocosa es dura a muy dura y se presenta fracturada a muy fracturada (B/VB) donde se esperan bloques medianos dominantes limitados por diaclasas con superficies ligeramente rugosas de bordes duros que deben aportar un fuerte grado de articulación mecánica. Se registran rellenos de carbonatos con procesos de disolución que facilitan la pérdida del agua de perforación y pueden generar una permeabilidad efectiva alta. Se registra de 15,0 a 16,0 m una roca muy alterada, posiblemente asociada a una falla desconocida y los porcentajes de recobro fueron nulos.

Sondeo 3 Horizontal 40m:

[0-23] Filita Kc Horizonte IC: se encuentra una masa rocosa débil, conformada por una roca blanda (5-25 Mpa); con fracturas (foliación) de bajo espaciamiento (< 10 cm), alta continuidad, perfiles planos a ligeramente ondulados y el desarrollo de rellenos blandos. Esta secuencia presenta un buzamiento medio (35-50°) hacia el interior de la excavación en los primeros 7 m y posteriormente adquiere un alto ángulo de inclinación y una incidencia en rumbo de 65-90 grados.

[4-8] Diabasas Kv Horizonte IIA-IIB: se espera un contacto sub-perpendicular respecto a la progresiva de avance con una masa rocosa más competente (diabasas), de fracturada (22,70 - 35,0 m) a muy fracturada (35,0 a 39,50 m), dispuesta en bloques medianos a pequeños limitados por 2-4 patrones de diaclasas de moderada continuidad, superficies ligeramente rugosas a rugosas de bordes duros y bajos a moderados procesos de alteración; condiciones que permiten suponer un fuerte

grado de entramamiento mecánico. Se espera el desplazamiento local de cuñas principalmente localizados en la zona de contacto con las filitas (20-25 m) y después de los 35,0 m donde se incrementa la densidad de fracturación y apertura y alteración de juntas.

Sondeo 4 Horizontal 43m:

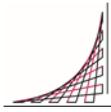
[0-43] Filita Kc Horizonte IC-IIA: Se obtienen muy bajos parámetros de recuperación y un RQD nulo por la debilidad que exhibe la roca, donde prácticamente queda lavada por el agua de perforación. Para el talud de corte de acceso al portal entrada del túnel 4, se espera una masa rocosa débil a muy débil conformada por una roca muy blanda a blanda con fuertes procesos de alteración tanto en la matriz interna como en sus superficies de discontinuidad. La roca se presenta intensamente fracturada a favor de planos de foliación de alta frecuencia-continuidad y corto espaciamiento (< 6 cm). Los planos de foliación presentan una inclinación sub-horizontal con el echado a favor del talud y están caracterizados por perfiles planos a ligeramente ondulados y superficies lisas. No fue posible obtener núcleos en buen estado para realizar ensayos de mecánica de rocas.

3.3.1.4 Ensayos

Para el portal entrada túnel 4 se realizaron diferentes ensayos de carga puntual (PLT) y de compresión confinada (UCS) los cuales se listan a continuación:

Ensayo	Sondeo	Profundidad [m]	Roca	Ruptura	Carga Puntual PLT $I_{5(50)}$ [Mpa]	Compresión Inconfinada USC (Mpa)	
1	PLT	3	34.00	Diabasa	Diaclasa	10.54	147.56
2	PLT	3	38.20	Diabasa	Matriz-Diaclasa	4.74	66.36
3	UCS	3	23.45	Diabasa	Matriz-Diaclasa		86.55
4	UCS	3	24.30	Diabasa	Matriz		116.57
5	UCS	3	31.08	Diabasa	Matriz-Diaclasa		75.21
6	UCS	3	32.10	Diabasa	Matriz		126.09

Tabla 17 Ensayos de laboratorio portal entrada túnel 4 izquierdo



El promedio de resistencia de la compresión inconfiada fue de 103 MPa. Lo cual corresponde a una roca muy dura R5 según las ISRM, 1981 (Rodríguez, 2007) .

3.3.1.5 Geología (Consortio ECC, Septiembre 2010)

Los resultados de los sondeos muestran la presencia de un depósito coluvial apoyado sobre un horizonte IIA de meteorización de filitas grises y verdes.

El depósito coluvial Qcv corresponde a un depósito no consolidado de ladera, compuesto por bloques medianos a muy pequeños emplazados en una matriz (grava, arena, limo y arcilla). Regularmente cohesiva. La relación matriz-bloques puede estar entre 30-40:70-60. Los resultados de SPT son altos (>60 golpes/pie), pero se considera que están influenciados por la presencia de partículas mayores a ½". El espesor de esta capa es muy variable

Para efectos de los análisis de estabilidad se le asignan los siguientes parámetros:

Peso unitario: 19 KN/m³

Ángulo de Fricción: 32°

Cohesión: 25 KN/m²

En la zona del acceso al túnel, el depósito coluvial se encuentra subyacente por roca correspondiente a filitas silíceas pardas, algo carbonáceas con mineralizaciones de cuarzo y carbonatos. Las secuencias meta-sedimentarias desarrollan metamorfismo evidencian estructuras planares de origen tectónico (foliación). En algunas zonas se registra un contacto disturbado con rocas ígneas volcánicas tipo diabasas de color gris-verdoso con textura masiva. En este material se obtienen muy bajos parámetros de recuperación y un RQD nulo por la debilidad que exhibe la roca, donde prácticamente es lavada por el agua de perforación. Para el talud de corte, se espera una masa rocosa débil a muy débil conformada por una roca muy blanda a blanda con fuertes procesos de alteración tanto en la matriz interna como en sus superficies de discontinuidad. La roca se presenta intensamente fracturada a favor de planos de

foliación de alta frecuencia y continuidad y corto espaciado (< 6 cm). Los planos de foliación presentan una inclinación sub-horizontal con el hecho a favor del talud y están caracterizados por perfiles planos a ligeramente ondulados y superficies lisas. No fue posible obtener núcleos en buen estado para realizar ensayos de mecánica de rocas.

Se presentan a continuación algunos perfiles geológicos de la zona del portal:

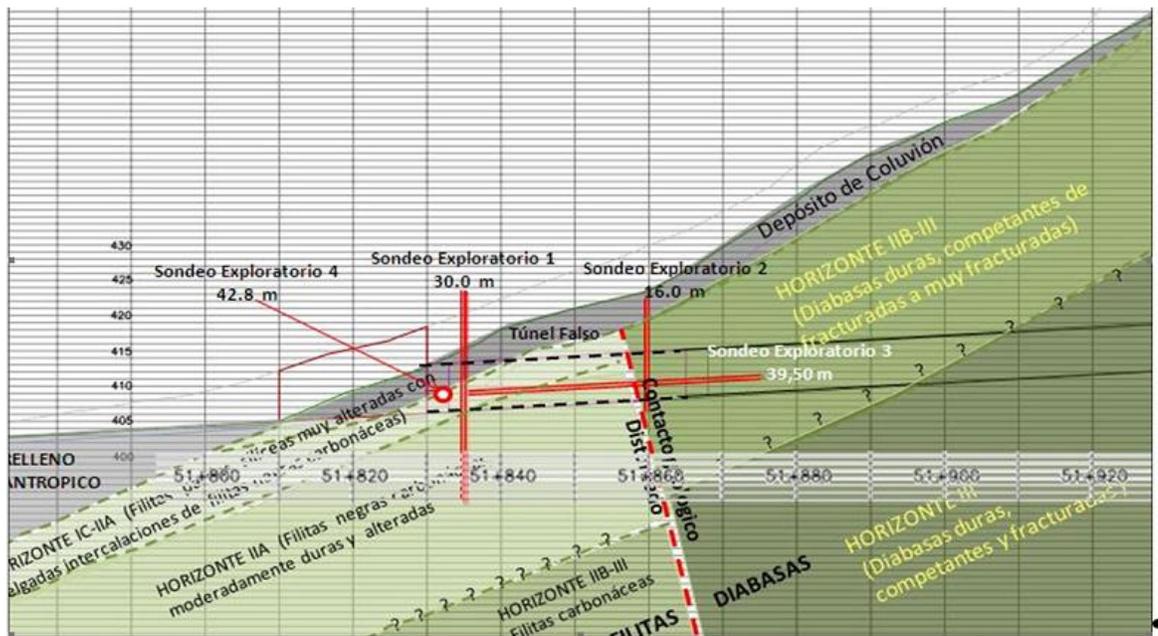


Figura 31 Perfil geológico del portal. (Consorcio ECC, Septiembre 2010)

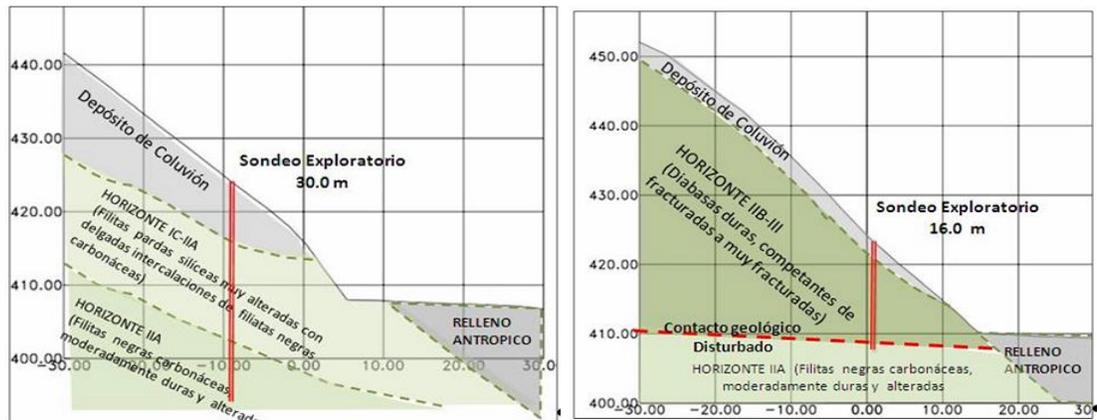


Figura 32 Cortes geológico del portal. (Consortio ECC, Septiembre 2010)

El talud existente presenta las siguientes inclinaciones:

$$V = 1.0$$

$$H = \text{Variable entre vertical y } 0.3$$

De acuerdo con esta inclinación y los valores típicos de estos materiales, se le asignan los siguientes parámetros de resistencia:

$$\text{Peso unitario: } 21 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Ángulo de Fricción: } 34^\circ$$

$$\text{Cohesión: } 200 \text{ kN/m}^2$$

3.3.1.6 Diseño

Para el análisis de estabilidad de taludes se utilizó el programa para computador SLIDE 2D Limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes, Versión 5, el cual utiliza la teoría de equilibrio límite para obtener los factores de seguridad al deslizamiento de los taludes.

Se emplearon los métodos de Bishop simplificado y de Janbú simplificado.

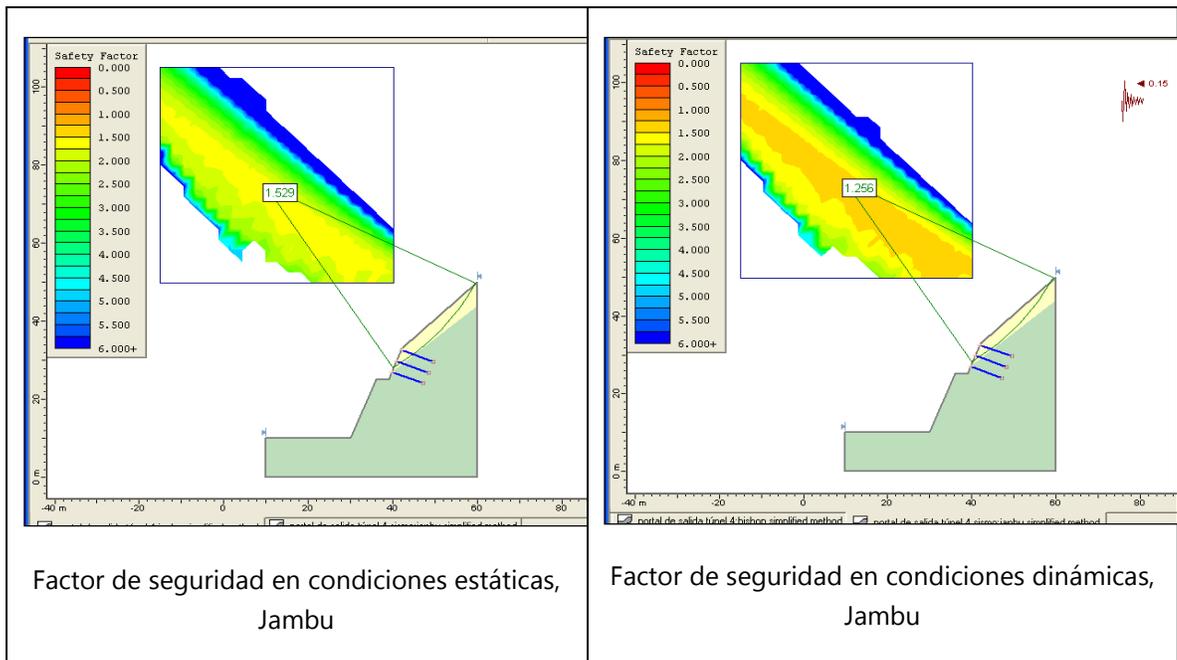
Se utiliza el criterio de la falla circular, generando una malla de 441 centros de giro, y 10 líneas de superficie de tangencia, para un total de 4851 círculos de falla analizados.

Para esta condición se definió finalmente una inclinación de talud V:1.0, H:0.4, con bermas de 3.0 m cada 15.0 m de altura. En estas condiciones se analizó el caso más desfavorable, es decir, en donde se tiene mayor espesor de coluvión y que corresponde a una sección transversal. Los factores de seguridad obtenidos fueron los siguientes:

CONDICIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD	
	Jambu	Bishop
Estática	1,529	1,529
Dinámica	1,256	1,261

Tabla 18 . Resultados del análisis de estabilidad

Las figuras que se presentan a continuación corresponden al factor de seguridad más crítico.



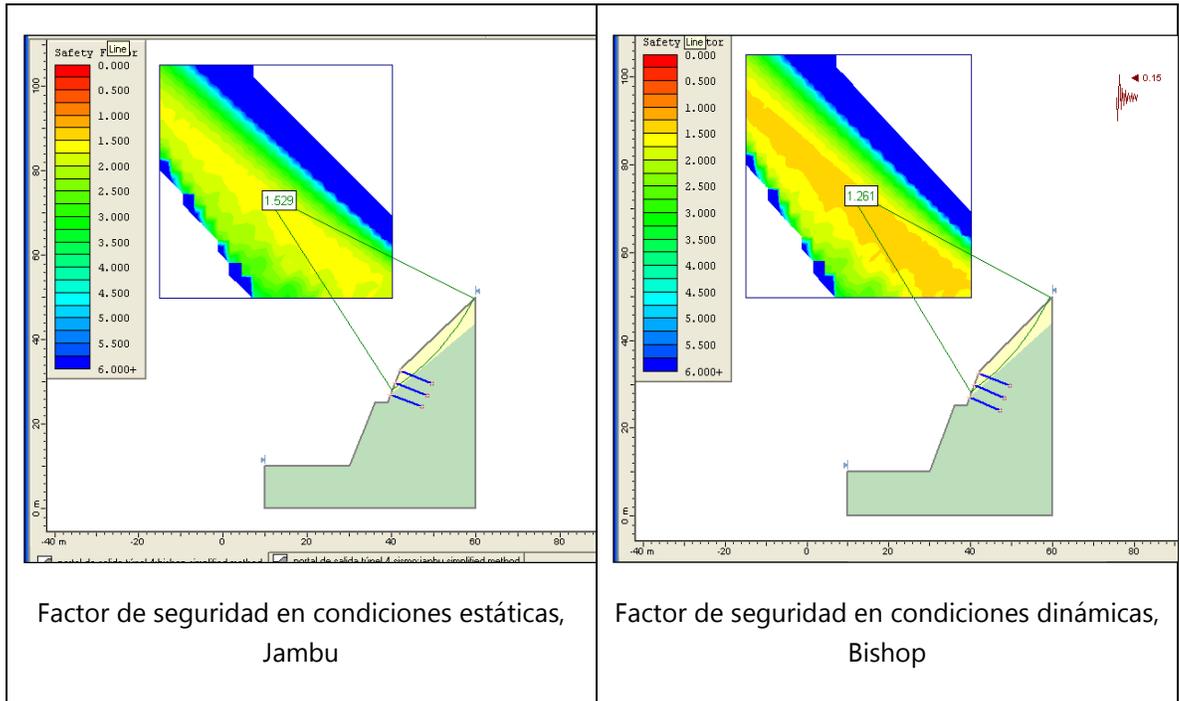


Tabla 19 Factores de seguridad críticos portal entrada túnel 4 izquierdo

3.3.1.7 Construcción

Durante la excavación del portal entrada del túnel 4 izquierdo se registraron continuos desprendimientos del costado derecho y clave del túnel, generando demoras en las rutinas de avance normal para el tipo de terreno Tipo V por la ejecución de tratamientos de estabilización.

La zona del portal se encuentra en un triple contacto (disturbado) entre diabasas desconfiadas, filitas blandas y gruesos depósitos de coluvión. Por los procesos de apertura y relajación presentes en los cuerpos rocosos. Se van a continuar presentando desprendimientos incontrolables ocasionando el desplome del soporte instalado y riesgos sobre equipos y personal.

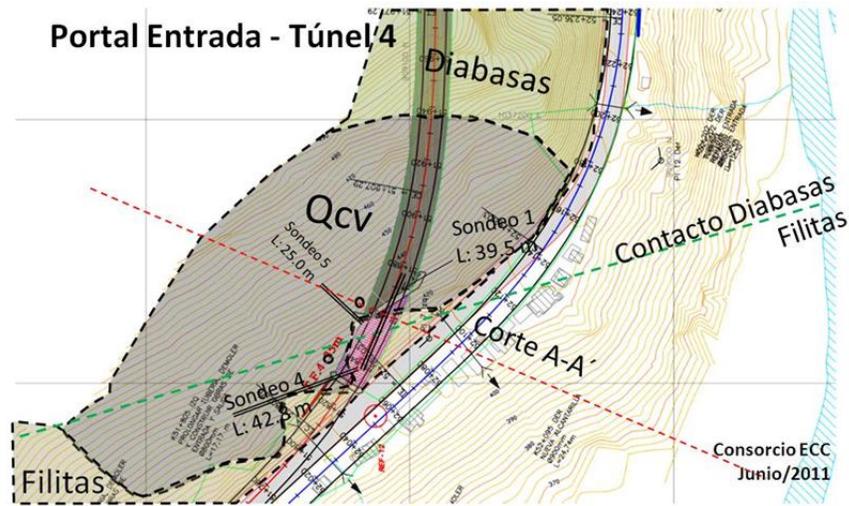


Figura 33 Planta geológica durante construcción

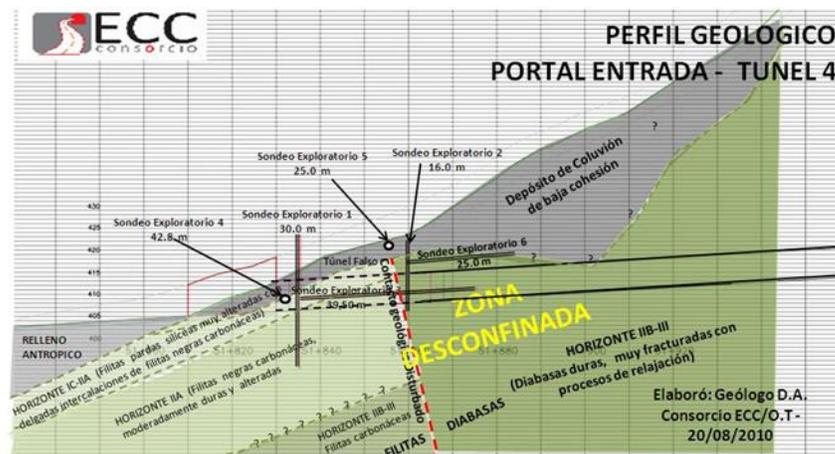


Figura 34 Perfil geológico durante construcción

La geometría del desarrollo de la vía, Figura 33, muestra que el túnel ingresa a la ladera de forma sub-paralela. Se reconoce en los primeros 80 metros del túnel que la ladera está cubierta por depósitos de coluvión. Los que descansan sobre diabasas desconfinadas.

Por la heterogeneidad, intenso grado de fracturamiento, fuertes procesos de alteración y relajación de la masa rocosa, el panorama de estabilidad es muy precario. Es

necesario estudiar medidas de tratamiento mediante sistemas de estabilización adecuados, para no comprometer la integridad del portal, talud superior y talud adyacente mientras se ingresa a un macizo rocoso que ofrezca las condiciones de estabilidad para acometer una secuencia de excavación y soporte convencional.

Antecedentes de inestabilidad

Los problemas de estabilidad de las diabasas fueron registrados durante la excavación del talud lateral, donde fue necesario ampliar el tratamiento de tendones (inicialmente proyectados para los depósitos de coluvión) a las diabasas desconfiadas.



Figura 35 Construcción del talud lateral Coluvión-Diabasas

Para el portal del túnel se realizó el tratamiento de enfilajes y al intentar avanzar se generaron desprendimientos sucesivos de bloques sueltos de diabasa en el costado derecho y material de coluvión con bloques inmersos en una matriz de muy baja cohesión.



Figura 36 Inestabilidades al inicio de la excavación subterránea costado derecho.

En la parte superior del talud frontal se generó una grieta que limitaba un bloque inestable de aproximadamente 750 m³. Para contener el bloque y conformar el talud lateral, se construyó un contrafuerte (viga de anillo) y se inició con la perforación e instalación de 6 tendones de 20.0m a 25.0 m para reforzar el talud y contener la masa inestable.

Una vez recuperada la sección lateral con avances muy cortos (0.5 – 0.75 m) por debajo de lo proyectado para terreno Tipo V, se instaló una nueva sombrilla de enfilajes de 3 ½" y 6 m de longitud. El día 20 de septiembre al tratar de avanzar (0.75 m) bajo la protección de los enfilajes, se registró un desplome de la clave del túnel que derribó la protección de los enfilajes. El desprendimiento fue incontrolable y generó una chimenea que se elevó una altura de 6-8 metros por encima de la clave del túnel.



Figura 37 Colapso de bóveda y formación de chimenea

Tratamiento de estabilización del frente

Para atender los problemas actuales de estabilidad se propuso la ejecución de las siguientes actividades:

- Aplicación de concreto lanzado en las paredes de la chimenea para controlar posibles desprendimientos.
- Construcción de un tapón en el frente de excavación con lámina acanalada y apuntalado sobre los costados del túnel.
- Bombeo de concreto fluido para rellenar la oquedad y contener los procesos de desconfinamiento al interior de la masa rocosa y del depósito de coluvión
- Realización de sondeos exploratorios para verificar la posible cercanía del depósito de coluvión sobre el costado derecho y bóveda de la excavación.

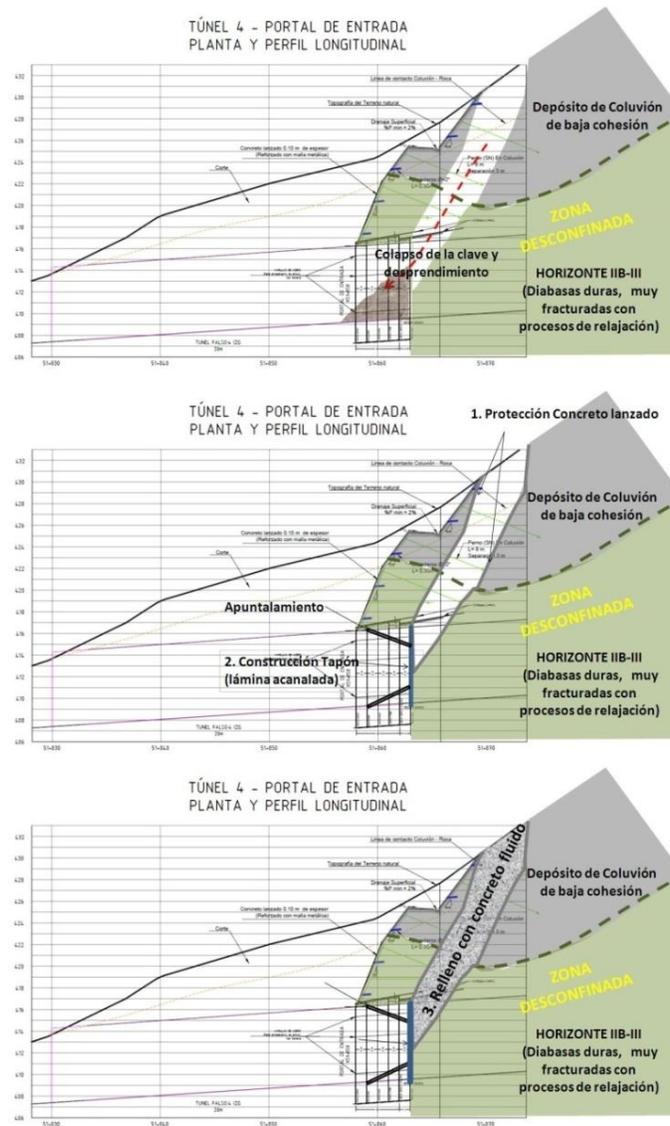


Figura 38 Procedimiento de recuperación del frente del túnel.

3.3.2 Portal entrada túnel 10 Izquierdo vía Cisneros – Loboguerrero

Empresa consultora: D2 CONSULT INTERNATIONAL.

Empresa constructora: CONSORCIO ECC (ESTYMA S.A, CONCRETO S.A. Y CSS CONSTRUCTORES)

Empresa interventora: CONSORCIO INTEGRACIÓN 16 (EUROESTUDIOS COLOMBIA, ACI PROYECTOS S.A. E INNOVA INGENIERÍA S.A.)

3.3.2.1 Localización

El portal entrada túnel 10 está localizado en Colombia, Cordillera Occidental, en la Ruta 40 Tramo 4 Cisneros – Loboguerrero. Departamento del Valle de Cauca.

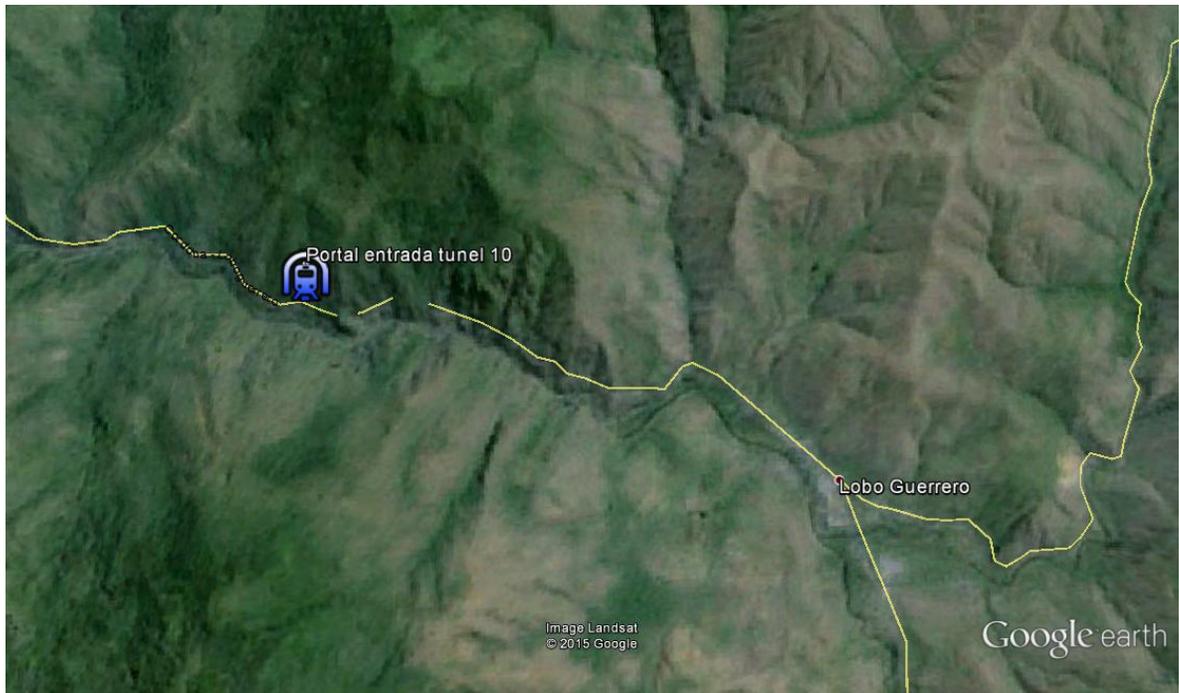


Figura 39 Localización general del portal entrada túnel 10 izquierdo (Fuente Google Earth)

3.3.2.2 Tipología

En este caso se refiere a un portal de tipología tipo L y rediseñado en condición sesgada C.



(a)

(b)

Figura 40 Tipología en “L” y “C” del portal entrada túnel 10 izquierdo, (a) tipología en L antes del colapso y (b) tipología en C después de la recuperación del portal. (Fuente consorcio ECC)

3.3.2.3 Perforaciones

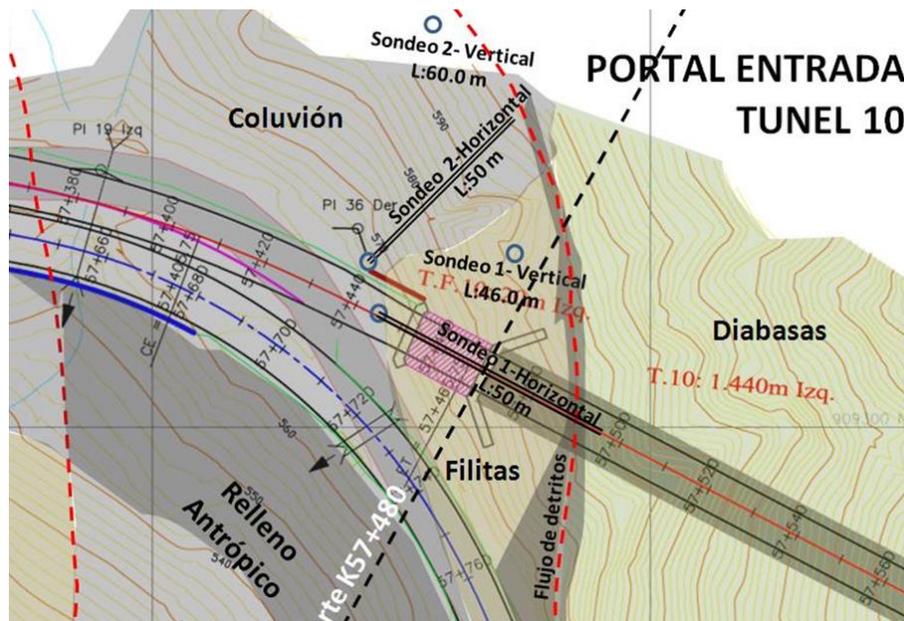
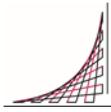


Figura 41 Localización de perforaciones del portal entrada túnel 10 izquierdo. (Fuente ECC)



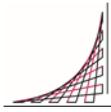
El portal de entrada túnel 10 izquierdo se encuentra constituido por rocas volcánicas básicas tipo diabasas y rocas metamórficas de bajo grado, tipo filitas, ambas litologías suprayacidas por depósitos de ladera colgados (Coluviones). Al igual que toda la región del Proyecto Cisneros – Loboguerrero, se encuentra bajo la influencia de las Fallas del Sistema Dagua – Calima.

A continuación, se presenta una descripción litológica y geotécnica de las condiciones encontradas en los 4 sondeos realizados:

Sondeo No. 1 Vertical:

[0-6]: Depósito de material no consolidado, compuesto por bloques angulares de diabasas verde-grisáceas de tamaño pequeños a muy pequeños emplazados en una matriz (grava, arena, limo y arcilla) medianamente cohesiva. Se efectuaron 3 ensayos SPT (7-6-5/6-6-6/4-4-5) donde se interpreta que existe un predominio notable de la matriz. Existió pérdida del agua de perforación y fue necesario encamisar la perforación.

[6-46]: Corresponde a una roca que varía desde muy alterada a alterada y en sectores descompuesta. Se realiza un ensayo SPT (25-27-40) de 8,0 a 8,5 y rechazo a partir de los 9,50 m. ZONA TECTONIZADA: Macizo rocoso débil a muy débil conformado por una roca (Filita negra-gris carbonácea con delgadas intercalaciones de limolitas de grano fino y continuas mineralizaciones de cuarzo, carbonatos y sulfuros). La roca es blanda a localmente dura y evidencia signos de tectonismo con desarrollo de franjas muy fracturadas y alteradas. Se presenta alta frecuencia de estructuras de flexo-deslizamiento con desarrollo de planos de esquistosidad-cizallamiento que dan lugar a superficies lisas-pulidas cubiertas por rellenos blandos de arcilla (grafito) y que en conjunto proponen bajas propiedades mecánicas. La inclinación de la foliación es sub-vertical (55-90°) desarrollando algunos pliegues-cizalla con una tendencia de inclinación de la foliación sub-horizontal.



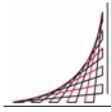
Hasta los 10 metros de excavación se observó retorno continuo a intermitente del agua de perforación color gris clara a oscura por arrastre de sedimento fino por el lavado de los componentes de la roca., a partir de los 10 m se registra la existencia de nivel freático.

Sondeo No. 2 Vertical:

[0-23]: Depósito no consolidado de ladera, compuesto por bloques medianos a muy pequeños emplazados en una matriz (grava, arena, limo y arcilla). Regularmente cohesiva. La relación matriz-bloques puede estar entre 20-30:80-70. Material moderadamente permeable. Depósito de derrumbe posiblemente asociado a una zona de debilidad por la presencia de una falla geológica, posiblemente orientada con rumbo NNE

[23-60]: Macizo rocoso débil a muy débil conformado por una roca (Esquisto negro-gris carbonáceo con delgadas intercalaciones de metareniscas de grano fino y continuas mineralizaciones de cuarzo, carbonatos y sulfuros). La roca es blanda a localmente dura y evidencia signos de tectonismo con desarrollo de franjas muy fracturadas y alteradas. Se presenta alta frecuencia de estructuras de flexo-deslizamiento con desarrollo de planos de esquistosidad-cizallamiento que dan lugar a superficies lisas-pulidas cubiertas por rellenos blandos de arcilla (grafito) y que en conjunto proponen bajas propiedades mecánicas. La inclinación de la foliación es sub-vertical (55-90°) desarrollando algunos pliegues-cizalla con una tendencia de inclinación de la foliación sub-horizontal después de los 50 m de profundidad.

Hasta los 14.5 metros de excavación se observó retorno continuo a intermitente del agua de perforación color gris clara a oscura por arrastre de sedimento fino por el lavado de los componentes de la roca., a partir de los 14.5 m se registra la existencia de nivel freático.



Sondeo No. 1 Horizontal:

[0-15]: Filitas gris oscuro, foliadas de dureza media con delgadas intercalaciones de diabasas, con brechas y rellenas de cuarzo lechoso, Aparecen esporádicos niveles de cuarzo negro.

[15-28]: Intercalaciones de delgados niveles de diabasa gris, con niveles de filitas, metarenita fina cuarzosa y chert. Lisos de falla en algunos fragmentos.

[28-41]: Filita gris oscura foliada de dureza media a media alta con algunos niveles delgados de diabasa y venas de cuarzo lechoso. Con intercalaciones de Diabasa gris de dureza media alta a alta, milonitizada con esporádicos niveles de brechas y mineralización de cuarzo y calcita.

[41-50]: Diabasa gris clara de dureza media a media alta, afectado intensamente por cataclasis aparecen escasos rellenos de cuarzo lechoso.

Sondeo No. 2 Horizontal Transversal al Eje:

[0-13]: Rocas metasedimentarias, principalmente filitas grises oscuras y grises claras, metarenitas silíceas y chert, con abundantes venas y venillas de cuarzo lechoso y carbonato. Óxidos de hierro en fracturas.

[13-26]: Filita de color gris oscuro, con brillo sedoso en los planos de foliación. Abundantes venas y venillas de cuarzo lechoso y carbonato.

[26-35m]: Rocas metasedimentarias con variaciones de tamaño de grano a metalmolitas y metarenitas finas a medias, de color gris a gris oscuro, con abundantes venas y venillas de cuarzo lechoso y carbonato. Epidotización en los planos de foliación, óxidos de hierro en fracturas.

[35-50]: Filitas de color gris oscuro, con brillo sedoso en los planos de foliación. Pirita diseminada. Abundantes venas y venillas de cuarzo lechoso y carbonato.

3.3.2.4 Ensayos

Para el portal entrada túnel 10 se realizaron diferentes ensayos de carga puntual (PLT) en filitas y de compresión inconfinaada (UCS) en las diabasas. Los cuales se listan a continuación:

Ensayo No.	Localización	Profundidad (m)	Tipo de Ruptura	UCS (Mpa)
1	K58+929,75	7.25-7.35	Matriz	56.287
2	K58+922,50	14.50-14.59	Matriz	56.405
3	K58+921,10	15.90-15.99	Matriz	72.621
4	K58+916,30	20.70-20.79	Matriz	66.099
5	K58+911,50	25.50-25.57	Matriz	43.772
6	K58+903,75	33.25-33.33	Matriz	44.830
7	K58+894,90	42.10-42.19	Matriz	27.732

Tabla 20 Ensayos de laboratorio sobre filitas portal entrada túnel 10 izquierdo

Ensayo No.	Localización	Profundidad (m)	Tipo de Ruptura	UCS (Mpa)
1	K58+929,75	7.25-7.35	Matriz	56.287
2	K58+922,50	14.50-14.59	Matriz	56.405
3	K58+921,10	15.90-15.99	Matriz	72.621
4	K58+916,30	20.70-20.79	Matriz	66.099
5	K58+911,50	25.50-25.57	Matriz	43.772
6	K58+903,75	33.25-33.33	Matriz	44.830
7	K58+894,90	42.10-42.19	Matriz	27.732

Tabla 21 Ensayos de laboratorio sobre diabasas portal entrada túnel 10 izquierdo

3.3.2.5 Geología

Las enormes compresiones tectónicas, dentro de los procesos endógenos que levantaron la cordillera, además del metamorfismo, dieron también origen a pliegues y numerosas fallas, dentro de sistemas notables de dirección NNE, NWW y NEE, entre otros. Siendo las fallas de dirección NNE las primeras en formarse y de tener gran continuidad. Las fallas de dirección NWW y NEE son posteriores y de continuidad limitada. Un fracturamiento menor de diaclasas, de mínimo tres familias, es oblicuo en toda la región.

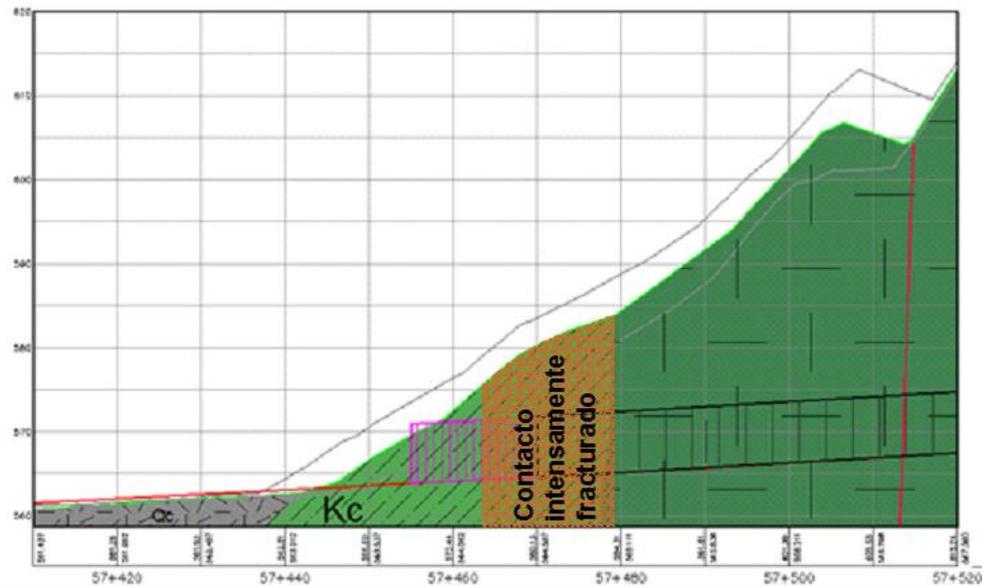


Figura 42 Perfil geológico del portal entrada túnel 10

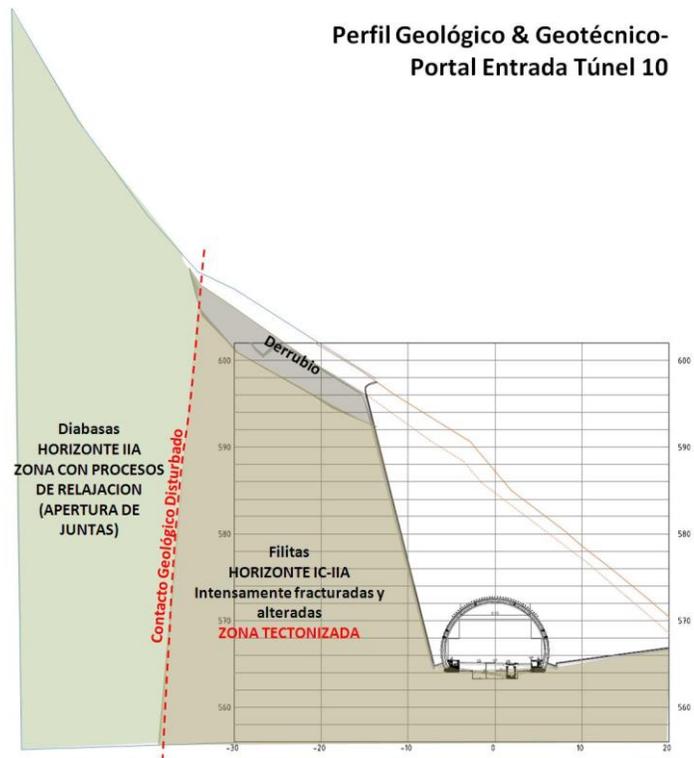


Figura 43 Perfil geológico transversal del portal entrada túnel 10

3.3.2.6 Diseño

Para las filitas, se consideró una resistencia a la compresión de la roca intacta en $\sigma_{ci} = 50$ Mpa. Este valor corresponde a un tipo de roca Grado R3, de acuerdo con el criterio de clasificación propuesto por Hoek:

- Término: Medio dura
- Tipo de terreno: Roca metamórfica meteorizada
- m_i 10
- GSI 20
- Clase: Foliada

Para las diabasas, se consideró una resistencia a la compresión de la roca intacta en $\sigma_{ci} = 100$ Mpa. Este valor corresponde a un tipo de roca Grado R5, de acuerdo con el criterio de clasificación propuesto por Hoek:

- Término: Muy dura
- Tipo de terreno: Roca volcánica
- m_i 17
- GSI 25
- Clase: Oscura

Los parámetros de entrada estimados para el portal entrada del túnel 10 izquierdo se presentan en la siguiente tabla:

Localización	Descripción Roca	σ_{ci} (Mpa)	m_i	E_i (Mpa)	GSI	D
K57+440 - K57+477	Filita foliada, fracturada y meteorizada	50	10	27500	20	0,0
K57+477 - K57+550	Diabasa dura con niveles grados de meteorización	100	17	32500	25	0,0

Tabla 22 Parámetros de entrada para el portal entrada túnel 10 izquierdo.

El factor de seguridad de un talud puede ser estimado usando la metodología de los elementos finitos (programa PHASE2 versión 7.0) por medio de la reducción de la resistencia al corte del suelo por etapas, hasta alcanzar la falla del talud. El factor de seguridad que se obtiene es la relación existente entre la resistencia al corte real del terreno con respecto a la resistencia alcanzada en el momento de la falla.

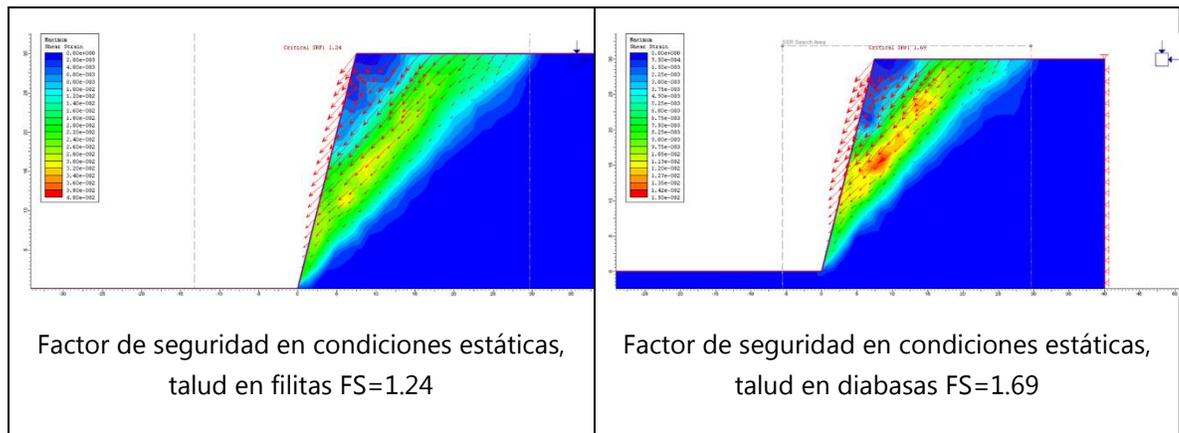


Tabla 23 Factores de seguridad críticos portal entrada túnel 4 izquierdo

Los factores de seguridad obtenidos (ambos $FS > 1$) indican que los taludes de 30 m de altura (para ambas formaciones) son estables. Sin embargo, se requiere un sistema de protección y refuerzo del terreno para garantizar la estabilidad del terreno a largo plazo.

3.3.2.7 Construcción

Taludes Permanentes en los Portales

Los elementos de soporte requeridos para garantizar la estabilidad de los taludes incluyen los siguientes componentes: (1) Concreto lanzado; (2) Refuerzo con pernos de roca; y (3) Drenajes superficiales y profundos.

- El concreto lanzado de 10 cm deberá ir reforzado con malla de acero (6/6 – 150*150, 2.96 kg/m²). Debido a que el concreto lanzado se meteoriza con el tiempo (grietas, fracturas y posteriormente caídas), la malla de acero ayuda a contener todos los bloques sueltos.
- Instalación sistemática de pernos de roca; la longitud debe ser de 6 m e instalados 3 m a tres bolillo.

Disposición de drenajes superficiales y profundos:

- Como sistema de drenaje superficial se recomienda la construcción de canaletas ubicadas en la parte superior de cada uno de los taludes, con el fin de captar el agua máxima posible de escorrentía superficial que pueda saturar el terreno;
- Como sistema de drenaje profundo se recomienda la instalación de drenes (tubería PVC perforada de $\phi = 5$ cm) sub-horizontales (formando al menos 5° con la horizontal) con filtros en todos los taludes. La longitud de los drenes es de 12 m, y el espaciamiento de 3 m entre drenes.

Al aplicar las anteriores recomendaciones de diseño, el portal finalmente quedo como se muestra en la siguiente figura:





Figura 44 Proceso constructivo del portal entrada túnel 10 izquierdo (Fuente consocio ECC)

Después de haber concluido con la construcción del portal de entrada del túnel 10 izquierdo y ya iniciada la excavación del túnel, se presentan pequeños desprendimientos, principalmente de piedras tamaño grava, provenientes de la zona superior del portal, hasta que el día 16 de agosto de 2011 se inicia un desprendimiento pequeño, que consta con la caída de pequeños bloques de roca, hasta terminar con el colapsó del portal.

Primera fase del colapso: desprendimiento de bloques:

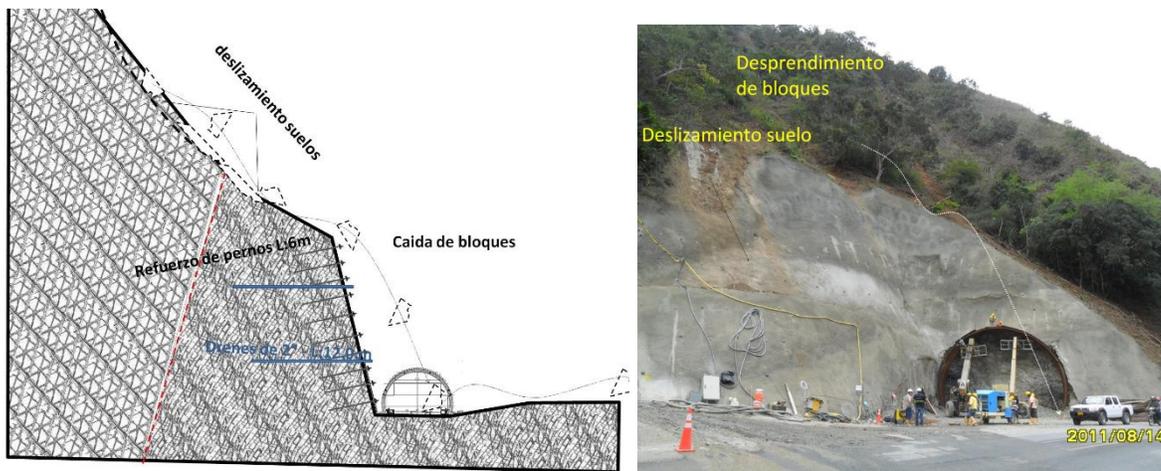


Figura 45 Primera fase del colapso.

Segunda fase del desprendimiento: aumento en la cantidad de caída de bloques.

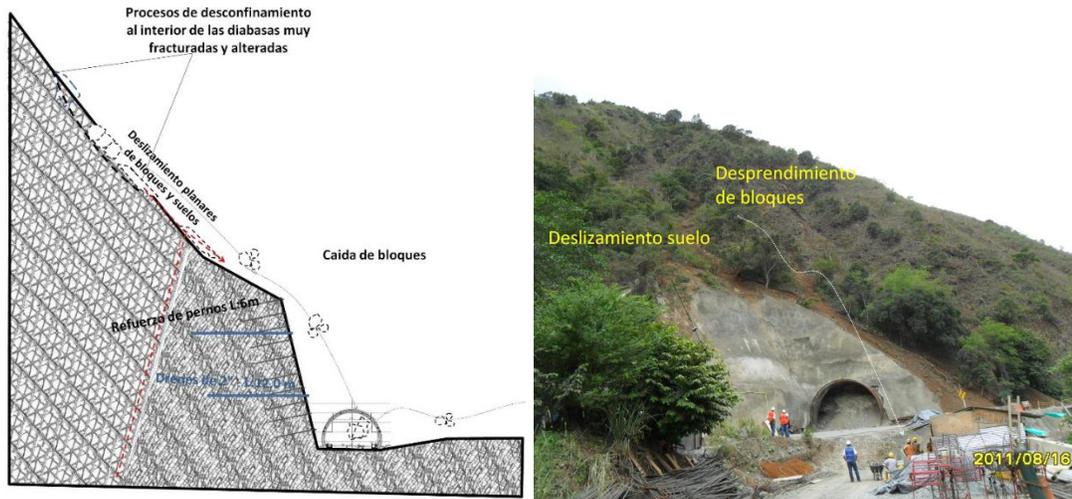


Figura 46 Segunda fase del colapso.

Tercera fase del desprendimiento: abombamiento de concreto lanzado por acción del empuje del terreno sobre el soporte instalado.

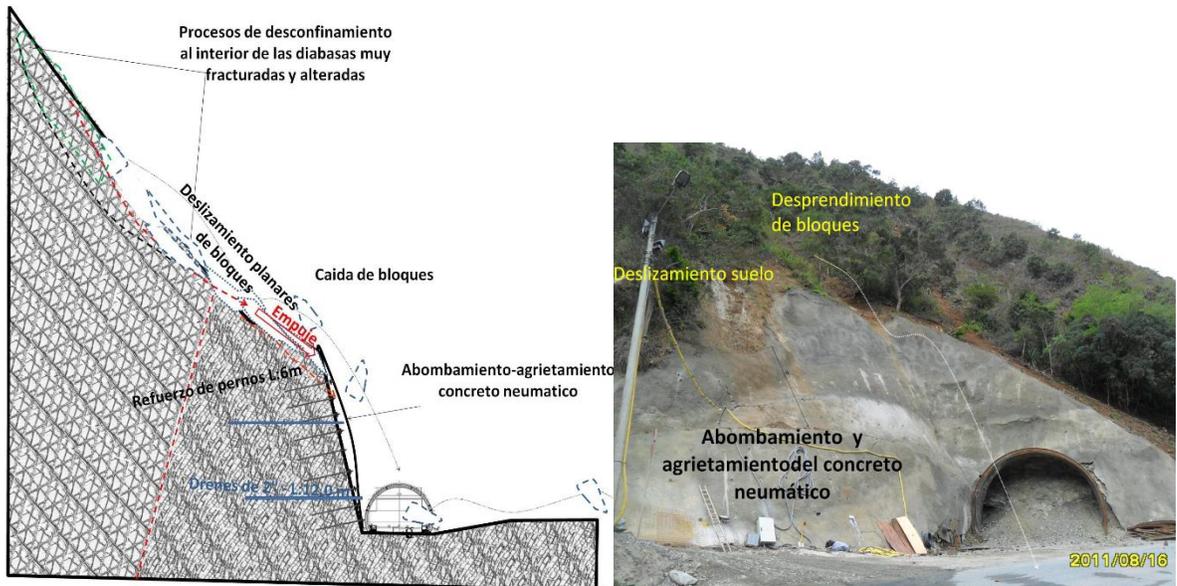


Figura 47 Tercera fase del colapso.

Fase final del desprendimiento: Colapso total del portal por la acción del desprendimiento de bloques de la parte superior del portal.

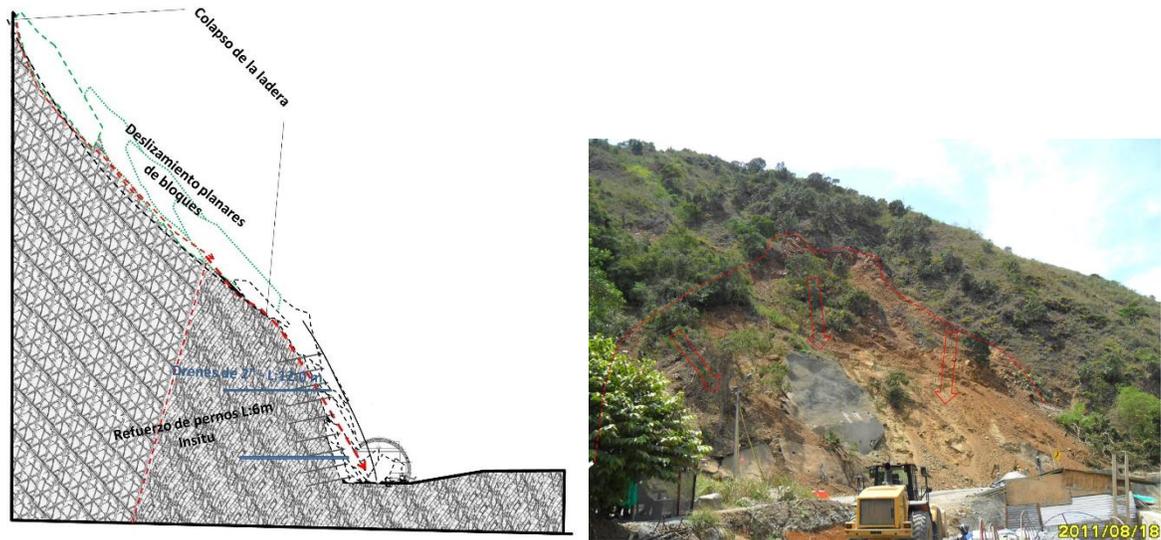


Figura 48 Fase final del colapso.

3.3.2.8 Rediseño

Para el rediseño del portal después del colapso, se optó por una tipología en "C" o sesgada, para evitar generar más cortes en ladera que incremente el efecto del deslizamiento.

Para el análisis de estabilidad de taludes se utilizó el programa para computador Phase2 2D Finite element stress analysis, slop stability, groundwater & support design for excavations in soil or rock, Versión 8, el cual utiliza el método de elementos finitos (FEM) para obtener los factores de seguridad al deslizamiento de los taludes mediante el procedimiento Strength Reduction Factor.

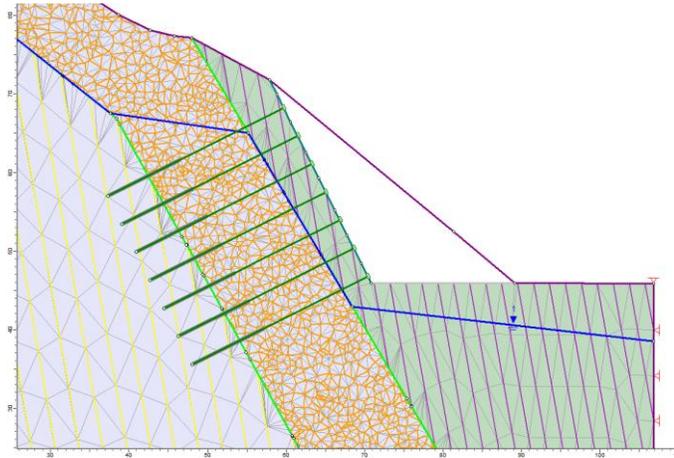


Figura 49 Perfil geológico modelado en Phase para el portal entrada túnel 10.

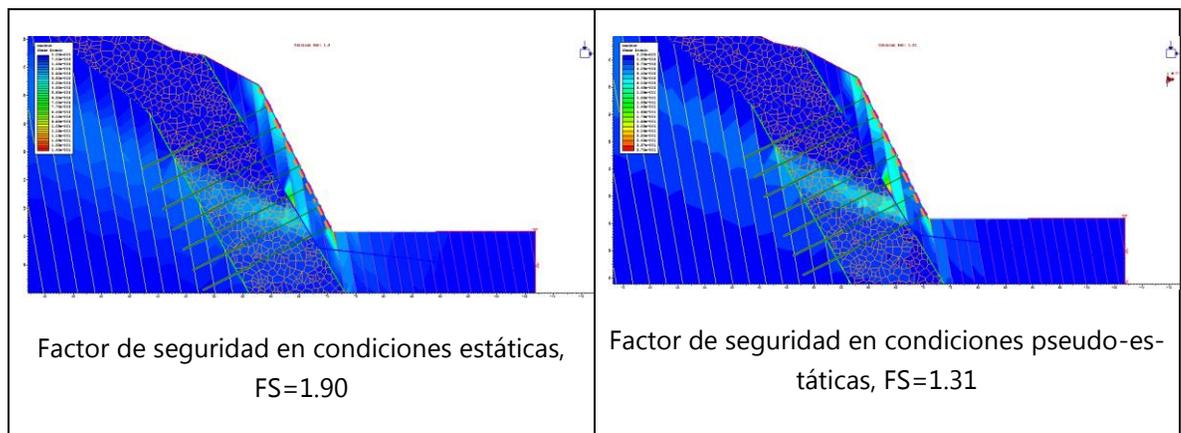


Tabla 24 Factores de seguridad críticos portal entrada túnel 4 izquierdo

Diseño para la protección contra la caída de bloques potencialmente inestables

El análisis tiene por objeto lograr la protección de la zona del portal entrada del túnel 10 izquierdo, para la eventual caída de bloques de roca. Ya que el fenómeno se ha evidenciado en el sitio y continuo el fenómeno de desprendimiento de bloques en la zona tal y como se muestra a continuación

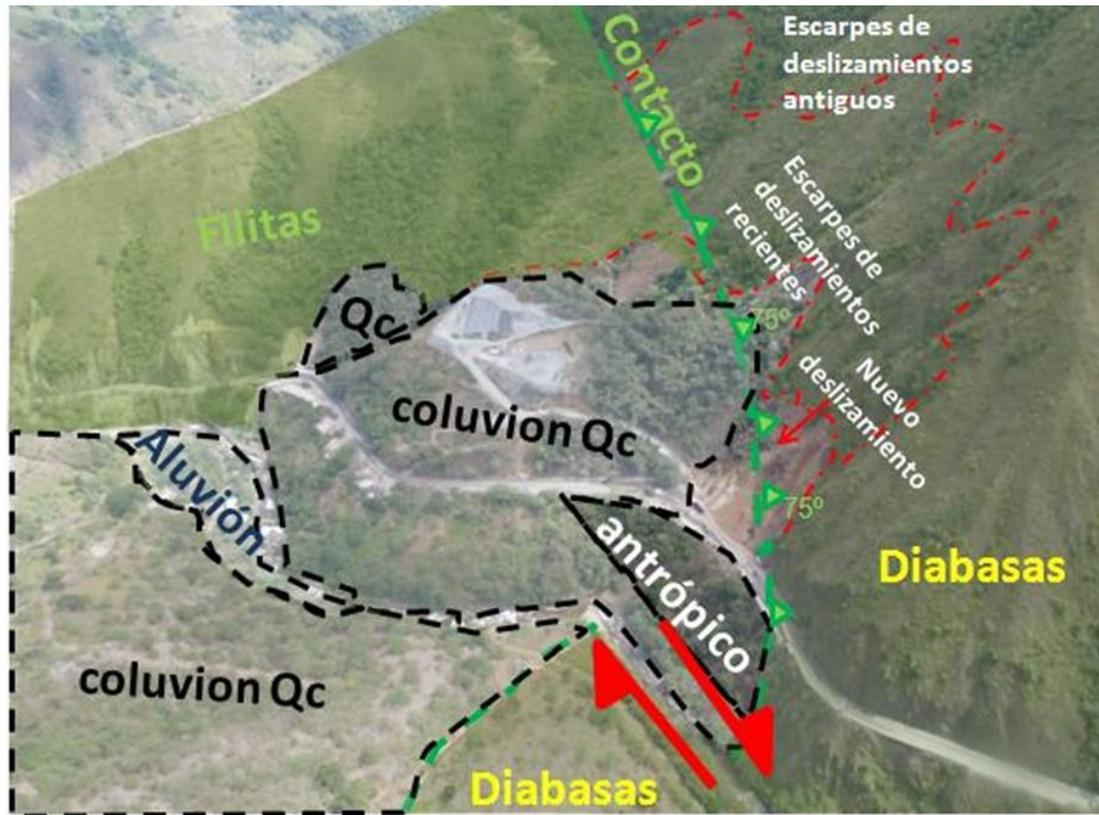


Figura 50 Estado del portal después del colapso.

El análisis se hizo con el programa RocFall de Rocsience, que es un programa de análisis estadístico diseñado para ayudar con la evaluación del riesgo de desprendimientos de rocas. La energía, la velocidad y el rebote sobre la ladera son determinados por el programa, Además de la ubicación de los puntos finales del bloque. Pueden ser graficados de manera estadística.

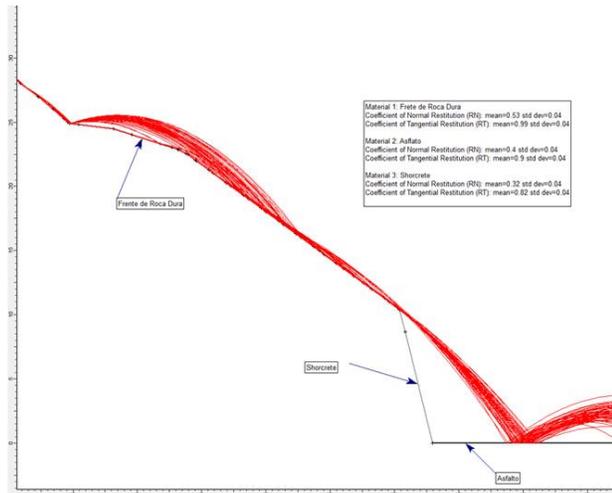


Figura 51 Trayectoria de bloques sueltos en el talud propuesto para la zona del portal.



Figura 52 Solución final para el portal entrada túnel 10.

3.3.3 Portal Bogotá túnel 6A sector 2A vía Bogotá – Villavicencio

Empresa consultora: Consorcio EC Villavicencio (EDL Ingenieros consultores y Dessau CEI)

Empresa constructora: CONCESIONARÍA COVIANDES (Subcontrato bajo el consorcio Dragados – Concay)

Empresa interventora: CONSORCIO INTERCONCESIONES (CONLISA Y TNM)

3.3.3.1 Localización

El portal se encuentra ubicado en la zona adyacente al peaje de Puente Quetame, sobre la vía Bogotá – Villavicencio.



Figura 53 Localización general del portal Bogotá túnel 6A (Fuente Google Earth)

3.3.3.2 Tipología

En el caso se refiere a un portal de tipología tipo "C" o sesgada.



Figura 54 Tipología en “C” del portal Bogotá túnel 6A.

3.3.3.3 Perforaciones

A continuación, se presenta una descripción litológica y geotécnica de las condiciones encontradas en la perforación.

[0-10]: Metareniscas grises de grano medio, cuarzosas de dureza alta a muy alta, con oxidaciones ferrosas por entre algunas discontinuidades. Se recuperan tramos de roca con alto grado de fracturamiento; el recobro va de moderado a alto.

[10-20]: Metareniscas grises de grano medio, cuarzosas de dureza alta a muy alta con venas de cuarzo lechoso y oxidaciones ferrosas por entre algunas discontinuidades. Mejora la condición de la roca y por consiguiente el recobro alcanza el 100%. Con un RQD entre 6% y 30%.

Presenta niveles de alto grado de fracturamiento localizados entre 15 y 17m. El porcentaje de recobro disminuyó, pero se mantuvo cercano al 90%.

[20-30]: Metareniscas grises de grano medio, cuarzosas de dureza alta a muy alta, con venas de cuarzo lechoso y oxidaciones ferrosas por entre algunas discontinuidades. Mejora la condición de la muestra recuperada por disminución del grado de fracturamiento; los núcleos parten por los planos de discontinuidad. Recobro entre 59% y 100%; con un RQD promedio de 20%.

De 0-10 metros se observa retorno continuo del agua de perforación color gris amarillento por arrastre de sedimento fino por el lavado de los componentes de la roca. De 10-30 se registra retorno continuo del agua de perforación el color cambia a un tono lechoso. En promedio se presenta pérdida del agua de perforación entre un 20% y un 30% observando los mayores valores al final de la perforación.

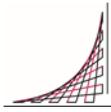
3.3.3.4 Ensayos

El portal Bogotá del túnel 6A se encuentra localizado dentro de una formación de Metareniscas grises de grano medio, cuarzosas de dureza alta a muy alta con oxidaciones ferrosas por entre algunas discontinuidades.

La arenisca es una roca sedimentaria de tipo detrítico, de color variable, que contiene clastos de tamaño arena. Los granos son gruesos, finos o medianos, bien redondeados; de textura detrítica o plástica. El cuarzo es el mineral que forma la arenisca cuarzosa.

Profundidad (m)	Material	Peso Seco (g)	USC (Mpa)	Observaciones
27	Roca	576.7	18.00	Columnar
65	Roca	442.9	143.00	Cónica
50	Roca	473.5	28.00	Columnar
12	Roca	452.9	6.00	Transversal
9	Roca	404.9	43.00	Cónica y Transversal
10	Roca	558.7	68.00	Cónica y Transversal

Tabla 25 Ensayos de laboratorio sobre filitas portal Bogotá túnel 6A



3.3.3.5 Geología

La geología del sector fue estimada con base en una investigación intensiva del terreno. Varias unidades metamórficas (Paleozoicas) fueron identificadas: Formación Areniscas de Gutiérrez (Dg); Formación Quetame (Pεq); Formación Brechas de Buenavista (Jbb); Formación Cáqueza (Kci); y depósitos cuaternarios que incluyen terrazas, material aluvial y coluvial.

Las principales unidades litológicas encontradas en el área son de edad Cuaternaria, edad Jurásica, edad Paleozoica y la edad Precámbrica.

- Edad Cuaternaria: esta unidad está conformada por suelos, terrazas (Qt), aluviones (Qal) y coluviones (Qc).
- Edad Jurásica: para esta unidad se encuentra la Formación Brechas de Buenavista (Jbb) conformada por fragmentos angulares de pizarra, filita, cuarcita, metareniscas con cantos de cuarzo lechoso contenidas en una matriz areno cementada.
- Edad Paleozoica: para esta unidad se encuentran la Formación Areniscas de Gutiérrez (Dg) conformada por terrenos metamórficos de cuarcitas que se disponen en bancos muy gruesos y masivos.
- Edad Precámbrica: para esta unidad se encuentran la Formación Quetame (Pεq) conformada por terrenos metamórficos compuestos por bancos muy gruesos de filitas foliadas y bancos gruesos de cuarcitas. La unidad presenta buenas condiciones de auto-soporte dado lo masivo de la formación, mostrando durezas altas.

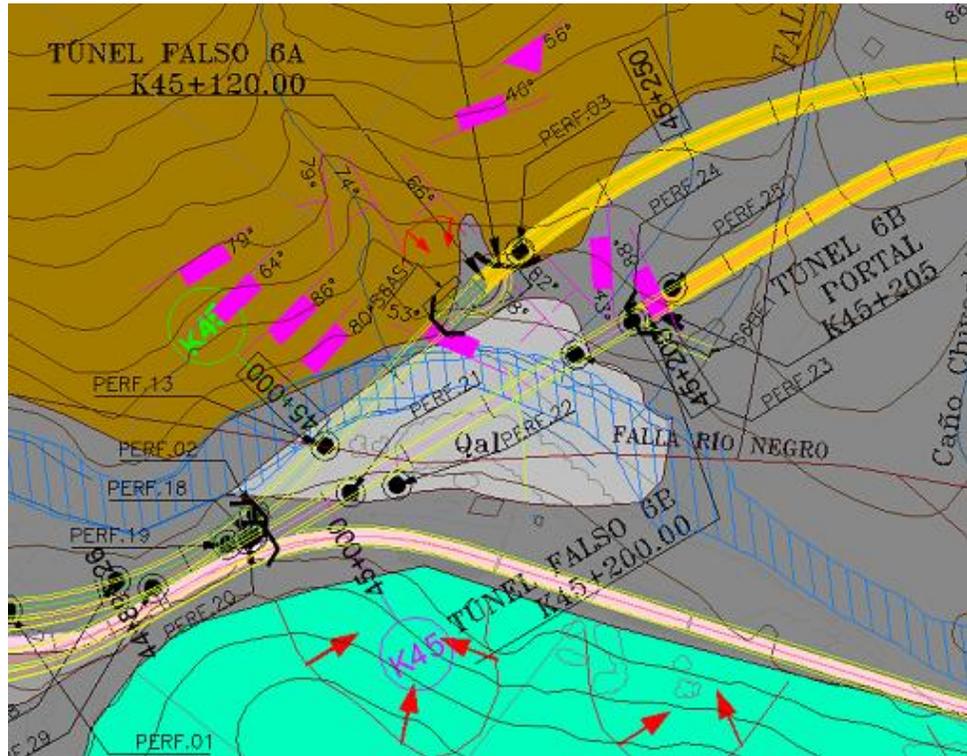


Figura 55 Planta geológica del portal Bogotá túnel 6A

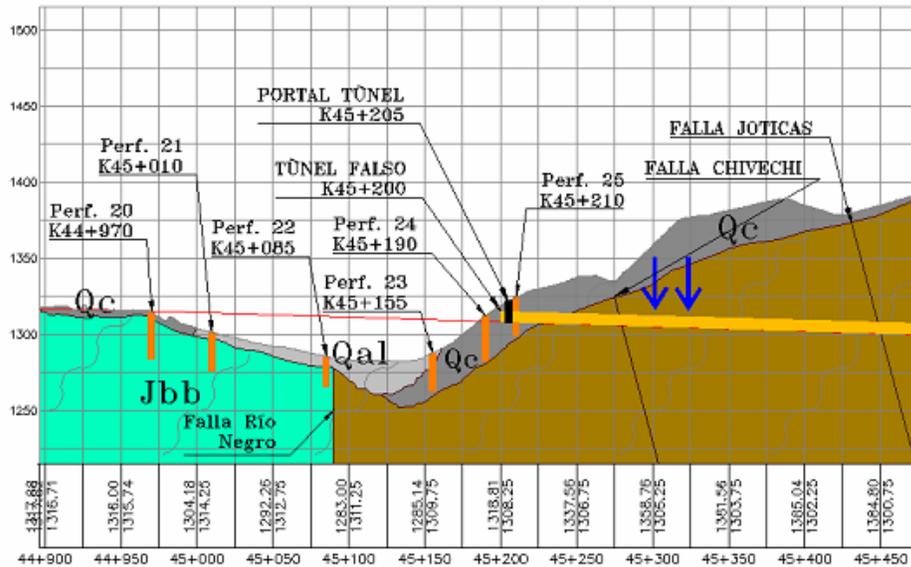


Figura 56 Perfil geológico del portal Bogotá túnel 6A

3.3.3.6 Diseño

Las características geométricas del corredor en el portal de Bogotá del túnel 6A requieren un corte sesgado y un túnel falso para la protección de la excavación subterránea y del talud.

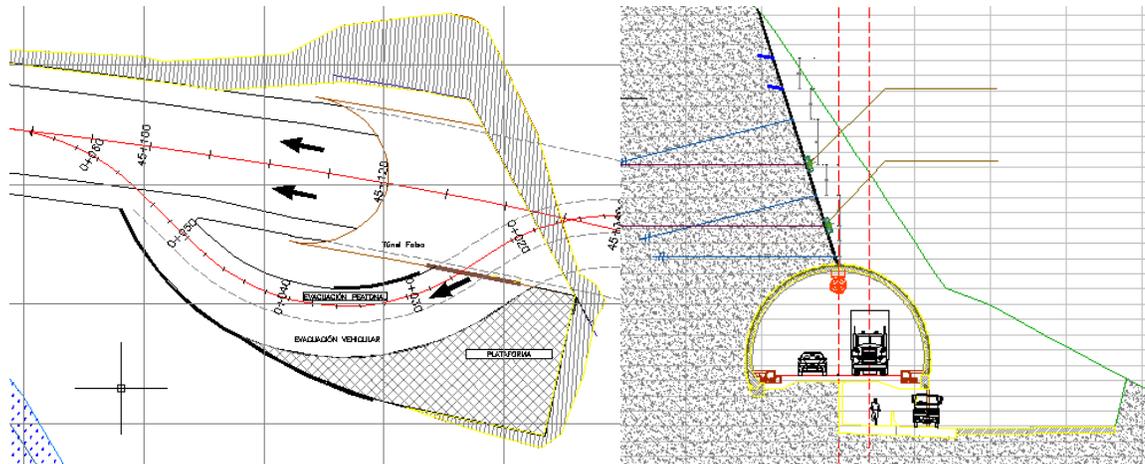


Figura 57 Implantación de portal Bogotá túnel 6A

Los parámetros de entrada de las areniscas son los siguientes:

Metarenisca:

Descripción	Símbolo	Valor
Angulo de Fricción	φ	40.05°
Cohesión	c	206 KPa
Peso específico de la roca	γ	27 kN/m ³

Tabla 26 Parámetros de Arenisca.

Para el análisis de estabilidad de taludes se utilizó el programa para computador Phase2 2D Finite element stress analysis, slope stability, ground water & support design for excavations in soil or rock, Versión 8, el cual utiliza el método de elementos finitos (FEM) para obtener los factores de seguridad al deslizamiento de los taludes mediante el procedimiento Strength Reduction Factor.

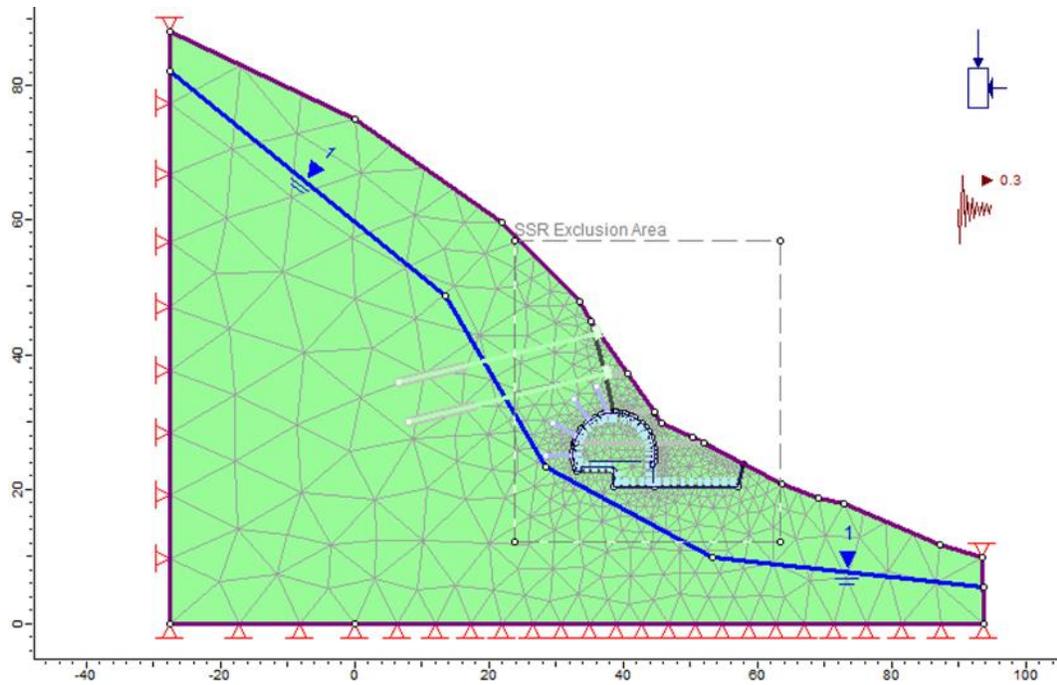
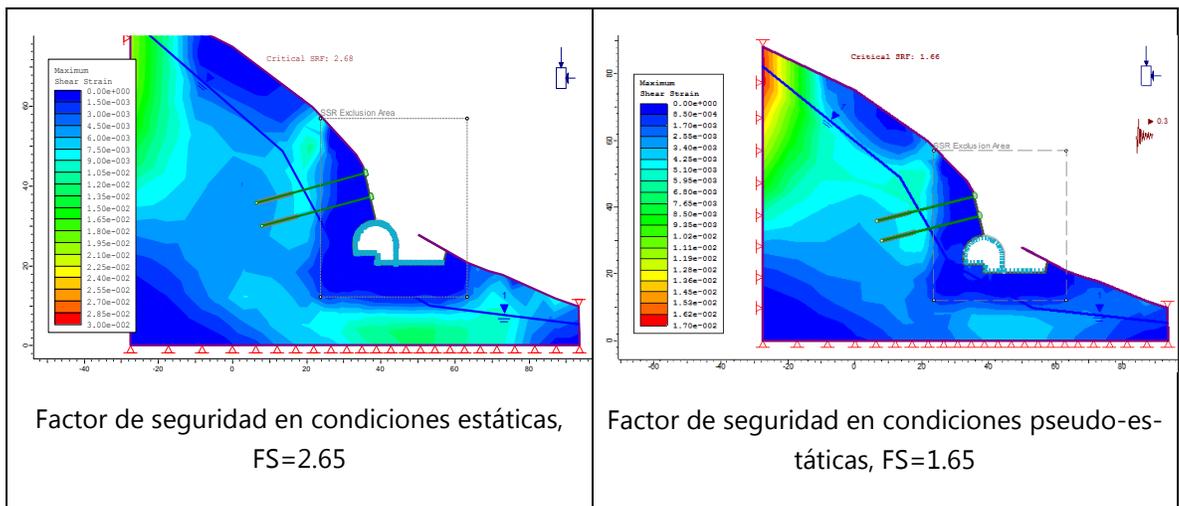


Figura 58 modelo matemático contemplado.



3.3.3.7 Construcción

Inicio de la excavación del portal en la abscisa K 45+119.50, en donde se retira la capa vegetal que cubría la zona de emportalamiento, en esta sección se instalan dos filas de enfilajes para mejorar las condiciones de entrada al túnel.

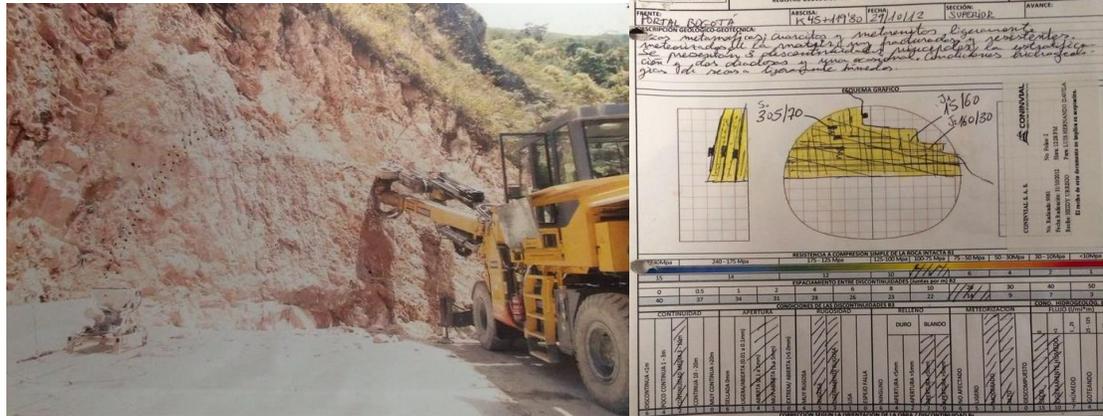


Figura 59 Sección K45+119.50 e interpretación geológica. (Fuente Concesionaria Coviandes)

Se inicia la excavación del portal sesgado, además se instala la protección del talud consistente en concreto neumático y anclajes.

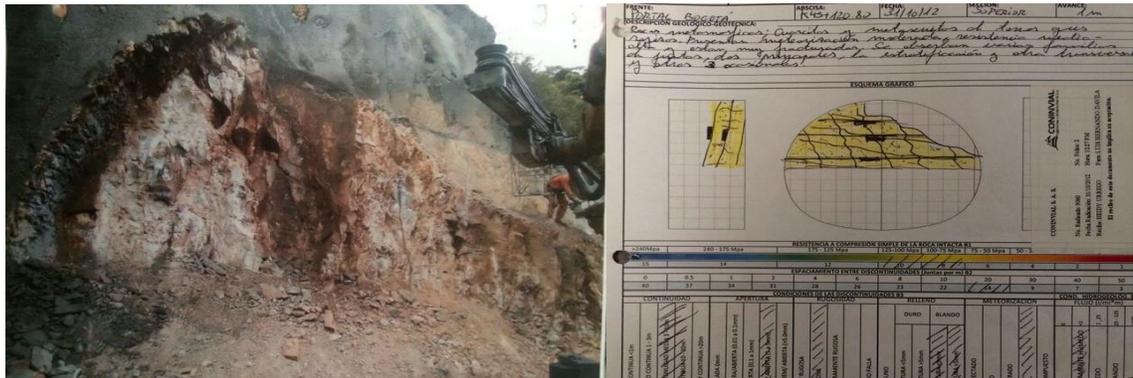


Figura 60 Sección K45+120.80 e interpretación geológica. (Fuente Concesionaria Coviandes)

En la sección K45+123.50 se inicia con la instalación de arcos y pernos sobre la excavación subterránea en sesgo.

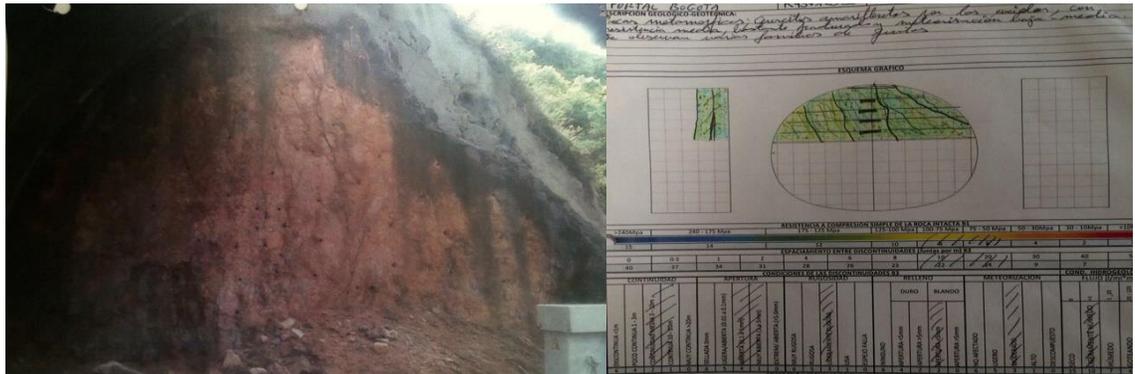


Figura 61 Sección K45+123.50 e interpretación geológica. (Fuente Concesionaria Coviandes)

Finalmente, en la sección K45+125.50 se logra finalizar el emportalamiento del túnel, durante el desarrollo del portal, no se tuvo ningún tipo de problema, y la excavación se desarrolló de acuerdo con el diseño.

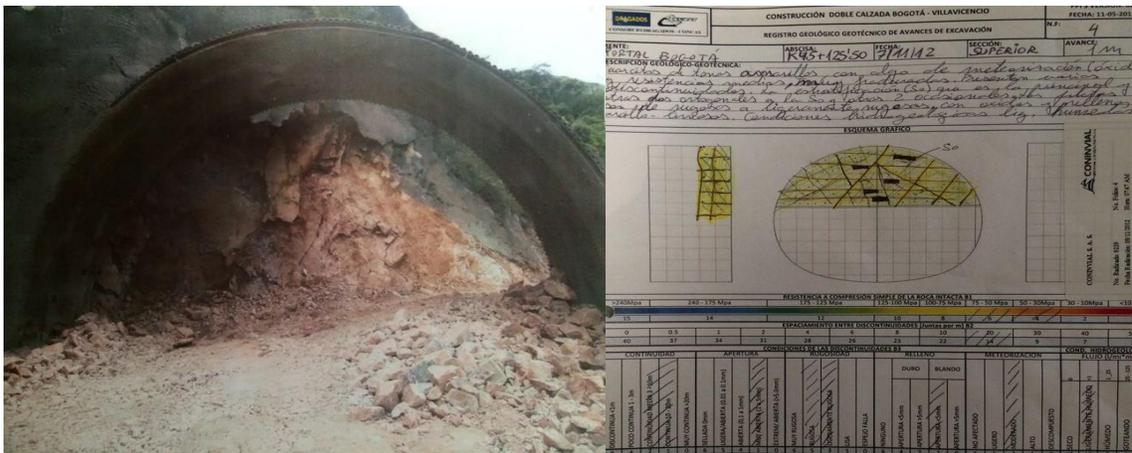


Figura 62 Sección K45+125.50 e interpretación geológica. (Fuente Concesionaria Coviandes)



Figura 63 Resultado final del portal Bogotá túnel 6A. (Fuente Concesionaria Coviandes)

3.3.4 Portal entrada túnel 11 Izquierdo vía Cisneros – Loboguerrero

Empresa consultora: D2 CONSULT INTERNATIONAL.

Empresa constructora: CONSORCIO ECC (ESTYMA S.A, CONCRETO S.A. Y CSS CONSTRUCTORES)

Empresa interventora: CONSORCIO INTEGRACIÓN 16 (EUROESTUDIOS COLOMBIA, ACI PROYECTOS S.A. E INNOVA INGENIERÍA S.A.)

3.3.4.1 Localización

El portal entrada túnel 11 está localizado en Colombia, cordillera occidental, en la Ruta 40 Tramo 4 Cisneros – Loboguerrero. Departamento del Valle de Cauca.



Figura 64 Localización general del portal entrada túnel 11 izquierdo (Fuente Google Earth)

3.3.4.2 Tipología



Figura 65 Tipología en "C" o sesgada del portal entrada túnel 11 izquierdo

3.3.4.3 Perforaciones

En el portal túnel 11 izquierdo se realizó una perforación y la descripción geológica es la siguiente:

La totalidad de la longitud explorada corresponde a diabasas verde-grisáceas de la formación volcánica (Kv): Roca ígnea efusiva de textura masiva con pequeños cristales de anfíboles y plagioclasa inmersos en una matriz fina. El cuerpo volcánico está inyectado por continuas mineralizaciones de cuarzo y algo de carbonatos sellando antiguos sistemas de fractura. En la zona del portal y hasta una profundidad de 1,5, 15,0 m se puede clasificar el terreno como Horizonte de meteorización IIA-IIB (roca ligera a moderadamente meteorizada), de 15,0 a 35,0 m Horizonte IIB y de ahí en adelante como Horizonte III (roca ligeramente meteorizada).

Existió retorno continuo del agua de perforación y se registró un ligero aporte de agua de la formación (Q: 0,1 l/seg). Se esperan concentraciones de agua a manera asociadas a procesos de infiltración desde superficie en época de lluvias.



Figura 66 Localización de la perforación del portal entrada túnel 11 izquierdo (fuente consorcio ECC)

3.3.4.4 Ensayos

Se realizaron varios ensayos de compresión simple en las muestras obtenidas de la perforación:

		REGISTRO DE ENSAYOS DE COMPRESION SIMPLE (UCS)										Revisión 0	
		CONSTRUCCION DE LA SEGUNDA CALZADA CISNEROS - LOBOGUERRERO										01/06/2010	
Ensayo Nº	Fecha	SONDEO (Abscisa)	Profundidad (m)		Tipo de roca	Diámetro (b)	Altura (h)	Peso	Densidad	Tipo de Ruptura	Carga @	UCS	UCS
			De	hasta									
1	28/02/2011	TUNEL 11 - PORTAL ENTRADA - K59+202,30	17.90	18.01	Diabasa verde-grisácea	4.7	11.1	593	3.08	Matriz	181.10	1064.05	106.41
2	28/02/2011	TUNEL 11 - PORTAL ENTRADA - K59+206,10	21.70	21.82	Diabasa verde-grisácea	4.7	11.5	614	3.08	Matriz	134.60	790.84	79.08
3	28/02/2011	TUNEL 11 - PORTAL ENTRADA - K59+210,20	25.80	25.91	Diabasa verde-grisácea	4.7	10.6	555	3.02	Matriz	152.00	893.08	89.31
4	28/02/2011	TUNEL 11 - PORTAL ENTRADA - K59+217,90	33.50	33.62	Diabasa verde-grisácea	4.7	11.8	607	2.96	Matriz	273.00	1604.01	160.40
5	28/02/2011	TUNEL 11 - PORTAL ENTRADA - K59+221,30	36.80	36.92	Diabasa verde-grisácea	4.7	11.8	614	3.00	Matriz	361.50	2123.99	212.40
6	28/02/2011	TUNEL 11 - PORTAL ENTRADA - K59+232,10	47.70	47.82	Diabasa verde-grisácea	4.7	11.7	640	3.15	Matriz	252.30	1482.39	148.24
7	28/02/2011	TUNEL 11 - PORTAL ENTRADA - K59+239,80	55.40	55.51	Diabasa verde-grisácea	4.7	11.4	603	3.05	Matriz	118.50	696.25	69.62
8	28/02/2011	TUNEL 11 - PORTAL ENTRADA - K59+245,40	61.00	61.11	Diabasa verde-grisácea	4.7	10.6	552	3.00	Diaclasa (no representativa)	80.20	471.21	47.12
9	28/02/2011	TUNEL 11 - PORTAL ENTRADA - K59+250,90	66.50	66.61	Diabasa verde-grisácea	4.7	11.4	588	2.97	Diaclasa + matriz	126.40	742.66	74.27
10	28/02/2011	TUNEL 11 - PORTAL ENTRADA - K59+255,40	71.00	71.11	Diabasa verde-grisácea	4.7	11.2	577	2.97	Diaclasa + matriz	113.40	666.28	66.63
11	28/02/2011	TUNEL 11 - PORTAL ENTRADA - K59+257,70	73.30	73.41	Diabasa verde-grisácea	4.7	10.9	576	3.05	Matriz	276.00	1621.64	162.16
12	28/02/2011	TUNEL 11 - PORTAL ENTRADA - K59+263,40	79.00	79.11	Diabasa verde-grisácea	4.7	11.4	597	3.02	Diaclasa + matriz	192.30	1129.86	112.99
13	28/02/2011	TUNEL 11 - PORTAL ENTRADA - K59+265,90	81.50	81.62	Diabasa verde-grisácea	4.7	11.6	616	3.06	Matriz	111.70	656.29	65.63
14	28/02/2011	TUNEL 11 - PORTAL ENTRADA - K59+267,70	83.30	83.41	Diabasa verde-grisácea	4.7	11.2	584	3.01	Matriz	190.50	1119.28	111.93

Tabla 27 Ensayos de laboratorio del portal entrada túnel 11 izquierdo.

3.3.4.5 Geología

Las condiciones geológicas del área están caracterizadas por formaciones volcánicas y metamórficas. Ambas se formaron durante la era Cretácica.

La Formación Volcánica (Kv) incluye básicamente diabasas y basaltos. En el portal entrada del túnel 11, la presencia de saprolitos indica el alto grado de fracturamiento y meteorización. En la superficie la alta meteorización, puede observarse con la aparición de suelos residuales.

Se reconoce en el talud lateral izquierdo una cicatriz dejada por el desplazamiento de un sistema de cuñas controlada por un patrón de diaclasas de moderada a alta continuidad que tiene salida franca hacia la cara del talud. Este patrón de diaclasas se combina con un patrón secundario que lo corta con un ángulo de incidencia de 50 grados y ha generado desprendimientos de pequeños bloques de forma natural y sucesiva.

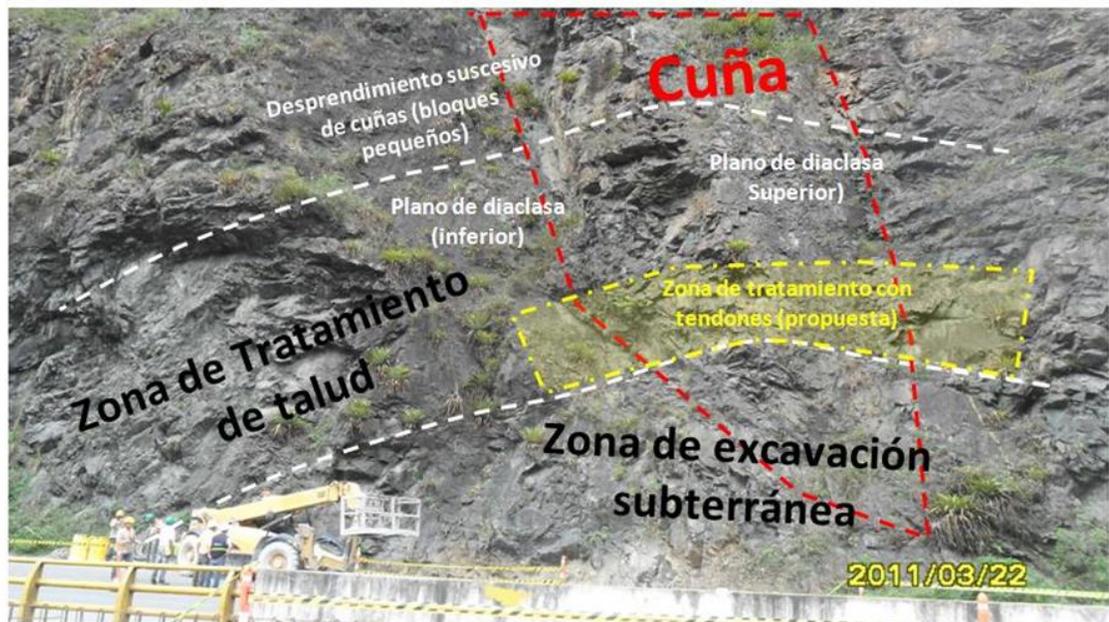


Figura 67 Talud de acceso y ubicación de la cuña (fuente Consorcio ECC)

3.3.4.6 Diseño

La estabilización del talud representa el mayor desafío para las diferentes secciones a lo largo del portal. El uso de pernos de roca y anclajes activos se requiere para mantener la estabilidad del talud, sin causar desplazamientos de las diaclasas. La figura 2 muestra una sección del portal para ilustrar la situación. Este documento describe la metodología de análisis para evaluar la estabilidad del talud y, al mismo tiempo, expone las ventajas y desventajas de este sistema.

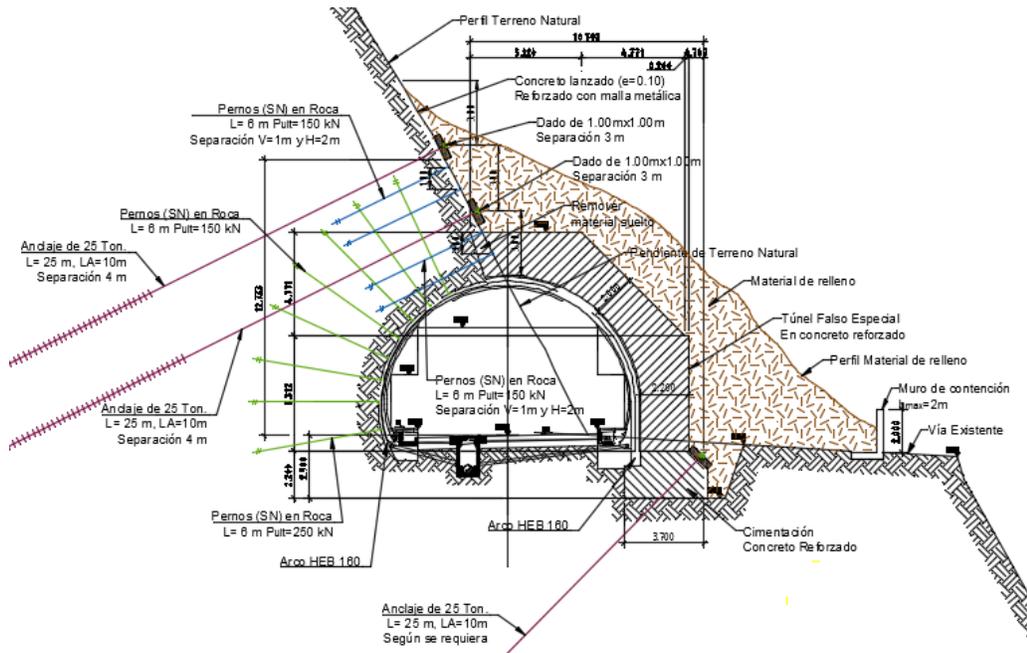


Figura 68 Esquema de solución para el portal entrada túnel 11.

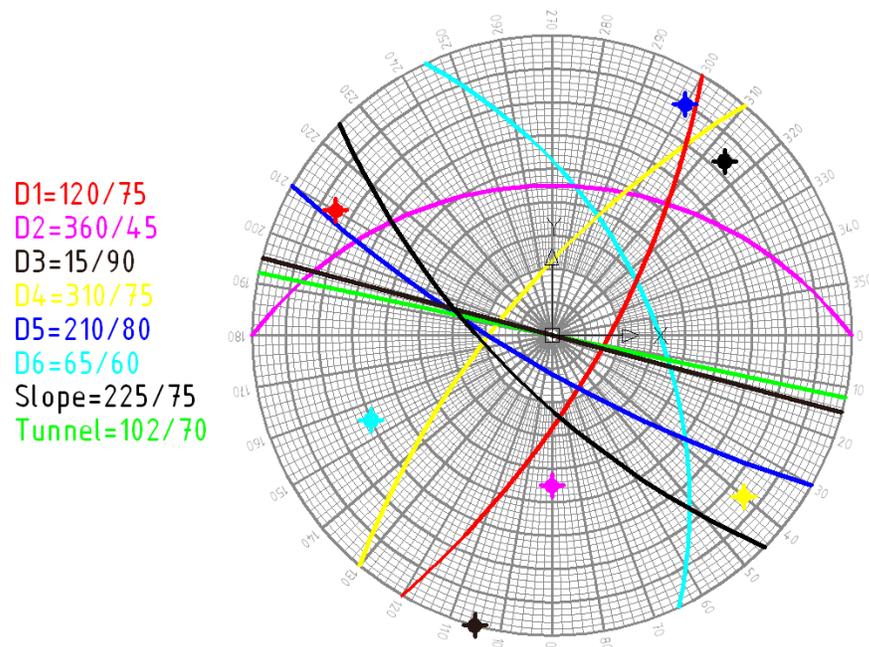


Figura 69 Análisis estereográfico.

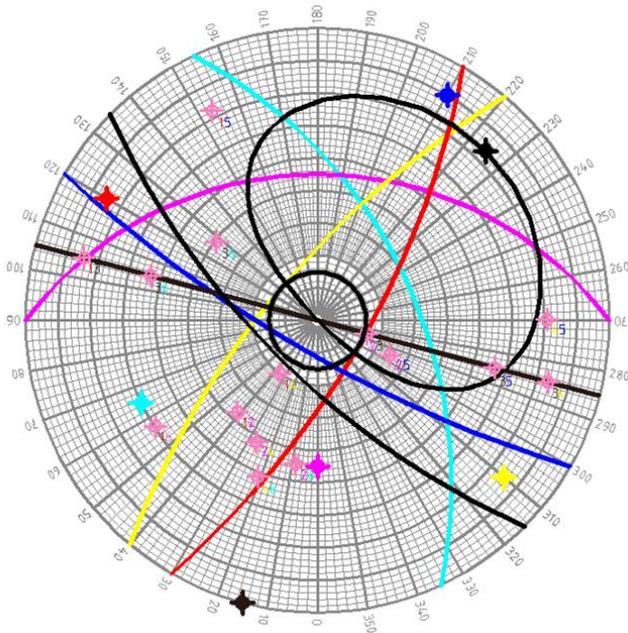


Figura 70 Análisis Markland-Talobre.

Debido a que los datos de discontinuidades han sido estadísticamente obtenidos para considerar una posible variación de los valores, las intersecciones que requieren validación adicional se pueden leer de manera inmediata de la proyección estereográfica. Estas intersecciones son I23, I25 y I35 (índices que identifican las discontinuidades que se intersectan).

El análisis ha sido llevado a cabo usando la estimación de los siguientes valores:

Descripción	Símbolo	Valor
Angulo de Fricción con discontinuidades en condiciones húmedas	φ	20°
Cohesión	c	15 kPa
Peso específico de la roca	γ	25 kN/m ³
Altura de talud	h	75 m

Tabla 28 Parámetros de resistencia del portal entrada túnel 11 izquierdo.

El valor de la cohesión utilizado es un valor mínimo para considerar la humedad entre discontinuidades (durante temporadas de lluvias). El ángulo de fricción se estimó considerando el hecho que el actual talud está estable sin sistema de anclajes. En consecuencia, un factor de seguridad mayor que la unidad es anticipado para todos los casos.

Caso de Intersección	Factor de seguridad
D2 and D3 (I ₂₃)	1.34
D2 and D5 (I ₂₅)	1.07
D3 and D5 (I ₃₅)	1.26

Tabla 29 Factores de seguridad para la caída de cuñas.

Caso de Intersección	Volumen de cuña	Anclajes de 250 kN Requeridos
D5	359 m ³	24
D1 and D5 (I ₁₅)	306 m ³	17
D2 and D5 (I ₂₅)	160 m ³	9
D3 and D5 (I ₃₅)	281 m ³	8
D4 and D5 (I ₄₅)	434 m ³	25

Tabla 30 Volumen de la cuña y fuerza necesaria para su estabilización.

Como el análisis se basa en la esfera de Schmidt, bloques de roca por encima del ecuador implícitamente no están considerados, aunque teóricamente es posible. La siguiente figura ilustra esta situación. Aunque la posibilidad de tener este tamaño de bloques es cuestionable.

- La inclinación de los pernos en roca debe ser de 5° (hacia arriba) con respecto a la horizontal.
- La excavación del túnel se divide en dos (2) etapas: sección superior y banca. Instalación en dirección radial de pernos en roca de longitud 6 m y capacidad 150 kN; en el frente de excavación también instalación de pernos, según se requiera, dependiendo de las condiciones del macizo que se encuentren.
- La longitud de excavación máxima para la sección superior y banca es de 1 m.
- Monitoreo permanente del comportamiento del talud durante la excavación por medio de inclinómetros.
- Monitoreo permanente de las convergencias durante el proceso de excavación subterránea

3.3.4.7 Construcción

Durante el proceso constructivo no se tuvo ningún problema durante la construcción del portal. A continuación, se muestra detalladamente a través de una secuencia de imágenes cual fue el avance de la construcción del portal entrada túnel 11 izquierdo.





Figura 72 Secuencia constructiva portal entrada túnel 11 izquierdo.

Justo cuando se finalizaba la etapa 4, justo antes de iniciar con la excavación a sección completa, el diseñador presenta un informe donde se informa que el portal en esas condiciones tiene un factor de seguridad muy cercano a la unidad y que no se puede construir.

Textualmente el diseñador expresa lo siguiente: *Hace cuatro semanas se entregó un diseño considerando las familias de discontinuidades suministradas por ECC. Con base en esa información, se propusieron dos (2) filas de anclajes activos (de longitud*

25 m y una longitud de 10 m inyectados) para garantizar la estabilidad del talud durante la excavación subterránea.

Sin embargo, un análisis numérico adicional (realizado en Linz, Austria) indica que estamos con un factor de seguridad muy cerca de la unidad ($FS = 1.0$), cuando se considera la generación de la cuña más desfavorable y, simultáneamente, una resistencia al corte (entre discontinuidades) bastante conservadora (aplicando adicionalmente los factores de seguridad recomendados por el Eurocódigo).

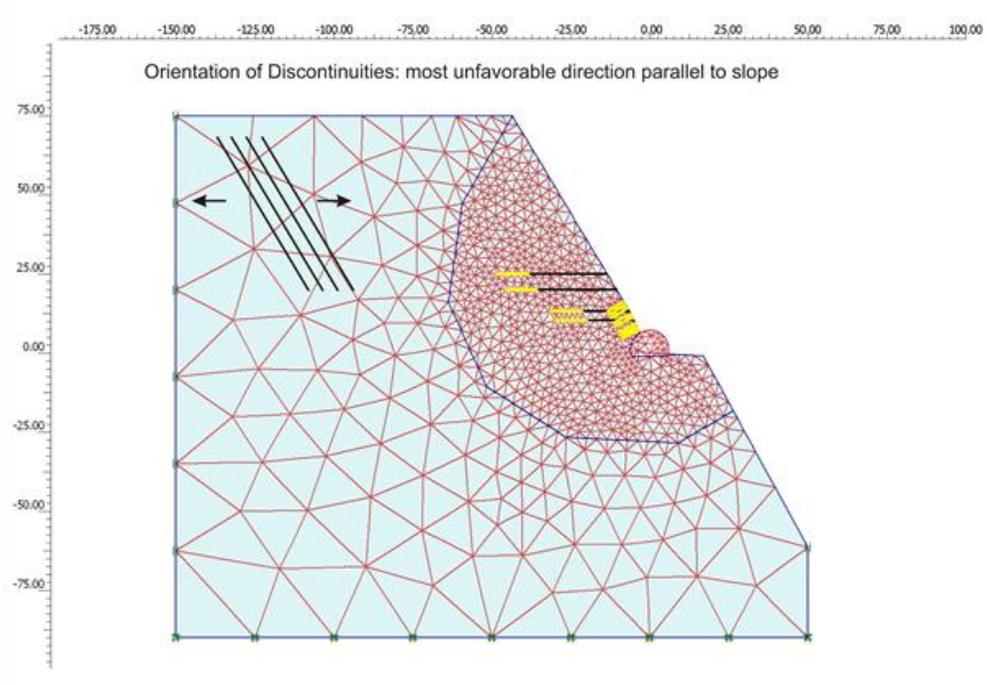


Figura 73 Modelo implantado para la revisión del factor de seguridad del portal entrada túnel

11.

En el análisis realizado demuestra la inestabilidad del sistema propuesto inicialmente consistente en dos filas de anclajes activos localizados a 3 y 6 m por encima de la clave del túnel, respectivamente; de 25 m de longitud y de capacidad 250 kN. El espaciamiento entre anclajes activos (en dirección longitudinal) debe ser de 3 m.

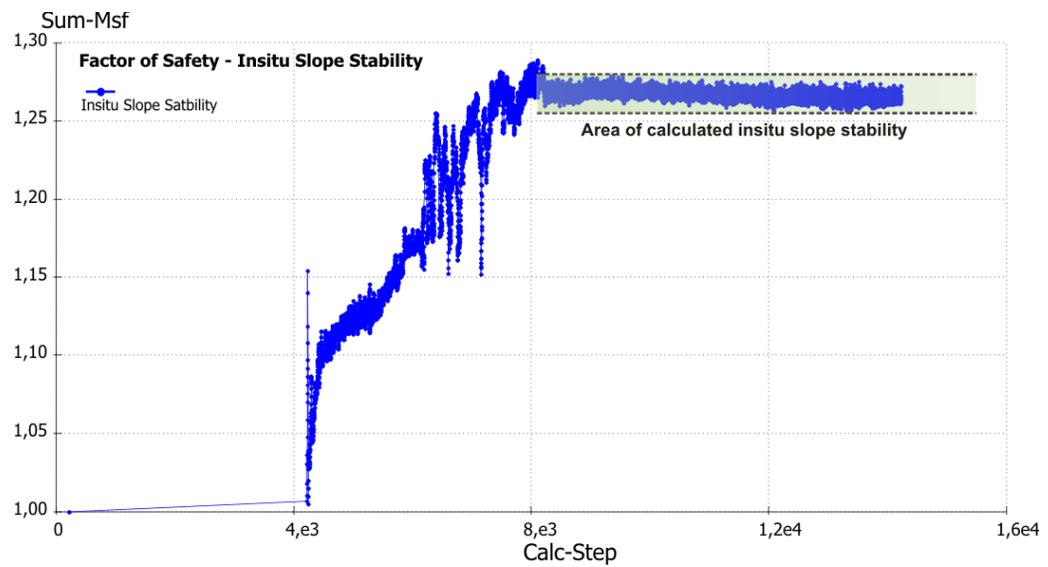
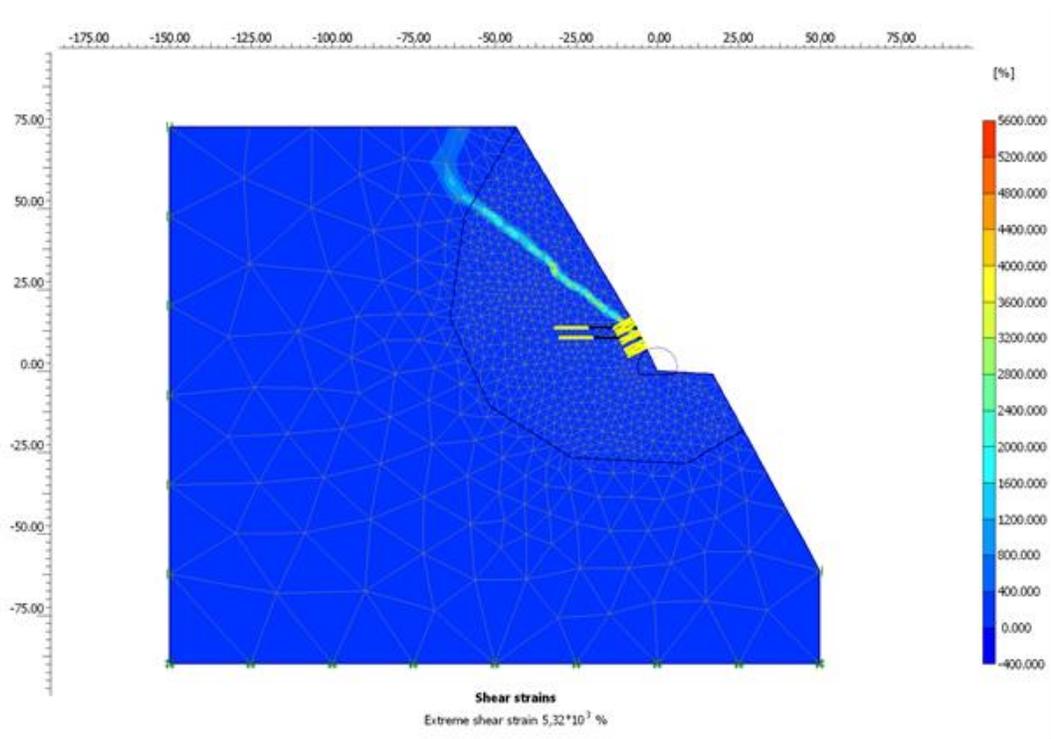


Figura 74 Análisis de estabilidad del portal en las condiciones inicialmente propuestas arrojan un FS=1.25.

Por lo anterior, se propone instalar dos filas de anclajes activos adicionales (tensionados a 350 kN y de 35 m de longitud).

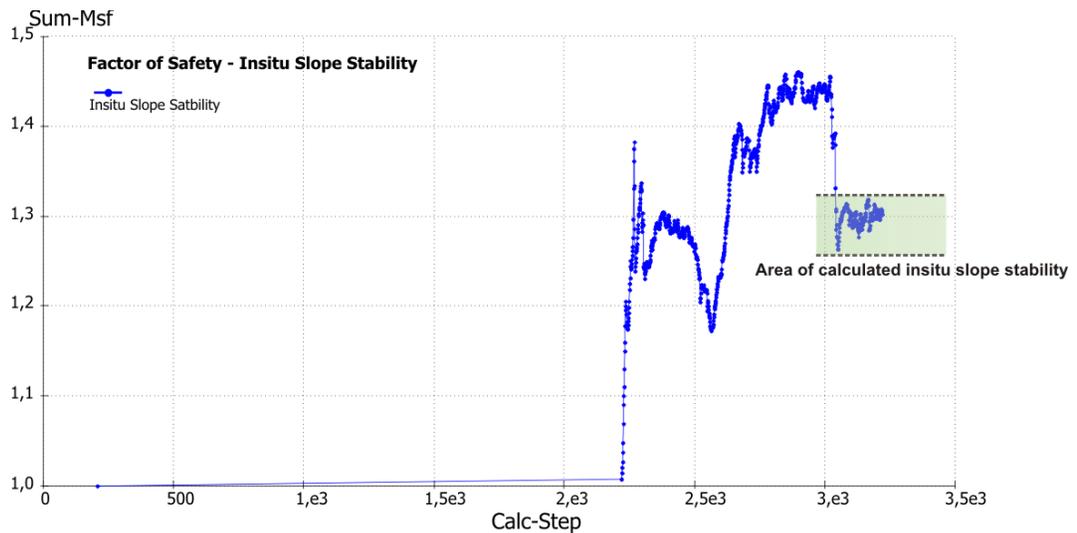
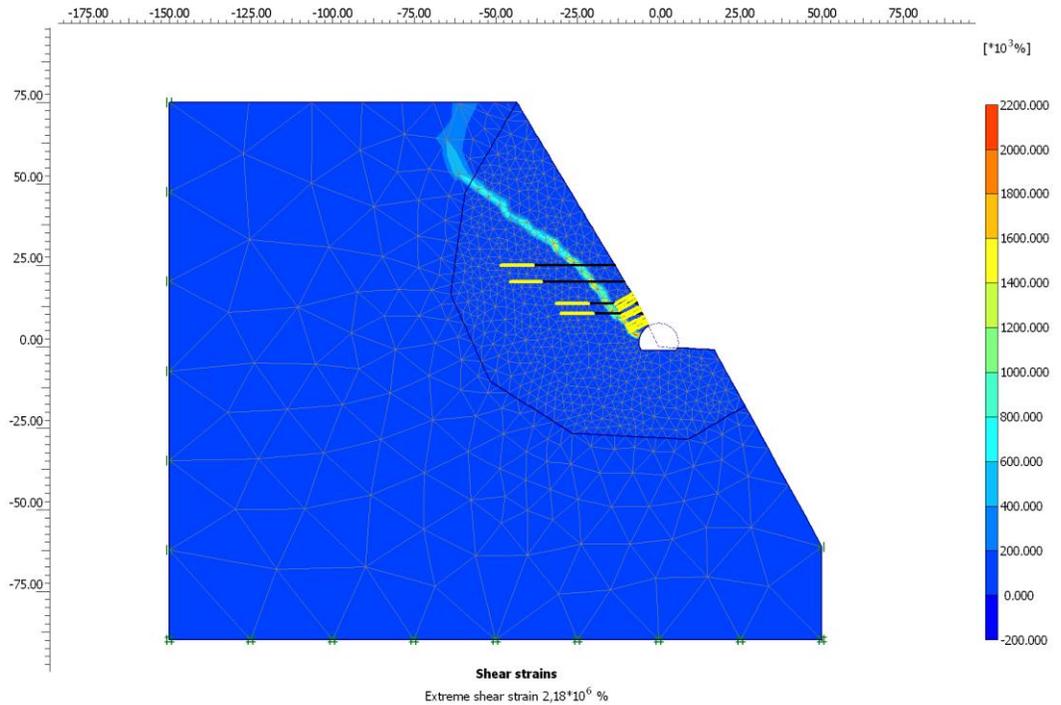


Figura 75 Análisis de estabilidad del portal con las nuevas recomendaciones arrojan un **FS=1.35.**

Con esta situación la empresa diseñadora decide comentar la eventualidad con el constructor, debido al buen comportamiento del portal durante la construcción, este último decide continuar con las etapas inicialmente previstas e incrementar el monitoreo para evitar incidentes. Finalmente, el portal se termina sin ninguna eventualidad.

3.3.5 Portal entrada túnel entrada y salida del túnel Kakia Skala

3.3.5.1 Localización

Son dos portales ubicados en Grecia, donde la alineación de la carretera corre casi paralela a un acantilado de la zona costera. El proyecto forma parte de un sistema de túneles nacional de autopista de tres carriles, a 50 km a las afueras de Atenas. La masa de roca se compone de rocas como calizas, conglomerados y brechas tectónizadas. Los portales del túnel se encuentran casi cerca de la carretera nacional existente, que conecta Atenas para Peloponeso.



Figura 76 Localización general de los túneles Kakia Skala (Koronakis, et al., 2002)

3.3.5.2 Tipología

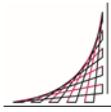


3.3.5.3 Geología

El terreno en el entorno del túnel AS1 se caracteriza por taludes moderadamente a abruptamente inclinados. Cerca de la salida del túnel, el portal se encuentra en un barranco, que va hasta una altura de aproximadamente 200 m. Rocas sueltas se observan en toda la zona circundante del túnel. La inclinación de los cortes abiertos en los portales esta entre 80 a 90° respecto a la horizontal. El macizo rocoso formado por calizas, conglomerados y cataclásticas.



Figura 77 Morfología extremadamente empinada en la zona de los túneles de Kakia Skala.



Debido a la importancia de garantizar la estabilidad de taludes en la zona de los portales del túnel y teniendo en cuenta el grado de incertidumbre sobre las condiciones geológicas y geotécnicas de la zona, así como las restricciones ambientales, se decidió limitar las excavaciones para la construcción de los portales a través de la aplicación de los métodos de diseño especiales. Que implican la construcción de estructuras de hormigón armado y la aplicación de las medidas de apoyo necesarias.

3.3.5.4 Diseño

Con el fin de diseñar y dimensionar las medidas de contención necesarias para la construcción del portal al este y al oeste del túnel, se hizo necesario realizar varios análisis. Se examinaron los mecanismos de falla posibles que podrían desarrollarse. Los análisis se realizaron mediante la simulación de la geometría de los cortes, así como las etapas de excavación y la aplicación de los anclajes pretensados. La estabilidad de los cortes abiertos que consisten en el suelo, con un mecanismo de falla circular se investigó mediante el uso del programa Larix-3S por CUBUS, que utiliza métodos Krey y Janbu. Se determinó el factor de seguridad más bajo de estabilidad del sistema de protección. Los análisis se llevaron a cabo en condiciones drenadas con y sin sismo. En condiciones drenadas los factores permitidos de seguridad son de 1,4 para la carga estructural, 1,3 para estabilidad estática y 1,0 para estabilidad con sismo. La estabilidad de los cortes se analizó para determinar fallas planares a través del uso de la ROCPLANE programa de Rocscience INC.

La longitud libre y de embebido de los pilotes y las fuerzas que actúan sobre los anclajes fueron útiles para determinar el refuerzo necesario de las pilas.

Los parámetros geotécnicos del material del talud que se utilizaron para el proceso de simulación son el peso específico $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$, la cohesión $C = 60 \text{ kPa}$ y ángulo de fricción $\phi = 35^\circ$.

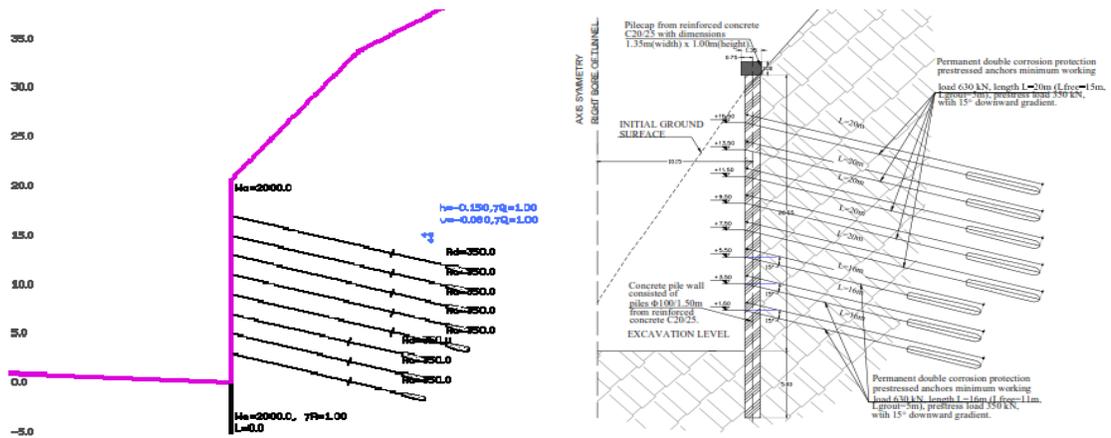


Figura 78 Sección de análisis de la estabilidad para el portal contra el mecanismo de fallo circular a través del uso del programa Larix-3S y la disposición de los anclajes.

Portal entrada o este:

Anclajes con 10° en gradiente descendente, de 12 m de longitud, trabajo de carga de 250 kN, en una cuadrícula escalonada de 1,5 x 1,5 m. Recolección y disposición de agua pluvial durante y después de la construcción de los portales, se logra a través de zanjas de drenaje construidas por encima de la cabeza de la pila con dimensiones 0.5 x 0.5 m y 1: 1° gradiente de los taludes laterales y una zanja de drenaje permanente construida en la parte superior de dimensión 1,5 x 1,25 m. En la zanja permanente una red de alambre que se retiene con postes de acero IPE100 a fin de proteger la zanja de posibles desprendimientos de rocas.

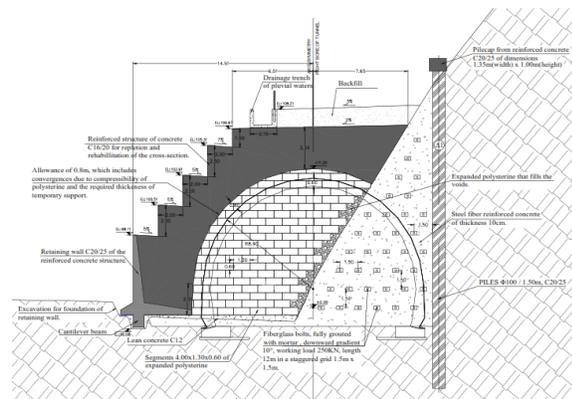


Figura 79 Soporte requerido para el portal entrada o este.

Portal salida u oeste:

- Anclajes de roca permanentes normal a la superficie de corte, de 6 m de longitud, 25 mm de diámetro y grado de acero S500, con una carga de 200 kN, en una cuadrícula escalonada 2 x 2 m.
- Hormigón proyectado con fibra de acero de 5 cm de espesor para los cortes laterales y 10 cm de la cara del portal.
- Agujeros de drenaje de 3" de diámetro, con 10° de gradiente ascendente, largo 8 m, en distancia axial 2 m, en el que un tubo de PVC semiperforado de 2" diámetro cubierto con geotextil.
- En todos los casos que la línea de agua se observe en la superficie de corte. Se debe colocar en el hormigón proyectado, agujeros de alivio de 2" de diámetro con 10° con gradiente ascendente, 0,5 m de longitud, en una disposición y densidad apropiada con un tubo de PVC semiperforado de 2" de diámetro.

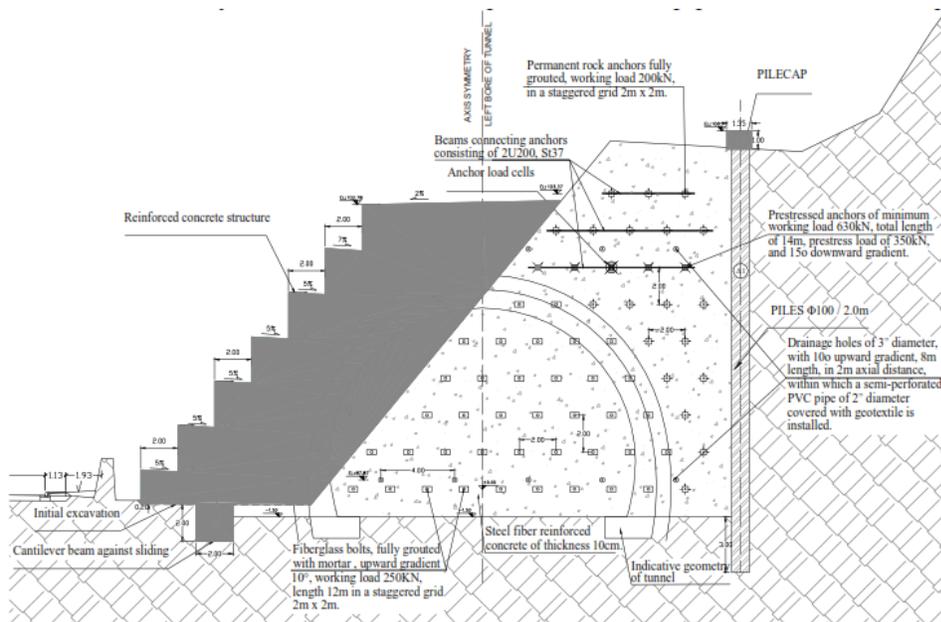


Figura 80 Soporte requerido para el portal salida u oeste.

3.3.5.5 Construcción

Portal entrada o este:

El hormigón que llenaría el área del túnel interno fue reemplazado por un poliestireno especial. Las principales ventajas de la utilización del poliestireno en lugar de hormigón, es lograr una reducción de costos de excavación subterránea y mayor velocidad de avance.

La construcción del muro de contención se emplea para reducir el ancho de la estructura de hormigón armado. Además, en el área de la construcción, se requiere la aplicación de micropilotes para el anclaje adicional de la estructura de hormigón armado a la masa de roca. Dos filas de micropilotes de 250 mm de diámetro y 6 m de longitud a una distancia axial de 1 m, se instalaron.



Figura 81 Construcción del portal entrada o este.

Portal salida u oeste:

Se construyó una estructura de hormigón armado, para el avance más rápido y seguro del túnel, así como para la reducción de la perturbación y la interferencia con los cortes abiertos circundantes. Por otra parte, la pared pilar de hormigón fue dise-

ñada para adaptarse a la modulación permanente del portal y para sostener los cantos rodados perturbados y los depósitos artificiales con el fin de minimizar la interferencia con los taludes inestables superiores.



Figura 82 Construcción del portal entrada o este.

3.3.6 Galería de proyectos de portales en diferentes condiciones de construcción

3.3.6.1 Túnel Guoliang (China)

El túnel se encuentra en las Montañas Taihang, en la provincia china de Henan. En 1972 un grupo de pobladores liderados por Shen Mingxin hizo planes para trazar un camino en la ladera de la montaña. Trece pobladores comenzaron el proyecto, pero algunos murieron durante la construcción. El túnel tiene 1,2 kilómetros de largo, 5 m de alto y 4 m de ancho.

El 1 de mayo de 1977, el túnel fue abierto al tráfico. El túnel básicamente en ciertos tramos no es ni túnel ni portal, es una especie de talud invertido.

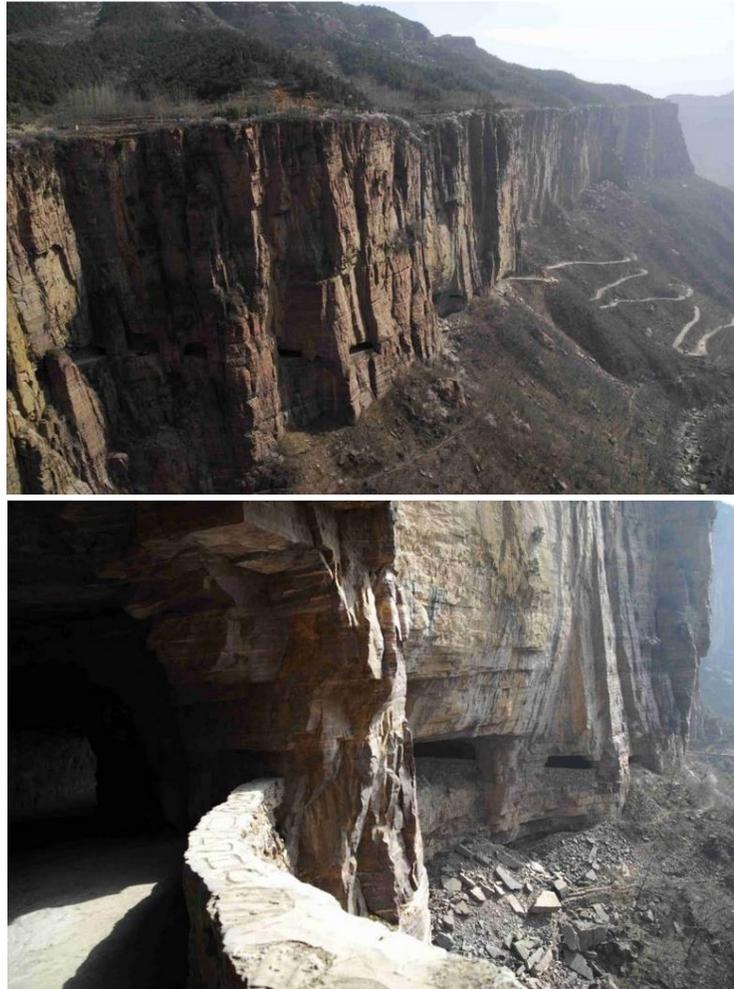


Figura 83 Túnel de Guoliang en China (Mundo de celeste, 2014)

3.3.6.2 Túnel La Estrella (Colombia) (Skyscrapercity, 2007)

En las estribaciones de la cordillera central, a 2.400 metros sobre el nivel del mar, se abre paso por las entrañas de la montaña, el túnel de La Estrella uno de los tres túneles de las obras anexas a la vía de acceso al túnel de la Línea.

El terreno encontrado en la zona está conformado por metadiabasas altamente meteorizadas, cubiertas por ceniza volcánica y depósito de ladera. El sector presenta fuertes pendientes, por esa razón luego de realizar los cortes para la construcción de la vía, se volvieron potencialmente inestables y se optó por el rediseño de la vía y

hacer tres túneles: La Estrella de 327 metros de longitud, Los Robles de 865 metros y Los Chorros de 564 metros. Para el caso del túnel de La Estrella, los ingenieros excavaron en cenizas volcánicas cohesivas de color café, sobre la que se encuentra una capa más delgada de cenizas volcánicas no cohesivas de color gris, con partículas de lapilli, con predominio de suelo arcilloso y roca completamente meteorizada de color pardo rojizo, que aún conserva estructuras y texturas del material parental.

Cuando se había finalizado la construcción de portal de entrada del túnel de La Estrella y se avanzaba en la excavación subterránea, el portal colapsó. A continuación, se describe el proceso:

Etapa 1: La aparición de grietas y la deformación de los arcos metálicos, el personal de obra inicia con el retiro de la maquinaria que se encontraba dentro del túnel.

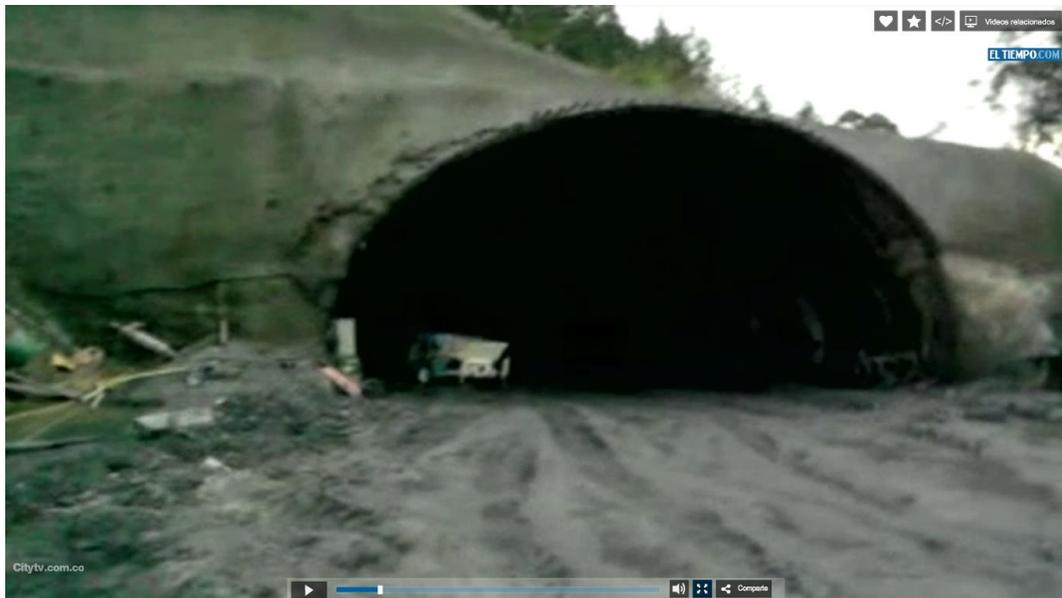


Figura 84 Etapa 1 Aparición de grietas

Etapa 2: Desprendimientos de concreto neumático y grandes deformaciones sobre los arcos metálicos, ruidos y crujidos del terreno alertan del inminente derrumbe del portal.



Figura 85 Etapa 2 Desprendimientos de concreto neumático y grandes deformaciones.

Etapa 3: Finalmente, el portal se va al suelo, junto con la totalidad del soporte instalado en el túnel y los taludes de la zona del portal.



Figura 86 Etapa 3 Colapso del portal.

3.3.6.3 Túnel Varal (México) (Highestbridges, 2013)

Las entradas del túnel pueden ser un punto problemático para la estabilidad de la roca, requiriendo el uso de anclajes. Estos anclajes de fricción y tensión sostienen vigas de concreto que detienen masas rocosas de baja calidad.

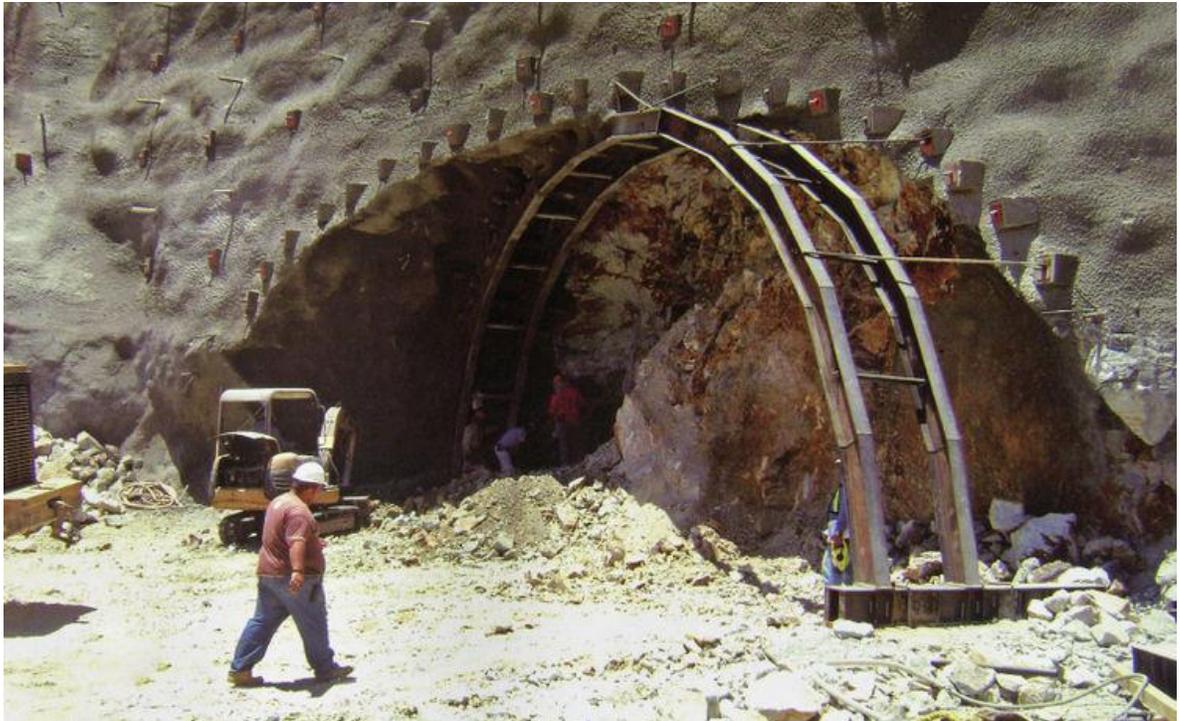


Figura 87 Construcción del empotramiento del túnel varal

Después de la finalización en la construcción del portal y cuando la excavación subterránea se encontraba bastante avanzada, el portal colapsó.



Figura 88 Secuencia de colapso del portal del túnel Varal (You Tube, 2010)

3.3.6.4 Túnel BRIXLEGG Ostportal (Austria) (Highestbridges, 2013)

El túnel de Brixlegg se encuentra ubicado en la población de Brixlegg, Tyrol al noroccidente de Austria, tiene una longitud de 4195 m, con una sección de excavación de 125 m² y su uso es para tránsito ferroviario. Se inició la excavación en el año 2004 y fue entregado en el año 2006, el portal oeste se encuentra en la tipología de portal sesgado o "C".



Figura 89 Condiciones iniciales para el portal del túnel Brixlegg.

Con los datos de discontinuidades medidos directamente en la cara de la roca en la cual se posará el portal, se procedió a realizar un análisis de caída de bloques en 3D con la configuración del portal, el programa 3DEC que simula la respuesta de los medios de interacción de las discontinuidades (como roca fracturada) que está sujeto a la carga ya sea estática o dinámica.

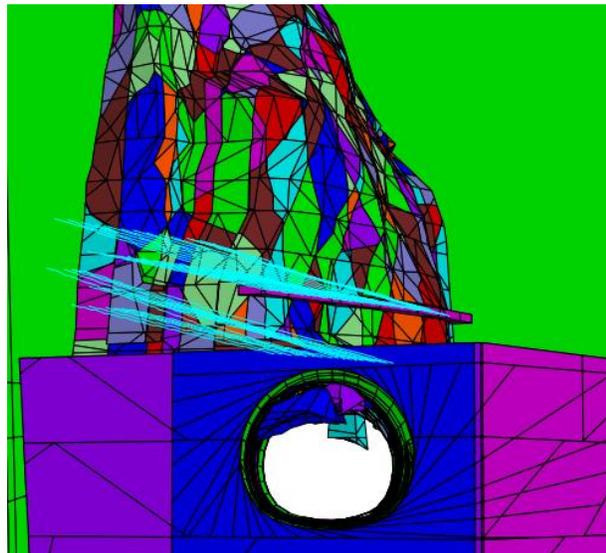
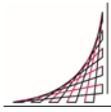


Figura 90 Análisis en el programa de diferencias finitas 3DEC de Itasca



Figura 91 Configuración final del portal Brixlegg.



4 ANÁLISIS NUMÉRICO EN TRES DIMENSIONES (3D)

Tradicionalmente la evaluación de la estabilidad de un talud está enmarcada en el cálculo del factor de seguridad. El cual en su definición corresponde comúnmente a la relación de la carga máxima que un material puede soportar al esfuerzo que se le ha aplicado. Esta forma habitual es adaptable a los métodos de cálculo de estado límite (En taludes Bishop, Spencer, Jambu, etc.). Pero no es la única forma de definir el factor de seguridad. En ocasiones este se define con respecto a la cohesión, y en otras situaciones se define con respecto a la fricción, y para el caso de los elementos finitos son la combinación de las anteriores definiciones, lo que genera el factor de seguridad. En Plaxis esta metodología viene incluida en su ventana de cálculo por lo que, para la presente investigación se utilizó como parámetro relevante para el desarrollo de la misma.

4.1 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Los análisis de equilibrio límite son usados en la valoración de la estabilidad de un talud. Sin embargo, este método de análisis no provee ninguna oportunidad de conocer la distribución de esfuerzos dentro de la masa de suelo. A continuación, se busca conceptualizar brevemente los fundamentos principales del método de los elementos finitos, y su aplicación en la geotecnia. Especialmente en el estudio del comportamiento de los taludes y túneles, se tratarán los conceptos y procedimientos básicos que el método de los elementos finitos emplea en el análisis de problemas relacionados con el suelo y algunas estructuras geotécnicas.

4.1.1 Historia del uso de los elementos finitos en la ingeniería civil.

El método de los elementos finitos, como formulación matemática, es relativamente nuevo; aunque su estructura básica es conocida desde hace bastante tiempo, en los últimos años ha sufrido un gran desarrollo debido a los avances informáticos.

El método de los elementos finitos (MEF) ha adquirido una gran importancia en la solución de problemas ingenieriles, físicos, etc., ya que permite resolver problemas que hasta hace poco tiempo eran prácticamente imposibles de resolver por métodos

matemáticos tradicionales. Esta circunstancia obligó por mucho tiempo a realizar prototipos, ensayarlos e ir realizando mejoras de forma iterativa, lo que traía consigo un elevado costo tanto económico como en tiempo para su desarrollo.

El MEF permite realizar un modelo matemático de cálculo del sistema real, más fácil y económico que modificar un prototipo. Sin embargo, no deja de ser una técnica aproximada de cálculo debido a las hipótesis básicas del método. Los prototipos, deben seguirse usando, aunque ya no como varios modelos iterativos si no para comprobación del modelo de elementos finitos.

4.1.2 Campo esfuerzo deformación para el método de elementos finitos

Las ecuaciones básicas se expresan como la deformación estática de una masa de suelo, y son formuladas dentro del marco de la mecánica del medio continuo. Se asume una simplificación por cuanto las deformaciones consideradas por estas fórmulas son pequeñas.

Ecuación de equilibrio estático:

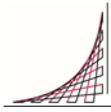
$$L^T \sigma + P = 0 \quad \{ 29 \}$$

Esta ecuación relaciona las derivadas espaciales de las seis componentes del esfuerzo, ensambladas en el vector σ (Esfuerzo), con las tres componentes de las fuerzas del vector P , L^T es la transpuesta del operador diferencial:

$$L^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad \{ 30 \}$$

$$\varepsilon = L \cdot u \quad \{ 31 \}$$

En donde:



ε =Vector que contiene las seis componentes de deformación.

u =Vector que contiene las derivadas de las tres componentes de desplazamiento.

L =Operador diferencial.

La ecuación básica con la ley constitutiva que representa el material que se convierte en:

$$\sigma = M \cdot \varepsilon \quad \{ 32 \}$$

La combinación de las ecuaciones { 29 }, { 31 } y { 32 } lleva a una ecuación diferencial parcial de segundo orden en los desplazamientos u . Sin embargo, en lugar de una combinación directa, la ecuación de equilibrio es formulada en su forma débil, de acuerdo con el principio variacional de Galerkin.

$$\int \delta u^T (L^T \sigma + P) dV = 0 \quad \{ 33 \}$$

Aplicando el teorema de Green para integrar parcialmente el primer término.

$$\int \delta u^T \sigma dV = \int \delta u^T P dV + \oint \delta u^T t dS \quad \{ 34 \}$$

La anterior ecuación introduce una integral de borde y se conoce como la ecuación del trabajo virtual.

El desarrollo del estado de esfuerzo σ puede ser considerado como incremental.

$$\sigma' = \sigma^{i+1} + \Delta\sigma \Rightarrow \Delta\sigma = \int \sigma dt \quad \{ 35 \}$$

El valor de σ' es desconocido y corresponde al valor del esfuerzo actual y σ^{i-1} es el estado de esfuerzo anterior, el que es conocido.

Si tomamos el estado actual i .

$$\int \delta \varepsilon^T \Delta \sigma dV = \int \delta u^T P' dV + \oint \delta u^T t' dS - \int \delta \varepsilon^T \sigma^{i-1} dV \quad \{ 36 \}$$

Cada ecuación es función de la posición en el espacio tridimensional.

4.2 DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA PLAXIS

PLAXIS es un paquete de elementos finitos destinado a los análisis de deformación y estabilidad en dos y tres dimensiones. Está equipado con características para hacer frente a los diversos aspectos de las estructuras geotécnicas y procesos constructivos.

Con PLAXIS la geometría del modelo puede ser fácilmente definida en cada uno de los módulos de estructuras y suelos. El modo de construcción por etapas permite la simulación de procesos de construcción y de excavación por activación y desactivación de agrupaciones elementos de suelo y objetos estructurales. El núcleo (Kernel) de cálculo permite una simulación realista no lineal, un comportamiento dependiente del tiempo y la consideración de la anisotropía de los suelos y/o roca.

Las aplicaciones PLAXIS típicas incluyen: evaluación de los desplazamientos en taludes y durante la construcción de túneles, el análisis de la consolidación de cimentaciones, los desplazamientos del suelo alrededor de un pozo de excavación, estabilidad de la presa para diferentes niveles de agua (Llenado, y desembalse).

4.2.1 Uso de signos para esfuerzos en Plaxis

La generación de un modelo de elementos finitos en dos o tres dimensiones en PLAXIS está basada en un modelo geométrico.

Para Plaxis 3D el modelo de deformación plana se validó en el plano XY en el eje Z la deformación siempre es nula.

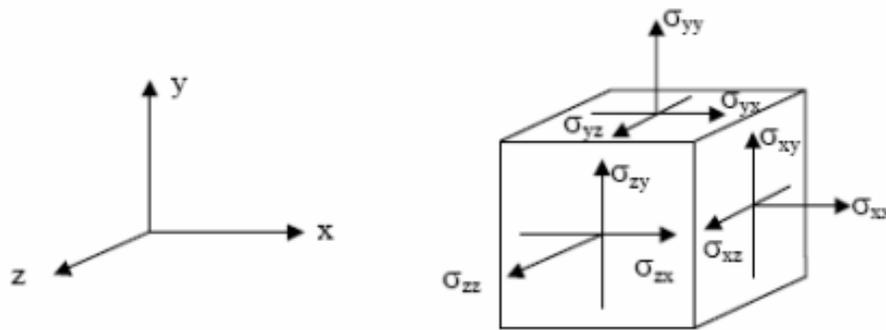


Figura 92 Sistema de coordenadas utilizado en Plaxis.

4.2.2 Interfaz de Plaxis

Este programa contiene todos los módulos necesarios para crear y modificar un modelo geométrico, así como para generar la correspondiente malla de elementos finitos y las condiciones de contorno.

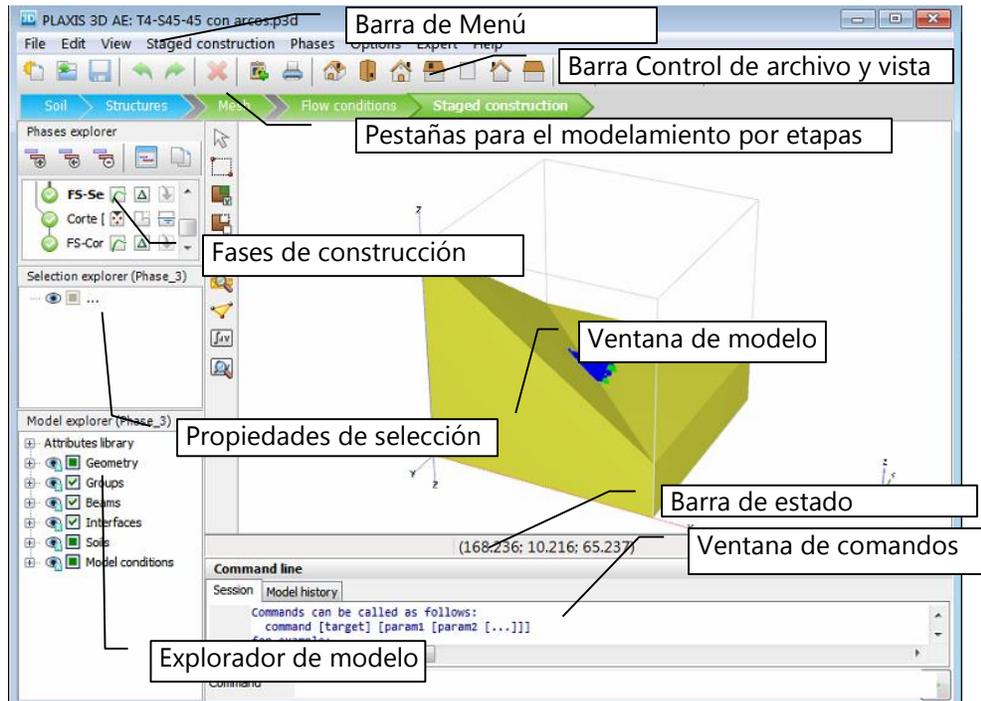


Figura 93 Interfaz de entrada del programa Plaxis

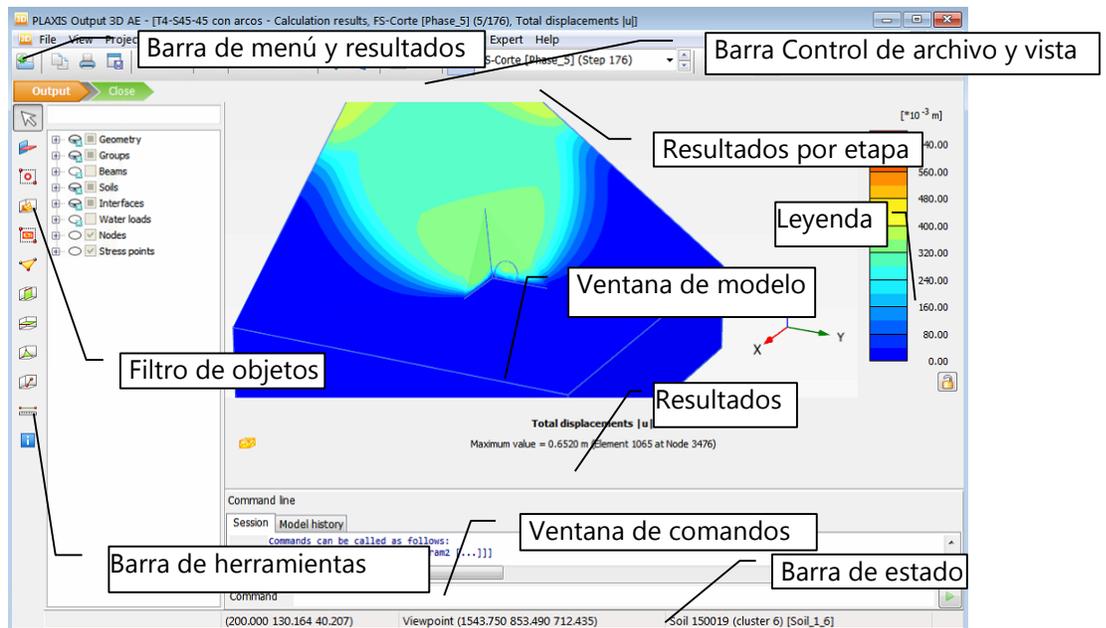


Figura 94 Interfaz de salida del programa Plaxis

4.2.3 Mallado en Plaxis

En Plaxis solo se pueden generar mallas triangulares, compuestas por elementos triangulares de 6 nodos o de 15 nodos. Sin embargo, es típico usar triángulos de 15 nodos.

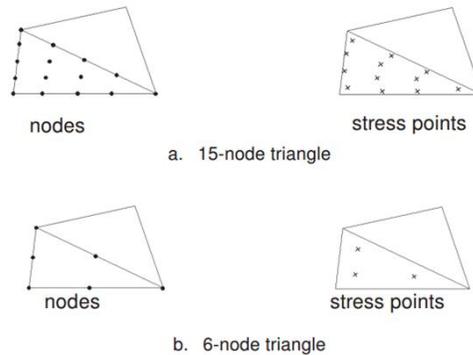


Figura 95 Nodos en una malla de elementos finitos de Plaxis 2D (Plaxis, 2015)

El triángulo de 15 nodos proporciona una interpolación de cuarto orden para los desplazamientos y la integración numérica implica doce puntos de Gauss. En el caso del triángulo de 6 nodos, el orden de interpolación es de dos y la integración numérica implica tres puntos de Gauss.

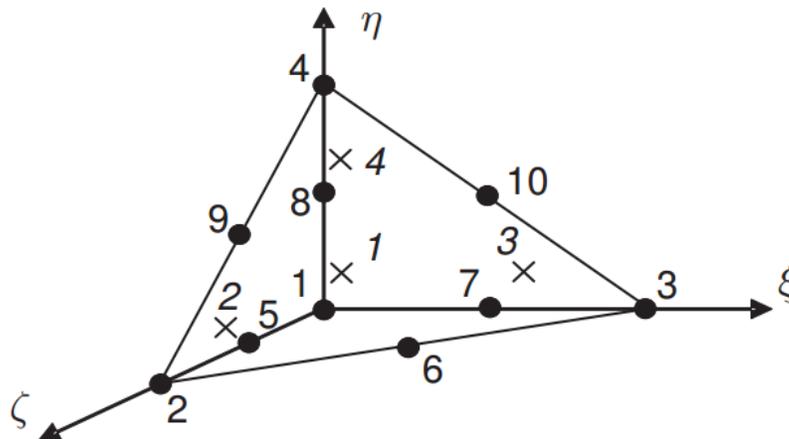


Figura 96 Nodos en una malla de elementos finitos de Plaxis 3D (Plaxis, 2015)

4.2.4 Condiciones de contorno

La fijación corresponde a la disposición de un desplazamiento igual a 0. Este tipo de condición puede ser aplicada a planos, líneas y puntos geométricos.

En Plaxis 2D las fijaciones pueden ser seleccionadas en el submenú cargas. En el modelo geométrico se puede hacer la distinción entre fijaciones horizontales y fijaciones verticales, en Plaxis 3D se pueden imponer fijaciones en cualquiera de los 3 ejes.

4.2.5 Clases de análisis contemplados en Plaxis para las modelaciones

4.2.5.1 Generación de esfuerzos iniciales. (Plaxis, 2015)

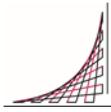
Las tensiones iniciales en un cuerpo de suelo son influenciadas por el peso del material y la historia de su formación. Este estado de esfuerzo se caracteriza generalmente por una tensión efectiva vertical inicial (σ'_{vo}). La tensión efectiva inicial horizontal (σ'_{ho}), y está relacionada con la tensión efectiva vertical inicial por el coeficiente de presión lateral de la tierra K_0 .

$$\sigma_{ho} = K_0 * \sigma_{vo} \quad \{ 37 \}$$

En PLAXIS, las tensiones iniciales se pueden generar utilizando el procedimiento **K₀** o mediante el uso de **carga de la gravedad**.

- a) Procedimiento por el uso de K_0 para determinar las tensiones iniciales

El procedimiento K_0 es un método especial de cálculo disponible en Plaxis para definir las tensiones iniciales para el modelo. Teniendo en cuenta la historia de carga del suelo. Generando tensiones verticales que están en equilibrio con el peso propio del suelo. Sin embargo, los esfuerzos horizontales se calculan a partir del valor especificado de K_0 . Incluso si se elige el valor de K de tal manera que la plasticidad no se produzca, el procedimiento K_0 no asegura que el modelo este en equilibrio. Este



solo se obtiene en una superficie horizontal. Por ende, el procedimiento K0 no es recomendable cuando se trata de superficies no horizontales. En consecuencia, este método de cálculo de esfuerzos iniciales no se tiene en cuenta en el desarrollo de la presente tesis.

b) Carga de gravedad para determinar las tensiones iniciales

Inicialmente se calcula el esfuerzo vertical (σ_v), por medio del peso propio y la altura de cada elemento finito, este proceso se inicia desde la parte superior hasta la base del modelo.

Para el esfuerzo horizontal, se debe verificar qué modelo constitutivo que se va a usar. En este caso, cuando se utiliza un modelo de suelo perfectamente plástico elástico, como lo es el modelo de Mohr-Coulomb, la relación de esfuerzo efectivo horizontal sobre el esfuerzo vertical, es K_0 , el cual depende en gran medida de los valores asumidos de la relación de Poisson.

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad \{ 38 \}$$

Se calcula los esfuerzos horizontales con el producto de los valores de esfuerzo vertical y el valor de K_0 , dependiente del tipo de material.

4.2.5.2 Cálculo plástico. (Plaxis, 2015)

Un cálculo plástico se utiliza para llevar a cabo un análisis de deformación elástica-plástica en la que no es necesario tomar el cambio de la presión de poros con respecto al tiempo (No es un cálculo de consolidación). El cálculo se realiza de acuerdo con la teoría de deformaciones pequeñas. La matriz de rigidez en un cálculo plástico normal, se basa en la geometría original no deformada.

La carga en el cálculo plástico puede ser definida con los estados de esfuerzo, peso, resistencia o rigidez de los elementos. Por medio de la construcción por etapas que

permite que en Plaxis, se pueda activar o desactivar los elementos contemplados en la modelación (suelo, elementos de soporte, etc.)

Estos cambios en la geometría por la activación y desactivación de elementos generan una redistribución de los esfuerzos y de la presión de poros.

4.2.5.3 Cálculo del factor de seguridad por el método de reducción de C/ϕ . (Plaxis, 2015)

El cálculo de seguridad es una opción disponible en PLAXIS para calcular los factores de seguridad globales, el cual es habitualmente usado para evaluar la estabilidad.

El cálculo del factor de seguridad aborda los parámetros de resistencia (ángulo de fricción y a la cohesión) del suelo. Estos parámetros de resistencia se reducen sucesivamente hasta que se produzca el fallo de la estructura. Para cada reducción se realiza un cálculo plástico (ver apartado 4.2.5.2). Para verificar que el factor de seguridad es el que produjo la falla completa del modelo, se debe comprobar que exista uno o más planos de falla que estén desarrollados completamente. Un desarrollo parcial del plano de falla indica un falso factor de seguridad.

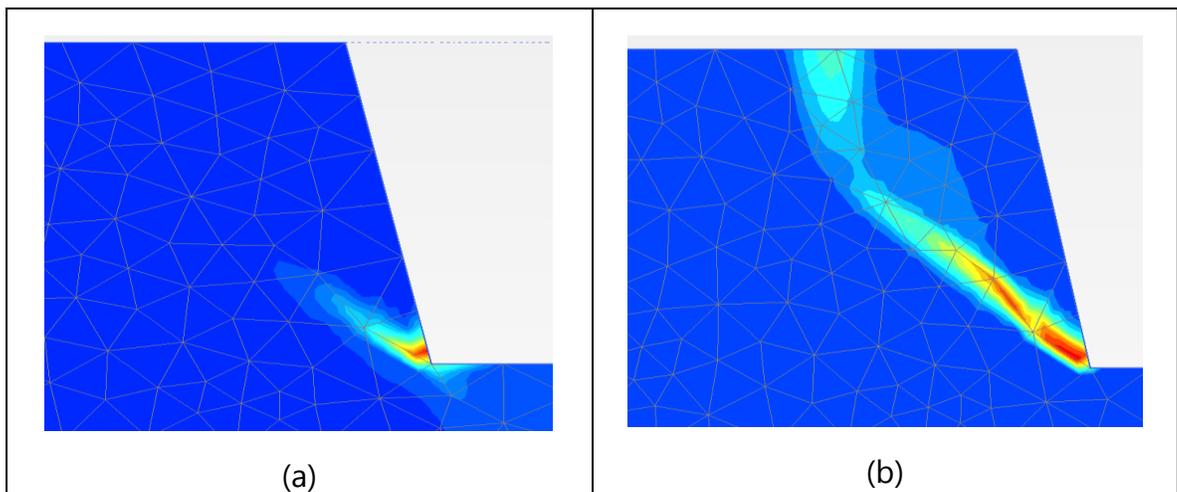


Tabla 31 Desarrollo del plano de falla para el cálculo de factor de seguridad (a) Falla parcialmente desarrollada, (b) falla completamente desarrollada y definida.

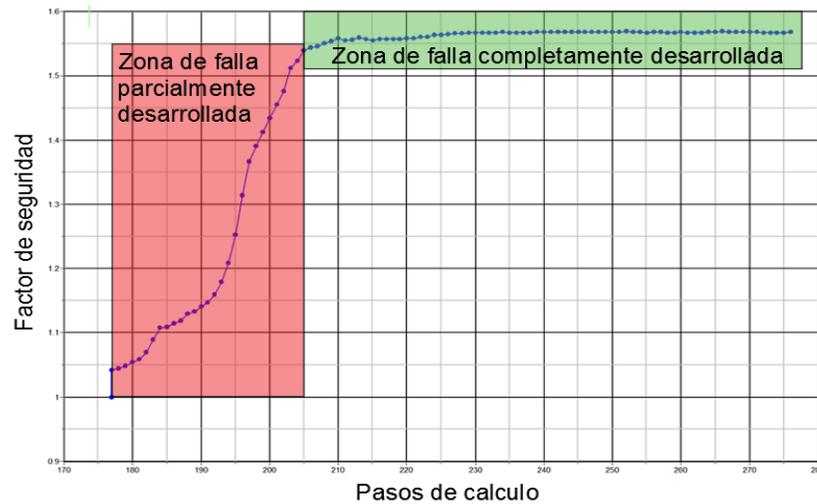


Figura 97 Gráfica del proceso de cálculo del factor de seguridad (Zona Roja) falla parcialmente desarrollada, (Zona Verde) falla completamente desarrollada y definida.

El factor de seguridad en Plaxis es ΣMsf y se utiliza para definir el valor de los parámetros de resistencia del suelo a una etapa determinada en el análisis:

$$\Sigma Msf = \frac{\text{Tan}(\phi_{\text{Ingresado}})}{\text{Tan}(\phi_{\text{Reducido}})} = \frac{C_{\text{Ingresada}}}{C_{\text{Reducida}}} = \frac{\text{Resistencia al corte}_{\text{Ingresada}}}{\text{Resistencia al corte}_{\text{Reducida}}} \quad \{ 39 \}$$

En esta ecuación, los parámetros de resistencia con el subíndice "Ingresado(a)" se refieren a las propiedades dadas a los materiales y los parámetros con el subíndice "reducido(a)". Se refieren a los valores reducidos durante el proceso iterativo. El factor de seguridad en Plaxis se asume en 1,0 en el inicio de un cálculo para establecer todas las resistencias de los materiales a sus valores de entrada.

Establecido inicialmente el valor del factor de seguridad, el incremento predeterminado es de 0,1, que generalmente es un buen valor de partida. Los parámetros de resistencia se reducen automáticamente y sucesivamente hasta que se hayan realizado todos los pasos (Predeterminadamente son 100 pasos para la reducción de los parámetros, pero si no se consigue que se desarrolle un plano de falla completo, se pueden elevar a 1000 pasos de reducción). Siempre se debe comprobar si en último

paso se ha dado lugar a un mecanismo de falla completamente desarrollado (ver Tabla 31). Si este es el caso, el factor de seguridad viene dado por:

$$\text{Factor de seguridad FS} = \frac{\text{Resistencia disponible}}{\text{Esfuerzo de falla}} = \text{Valor de } \Sigma Msf \quad \{ 40 \}$$

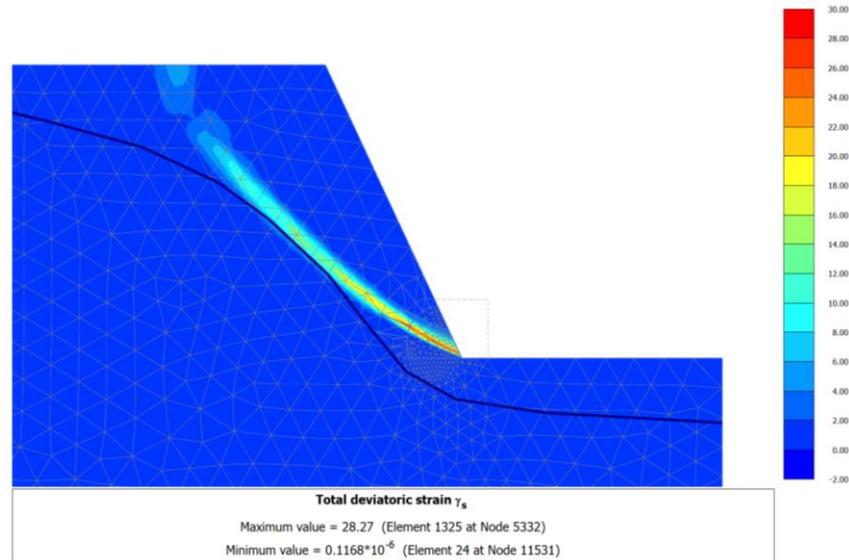


Figura 98 Ejemplo de un cálculo de factor de seguridad de Plaxis.

4.2.6 Modelos constitutivos utilizados en Plaxis

4.2.6.1.1 Modelo lineal elástico

Este modelo representa la ley de Hooke de elasticidad lineal isótropa. El modelo incluye dos parámetros de rigidez elástica, el módulo de Young, E , y el coeficiente de Poisson, ν .

4.2.6.1.2 Modelo de Mohr Coulomb (Este fue el modelo constitutivo en el desarrollo de la presente tesis)

El modelo incluye cinco parámetros: el módulo de Young, E , el coeficiente de Poisson, ν , la cohesión, c , el ángulo de fricción, ϕ , y el ángulo de dilatancia, ψ .

4.2.6.1.3 Joint rock (Roca fracturada)

Se trata de un modelo elástico-plástico anisótropo en el que la falla se da por acción de las tensiones tangenciales. Solo puede producirse en un número limitado de direcciones de deslizamiento. Este modelo puede ser utilizado para simular el comportamiento de rocas estratificadas o fracturadas.

4.3 METODOLOGÍA UTILIZADA PARA LA MODELACIÓN 3D

Para la modelación de los portales sesgados se necesita inicialmente definir los parámetros base de los materiales del terreno y del soporte del túnel los cuales se definen con las recomendaciones de parámetros definidas bajo la clasificación geomecánica de Bieniawski (Bieniawski, Z.T, 1989)

4.3.1 Propiedades de los diferentes terrenos utilizados en las modelaciones 2D

VALOR DE RMR	<20	21-40	41-60	61-80	81-100
CLASE	V	IV	III	II	I
DESCRIPCIÓN	Muy Malo	Malo	Regular	Bueno	Muy Bueno

Tabla 32 Clasificación según el valor de RMR(Fuente (Ramírez & Alejano, 2004) Pagina 153)

Al correlacionar los valores obtenidos por RMR a Morh – Coulomb se tiene lo siguiente:

CLASE	I	II	III	IV	V
AUTO-SOSTENIMIENTO	20 años para 15 años	1 año para 10 m	1 semana para 5 m	10 horas para 2.5 m	30 minutos para 1 m
COHESIÓN (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	<100
ANGULO (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

Tabla 33 Correlación entre la clasificación RMR y los valores de Morh Coulomb(Fuente (Ramírez & Alejano, 2004) Pagina 153)

Parámetros elásticos para cada tipo de terreno según RMR.

Las fórmulas de los módulos de elasticidad son las de Bieniawsky (1978) para valores de RMR mayores a 50 y Serafim y Pereira (1983) para valores de RMR menores a 50:

$$E_M(\text{GPa}) = 2 * RMR - 100 \quad \{ 41 \}$$

$$E_M(\text{GPa}) = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad \{ 42 \}$$

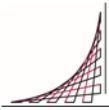
CLASE	RMR	RMR Promedio	E_M [GPa] Bieniawsky	E_M [GPa] Serafim y Pereira	E_M [GPa]
I	81-100	90.5	81		81.000
II	61-80	70.5	41		41.000
III	41-60	50.5	1	10.292	5.646
IV	21-40	30.5		3.255	3.255
V	1-20	10.5		1.029	1.029

Tabla 34 Módulo de elasticidad según el valor de RMR

A continuación, se presenta un resumen de los parámetros adoptados para las modelaciones geotécnicas en dos dimensiones y en tres dimensiones:

Clase I

Descripción	Símbolo	Valor
Angulo de Fricción	ϕ	45.0°
Cohesión	C	400KPa
Peso específico	γ	26kN/m ³
Módulo de Young	Em	81 GPa



Descripción	Símbolo	Valor
Coefficiente de Poisson	ν	0.3

Tabla 35 Parámetros de resistencia para el terreno clase I

Clase II

Descripción	Símbolo	Valor
Angulo de Fricción	φ	40.0°
Cohesión	C	350KPa
Peso específico	γ	26kN/m ³
Módulo de Young	Em	41 GPa
Coefficiente de Poisson	ν	0.3

Tabla 36 Parámetros de resistencia para el terreno clase II

Clase III

Descripción	Símbolo	Valor
Angulo de Fricción	φ	30.0°
Cohesión	C	250KPa
Peso específico	γ	26kN/m ³
Módulo de Young	Em	5.646 GPa
Coefficiente de Poisson	ν	0.3

Tabla 37 Parámetros de resistencia para el terreno clase III

Clase IV

Descripción	Símbolo	Valor
Angulo de Fricción	φ	20.0°
Cohesión	C	150KPa
Peso específico	γ	26kN/m ³
Módulo de Young	Em	3.255 GPa
Coefficiente de Poisson	ν	0.3

Tabla 38 Parámetros de resistencia para el terreno clase IV

Clase V

Descripción	Símbolo	Valor
Angulo de Fricción	φ	15.0°
Cohesión	C	100 KPa
Peso específico	γ	26kN/m ³
Módulo de Young	Em	1.029 GPa
Coefficiente de Poisson	ν	0.3

Tabla 39 Parámetros de resistencia para el terreno clase V

4.3.2 Características de los soportes iniciales utilizadas en las modelaciones

A continuación, se describen los soportes utilizados en las modelaciones:

Calidad	Excavación	Pernos $\phi = 25 \text{ mm}$	Concreto Neumático	Arcos Metálicos
Muy Buena	Sección completa, 3m de avance	No se requiere soporte		
Buena	Sección completa, de 1 - 1.5 m de avance.	Localmente, pernos en la corona de 3 m de longitud, espaciados 2.5m	50 mm en la corona y donde se requiera.	No se recomienda
Regular	Bóveda y Banca, de 1.5 a 3 m de avance en Bóveda	Pernos sistemáticos de 4m de longitud, espaciados 1.5 a 2m en la corona y los hastiales, con malla electrosoldada.	50 a 100 mm en la corona y 30 mm en los hastiales	No se recomienda
Mala	Bóveda y Banca, de 1 a 1.5 m de avance en Bóveda	Pernos sistemáticos de 4 a 5 m de longitud, espaciados 1 a 1.5 m en la corona y los hastiales, con malla electrosoldada.	100 a 150 mm en la corona y 100 mm en los hastiales	Arcos livianos a medios espaciados 1.5 m donde se requiera.
Muy Mala	Múltiples de secuencias, de 0.5 a 1.5 m de avance en Bóveda	Pernos sistemáticos de 4 a 6 m de longitud, espaciados 1 a 1.5 m en la corona y los hastiales, con malla electrosoldada. Pernos en la solera	150 a 200 mm en la corona, 150 mm en los hastiales y 50 mm en el frente del túnel	Arcos medios a pesados espaciados 1.5 m donde se requiera. Enfilajes y arcos de solera para el cierre.

Tabla 40 Guía para la excavación y soporte para un avance de 10 m en túneles de acuerdo con el valor de RMR (Bieniawsky (Bieniawski, Z.T, 1989) 1989) (Traducción propia)

Bajo las recomendaciones contenidas en la Tabla 40 y de acuerdo con la experiencia adquirida en los proyectos de túneles en el país, se consideran los siguientes elementos para el soporte del túnel en los modelos.

Para el terreno Clase I:

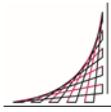
Avance: Avances a sección completa de máximo 3m.

Soporte: No se utiliza ningún tipo de soporte

Para el terreno Clase II:

Avance: Avances a sección completa de 1.5 m.

Soporte: Se utiliza el siguiente soporte



Para el concreto lanzado, las propiedades mecánicas del material son:

- Espesor $[e] = 5 \text{ cm}$
- Módulo de Young $[E] = 14,000 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de Poisson $[\nu] = 0.20$;
- Resistencia a la compresión $[f'c] = 26 \text{ MPa}$; y
- Resistencia a la tensión $[ft] = 3 \text{ MPa}$

Para el terreno Clase III:

Avance: Avances a sección superior de 3 m. y avance de 3 en banca; entre los dos frentes de avance debe haber máximo 10 m de separación.

Soporte: Se utiliza el siguiente soporte:

Para el concreto lanzado, las propiedades mecánicas del material son:

- Espesor $[e] = 10 \text{ cm}$
- Módulo de Young $[E] = 14,000 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de Poisson $[\nu] = 0.20$;
- Resistencia a la compresión $[f'c] = 26 \text{ MPa}$; y
- Resistencia a la tensión $[ft] = 3 \text{ MPa}$

Para los pernos, las propiedades mecánicas del material son:

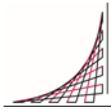
- Espaciamiento $[s] = 1.5 \text{ m}$;
- Longitud $[L] = 4 \text{ m}$;
- Límite de Fluencia $[fy] = 420 \text{ MPa}$;
- Módulo de elasticidad $[fy] = 200,000 \text{ MPa}$;
- Resistencia ultima a la tensión $[Pult] = 212 \text{ kN}$.

Para el terreno Clase IV:

Avance: Avances a sección superior de 1.5 m. y avance de 1.5 en banca; entre los dos frentes de avance debe haber máximo 10 m de separación.

Soporte: Se utiliza el siguiente soporte:

Para el concreto lanzado, las propiedades mecánicas del material son:



- Espesor $[e] = 15 \text{ cm}$
- Módulo de Young $[E] = 14,000 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de Poisson $[\nu] = 0.20$;
- Resistencia a la compresión $[f'c] = 26 \text{ MPa}$; y
- Resistencia a la tensión $[ft] = 3 \text{ MPa}$

Para los pernos, las propiedades mecánicas del material son:

- Espaciamiento $[s] = 1.5 \text{ m}$;
- Longitud $[L] = 5 \text{ m}$;
- Límite de Fluencia $[fy] = 420 \text{ MPa}$;
- Módulo de elasticidad $[E] = 200,000 \text{ MPa}$;
- Resistencia última a la tensión $[Pult] = 212 \text{ kN}$.

Para los arcos metálicos HEB 100, las siguientes condiciones son asumidas:

- Espaciamiento entre arcos $[s] = 1.5 \text{ m}$;
- Resistencia a la compresión $[\sigma_c] = 150 \text{ MPa}^1$;
- Resistencia a la tensión $[\sigma_t] = 250 \text{ MPa}^2$;
- Módulo de Young $E = 200,000 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de Poisson $[\nu] = 0.26$;
- Momento de inercia $[I_x] = 4.495 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$;
- Ancho de sección $[D] = 100 \text{ mm}$;
- Área de sección $[A] = 2604 \text{ mm}^2$ y
- Peso del elemento $[W] = 20.4 \text{ Kg/m}$.

Para el terreno Clase V, se propone el siguiente soporte según el valor de RMR (Bieniawsky 1989) ver Tabla 40

Avance: Avances a sección superior de 1.0 m. y avance de 1.0 en banca; entre los dos frentes de avance debe haber máximo 10 m de separación.

Soporte: Se utiliza el siguiente soporte

¹ MatWeb A36 steel bar". MatWeb. Retrieved 21 January 2012.

² MatWeb A36 steel bar". MatWeb. Retrieved 21 January 2012.

Para el concreto lanzado, las propiedades mecánicas del material son:

- Espesor [e] = 20 cm
- Módulo de Young [E] = 14,000 MPa;
- Coeficiente de Poisson [ν] = 0.20;
- Resistencia a la compresión [f'_c] = 26 MPa; y
- Resistencia a la tensión [ft] = 3 MPa

Para los pernos, las propiedades mecánicas del material son:

- Espaciamiento [s] = 1.25 m;
- Longitud [L] = 6 m;
- Límite de Fluencia [f_y] = 420MPa;
- Módulo de elasticidad [f_y] = 200,000 MPa;
- Resistencia ultima a la tensión [Pult] = 212 kN.

Para los arcos metálicos HEB 160, las siguientes condiciones son asumidas:

- Espaciamiento entra arcos [s] = 0.75 m;
- Resistencia a la compresión [σ_c] = 150 MPa³;
- Resistencia a la tensión [σ_t] = 250 MPa⁴;
- Módulo de Young E = 200,000 MPa;
- Coeficiente de Poisson [ν] = 0.26;
- Momento de inercia [I_x] = 24.92*10⁻⁶ m⁴;
- Ancho de sección [D] = 160 mm;
- Área de sección [A] = 5424 mm² y
- Peso del elemento [W] = 42.6 Kg/m.

4.3.3 Combinaciones geométricas que se contemplaron en la modelación.

Los modelos se elaboraron con la combinación de 5 clases de terrenos. Geométricamente, se utilizaron 5 inclinaciones del talud y 5 ángulos de sesgo los cuales se identifican a continuación:

Ángulo de inclinación del talud (β):

³ MatWeb A36 steel bar". MatWeb. Retrieved 21 January 2012.

⁴ MatWeb A36 steel bar". MatWeb. Retrieved 21 January 2012.

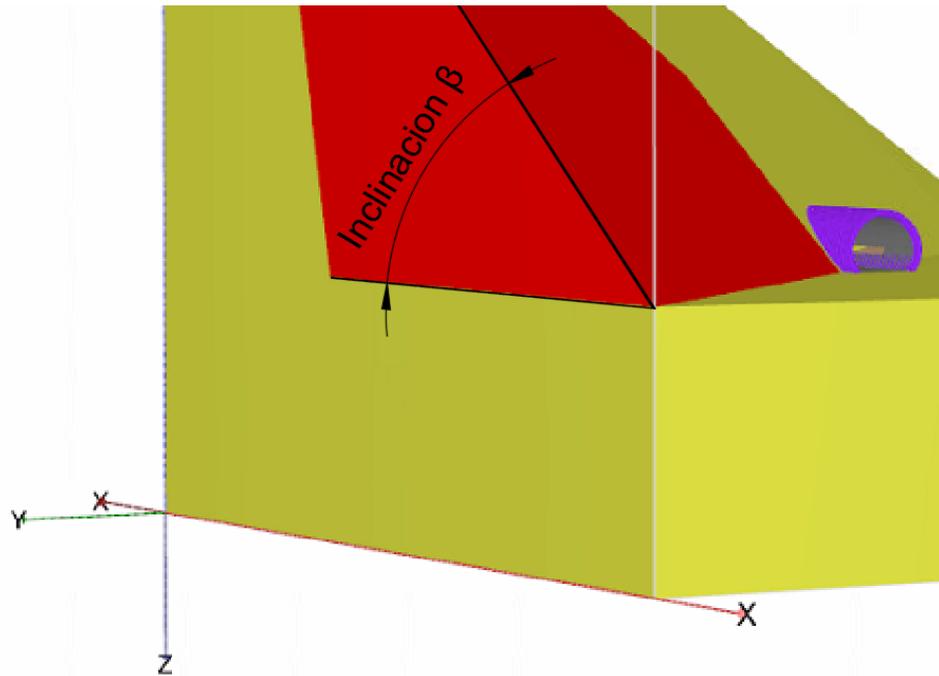


Figura 99 Ángulo β para representar la inclinación de taludes

Ángulo de sesgo (ζ)

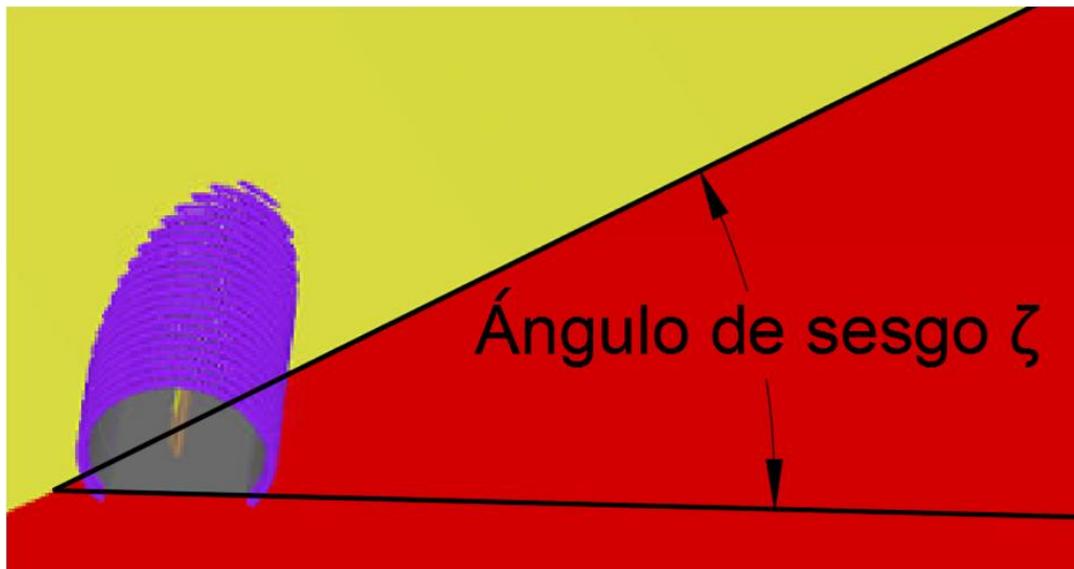


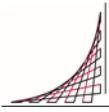
Figura 100 Ángulo ζ que representa el sesgo del túnel

TIPO DE TERRENO	INCLINACIÓN TALUD β [°]	ANGULO DE SESGO ζ [°]
I	30	20
II	45	35
III	55	50
IV	65	65
V	80	80

Tabla 41 Combinaciones para las modelaciones en 3D.

Combinaciones totales por clase de terreno, son veinticinco (25) modelos, lo que combinado con las cinco clases de terreno genera un total de 125 modelos, A continuación, se muestran las combinaciones obtenidas:

NUMERO DE MODELOS POR CLASE DE TERRENO	INCLINACIÓN β	SESGO ζ
1	30	20
2		35
3		50
4		65
5		80
6	45	20
7		35
8		50
9		65



NUMERO DE MODELOS POR CLASE DE TERRENO	INCLINACIÓN β	SESGO ζ
10		80
11	55	20
12		35
13		50
14		65
15		80
16		65
17	35	
18	50	
19	65	
20	80	
21	80	20
22		35
23		50
24		65
25		80

Tabla 42 Combinaciones totales por tipo de terreno

4.3.4 Especificaciones geométricas en la modelación

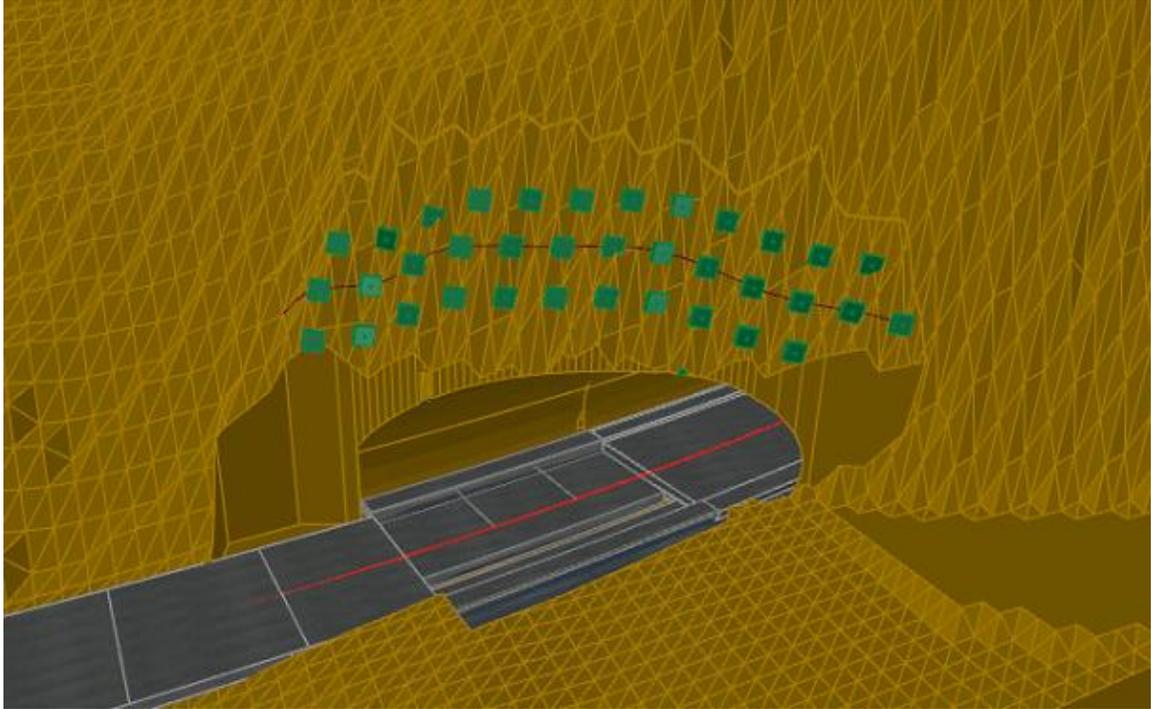


Figura 101 Modelación del portal sin generar corte en el talud.

La anterior figura muestra la geometría general del modelo numérico 3D. La sección transversal de análisis se ubica en el centro, a una distancia de los bordes laterales e inferior lo suficientemente elevada como para evitar distorsiones en los resultados (20 veces el radio de la excavación). La longitud total del modelo será de 200 m. Aunque la construcción del túnel se realiza sólo en el área del portal tanto para los modelos de túnel sesgado, como para portales convencionales. La sección de estudio será aquella situada en el centro, a una distancia de los extremos laterales de 100 m, evitando así efectos de borde.

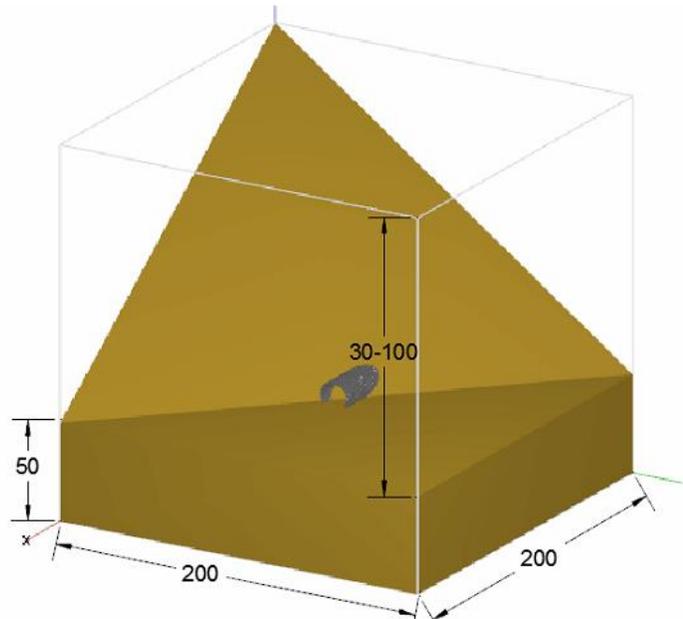


Figura 102 Modelo implantado para un portal con una inclinación de talud menor o igual a 45°

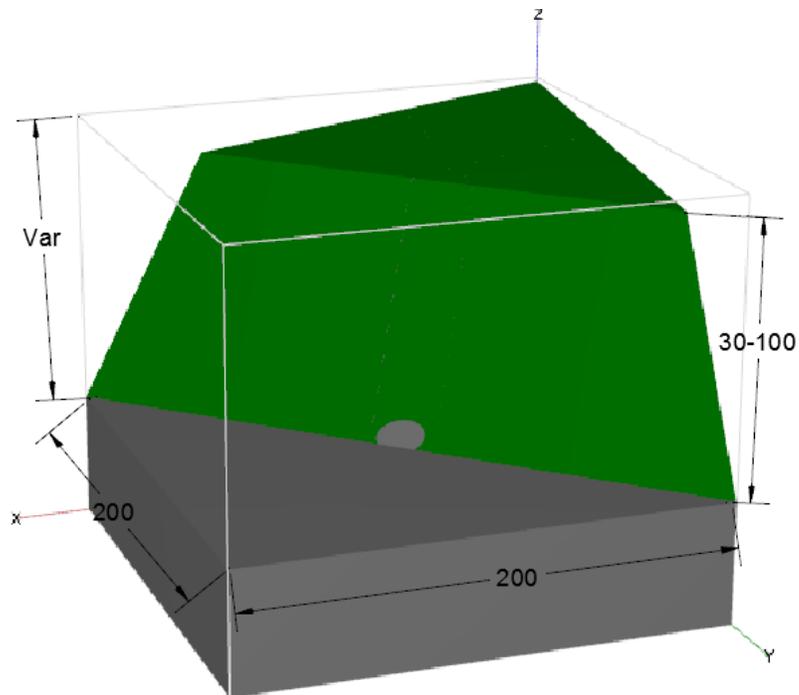


Figura 103 Modelo implantado para un portal con una inclinación de talud mayor a 45°

En los contornos laterales se restringieron los desplazamientos horizontales y verticales. En el borde inferior se impide cualquier desplazamiento (horizontal y vertical). El borde superior queda libre, de tal manera que se reproduce la carga gravitacional sobre el túnel.

La distancia entre la clave de túnel y borde superior del modelo numérico coincidirá con la máxima altura según el grado de inclinación del talud. Para evitar problemas de convergencias en el modelo, se calibra la altura en modelos con terreno clase V, que es el más deficiente de todos los materiales considerados. Con esto se garantiza un factor de seguridad de ladera natural mínimo de 1.3. En la Tabla 43 se proporcionan los datos de calibración de la altura.

INCLINACIÓN β	ALTURA MÁXIMA (m)
55	70
65	45
80	30

Tabla 43 Altura máxima utilizada en los modelos para asegurar un factor de seguridad mayor de 1.3 para las inclinaciones de talud natural mayores a 45°.

El principal objetivo es lograr identificar en la modelación el comportamiento de los portales, garantizando que se puedan realizar comparaciones sin que haya problemas de alteración de los resultados por efectos de borde o frontera.

4.3.5 Generación de la geometría por código de las diferentes combinaciones en Plaxis 3D y de los diferentes elementos utilizados en el soporte.

Dado lo dificultoso de las modelaciones en 3D y su ingreso paso a paso en el programa, sumado al elevado número de modelos a realizar, se usó Excel® para obtener las coordenadas de los elementos geométricos.

En algunas ocasiones introducir en el modelo arcos metálicos y una capa de concreto neumático, genera demasiados puntos en la malla, lo que complica el cálculo, haciéndolo muy demorado. Para solucionar este problema se optó por el uso de la sección compuesta (Carranza Torres, 2004) que agrupa en un solo elemento el concreto y los arcos.

Geometría de pernos radiales en el túnel:

Pernos o Anclajes Radiales

Geometría

Centro

Z	X	110 [m]
X	Y	100 [m]
Y	Z	53.33 [m]

Separación	1.5 [m]
Radio	7.185 [m]
Angulo de Separación	12.0 [°]

Radio de inicio

Ri	6.18 [m]
----	----------

Separación

S°	12 [°] Respecto a eje Y
----	-------------------------

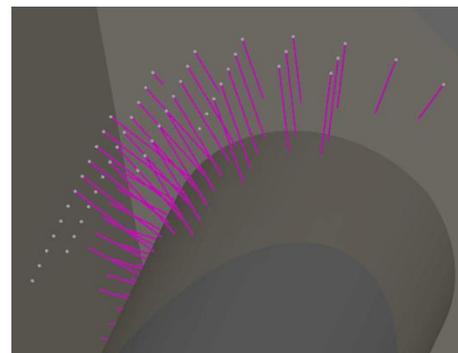
Angulo del primer elemento

S ₁ °	0 [°] Respecto a eje Y
------------------	------------------------

Inclinación Vertical

I°	0 [°] Respecto a eje Y
----	------------------------

Angulo Total



Pernos o Anclajes

Longitud de Perno o Longitud Libre

LL	7 [m]
----	-------

Longitud de Bulbo

LB	0 [m]
----	-------

CODIGO PARA PLAXIS 3D

Perno a 0° y 0° de inclinación

Punto Inicial		Punto Longitud Libre		Punto Longitud Bulvo	
Y	Z	Y	Z	Y	Z
106.18	53.33	113.18	53.33	113.18	53.33

Angulo	Punto Inicial			Punto Longitud Libre			Punto Longitud Bulvo			Comandos pernos o longitud libre
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	
0	110	106.18	53.33	110	113.18	53.33	110	113.18	53.33	_line 110 106.18 53.33 110 113.18 53.33
12	110	106.044952	54.6148942	110	112.891985	56.07027608	110	112.891985	56.0702761	_line 110 106.044952172535 54.6148942
24	110	105.645711	55.8436325	110	112.040529	58.69078896	110	112.040529	58.690789	_line 110 105.645710928231 55.8436324
36	110	104.999725	56.9625129	110	110.662844	61.07700963	110	110.662844	61.0770096	_line 110 104.999725025237 56.9625128
48	110	104.135227	57.922635	110	108.819141	63.1246488	110	108.819141	63.1246488	_line 110 104.135227147298 57.9226350
60	110	103.09	58.682037	110	106.59	64.74421482	110	106.59	64.7442148	_line 110 103.09 58.6820369953878 110
72	110	101.909725	59.2075293	110	104.072844	65.86492488	110	104.072844	65.8649249	_line 110 101.909725025237 59.2075292
84	110	100.645986	59.4761453	110	101.377685	66.43779858	110	101.377685	66.4377986	_line 110 100.645985902994 59.4761453
96	110	99.3540141	59.4761453	110	98.6223149	66.43779858	110	98.6223149	66.4377986	_line 110 99.3540140970059 59.4761453
108	110	98.090275	59.2075293	110	95.927156	65.86492488	110	95.927156	65.8649249	_line 110 98.0902749747628 59.2075292
120	110	96.91	58.682037	110	93.41	64.74421482	110	93.41	64.7442148	_line 110 96.91 58.6820369953878 110 9

Figura 106 Hoja de cálculo para generar la geometría de pernos radiales.

Geometría de pernos y anclajes en los taludes:

Pernos o Anclajes en Planos

Geometría

Inicio

X	50 [m]
Y	53.8 [m]
Z	50 [m]

ΔX	17 [m]
ΔY	0 [m]
ΔZ	12 [m]

X	Y	Z
37.7175104	66.3386105	62

Separación Horizontal

Sh	-2.5 [m]
----	----------

ΔSh	17
-----	----

Separación Vertical

Sv	2.5 [m]
----	---------

Numero de filas

F	2 [Und]
---	---------

Numero de columna

C	14 [Und]
---	----------

Numero Total de Elementos

	28 [Und]
--	----------

Dirección Talud

Dir Dip°	60 [°] Respecto a eje X
----------	-------------------------

Inclinación Talud

Dip°	70 [°] Respecto a eje Z
------	-------------------------

Inclinación Vertical

I°	0 [°] Respecto a eje Z
----	------------------------

Pernos o Anclajes

Longitud de Perno o Longitud Libre

LL	15.4 [m]
----	----------

Longitud de Bulbo

LB	10 [m]
----	--------



# Elemento	Fila	Columna	Punto Inicial			Punto Longitud Libre			Punto Longitud Bulbo			Comandos pernos o longitud libre	Comandos Bulbo
			X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z		
1	1	1	37.7175104	66.3386105	62	24.38071915	58.6386105	62	15.7204651	53.6386105	62	line 37.7175103708491 66.3386104587382 62 24.3807	-
2	1	2	38.9675104	64.1735469	62	25.63071915	56.4735469	62	15.9704651	51.4735469	62	line 38.9675103708491 64.1735469492772 62 25.6307	-
3	1	3	40.2175104	62.0084834	62	26.88071915	54.3084834	62	18.2204651	49.3084834	62	line 40.2175103708491 62.0084834398161 62 26.8807	-
4	1	4	41.4675104	59.8434199	62	28.13071915	52.1434199	62	19.4704651	47.1434199	62	line 41.4675103708491 59.843419930355 62 28.1307	-
5	1	5	42.7175104	57.6783564	62	29.38071915	49.9783564	62	20.7204651	45.9783564	62	line 42.7175103708491 57.678356420893 62 29.3807	-
6	1	6	43.9675104	55.5132929	62	30.63071915	47.8132929	62	21.9704651	43.8132929	62	line 43.9675103708491 55.513292914328 62 30.6307	-
7	1	7	45.2175104	53.3482294	62	31.88071915	45.6482294	62	23.2204651	40.6482294	62	line 45.2175103708491 53.3482294019717 62 31.8807	-
8	1	8	46.4675104	51.1831659	62	33.13071915	43.4831659	62	24.4704651	38.4831659	62	line 46.4675103708491 51.183165925106 62 33.1307	-
9	1	9	47.7175104	49.0181024	62	34.38071915	41.3181024	62	25.7204651	36.3181024	62	line 47.7175103708491 49.0181023830495 62 34.3807	-
10	1	10	48.9675104	46.8530389	62	35.63071915	39.1530389	62	26.9704651	34.1530389	62	line 48.9675103708491 46.853038975884 62 35.6307	-
11	1	11	50.2175104	44.6879754	62	36.88071915	36.9879754	62	28.2204651	31.9879754	62	line 50.2175103708491 44.6879753641273 62 36.8807	-
12	1	12	51.4675104	42.5229119	62	38.13071915	34.8229119	62	29.4704651	28.8229119	62	line 51.4675103708491 42.5229118546662 62 38.1307	-
13	1	13	52.7175104	40.3578483	62	39.38071915	32.6578483	62	30.7204651	27.6578483	62	line 52.7175103708491 40.3578483452051 62 39.3807	-
14	1	14	53.9675104	38.1927848	62	40.63071915	30.4927848	62	31.9704651	25.4927848	62	line 53.9675103708491 38.192784835744 62 40.6307	-
15	2	1	36.9294917	65.8836477	64.5	25.59270048	58.1836477	64.5	14.9324464	53.1836477	64.5	line 36.9294916981094 65.883647659055 64.5 25.592	-
16	2	2	38.1794917	63.7185842	64.5	24.84270048	56.0185842	64.5	15.1824464	51.0185842	64.5	line 38.1794916981094 63.718584154444 64.5 24.84	-
17	2	3	39.4294917	61.5535206	64.5	26.09270048	53.8535206	64.5	17.4224464	48.8535206	64.5	line 39.4294916981094 61.553520469833 64.5 26.09	-
18	2	4	40.6794917	59.3884571	64.5	27.34270048	51.6884571	64.5	18.6824464	46.6884571	64.5	line 40.6794916981094 59.3884571375222 64.5 27.34	-
19	2	5	41.9294917	57.2233936	64.5	28.59270048	49.5233936	64.5	19.9324464	44.5233936	64.5	line 41.9294916981094 57.2233936280611 64.5 28.59	-
20	2	6	43.1794917	55.0583301	64.5	29.84270048	47.3583301	64.5	21.1824464	42.3583301	64.5	line 43.1794916981094 55.0583301186 64.5 29.8427	-
21	2	7	44.4294917	52.8932666	64.5	31.09270048	45.1932666	64.5	22.4324464	40.1932666	64.5	line 44.4294916981094 52.8932666091389 64.5 31.09	-
22	2	8	45.6794917	50.7282031	64.5	32.34270048	43.0282031	64.5	23.6824464	38.0282031	64.5	line 45.6794916981094 50.7282030996778 64.5 32.34	-
23	2	9	46.9294917	48.5631396	64.5	33.59270048	40.8531396	64.5	24.9324464	35.8531396	64.5	line 46.9294916981094 48.563139592167 64.5 33.59	-
24	2	10	48.1794917	46.3980761	64.5	34.84270048	38.6880761	64.5	26.1824464	33.6880761	64.5	line 48.1794916981094 46.398076556 64.5 34.84	-
25	2	11	49.4294917	44.2330126	64.5	36.09270048	36.5330126	64.5	27.4324464	31.5330126	64.5	line 49.4294916981094 44.233012512945 64.5 36.09	-
26	2	12	50.6794917	42.0679491	64.5	37.34270048	34.3679491	64.5	28.6824464	29.3679491	64.5	line 50.6794916981094 42.0679490618334 64.5 37.34	-
27	2	13	51.9294917	39.9028856	64.5	38.59270048	32.2028856	64.5	29.9324464	27.2028856	64.5	line 51.9294916981094 39.902885523723 64.5 38.59	-
28	2	14	53.1794917	37.737822	64.5	39.84270048	30.037822	64.5	31.1824464	25.037822	64.5	line 53.1794916981094 37.7378220429112 64.5 39.84	-

Figura 107 Hoja de cálculo para generar la geometría de pernos para planos.

4.3.6 Tipos de modelaciones en Plaxis 3D

Modelación del Talud Natural

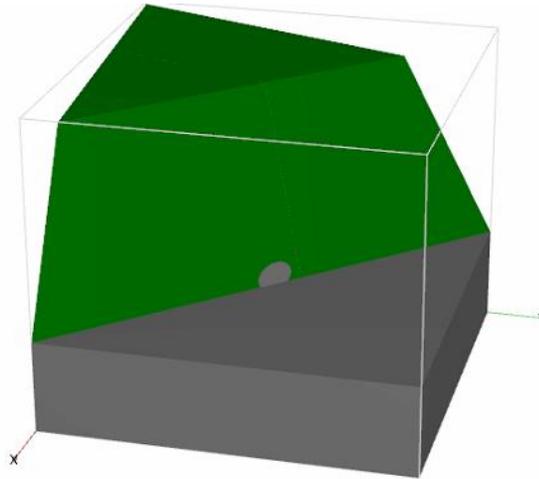


Figura 108 Modelación del talud natural.

La modelación del talud natural consiste en el análisis de tensiones iniciales (Sección 4.2.5.1 b) y posterior a este un análisis de factor de seguridad (Sección 4.2.5.3) del terreno en la condición inicial, que sirve de base de comparación con los tipos de portales analizados.

Modelación de un portal convencional

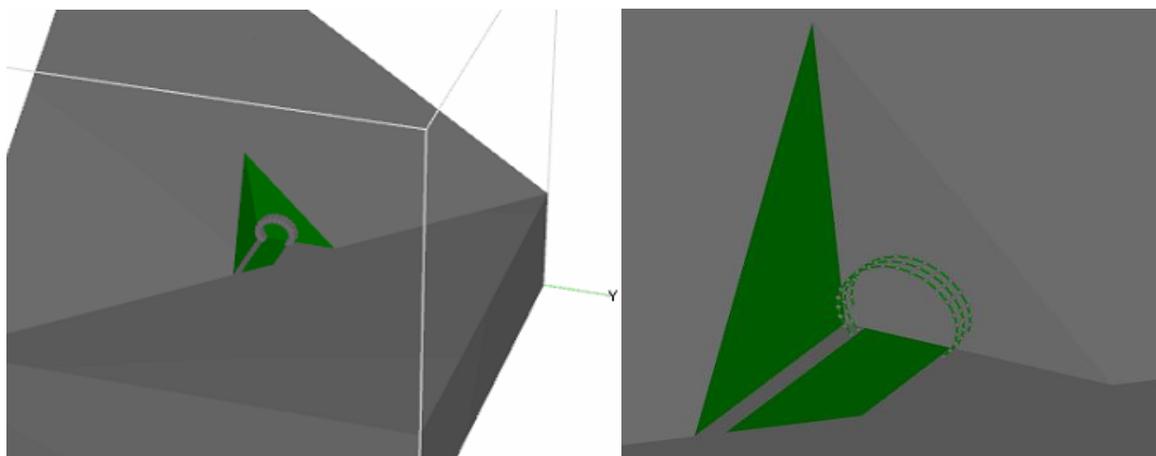


Figura 109 Modelación del portal convencional en Plaxis 3D

En el portal convencional se genera un corte perpendicular al eje de túnel, en donde obtienen dos cortes, los cuales para las modelaciones no tienen ningún tipo de soporte. El soporte del túnel se instala según la clase de terreno que se esté modelando siguiendo la sección 4.3.2. Inicialmente el análisis realizado, es plástico (Sección 4.2.5.2) y posterior a este, se realiza un análisis de factor de seguridad (Sección 4.2.5.3) para revisar la afectación del corte respecto a la ladera natural.

Modelación de un portal sesgado

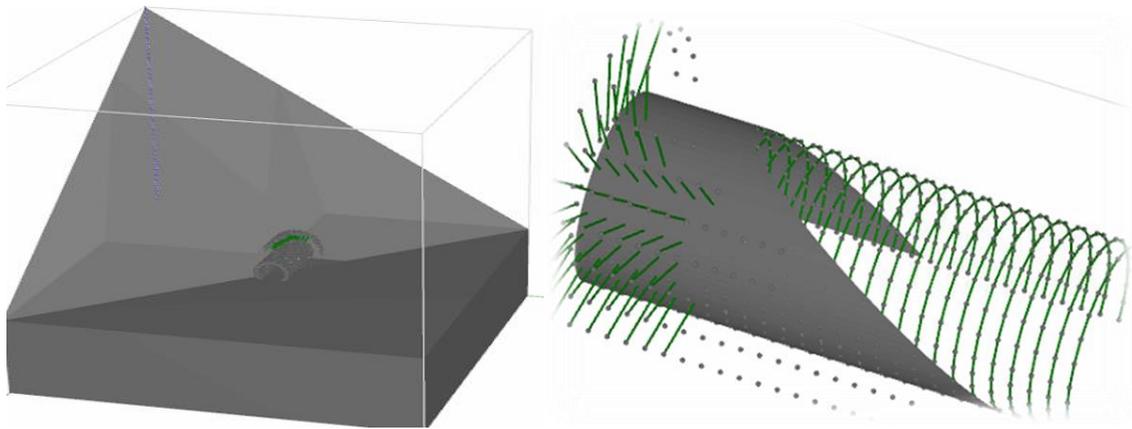


Figura 110 Modelación del portal sesgado en Plaxis 3D

Para el portal sesgado no se genera ningún tipo de corte, se mantiene la inclinación natural de la ladera, además se genera la excavación del túnel, soportado según la sección 4.3.2. Inicialmente el análisis realizado, es plástico (Sección 4.2.5.2) y posterior a este, se realiza un análisis de factor de seguridad (Sección 4.2.5.3) para revisar la afectación del corte respecto a la ladera natural y el portal convencional.

4.3.7 Proceso de cálculo de las modelaciones en Plaxis 3D

El análisis se realiza mediante modelos numéricos PLAXIS 3D, insertando las propiedades en cuanto a clase de terreno y geometría de cada una de las combinaciones establecidas en la Tabla 42 por cada clase de terreno.

El modelo se realiza para las siguientes etapas de cálculo:

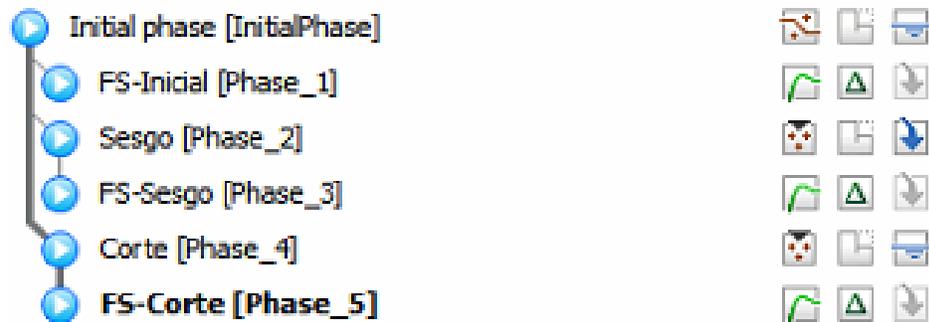


Figura 111 Etapas de cálculo

Etapas inicial: La primera etapa consiste en evaluar en el modo de análisis de tensiones iniciales (Sección 4.2.5.1 b) en Plaxis el talud en condiciones naturales o iniciales.

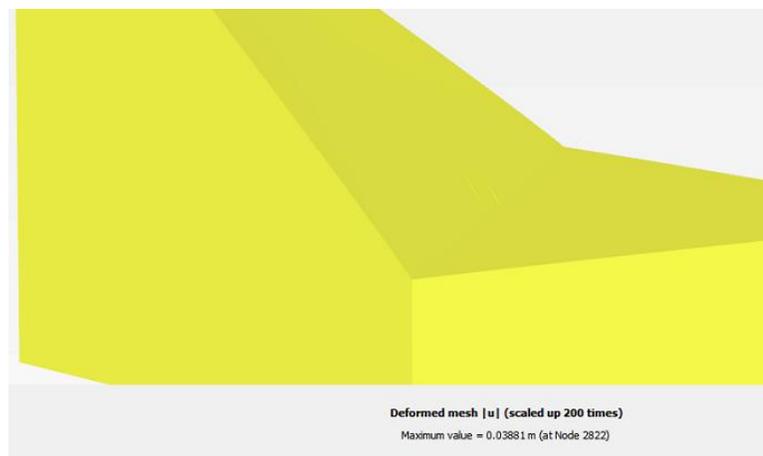


Figura 112 Deformación en etapa inicial

Etapas 1: En esta etapa se evaluó el factor de seguridad de la etapa inicial (Condiciones iniciales). Con el método de reducción de la resistencia (Sección 4.2.5.3), se halla el factor de seguridad. El valor de factor de seguridad solo se puede asumir si la falla se ha desarrollado completamente. El FS se validó si y solo si el final de la curva es cuasi horizontal, de lo contrario se puede afirmar que la falla no se ha desarrollado completamente.

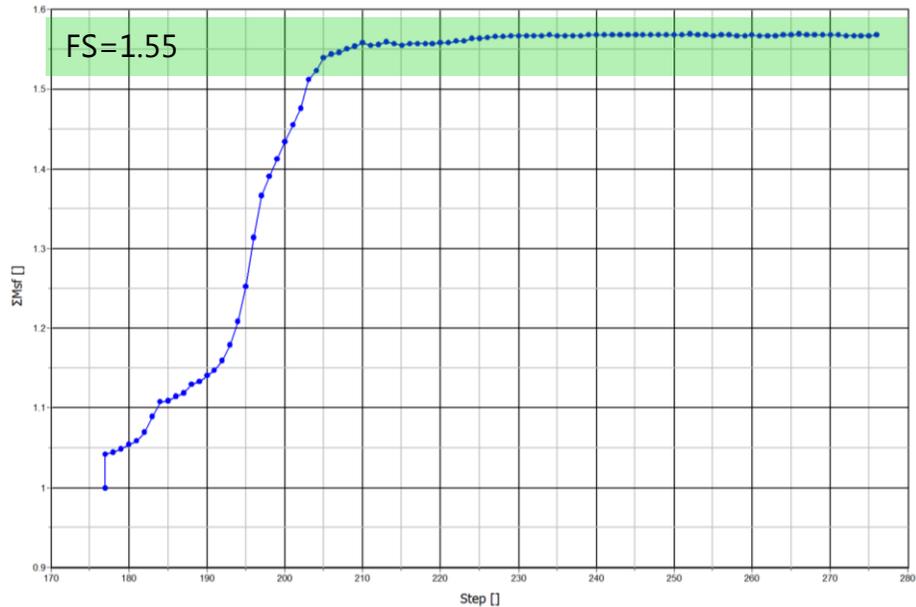


Figura 113 Factor de seguridad de la etapa 1

Etapa 2: En esta etapa se hace un análisis plástico (Sección 4.2.5.2) para el portal sesgado en el talud, instalando el soporte según la clase de terreno en el túnel y sin ningún tipo de soporte en el talud.

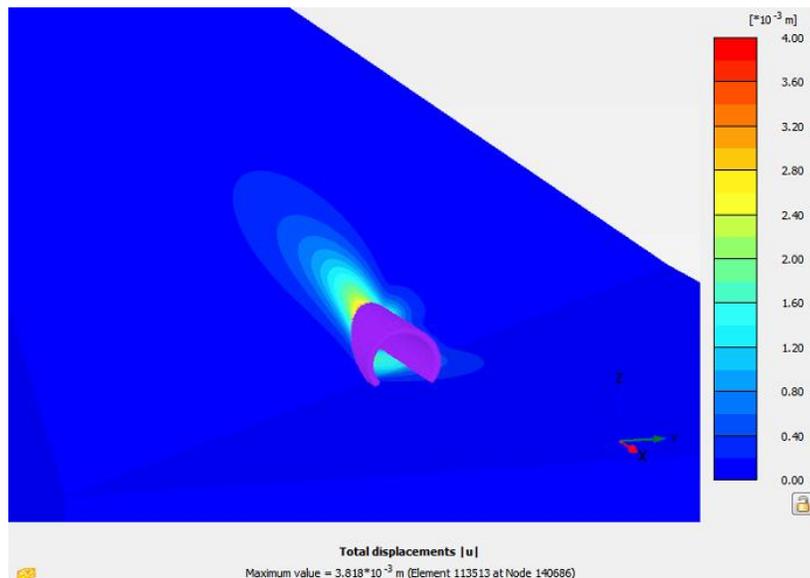


Figura 114 Deformación de la etapa 2 portal sesgado

Etapa 3: En esta etapa se evaluó el factor de seguridad de la etapa 2 (Portal Sesgado). Con el método de reducción de la resistencia (Sección 4.2.5.3), se haya el factor de seguridad que se evidencia si el final de la curva es cuasi horizontal.

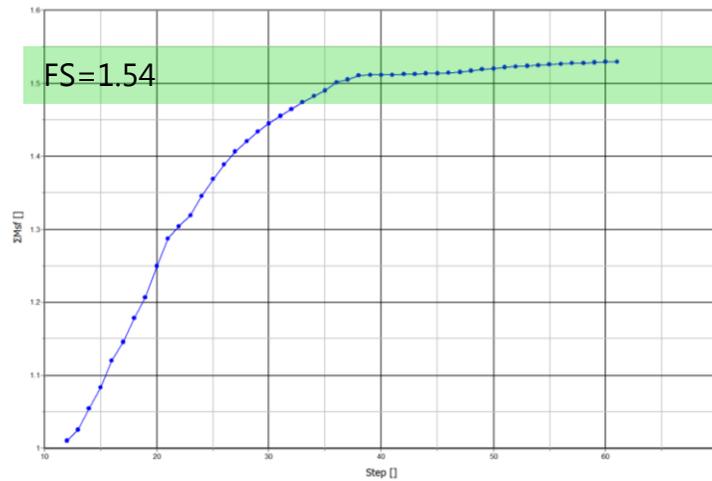


Figura 115 Factor de seguridad de la etapa 3

Etapa 4: En esta etapa se hace un análisis plástico (Sección 4.2.5.2) del portal convencional (Perpendicular al eje geométrico del túnel), instalando el soporte según la clase de terreno en el túnel y sin ningún tipo de soporte en el talud.

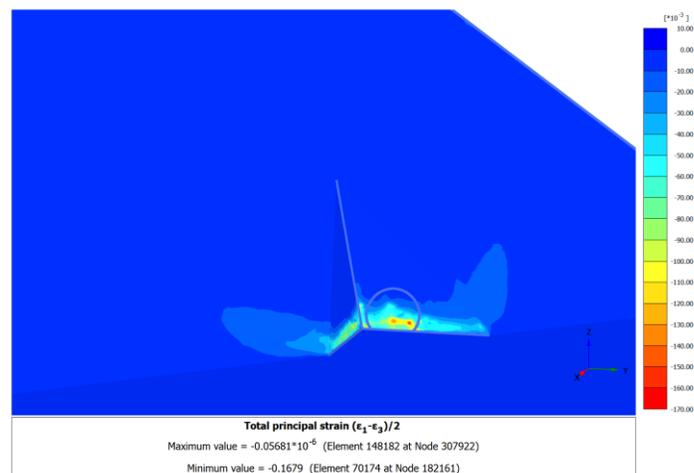


Figura 116 Deformación de la etapa 4 portal convencional

Etapa 5: En esta etapa se evaluó el factor de seguridad de la etapa 4 (Portal Convencional). Con el método de reducción de la resistencia (Sección 4.2.5.3) se halla el factor de seguridad que se evidencia si el final de la curva es cuasi horizontal.

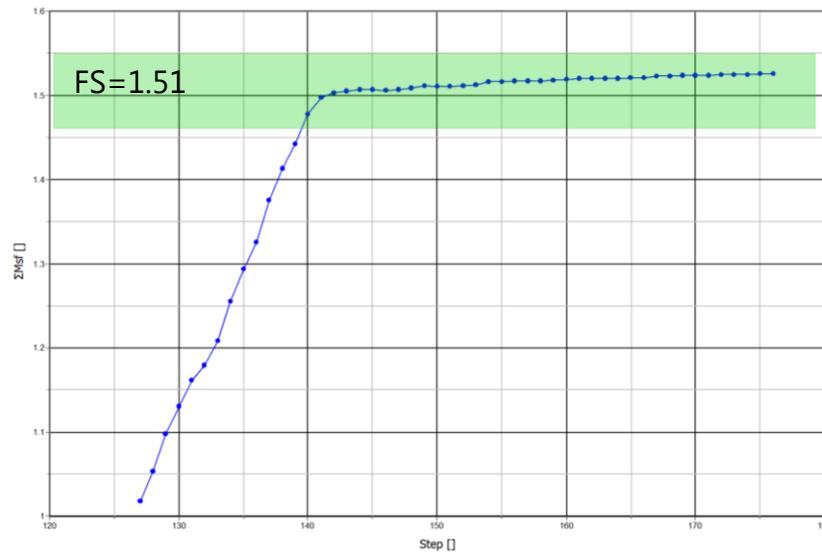


Figura 117 Factor de seguridad de la etapa 5

Condición general para las etapas 2 y 4: Para estas etapas se comienza con la modelación numérica reproduciendo la instalación de los soportes según la clase de terreno del túnel (Soporte Tipo ST): ST-I, ST-II, ST-III, ST-IV y ST-V.

4.4 RESULTADOS DE LAS MODELACIONES EN 3D

Debido a la gran cantidad de datos obtenidos, se plantea, en primer lugar, presentar los resultados de manera gráfica. Para poder observar la tendencia de los resultados. Como segundo paso se inicia con la comparación de los tres escenarios planteados (Análisis de la ladera natural, portal sesgado y portal convencional.). Como tercer paso se presentan los datos tabulados de todas las modelaciones, lo cual servirá como dato de entrada para la metodología de pre-dimensionamiento de portales sesgados presentada en el capítulo 6.

4.4.1 Factores de seguridad para la ladera natural

A continuación se presentan los factores de seguridad obtenidos para el análisis de la ladera natural en función del ángulo de inclinación de la ladera β , cada curva presentada corresponde a una clase de terreno diferente.

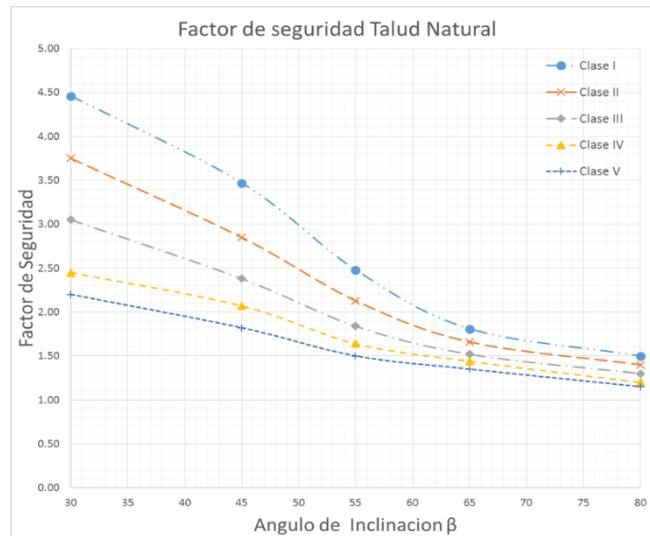


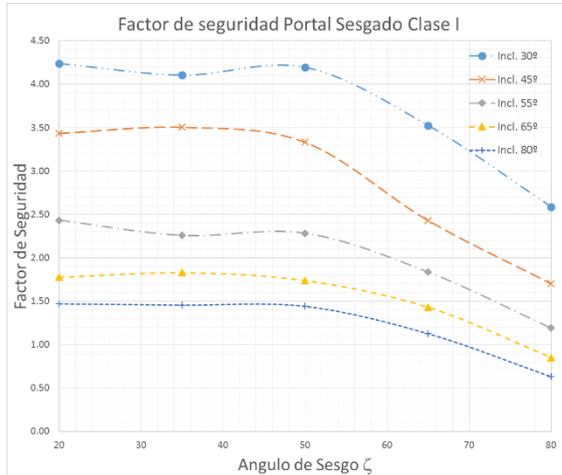
Figura 118 Factor de seguridad para el análisis de la ladera natural.

En el eje horizontal se presenta el ángulo de inclinación de la ladera, en el eje vertical se presenta los factores de seguridad obtenidos en el análisis. Cada curva representa una clase de terreno. En la gráfica se puede observar que los factores de seguridad son relativamente grandes en inclinaciones de taludes bajas ($30^\circ < \beta < 50^\circ$). Por encima de un $\beta = 65^\circ$ se ve que la tendencia es a estabilizarse, fijándose en el caso de las modelaciones en un valor de 1.5. Se aclara que el valor mínimo de $FS = 1.5$ para ladera natural fue fijado arbitrariamente, para evitar problemas de convergencia e inestabilidad en los modelos de portal convencional y portal sesgado.

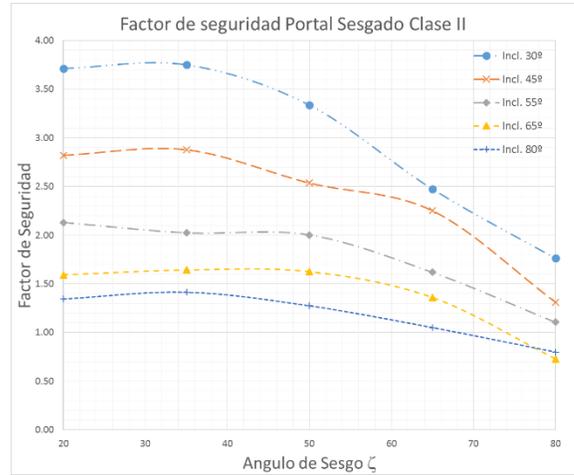
4.4.2 Factores de seguridad para el portal sesgado

Los factores de seguridad se presentan en gráficas independientes por cada clase de terreno, esta condición se adopta debido a la cantidad de datos y variables (Clase de

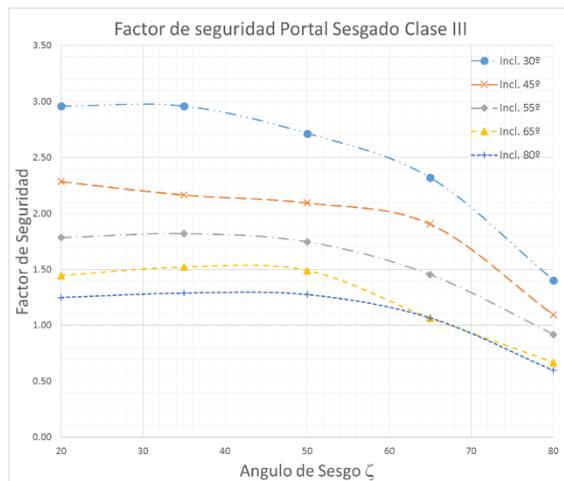
terreno, inclinación de terreno, ángulo de sesgo y factor de seguridad), En cada gráfica el factor de seguridad es función del ángulo de sesgo ζ , se presenta una curva por cada grado de inclinación de talud β .



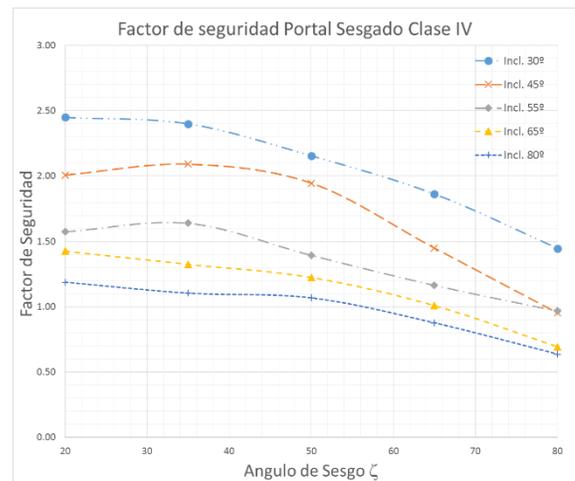
a) Clase I



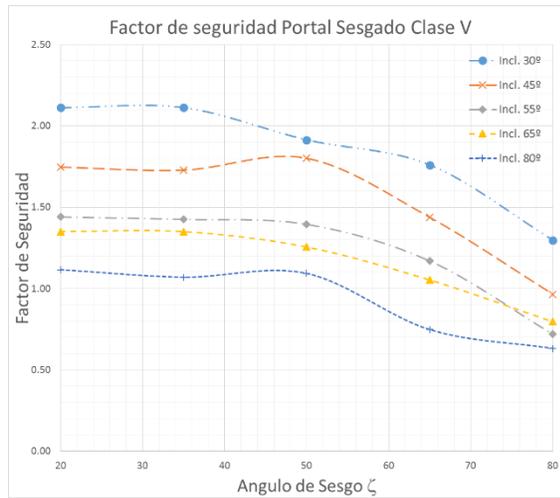
b) Clase II



c) Clase III



d) Clase IV



e) Clase V

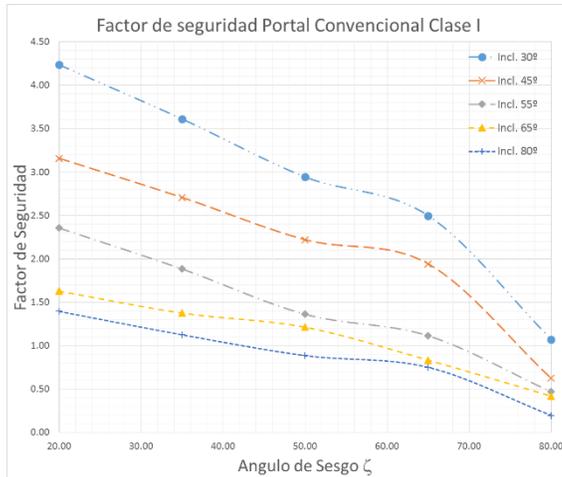
Figura 119 Factores de seguridad para el portal sesgado.

En las gráficas se puede observar una tendencia muy similar a la encontrada en la ladera natural, donde los factores de seguridad son relativamente grandes con ángulos de sesgo ($20^\circ < \zeta < 50^\circ$). Para sesgos $\zeta > 50^\circ$ el descenso en el valor del factor de seguridad presenta una pendiente descendente. Los factores de seguridad para los terrenos buenos (I, II y III) son relativamente adecuados ya que se presentan factores de seguridad entre 1 a 4.5, por lo que, con un tratamiento muy sencillo en el talud, se puede garantizar la estabilidad a largo plazo. Para los terrenos malos (IV, y V) los factores de seguridad están entre 0.5 y 2.5, por lo que el sesgo en estos materiales se recomienda hasta los 65° para evitar colocar un tratamiento de taludes excesivo.

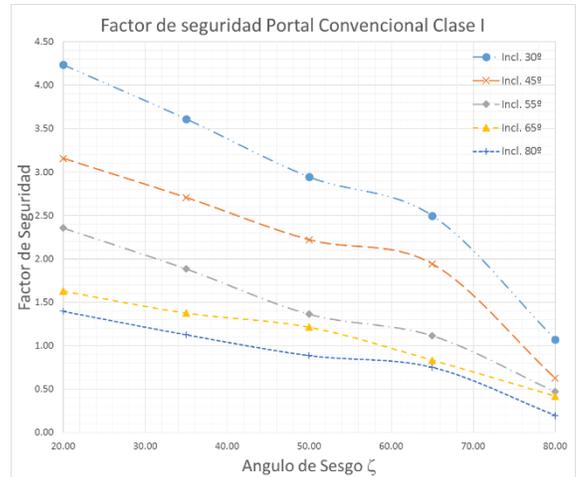
4.4.3 Factores de seguridad para el portal convencional

Los factores de seguridad se presentan en gráficas independientes por cada clase de terreno. Esta condición se adopta debido a la cantidad de datos y variables (Clase de terreno, inclinación de terreno, ángulo de sesgo equivalente y factor de seguridad). En cada gráfica el factor de seguridad es función del ángulo de sesgo equivalente, se presenta una curva por cada grado de inclinación de talud. El ángulo de sesgo

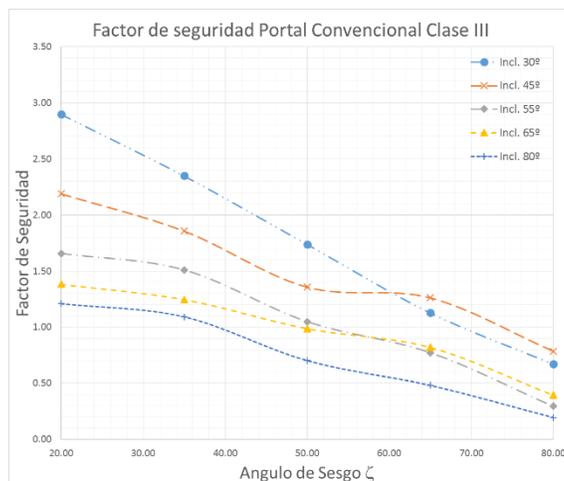
equivalente se define como el ángulo que formaría el portal convencional si se hiciera de forma sesgada. Este ángulo garantiza realizar una comparación directa con los datos de los portales sesgados.



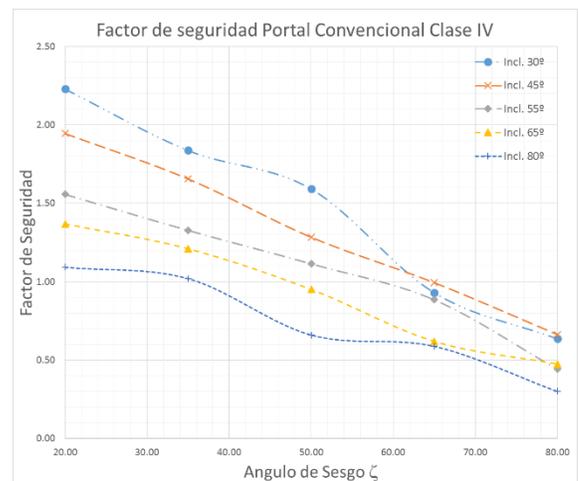
a) Clase I



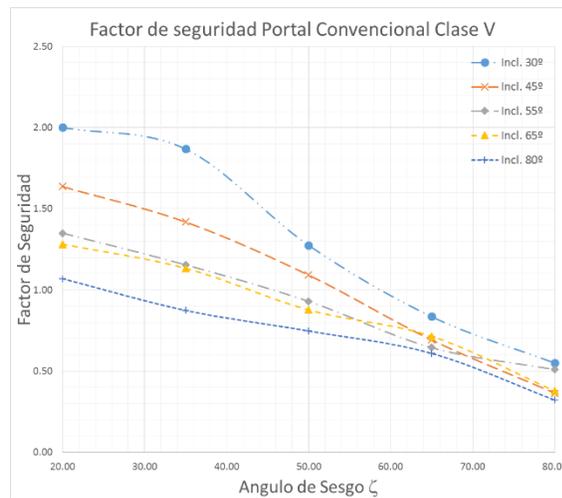
b) Clase II



c) Clase III



d) Clase IV



e) Clase V

Figura 120 Factores de seguridad para el portal convencional.

En las gráficas se puede observar una tendencia más desfavorable a la encontrada en el análisis de factor de seguridad del portal sesgado. Los factores de seguridad para los terrenos buenos (I, II y III) son relativamente adecuados entre $20^\circ < \beta < 50$. Ya que se presentan factores de seguridad entre 0.9 a 4.0 lo que indica que el tratamiento de estabilización no debe ser descomunal. Para los terrenos malos (IV, y V) los factores de seguridad son relativamente bajos por lo que el requerimiento para la estabilización del talud puede necesitar de un soporte pesado.

Finalmente, se presenta el resumen de todos los datos obtenidos en las modelaciones 3D para factor de seguridad, estos datos serán soporte para la elaboración de la metodología de prediseño que será presentada en el capítulo 6.

NUMERO DE MODELOS POR CLASE DE TERRENO	INCLINACIÓN β	SESGO ζ	Clase I			Clase II			Clase III			Clase IV			Clase V		
			M1	M2	M3	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M1	M2	M3
1.00	30	20.00		4.24	4.24		3.71	3.41		2.96	2.90		2.45	2.23		2.11	2.00
2.00		35.00		4.10	3.61		3.75	2.96		2.96	2.35		2.40	1.84		2.11	1.87
3.00		50.00	4.46	4.19	2.94	3.75	3.34	2.06	3.05	2.71	1.74	2.45	2.16	1.59	2.20	1.91	1.28
4.00		65.00		3.52	2.50		2.48	2.10		2.32	1.13		1.86	0.93		1.76	0.84
5.00		80.00		2.59	1.07		1.76	0.98		1.40	0.67		1.45	0.64		1.30	0.55
6.00	45	20.00		3.44	3.16		2.82	2.71		2.28	2.19		2.01	1.95		1.75	1.64
7.00		35.00		3.50	2.71		2.88	2.14		2.17	1.86		2.09	1.66		1.73	1.42
8.00		50.00	3.47	3.33	2.22	2.85	2.54	1.85	2.38	2.09	1.36	2.07	1.95	1.28	1.82	1.80	1.09
9.00		65.00		2.43	1.94		2.25	1.37		1.90	1.26		1.45	0.99		1.44	0.69
10.00		80.00		1.70	0.62		1.31	0.57		1.09	0.79		0.95	0.66		0.96	0.36
11.00	55	20.00		2.43	2.36		2.13	1.96		1.78	1.66		1.57	1.56		1.44	1.35
12.00		35.00		2.26	1.88		2.02	1.64		1.82	1.51		1.64	1.33		1.43	1.16
13.00		50.00	2.48	2.28	1.36	2.13	2.00	1.24	1.84	1.75	1.05	1.64	1.39	1.12	1.50	1.40	0.93
14.00		65.00		1.84	1.12		1.62	0.92		1.45	0.77		1.16	0.89		1.17	0.65
15.00		80.00		1.19	0.47		1.11	0.28		0.92	0.29		0.97	0.44		0.72	0.51

NUMERO DE MODELOS POR CLASE DE TERRENO	INCLINACIÓN β	SESGO ζ	Clase I			Clase II			Clase III			Clase IV			Clase V		
			M1	M2	M3	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M1	M2	M3
16.00	65	20.00		1.77	1.63		1.59	1.51		1.44	1.38		1.43	1.37		1.35	1.28
17.00		35.00		1.83	1.38		1.64	1.29		1.52	1.25		1.32	1.21		1.35	1.13
18.00		50.00	1.81	1.74	1.21	1.66	1.63	1.06	1.52	1.49	0.99	1.44	1.22	0.95	1.35	1.26	0.88
19.00		65.00		1.43	0.83		1.36	0.80		1.06	0.82		1.01	0.62		1.05	0.72
20.00		80.00		0.85	0.42		0.73	0.45		0.67	0.40		0.69	0.48		0.80	0.38
21.00	80	20.00		1.47	1.40		1.34	1.29		1.25	1.21		1.19	1.09		1.12	1.07
22.00		35.00		1.46	1.13		1.41	1.13		1.29	1.09		1.10	1.02		1.07	0.87
23.00		50.00	1.50	1.44	0.89	1.40	1.27	0.95	1.30	1.27	0.70	1.20	1.07	0.66	1.15	1.09	0.75
24.00		65.00		1.13	0.75		1.05	0.55		1.07	0.48		0.88	0.59		0.75	0.61
25.00		80.00		0.63	0.20		0.80	0.27		0.60	0.20		0.64	0.30		0.63	0.32

Tabla 44 Resumen de factores de seguridad para la modelación en 3D (M1_Talud natural, M2_Portal Ssgado, M3_Portal Convencional)

El análisis de los datos se presenta en el capítulo 6.

4.4.4 Resultados para los elementos estructurales.

Para tener la facultad de poder realizar un análisis comparativo de los diferentes elementos de soporte, en este caso el concreto neumático y pernos (los cuales son comunes para todas las clases de terreno). Se utiliza la metodología de porcentaje de utilización; comúnmente utilizado en la ingeniería estructural y llamado análisis D/C (demanda/capacidad) para un análisis no lineal (ASCE & Scott, 2002). Este análisis se realiza para el soporte del túnel (Concreto neumático y Pernos). El porcentaje de uso, guía rápidamente sobre cuánta es la capacidad neta instalada, y cuál es la demandada que se está ejerciendo por las fuerzas internas del terreno.

$$\%U = \frac{D}{C_u} = \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad Ultima}} \quad \{ 43 \}$$

Para el cálculo de la capacidad última de los elementos de soporte se recurre al uso de los factores de resistencia del código colombiano de diseño de puentes CCP-14. (AIS, Invias, 2014), el resumen de las capacidades últimas se presenta en la Tabla 45.

Primero se resumen las propiedades nominales utilizadas para el análisis.

Material	Propiedades						
	Espesor (m)	Compresion [Mpa]	Tension [Mpa]	Elasticidad [Mpa]	Poisson [Mpa]	Compresion (kN)	Tension (kN)
Concreto Neumatico e=3 cms	0.03	26	3	14000	0.2	780	90
Concreto Neumatico e=5 cms	0.05	26	3	14000	0.2	1300	150
Concreto Neumatico e=10 cms	0.1	26	3	14000	0.2	2600	300
Concreto Neumatico e=15 cms	0.15	26	3	14000	0.2	3900	450
Concreto Neumatico e=20 cms	0.2	26	3	14000	0.2	5200	600

Tabla 45 Propiedades nominales de concreto neumático

Material	Propiedades					
	Diametro (m)	Compresion [Mpa]	Tension [Mpa]	Elasticidad [Mpa]	Poisson [Mpa]	Tension Nominal (kN)
Pernos	0.0254	N/A	420	200000	0.26	212.8

Tabla 46 Propiedades nominales de los pernos.

Material	Propiedades						
	Area (m ²)	Compresion [Mpa]	Tension [Mpa]	Elasticidad [Mpa]	Poisson [Mpa]	Compresion (kN)	Tension (kN)
Arco HEB 100	0.002604	150	250	200000	0.26	390.6	651
Arco HEB 160	0.005424	150	250	200000	0.26	813.6	1356

Tabla 47 Propiedades nominales de los arcos metálicos.

Las propiedades últimas con los factores de resistencia se presentan en la Tabla 48 para el concreto neumático, la Tabla 49 para los pernos y la Tabla 50 para los arcos metálicos:

Material	Resistencia Nominal		Factores de Resistencia		Resistencia Ultima	
	Compresion (kN)	Tension (kN)	Compresion	Tension	Compresion (kN)	Tension (kN)
Concreto Neumatico e=3 cms	780	90	0.75	0.9	585	81
Concreto Neumatico e=5 cms	1300	150	0.75	0.9	975	135
Concreto Neumatico e=10 cms	2600	300	0.75	0.9	1950	270
Concreto Neumatico e=15 cms	3900	450	0.75	0.9	2925	405
Concreto Neumatico e=20 cms	5200	600	0.75	0.9	3900	540

Tabla 48 Resistencia última del concreto neumático para diferentes espesores.

Material	Tension Nominal (kN)	Factores de Resistencia	Tension Ultima(kN)
Pernos	212.8	0.8	170.3

Tabla 49 Resistencia última de los pernos.

Material	Resistencia Nominal		Factores de Resistencia		Resistencia Ultima	
	Compresion (kN)	Tension (kN)	Compresion	Tension	Compresion (kN)	Tension (kN)
Arco HEB 100	390.6	651	0.9	0.8	351.54	520.8
Arco HEB 160	813.6	1356	0.9	0.8	732.24	1084.8

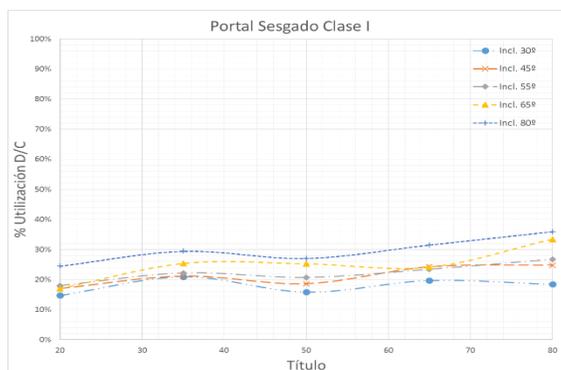
Tabla 50 Resistencia última de los arcos de acero.

Para la adecuada comparación de los resultados a continuación solo se presentan los análisis del concreto neumático y pernos, se deja a un lado los arcos de acero debido a que éstos solo se presentan en las clases de terreno IV y V.

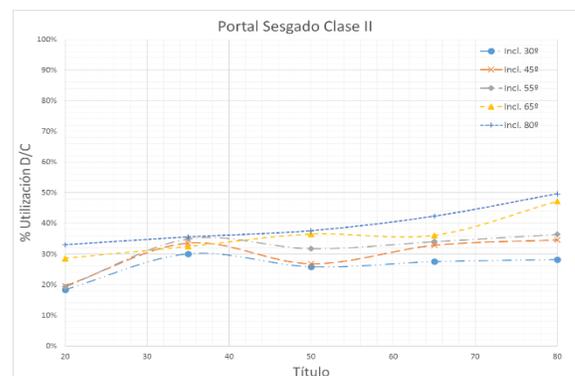
4.4.4.1 Porcentajes de uso demanda / capacidad en elementos instalados en el portal sesgado.

A continuación, se presentan los porcentajes de uso de los elementos estructurales para los análisis del portal sesgado. Se presentan los resultados para el concreto neumático y para los pernos.

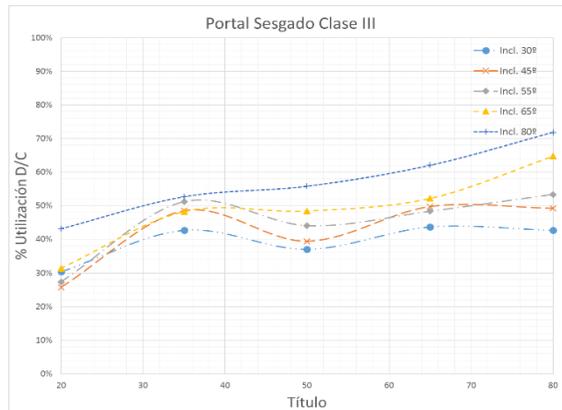
Porcentaje de uso del concreto neumático:



a) Clase I



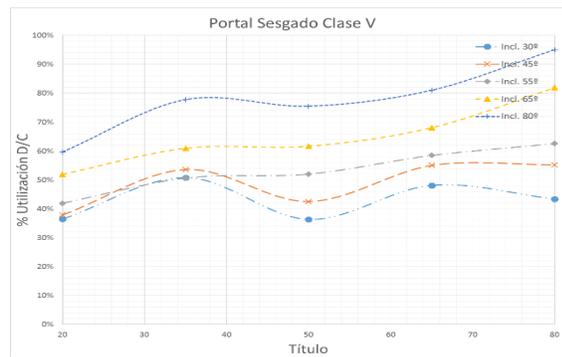
b) Clase II



c) Clase III



d) Clase IV



e) Clase V

Figura 121 Porcentaje de uso del concreto neumático para el portal sesgado a) Clase I, b) Clase II, c) Clase III, d) Clase IV y e) Clase V.

El porcentaje de uso del concreto en todas las anteriores gráficas, es relativamente uniforme (Pendiente ascendente suave) respecto al ángulo de sesgo ζ . Para cada clase de terreno, se puede ver un incremento en el porcentaje de uso, teniendo un promedio de 20%U en la clase I, a 60%U en la clase V. Estos valores se deben comparar con los porcentajes de uso en el portal convencional.

Porcentaje de uso de los pernos:

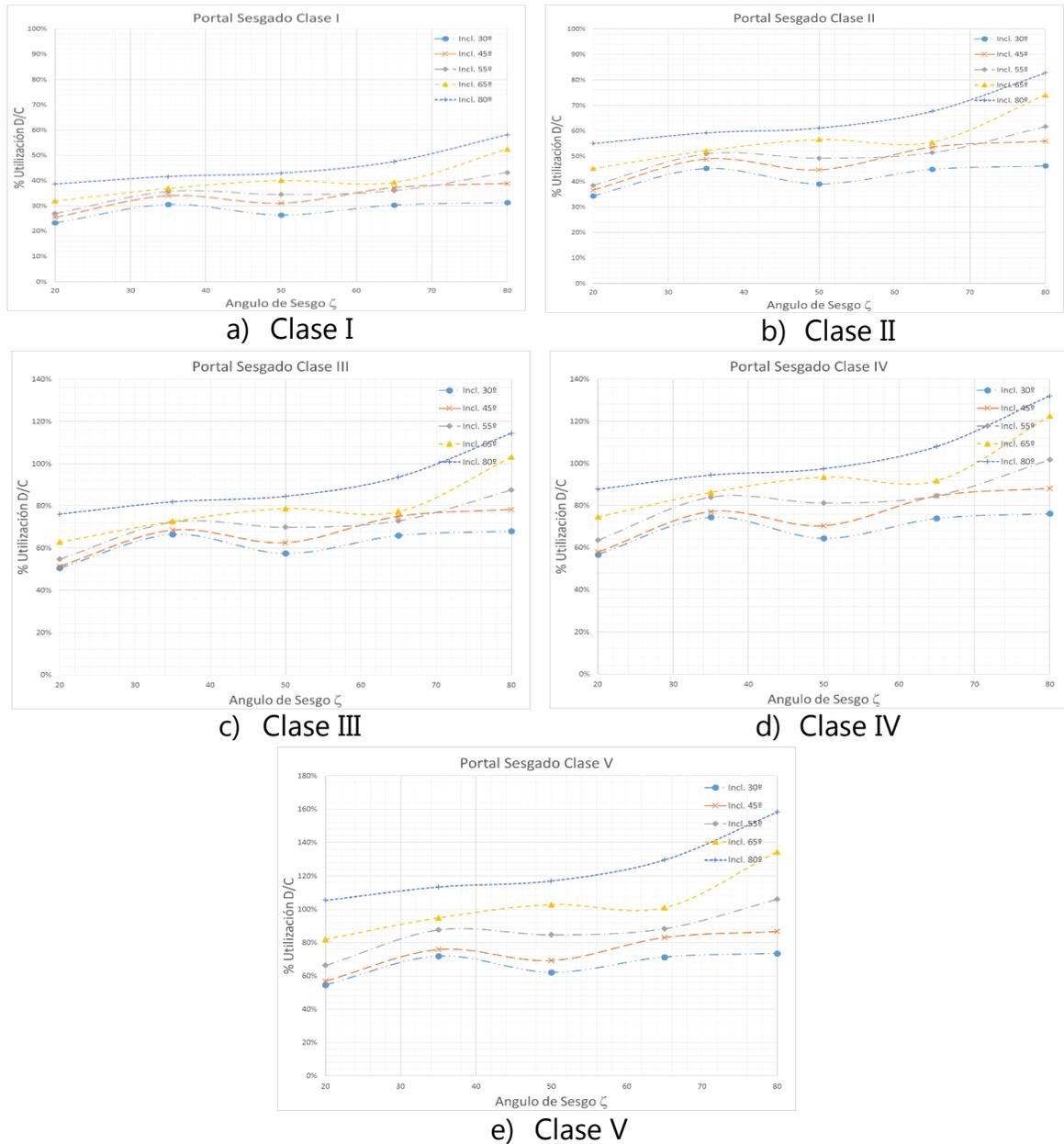


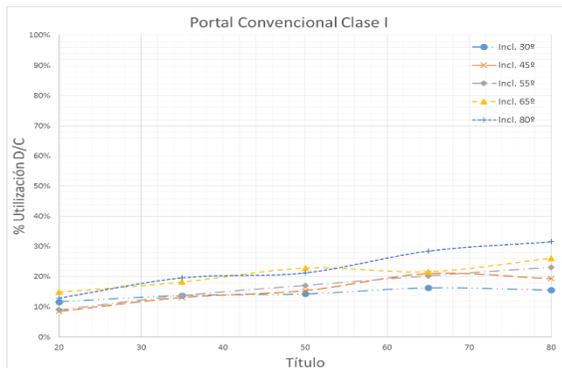
Figura 122 Porcentaje de uso de los pernos para el portal sesgado a) Clase I, b) Clase II, c) Clase III, d) Clase IV y e) Clase V.

El porcentaje de uso de los pernos en todas las anteriores gráficas, tiene una pendiente de ascenso en función del ángulo de sesgo ζ . Para cada clase de terreno, se puede ver un incremento en el porcentaje de uso para los pernos, teniendo un promedio de 30%U en la clase I, a 90%U en la clase V. Estos valores se deben comparar con los porcentajes de uso en el portal convencional.

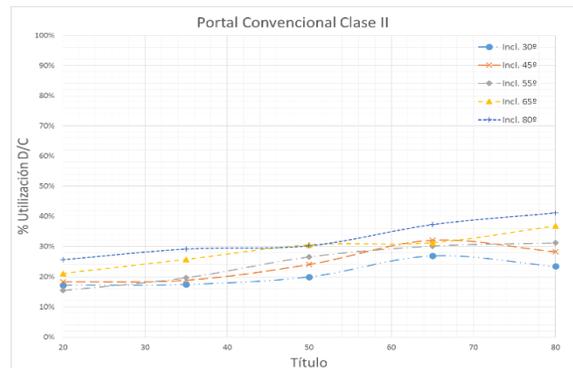
4.4.4.2 Porcentajes de uso demanda / capacidad en elementos instalados en el portal convencional.

A continuación, se presentan los factores de seguridad obtenidos para el análisis del portal convencional, se presentan los resultados para el concreto neumático y para los pernos.

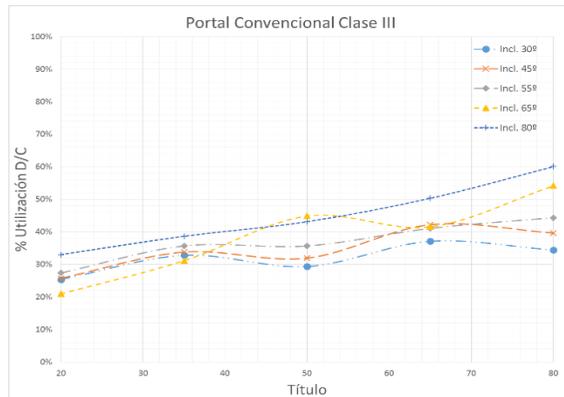
Porcentaje de uso del concreto neumático:



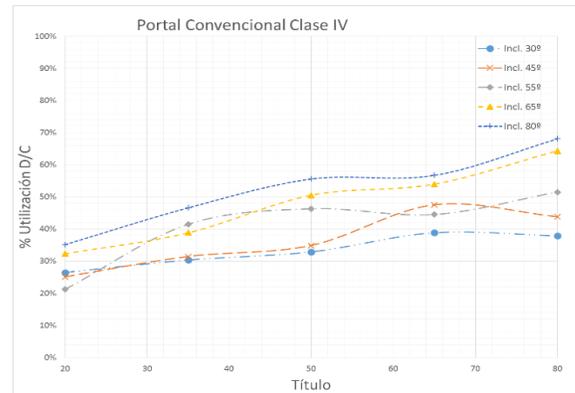
a) Clase I



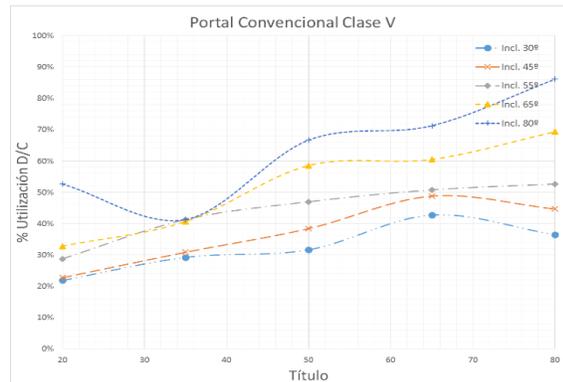
b) Clase II



c) Clase III



d) Clase IV



e) Clase V

Figura 123 Porcentaje de uso del concreto neumático para el portal convencional a) Clase I, b) Clase II, c) Clase III, d) Clase IV y e) Clase V.

El porcentaje de uso del concreto en todas las anteriores gráficas, tiene una pendiente ligeramente superior al portal sesgado, en función del ángulo de sesgo ζ . Para cada clase de terreno, se puede ver un incremento en el porcentaje de uso, teniendo un promedio de 20%U en la clase I, similar al valor obtenido en el portal sesgado, a un 60%U en la clase V, el cual es igual al porcentaje obtenido en el portal sesgado. Por consiguiente, respecto al uso del concreto es indiferente el uso de un portal de tipología convencional o sesgado.

Porcentaje de uso de los pernos:

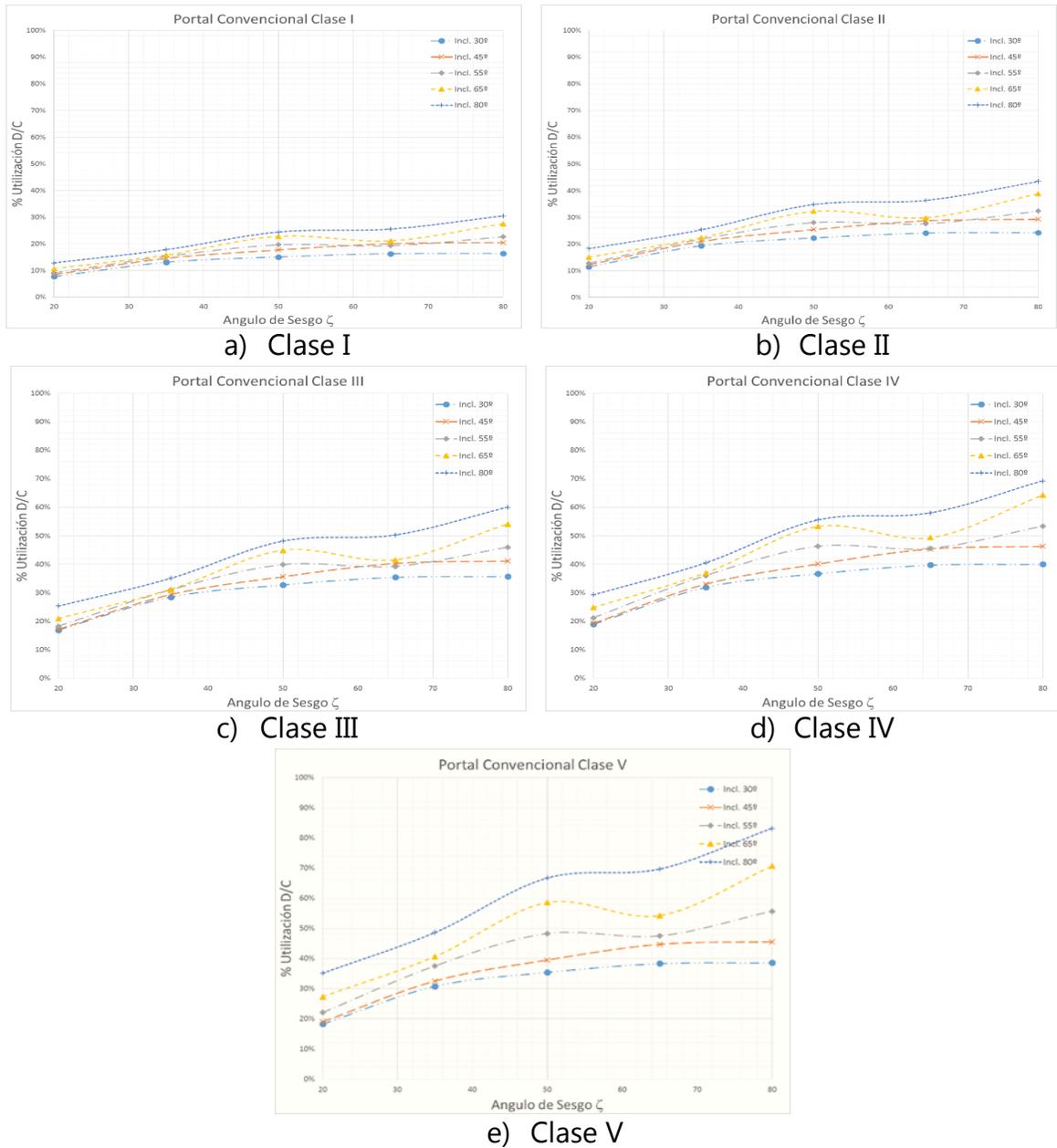


Figura 124 Porcentaje de uso de los pernos para el portal convencional) Clase I, b) Clase II, c) Clase III, d) Clase IV y e) Clase V.

El porcentaje de uso de los pernos en todas las anteriores gráficas, tiene una pendiente ligeramente superior al portal sesgado, en función del ángulo de sesgo ζ . Para cada clase de terreno, se puede ver un incremento en el porcentaje de uso, teniendo un promedio de 20%U en la clase I, el cual es más bajo que lo requerido en el portal sesgado que es de mínimo del 30%U. Para la clase V el porcentaje de uso promedio es de 50%U, el cual también bajó respecto a lo visto en el porcentaje de uso de pernos en el portal sesgado. En consecuencia, respecto al uso de los pernos es más eficiente construir un portal convencional que uno sesgado, aunque la diferencia no llega a ser más del 10%U.

Finalmente, se presenta el resumen de todos los datos obtenidos en las modelaciones 3D para porcentaje de uso de los elementos estructurales como el concreto y los pernos de los portales sesgados (M2) y portales convencionales (M3):

NUMERO DE MODELOS POR CLASE DE TERRENO	INCLINACIÓN β	SESGO ζ	Clase I		Clase II		Clase III		Clase IV		Clase V	
			M2	M3	M2	M3	M2	M3	M2	M3	M2	M3
1.00	30	20.00	15%	12%	18%	17%	30%	25%	34%	26%	36%	22%
2.00		35.00	21%	14%	30%	17%	43%	33%	49%	30%	51%	29%
3.00		50.00	16%	14%	26%	20%	37%	29%	42%	33%	36%	32%
4.00		65.00	20%	16%	27%	27%	44%	37%	46%	39%	48%	43%
5.00		80.00	18%	16%	28%	23%	43%	34%	47%	38%	43%	36%
6.00	45	20.00	17%	9%	20%	18%	26%	26%	39%	25%	38%	23%
7.00		35.00	21%	13%	34%	19%	48%	34%	55%	31%	54%	31%
8.00		50.00	19%	15%	27%	24%	39%	32%	45%	35%	43%	38%
9.00		65.00	24%	21%	33%	32%	50%	42%	56%	48%	55%	49%
10.00		80.00	25%	19%	35%	28%	49%	40%	52%	44%	55%	45%
11.00	55	20.00	18%	9%	19%	15%	27%	27%	38%	21%	42%	29%
12.00		35.00	22%	14%	35%	20%	51%	36%	52%	41%	51%	41%
13.00		50.00	21%	17%	32%	27%	44%	36%	51%	46%	52%	47%
14.00		65.00	23%	20%	34%	30%	48%	41%	53%	44%	59%	51%
15.00		80.00	27%	23%	36%	31%	53%	44%	65%	51%	63%	53%
16.00	65	20.00	17%	15%	29%	21%	31%	21%	42%	32%	52%	33%
17.00		35.00	25%	18%	32%	26%	48%	31%	50%	39%	61%	41%
18.00		50.00	25%	23%	36%	31%	48%	45%	55%	50%	62%	59%
19.00		65.00	24%	22%	36%	31%	52%	42%	63%	54%	68%	61%
20.00		80.00	33%	26%	47%	37%	65%	54%	72%	64%	82%	69%
21.00	80	20.00	24%	13%	33%	26%	43%	33%	53%	35%	60%	53%
22.00		35.00	29%	20%	36%	29%	53%	39%	65%	47%	78%	41%
23.00		50.00	27%	21%	38%	30%	56%	43%	59%	56%	75%	67%
24.00		65.00	31%	29%	42%	37%	62%	50%	72%	57%	81%	71%
25.00		80.00	36%	32%	50%	41%	72%	60%	83%	68%	95%	86%

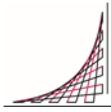
Tabla 51 Resumen de porcentajes de uso del concreto neumático para la modelación en 3D (M2_Portal Sesgado, M3_Portal Convencional)

NUMERO DE MODELOS POR CLASE DE TERRENO	INCLINACIÓN β	SESGO ζ	Clase I		Clase II		Clase III		Clase IV		Clase V	
			M2	M3	M2	M3	M2	M3	M2	M3	M2	M3
1.00	30	20.00	23%	10%	34%	15%	51%	22%	57%	25%	55%	24%
2.00		35.00	31%	12%	45%	18%	67%	27%	74%	30%	72%	29%
3.00		50.00	26%	15%	39%	22%	58%	32%	64%	36%	62%	34%
4.00		65.00	30%	17%	45%	25%	66%	36%	74%	41%	71%	39%
5.00		80.00	31%	17%	46%	25%	68%	36%	76%	41%	73%	39%
6.00	45	20.00	26%	11%	37%	16%	51%	22%	58%	25%	57%	25%
7.00		35.00	34%	14%	49%	20%	69%	28%	77%	31%	76%	31%
8.00		50.00	31%	17%	45%	25%	63%	35%	70%	39%	69%	38%
9.00		65.00	37%	20%	54%	29%	75%	41%	84%	46%	83%	46%
10.00		80.00	39%	21%	56%	30%	78%	42%	88%	47%	87%	46%
11.00	55	20.00	27%	12%	39%	17%	55%	24%	64%	28%	66%	29%
12.00		35.00	36%	15%	51%	21%	72%	29%	84%	34%	88%	36%
13.00		50.00	35%	19%	49%	27%	70%	39%	81%	45%	85%	47%
14.00		65.00	36%	20%	51%	28%	73%	40%	85%	47%	88%	49%
15.00		80.00	43%	23%	62%	33%	88%	47%	102%	54%	106%	57%
16.00	65	20.00	32%	14%	45%	20%	63%	27%	75%	32%	82%	36%
17.00		35.00	37%	15%	52%	21%	73%	30%	86%	35%	95%	39%
18.00		50.00	40%	22%	57%	31%	79%	44%	94%	52%	103%	57%
19.00		65.00	39%	22%	56%	31%	77%	43%	92%	50%	101%	55%
20.00		80.00	52%	28%	74%	40%	103%	55%	122%	65%	134%	72%
21.00	80	20.00	39%	17%	55%	24%	76%	33%	88%	38%	105%	46%
22.00		35.00	42%	17%	59%	24%	82%	33%	95%	38%	113%	46%
23.00		50.00	43%	24%	61%	34%	85%	47%	98%	54%	117%	65%
24.00		65.00	48%	26%	68%	37%	94%	51%	108%	59%	130%	71%
25.00		80.00	58%	31%	83%	44%	114%	61%	132%	71%	158%	85%

Tabla 52 Resumen de porcentajes de uso de los pernos para la modelación en 3D (M2_Portal Sesgado, M3_Portal Convencional)

Respecto a los análisis realizados en cuento a factor de seguridad de la ladera antes de la intervención y después de la intervención con portal sesgado o con portal convencional, se puede concluir que el portal que en menor grado altera la condición de estabilidad original (Ladera natural) es el portal sesgado. Esto implica que el portal sesgado se puede estabilizar con elementos más ligeros y económicos que el portal convencional.

En cuanto al porcentaje de uso de los elementos estructurales instalados en el túnel la diferencia, está a favor del portal convencional, ya que el portal sesgado exige un 10% más de resistencia respecto al portal convencional. Sin embargo, esta diferencia no es muy grande, además las condiciones adoptadas están de acuerdo con los soportes que se vienen usando en el país para portales convencionales. Estos mismos soportes a pesar de exigirse un 10% más, están funcionando debido a que la mayoría de las modelaciones de portal sesgado tienen un porcentaje de uso inferior al 90%U.



5 ANÁLISIS NUMÉRICO EN DOS DIMENSIONES (2D)

5.1 GENERALIDADES DE LA MODELACIÓN EN 2D PARA PROBLEMAS 3D (PSEUDO - TRIDIMENSIONALIDAD)

Tradicionalmente la mayoría de ingenieros geotécnicos utiliza paquetes de programas en 2D, esto debido a que al realizar modelaciones en 3D, se tiene un alto costo debido a las exigencias en programas, hardware y tiempo. Por dar un ejemplo el programa Plaxis 3D tiene un costo aproximado de 60 millones de pesos, además requiere una estación de trabajo con un costo aproximado de 17 millones de pesos, junto con esto se requiere un tiempo de cálculo de casi 24 horas por simulación que se incrementa con la cantidad de detalle requerido. Esta condición hace prácticamente obligatorio tener una metodología de diseño de los portales sesgados en 2D o comúnmente llamado pseudo-3D.

5.1.1 Descripción del programa Plaxis 2D

5.1.1.1 Interfaz de Plaxis 2D

Este programa contiene todas las herramientas necesarias para crear y modificar un modelo geométrico, así como para generar la correspondiente malla de elementos finitos y las condiciones de contorno.

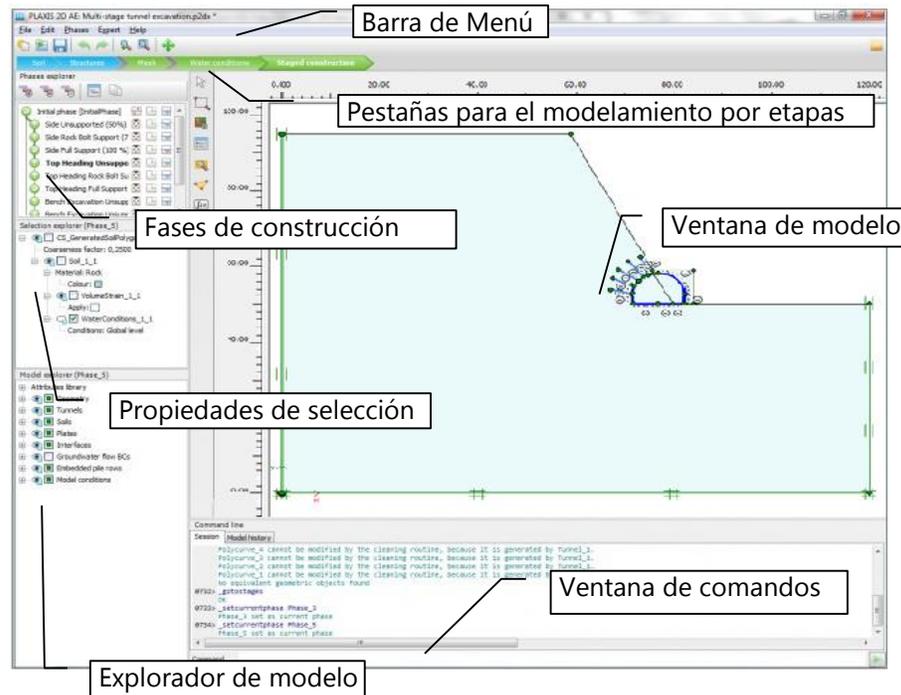


Figura 125 Interfaz de entrada del programa Plaxis 2D

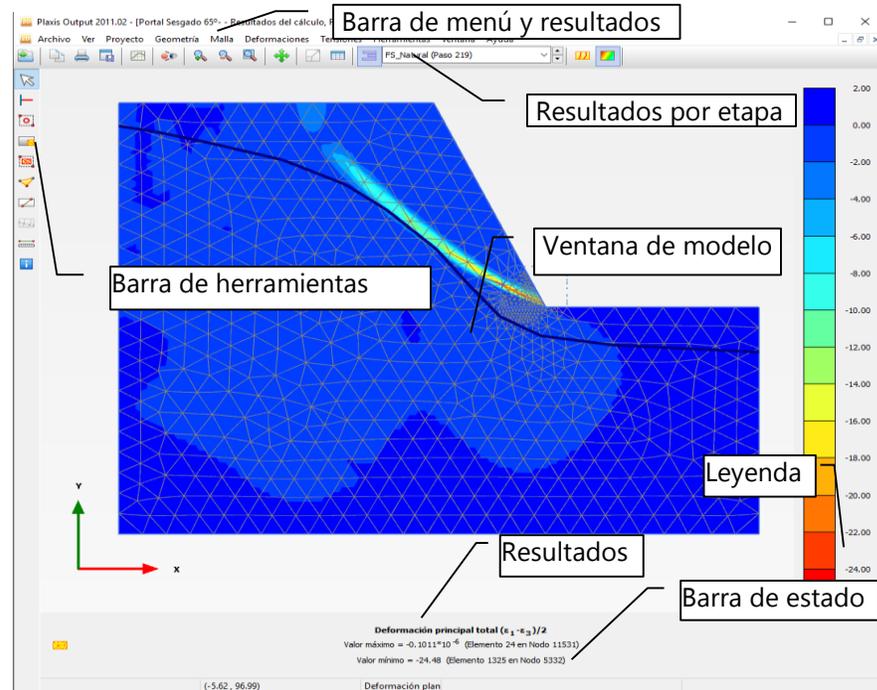


Figura 126 Interfaz de salida del programa Plaxis 2D

5.1.1.2 Geometría del modelo para Plaxis 2D

El ancho del modelo se asumió de 120m, en cuanto a la altura desde el eje del túnel a la base del modelo se fijó en 50m y desde el eje del túnel a la parte superior del modelo se estableció de acuerdo con lo especificado en la modelación en 3D (Ver sección 4.3.4)

En la siguiente figura se pueden observar los límites fijados para la modelación en 2D.

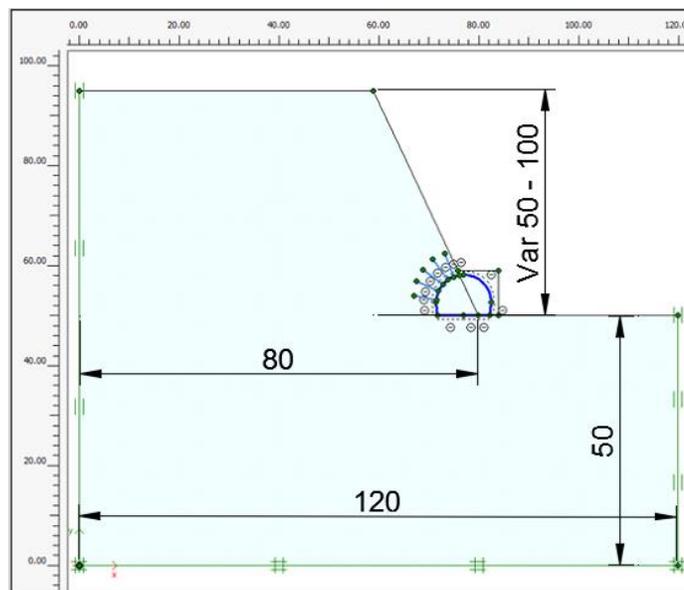


Figura 127 Condiciones geométricas contempladas en la modelación en 2D.

5.1.1.3 Condiciones de contorno

En el modelo geométrico se puede hacer la distinción entre fijaciones horizontales y fijaciones verticales. Sin embargo, las fijaciones estándar que Plaxis ofrece son en la base en "X" e "Y"; y en los laterales se aplican para el eje "X". La fijación corresponde a la de un desplazamiento igual a 0. Este tipo de condición puede ser aplicada a líneas y a puntos geométricos.

5.2 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS PSEUDO-3D EN TÚNELES.

El análisis pseudo-3D se basa en la metodología de la predicción de desplazamientos en túneles (Pilgerstorfer, 2010), el cual obtiene el valor de la relajación del terreno. Para el adecuado uso de este valor en las modelaciones matemáticas se debe seguir el documento titulado "Pseudo-3D en túneles" (Rocscience, 2008).

5.2.1 Cálculo de la relajación del terreno

Para encontrar el valor de la relajación λ_{face} , se hace uso de la metodología enunciada en la sección 2.3.7.1, metodología con la cual se puede obtener el valor de la relajación por medio de las ecuaciones expuestas en dicha sección, o de la siguiente gráfica, Los valores de entrada para el cálculo de la relajación son: profundidad relativa de fallo η (La cual se calcula con una modelación del túnel sin soporte) y el ángulo de fricción del material.

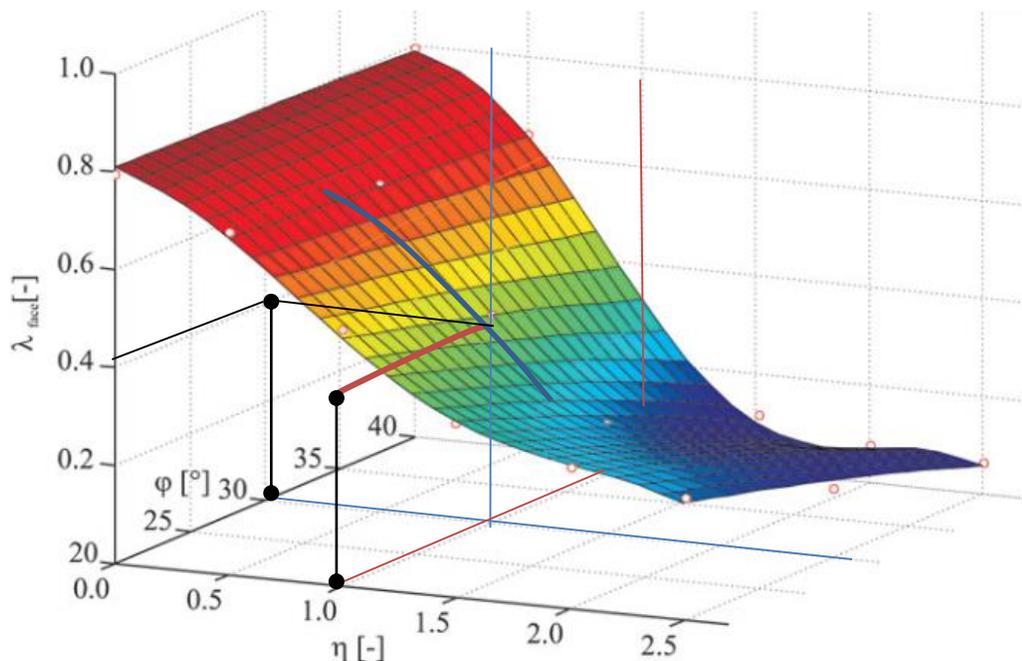


Figura 128 Valor de relajación $\lambda_{\text{face}}=0.4$ para un ángulo de fricción de 30° y una zona plástica de 1 m (Pilgerstorfer, 2010)

5.2.2 Uso del valor de la relajación en Plaxis 3D

La opción del valor de relajación en los programas permite al usuario "dividir" la carga del elemento inicial en las etapas de construcción del túnel, en lugar de aplicar toda la tensión de campo o la fuerza de cuerpo en la primera etapa. Un uso típico es la división de carga para simular la excavación secuencial del túnel.

Por ejemplo, para un ángulo de fricción de 30° y para una zona de plastificación de 1m, se tiene un valor de relajación de 0.4 (Ver Figura 128).

Este valor de relajación λ_{face} que para el ejemplo es de 0.4, corresponde al 40% de los esfuerzos del sitio. Por lo que el 60% restante se debe repartir en las etapas siguientes de la excavación.

Generalmente se contemplan las siguientes etapas:

1. Excavación
2. Capa inicial de concreto neumático y pernos de seguridad.
3. Instalación de arcos metálicos y colocación de concreto neumático final.

Para el ejemplo el 60% se debe repartir en dos etapas correspondientes a los numerales 2 y 3. Por lo que por cada etapa se utiliza un valor de 0.3.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First	Last
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 ...	0	0	0
→ Excavacion	1	0	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	0		
→ Cto inicial y pernos	2	1	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	0		
→ Arcos y Cto final	3	2	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	0		

Figura 129 Etapas de cálculo contempladas.

Etapa	Relajación	Plaxis (Σ -Mstage)
Excavación	40%	40%
Cto inicial y pernos	30%	70%
Arcos y cto final	30%	100%

Tabla 53 Valores de relajación ingresados en Plaxis 2D.

5.2.3 Uso del porcentaje de error relativo

Para poder realizar una comparación rápida con los resultados en 3D, los resultados obtenidos de las modelaciones en 2D, serán representados con el uso del porcentaje de error relativo, el cual se define de la siguiente manera:

$$\%E_{2D} = \frac{\text{Valor } 3D - \text{Valor } 2D}{\text{Valor } 3D} \times 100\% \quad \{ 44 \}$$

De esta forma, será de fácil comprensión ver que tan cerca está el valor en 2D respecto del 3D. Además, si el valor es positivo indicará que el resultado en 2D, es inferior al 3D (Defecto). Pero si el valor es negativo indicará que el resultado en 2D es superior al 3D (Exceso).

5.3 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS PSEUDO-3D EN TALUDES

Para el análisis pseudo-3D en túneles el tema está bien desarrollado tanto teóricamente, como en los programas que incluyen herramientas que permiten insertar la relajación del terreno. Sin embargo, para el análisis pseudo-3D en taludes el tema tiene poco desarrollo. En las múltiples búsquedas que se realizaron sobre el tema se pudo constatar que no existe una metodología precisa que permita el cálculo de taludes en pseudo-3d. Por esta razón, a continuación, se presenta las diferentes alternativas de cálculo para lograr la pseudo-tridimensionalidad de los taludes que componen el portal.

5.3.1 Alternativa 1: Transformación del espesor del elemento finito

Con esta alternativa se pretende modificar en el mallado del programa, el espesor de cada elemento finito, el cual por omisión en Plaxis 2d es de la unidad.

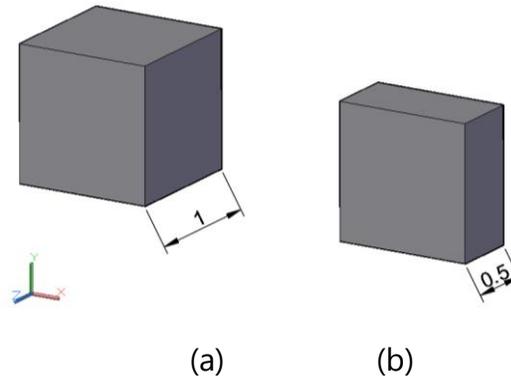


Figura 130 Espesor de elemento finito en 2D (a) elemento finito en 2d de un ancho de unidad,
 (b).Elemento finito modificado con un espesor de media unidad.

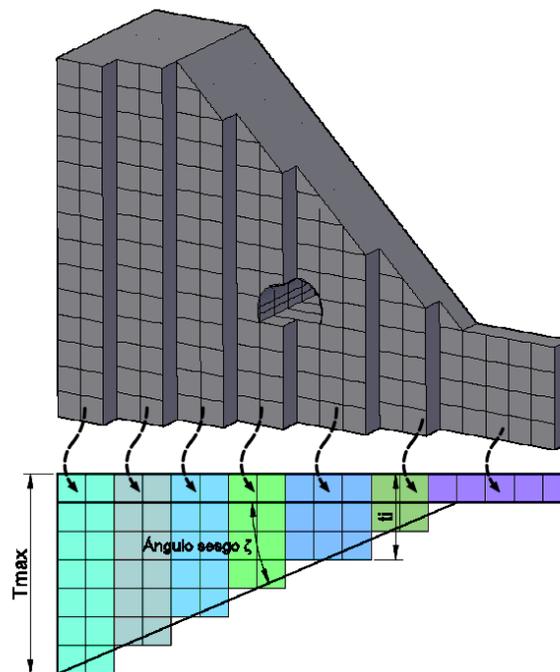


Figura 131 Esquema de modificación del espesor de los elementos finitos en un portal.

Para el uso de esta alternativa se haría necesario abrir el código del programa para modificar el espesor, no obstante, actualmente no existe una guía para alterar esta condición, por lo que se hace imposible el uso de esta alternativa en Plaxis 2D.

5.3.2 Alternativa 2: Geometría equivalente

La siguiente alternativa que se propone es revisar geoméricamente que sección (es) es (son) la(s) más adecuada(s) para representar resultados cercanos a la modelación en 3D.

Se realizó un modelo digital de terreno en 3D para revisar las posibles alternativas de modelación:

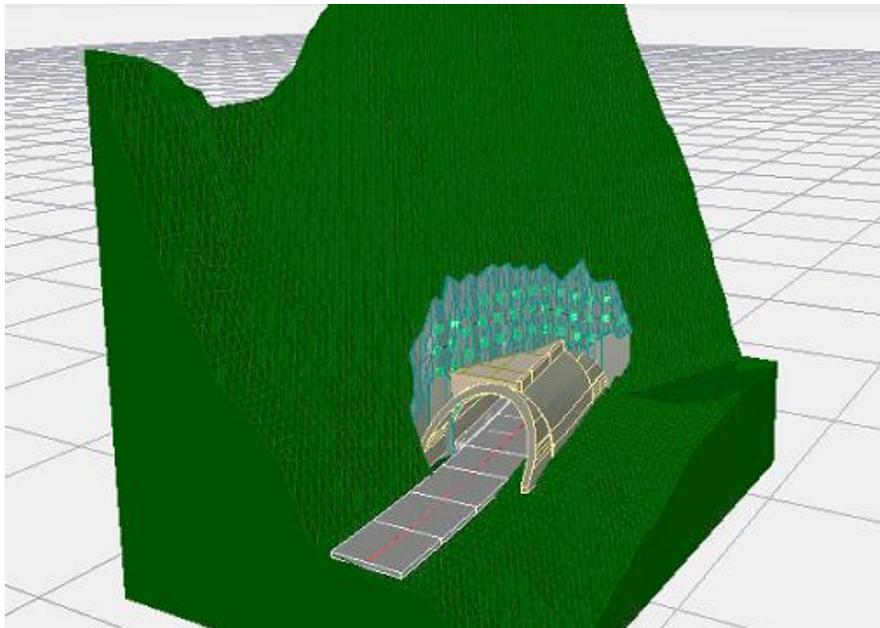
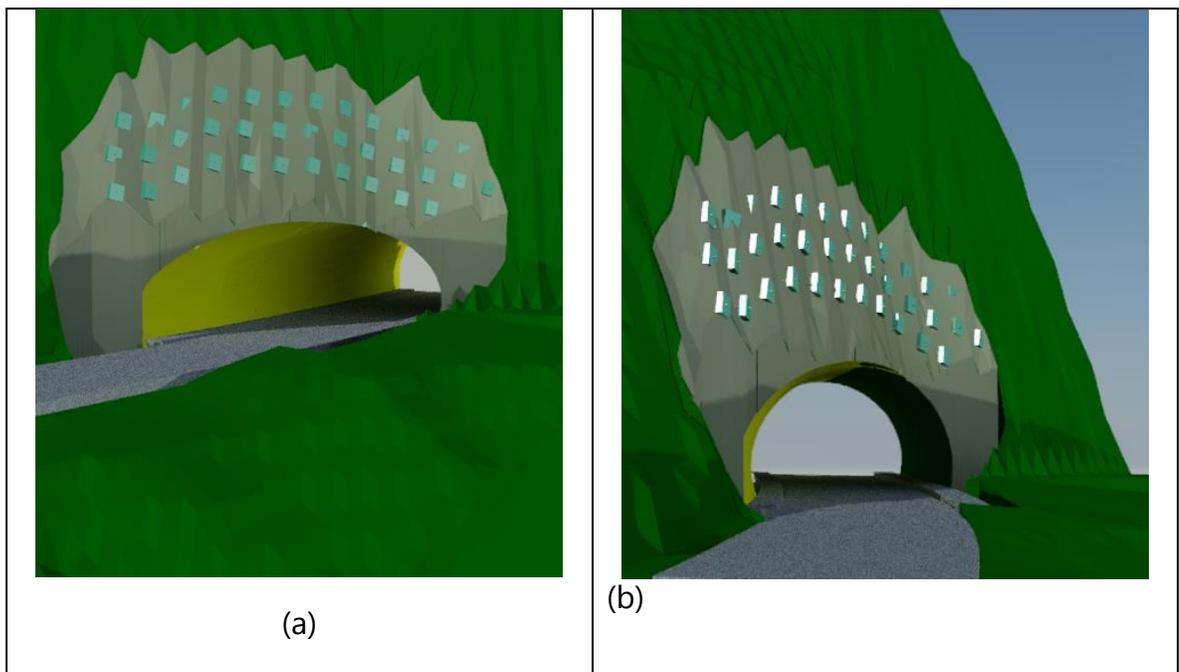


Figura 132 Modelo digital de terreno del portal sesgado en AutoCAD 3D.

A continuación, para una mejor visualización del terreno configurado con el portal sesgado, se presenta sin el túnel falso y el relleno de material. En las diferentes proyecciones se pretende visualizar el problema en 3D, para poderlo asimilar en 2D. Ver Figura 133.

La proyección (a) se realiza con una toma perpendicular al talud. En esta imagen se observa el túnel en una forma ovalada, sin embargo, no se puede observar fácilmente la inclinación del talud. La proyección (b) es una visualización paralela al eje del túnel, en donde el túnel tiene la sección de diseño sin ningún tipo de modificación, además se puede percibir la verdadera inclinación del talud, pero no se puede ver el grado de sesgo que tiene el túnel.

Continuando con el análisis la proyección (c) se realiza en una dirección intermedia entre las proyecciones (a) y (b). Donde de forma similar a la proyección (a) se ve un túnel de forma ovalada, pero la inclinación del talud no se vislumbra con facilidad. La proyección (d) se forma de manera similar a la proyección (c), bajando la posición de la cámara para poder hacer una toma superior del talud y el túnel, sin embargo, sucede lo mismo de la proyección (a).



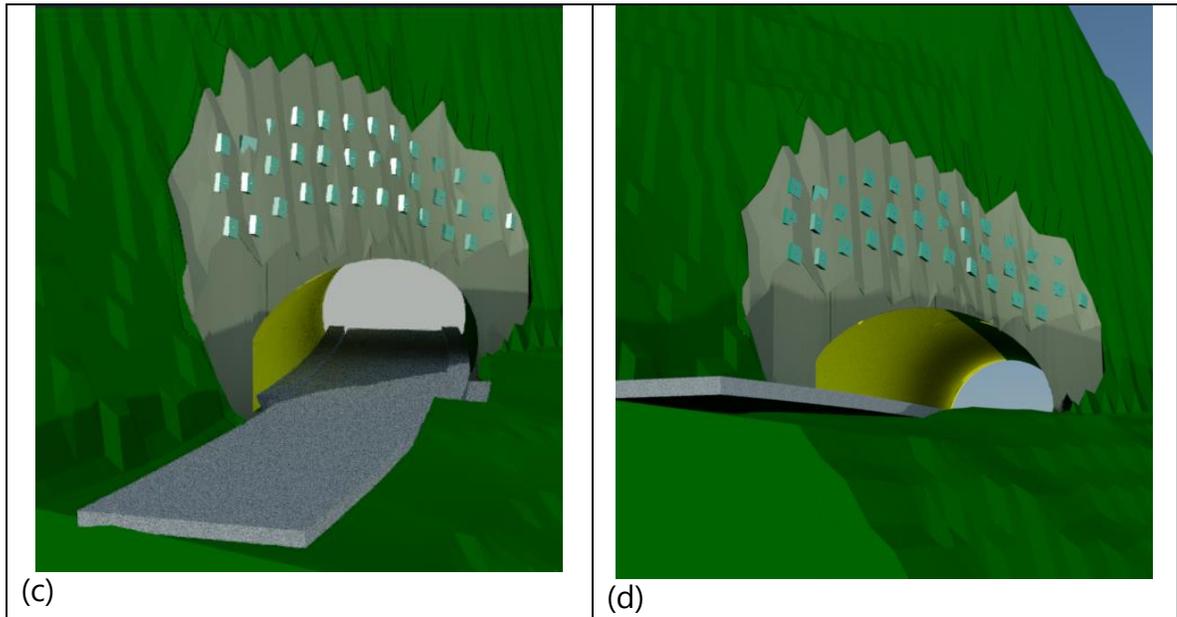


Figura 133 Diferentes proyecciones del portal sesgado en 3D

De las anteriores imágenes se puede deducir que existen dos posibles secciones para el análisis 2D, la primera y más evidente es la sección ovalada y la segunda es la sección perpendicular al eje del túnel. A continuación, se realiza el análisis numérico de cada una de estas secciones.

5.3.2.1 Proceso de cálculo de la sección ovalada

Para revisar si la sección ovalada es adecuada para simular un portal sesgado en 2D. Se realizó un modelo con los siguientes parámetros para un terreno Clase I; ángulo de fricción 45.0° ; cohesión 400KPa , peso específico 26kN/m^3 ; módulo de Young 81 GPa y para una combinación de una inclinación de talud de 80° y un ángulo de sesgo de 50° .

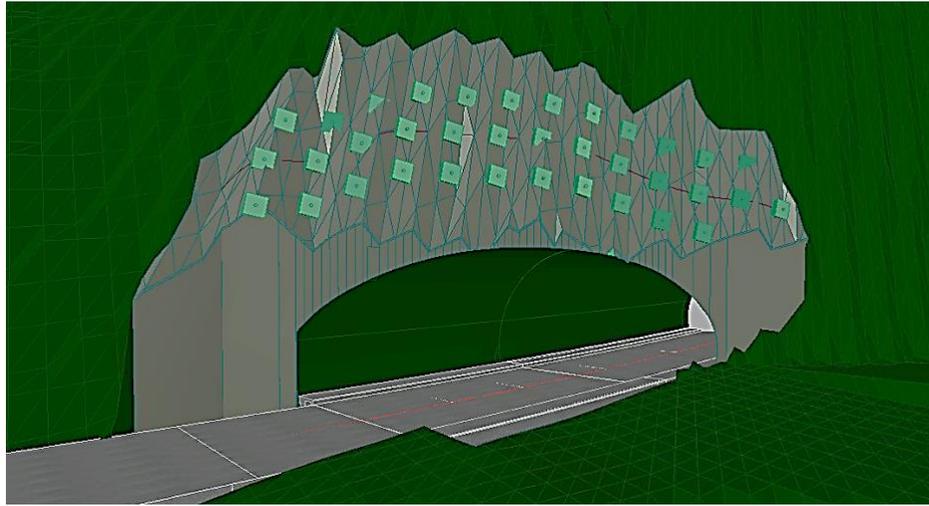


Figura 134 Sección ovalada del portal vista en el modelo en 3D

5.3.2.1.1 Determinación de la pseudo- 3D del túnel:

Se sigue lo enunciado en la sección 5.2, para 2 etapas de construcción (Excavación del túnel y colocación de concreto neumático)

Excavación: Para esta etapa es necesario conocer el valor de la relajación del terreno, para lo cual es necesario conocer el ángulo de fricción del material, que para este caso es de 45° , y el valor de la zona plástica se obtiene de un sencillo modelo en donde se evalúa la excavación sin ningún tipo de soporte.

El análisis de relajación se hace por avance, teniendo en cuenta que la sección no cambia. Sin embargo, para el portal sesgado la sección sería variable, desde la ovalada al inicio, hasta la sección normal cuando se logre completa cobertura. Con el fin de simplificar los cálculos, se asume que la sección no es variable para el portal sesgado.

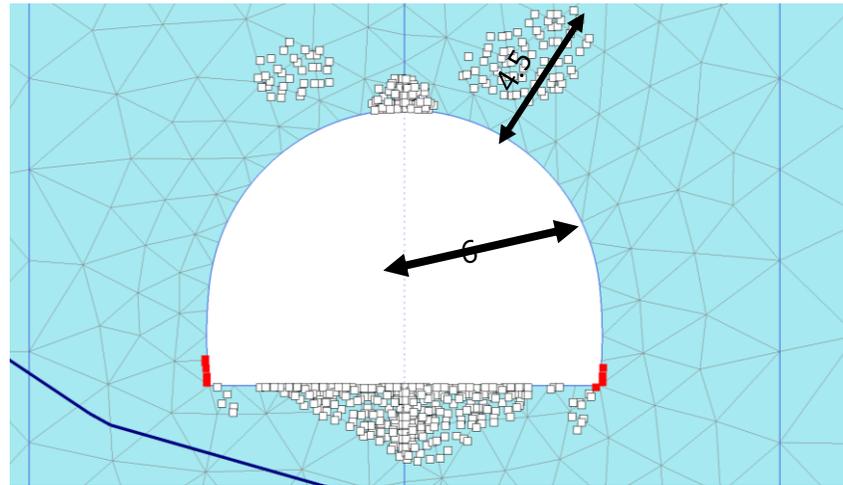


Figura 135 Modelo de Plaxis sin soporte $\eta=4.50/6.00=0.75$

Se evalúa gráficamente el valor de λ_{face} , con ángulo de fricción (ϕ) de 45° y una zona plástica $\eta=0.75$

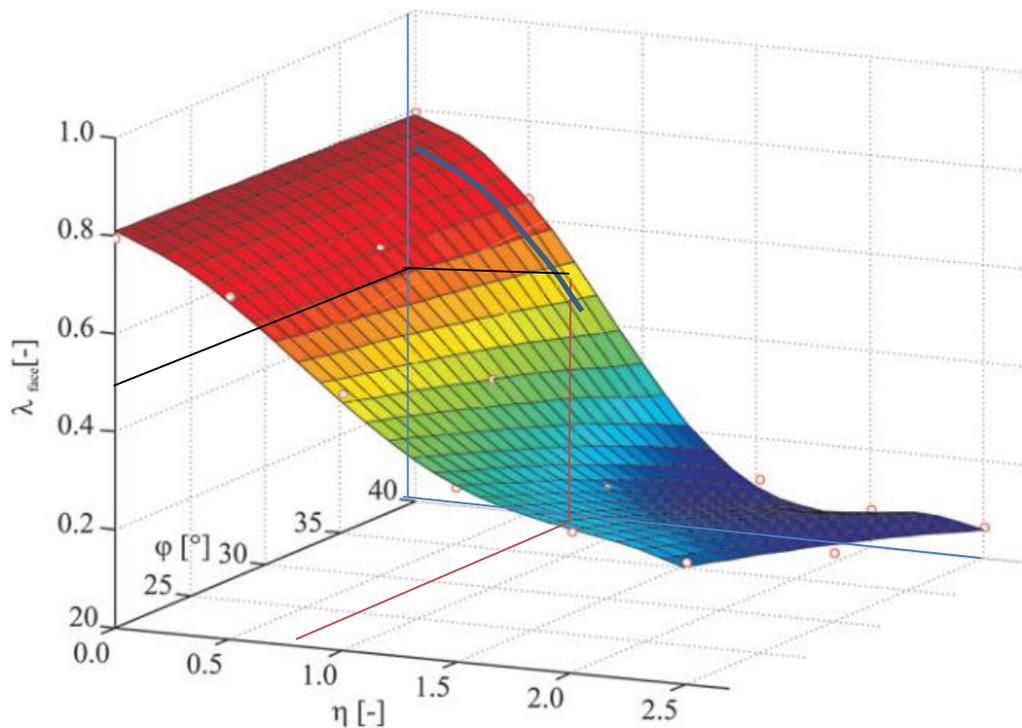


Figura 136 Valor de relajación λ_{face} del ejemplo de 0.48

Para la etapa de excavación se debe colocar un valor de relajación de $\lambda_{\text{face}} = 0.48$ (ver Figura 136).

Concreto: Para esta etapa se debe instalar el concreto neumático debido a que, para el ejemplo, se asumieron dos etapas de construcción del túnel. En esta etapa se debe colocar el 52% de relajación restante para simular completamente la excavación y construcción del túnel.

En resumen:

Etapa	Valor de relajación	Relajación Plaxis (Σ -Mstage)
Excavación	48%	58%
Concreto	52%	100%

Tabla 54 Valores de relajación ingresados en Plaxis 2D.

5.3.2.1.2 Determinación de la pseudo-3D en la sección ovalada:

Para determinar la pseudo-3D de la sección ovalada. Es necesario definir la geometría aplicada, la cual se basa en la sección 5.1.1.2. Que se muestra en la Figura 137.

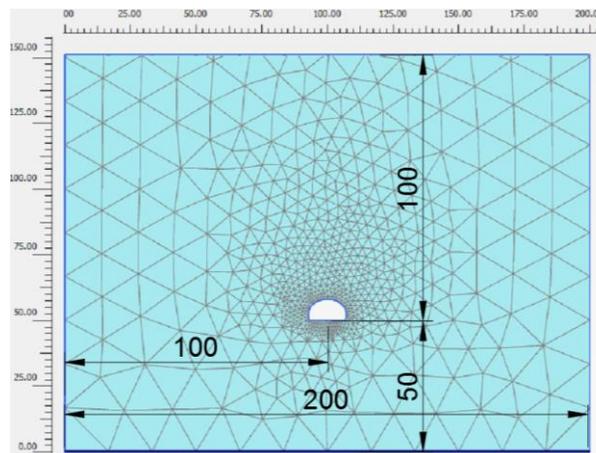


Figura 137 Geometría aplicada para la sección ovalada

La sección del túnel de modelación corresponde al polígono formado entre la intersección del talud y el túnel. Por cada tipo de sesgo, es necesario generar una nueva sección transversal de túnel.

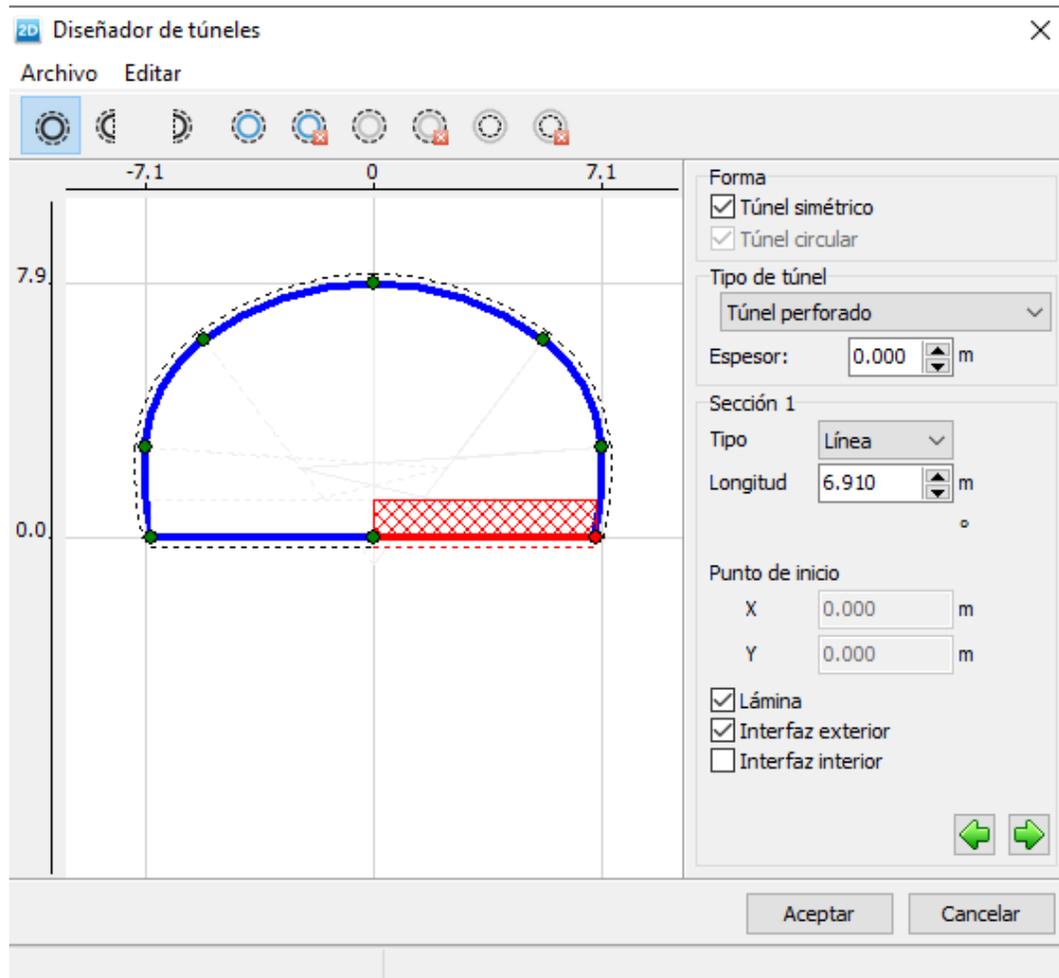


Figura 138 Sección ovalada contemplada en el análisis.

5.3.2.1.3 Resultados:

Para revisar la aplicabilidad de la alternativa en el diseño de los portales sesgados, se tiene en cuenta las siguientes condiciones para la comparación con los resultados del análisis en 3D:

- a) Resultados del factor de seguridad.
- b) Resultados del porcentaje de utilización de los elementos estructurales.

Para el factor de seguridad se evalúa gráficamente el mecanismo de falla a través de los desplazamientos y numéricamente el valor final del factor de seguridad calculado por Plaxis.

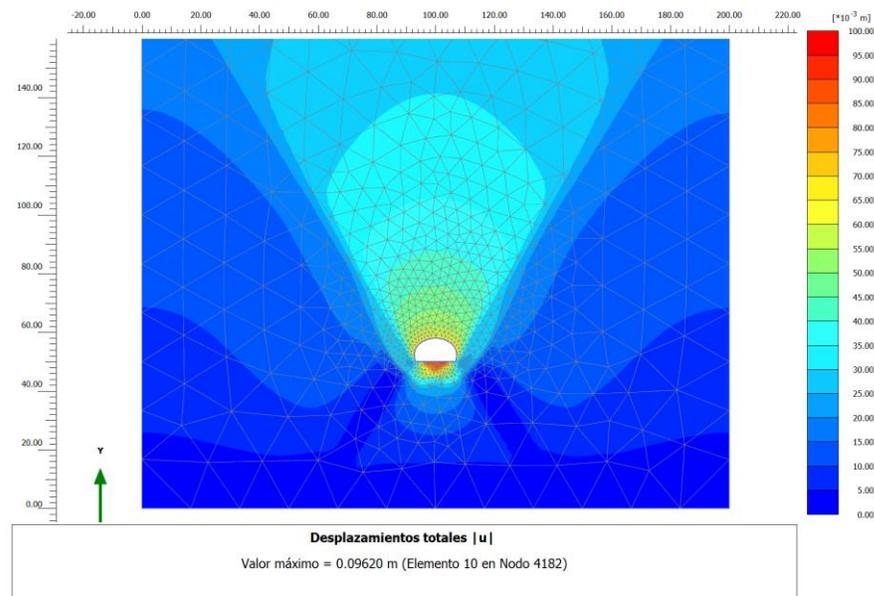


Figura 139 Desplazamientos calculados en la evaluación del factor de seguridad sección ovalada.

En la anterior figura se puede observar un mecanismo de falla principalmente en la corona del túnel, el cual continúa hasta el límite superior de modelo. Lo que no coincide con el mecanismo de falla en 3D, presentado en la sección 4.3.7 Figura 21.

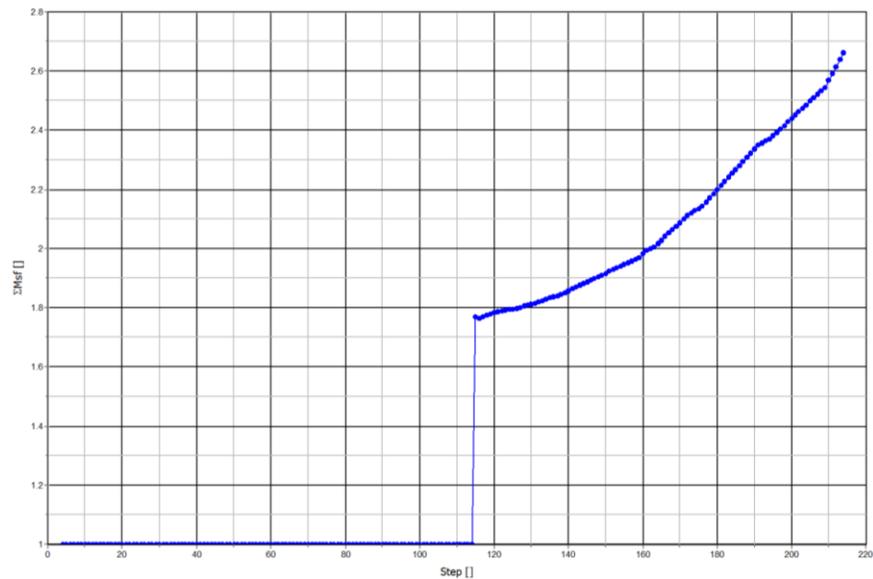


Figura 140 Resultado del factor de seguridad para la sección ovalada FS=2.6

En la anterior figura se puede observar un factor de seguridad de 2.6. El que no está muy bien definido, ya que la curva del factor de seguridad debería tener valores promedios uniformes, Este factor difiere del presentado en 3D en la tabla 13 del capítulo 4 que presenta un valor de 1.44. Claramente se puede ver que el valor en 2D presenta un error en exceso de 80% respecto al valor en 3D. En la Tabla 55 se observa que los errores en cuanto al factor de seguridad son de exceso y todos superan el 30%.

		Clase I
INCLINACIÓN β	SESGO ζ	FS
80	20.00	-47%
	35.00	-68%
	50.00	-80%
	65.00	-157%
	80.00	-164%

Tabla 55 %Error para el factor de seguridad en la modelación de la sección ovalada.

a) Resultados del porcentaje de utilización de los elementos estructurales.

Para el segundo punto en cuanto a la comparación de los resultados estructurales se evalúa en la etapa “concreto”, donde se determinan los esfuerzos axiales con los cuales se determina el porcentaje de utilización máximo, según los valores nominales definidos en el capítulo 4 (Ver sección 4.4.4 y Tabla 13.)

		Clase I
INCLINACIÓN β	SESGO ζ	% U
80	20.00	15%
	35.00	-12%
	50.00	-18%
	65.00	25%
	80.00	-22%

Tabla 56 %Error para el % de uso de elemento estructural concreto de la sección ovalada.

De la tabla anterior se puede observar que el porcentaje de error para el elemento estructural concreto es menor al 30% en defecto y exceso. Por lo que el análisis de la sección ovalada parece ser útil para determinar los valores de las solicitaciones estructurales.

5.3.2.2 Proceso de cálculo de la sección perpendicular al eje.

5.3.2.2.1 Determinación de la pseudo – 3D del túnel:

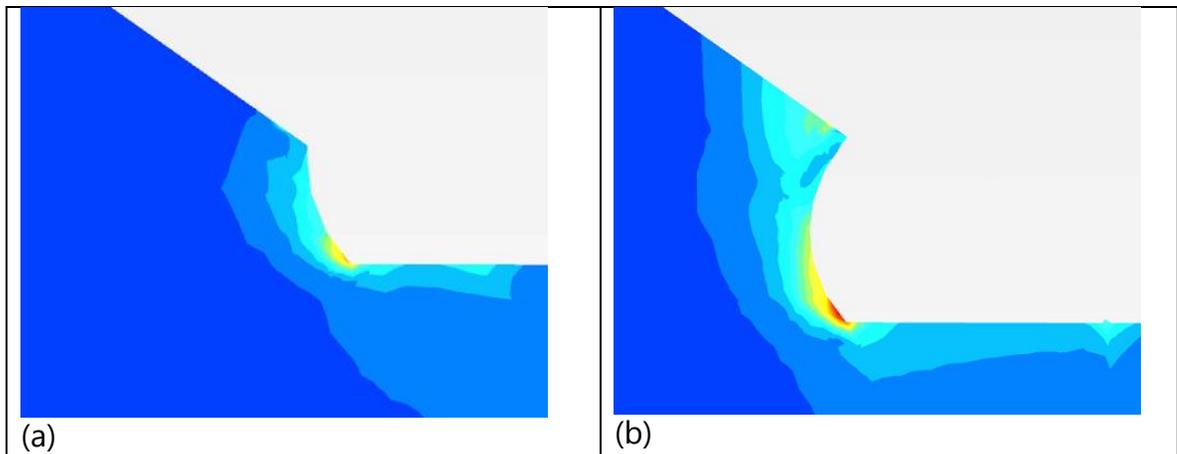
El análisis está especificado en la sección 5.3.2.1.1, por lo que sus valores se relacionan a continuación:

Etapa	Relajación	Plaxis (Σ -Mstage)
Excavación	48%	58%
Concreto	52%	100%

Tabla 57 Valores de relajación ingresados en Plaxis 2D.

5.3.2.2.2 Determinación de la pseudo – 3D en la sección perpendicular al eje del túnel:

El principal problema de este tipo de simulación es la selección de qué tipo de sección perpendicular se elige, ¿la inicial?, ¿la del medio? ¿o la final?



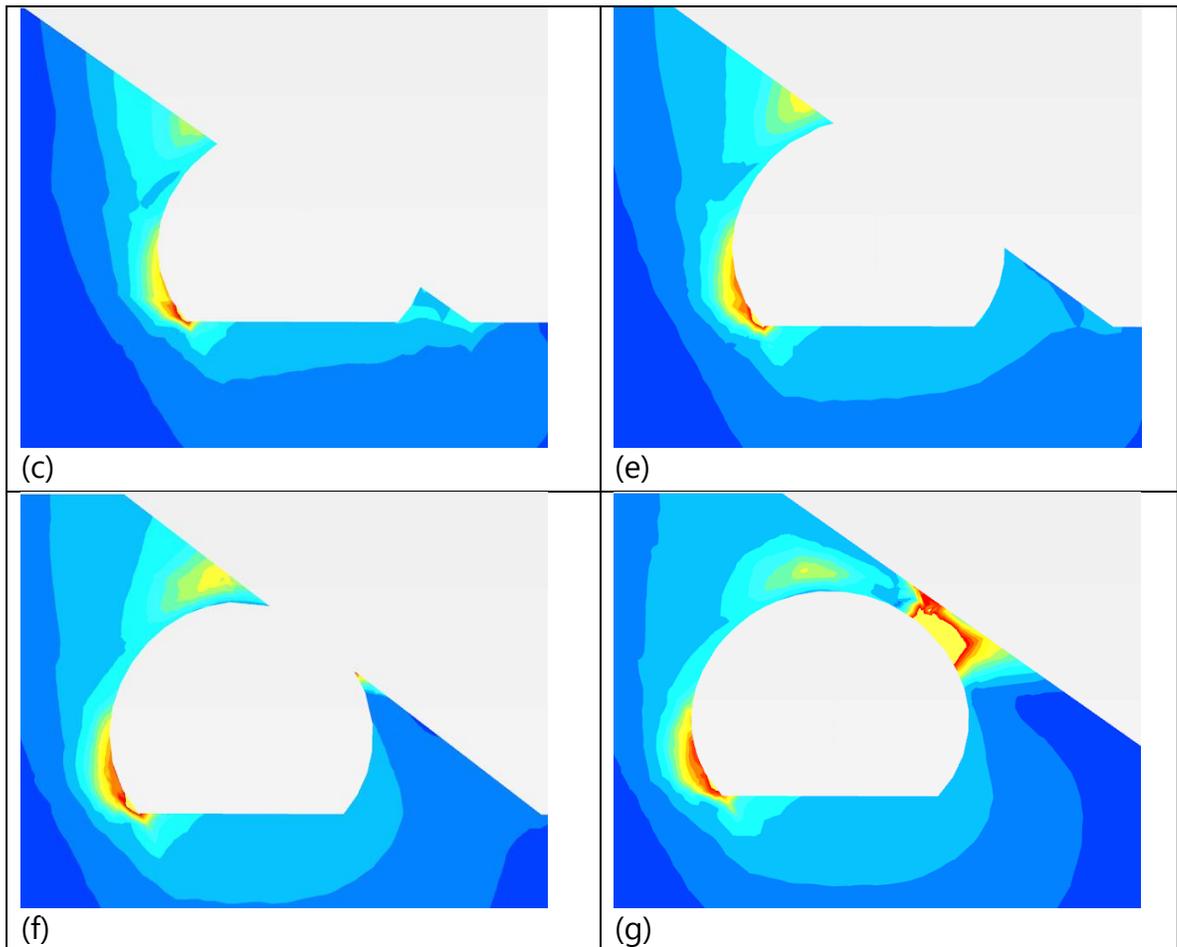


Tabla 58 Diferentes secciones transversales en el desarrollo de un portal sesgado

En la Tabla 58 se pueden ver diferentes secciones trasversales obtenidas de un modelo de Plaxis 3D, en las cuales hay gran variabilidad de configuraciones posibles para un portal sesgado en 2D.

Para definir finalmente la sección geométrica, que se utilizaría para simular el sesgo, se propone observar los extremos en cuanto a los grados del sesgo (ver Tabla 59). En el primer extremo tenemos el sesgo de 0° que corresponde a un portal convencional figura (a), que tradicionalmente se simula en 2D. El segundo extremo se presenta cuando se tiene un ángulo de sesgo de 90° , el cual corresponde a un talud en negativo o en voladizo figura (c), el cual se modela simplemente obteniendo una

sección transversal del modelo en 3D en cualquier punto del talud en negativo o voladizo.

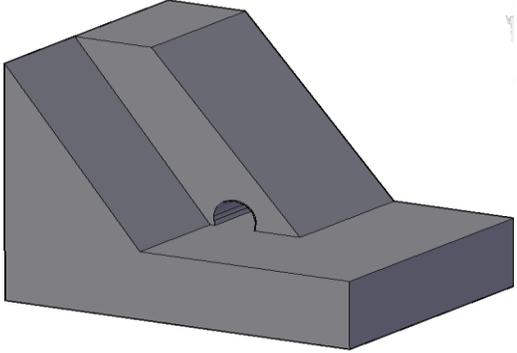
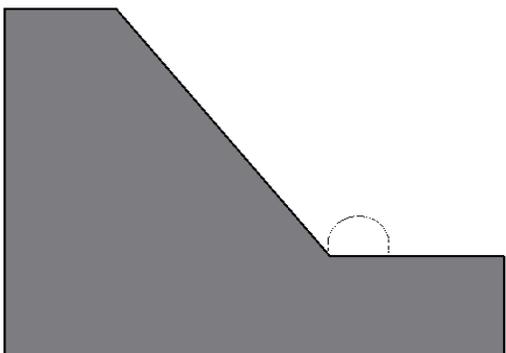
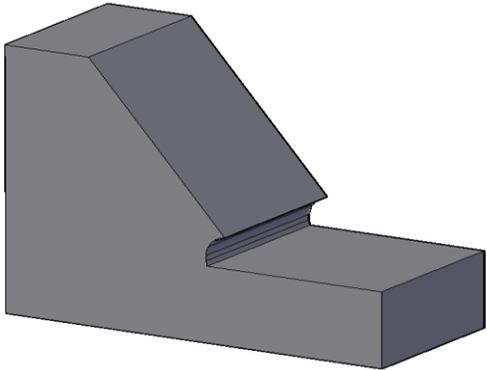
Vista en 3D	Vista en 2D
 <p>(a)</p>	 <p>(b)</p>
Vista portal convencional, equivalente a un sesgo de 0°.	
 <p>(c)</p>	 <p>(d)</p>
(a) Vista talud en negativo, equivalente a un sesgo de 90°.	

Tabla 59 Equivalencias del portal con un sesgo de 0° y uno de 90°.

La variación del sesgo en 2D, avanza del tener en la intersección del túnel con el talud, un solo punto en común hacia los 0° de sesgo, hasta tener en la intersección del túnel con el talud un área de contacto mayor a la mitad del túnel, en los 90° de sesgo. (Ver Figura 141).

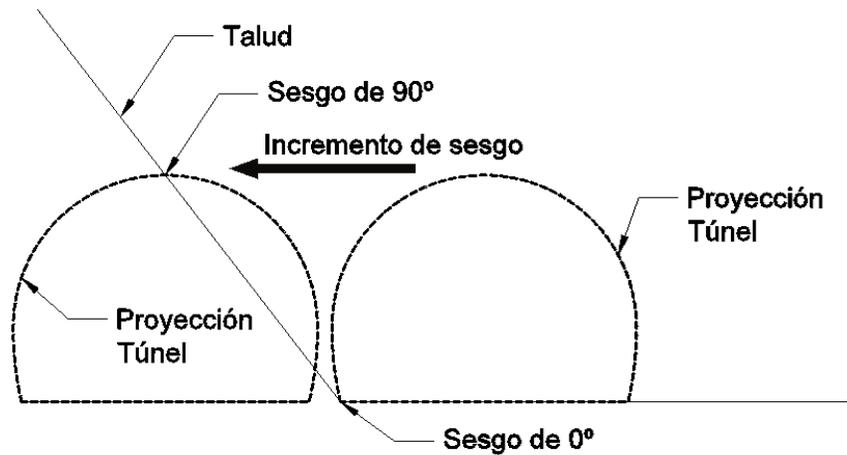


Figura 141 Cambio de sesgo para el análisis en 2D.

Por esta razón, la simulación del sesgo en una sección transversal es como se muestra en Figura 142, de la cual el ángulo de sesgo varía de 0° a 90° desde el eje del túnel.

La proyección de la línea que forma el ángulo de sesgo que se intersecta con la sección del túnel, intersección que define la localización del talud.

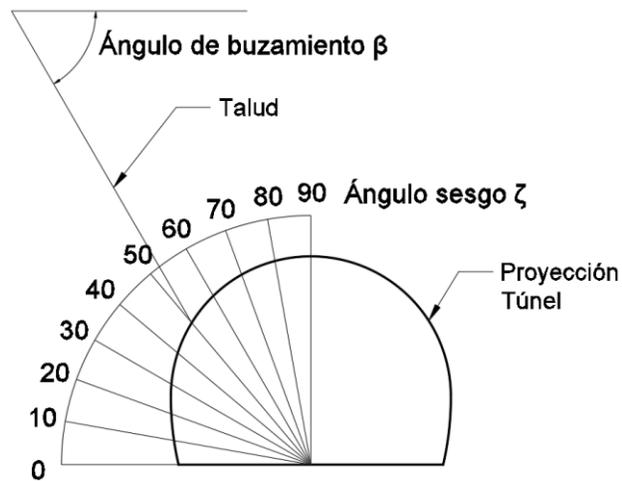


Figura 142 Simulación del ángulo de sesgo para los análisis en 2D

a) Resultados del factor de seguridad.

Para el factor de seguridad se evalúa gráficamente el mecanismo de falla a través de los desplazamientos y numéricamente el valor final del factor de seguridad calculado por Plaxis.

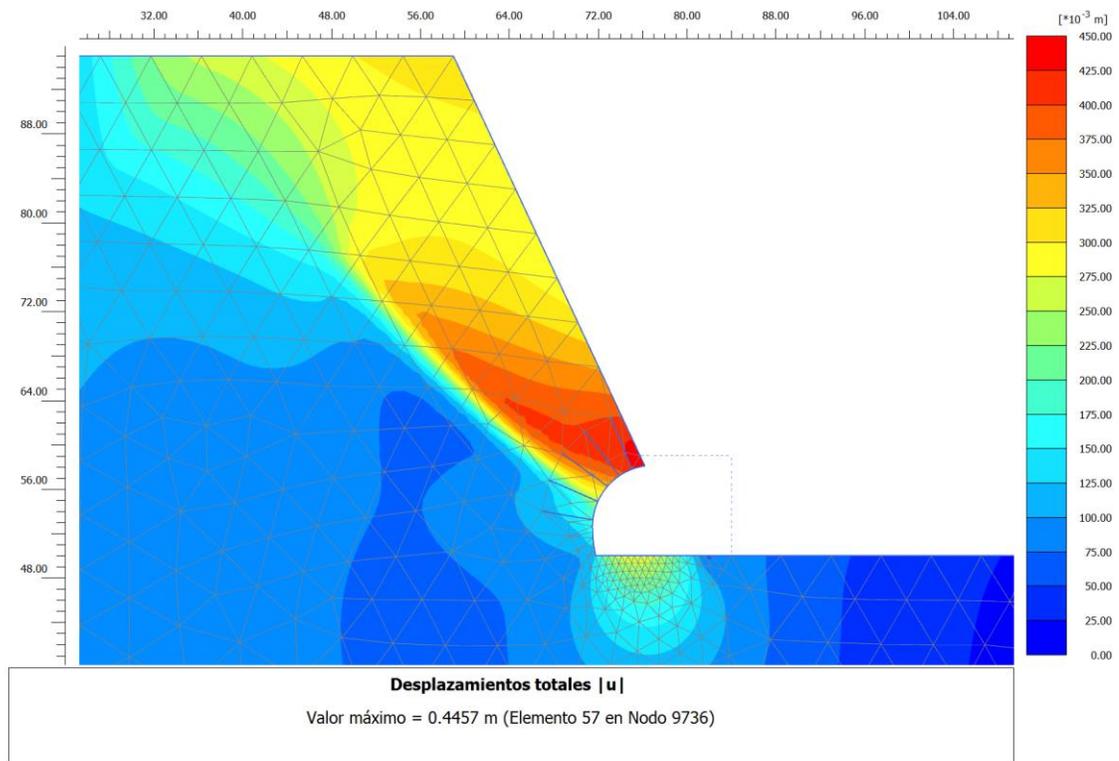


Figura 143 Desplazamientos calculados en la evaluación del factor de seguridad sección ova-lada.

En la anterior figura se puede observar un mecanismo de falla principalmente en la corona del túnel y se extiende en la parte superior a máximo a 1 diámetro. Lo que coincide con el mecanismo de falla en 3D, presentado en la sección 4.3.7 Figura 21.

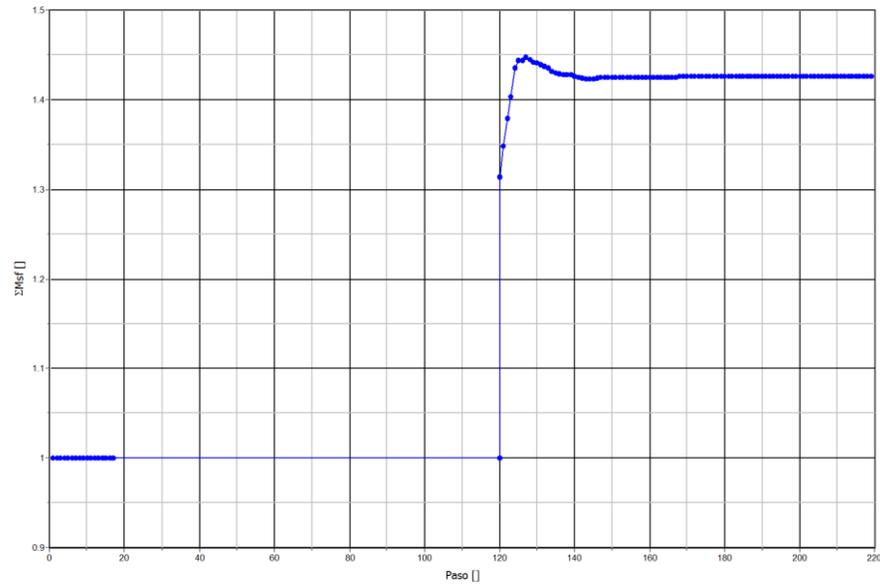


Figura 144 Resultado del factor de seguridad para la sección ovalada FS=1.42

En la anterior figura se puede observar un factor de seguridad de 1.42 el cual está muy bien definido. Este factor que difiere del presentado en 3D en la tabla 13 del capítulo 4 que presenta un valor de 1.44. Claramente se puede ver que el valor en 2D presenta un pequeño error en defecto de 2% respecto al valor en 3D. En la Tabla 60 se presentan los errores en cuanto al factor de seguridad que son en defecto y ninguno supera el 20%.

		Clase I
INCLINACIÓN β	SESGO ζ	FS
80	20.00	1%
	35.00	3%
	50.00	2%
	65.00	7%
	80.00	12%

Tabla 60 %Error para el factor de seguridad en la modelación de la sección perpendicular.

b) Resultados del porcentaje de utilización de los elementos estructurales.

Para realizar la comparación de los resultados estructurales se sigue la metodología planteada en la sección 5.3.2.1.3 parte b.

		Clase I
INCLINACIÓN β	SESGO ζ	% U
80	20.00	60%
	35.00	40%
	50.00	37%
	65.00	54%
	80.00	75%

Tabla 61 %Error para el % de uso de elemento estructural concreto de la sección perpendicular.

De la tabla anterior se puede observar que el porcentaje de error para el elemento estructural concreto, esta dentro de un rango inadecuado mayor del 40% en defecto.

Entonces, para hallar un factor de seguridad similar al obtenido en una simulación 3D, se debe trabajar con una sección perpendicular. Pero si lo que se requiere son solicitaciones estructurales de los elementos de soporte (Concreto, pernos, arcos, etc.) según la presente investigación se debe evaluar la modelación de la sección ovalada.

5.3.3 Alternativa 3: Parámetros equivalentes

Esta alternativa utiliza la concepción de la alternativa No. 1 junto con las recomendaciones obtenidas en la alternativa No. 2, esto con el fin de lograr una alternativa validada matemáticamente. Con esta alternativa se pretende evaluar la modificación de los parámetros de resistencia del material para que a través de una sección se obtengan resultados similares a los 3D en cuanto al factor de seguridad y las sollicitaciones estructurales en un portal sesgado.

El procedimiento que se plantea para modificar los parámetros consiste primero en dibujar en planta el portal sesgado como se puede ver en la Figura 145. En la que se gráfica el ángulo de sesgo (ζ) y se localiza la proyección en planta del túnel.

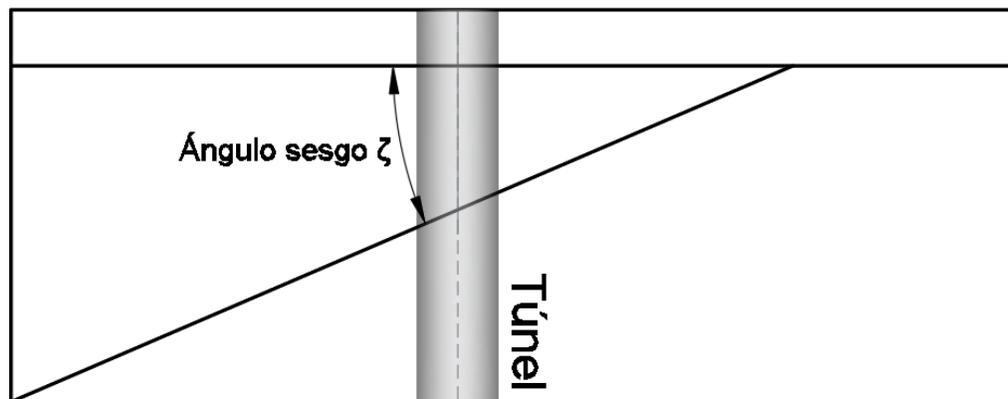


Figura 145 Diagrama del portal sesgado en planta.

El problema que aquí se suscita, es si la tendencia de modificación, es lineal o tiene otro tipo de tendencia (bilineal, parabólica, etc.). Otro problema que se presenta es la elección de la cobertura que debe tener la sección transversal. Este es otro tema que también debe ser considerado. (Departament of the Army, , U.S. Army Corp of Engineers, 30 Mayo 2007). Ver Figura 131.

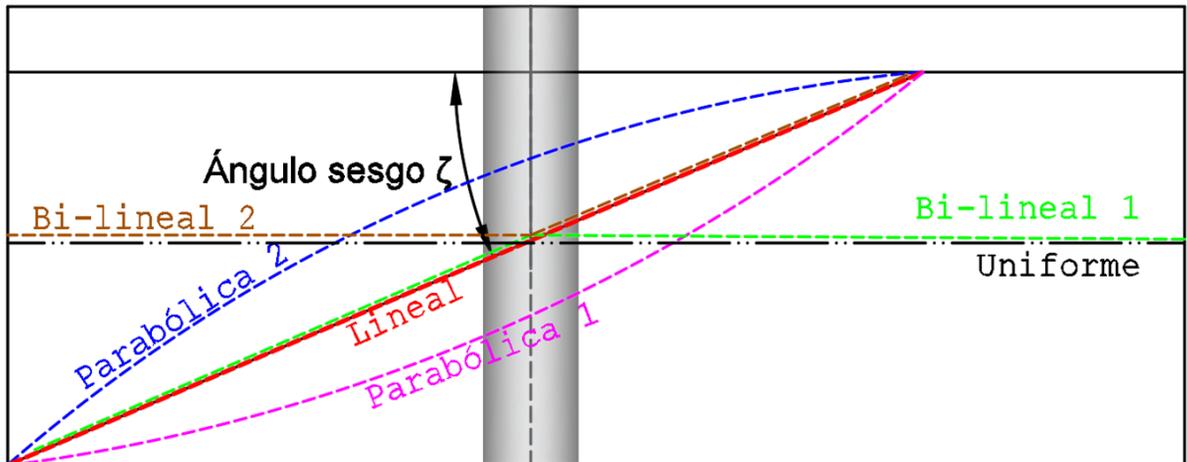


Figura 146 Tipos de tendencias de modificación de parámetros.

Según cada tipo de tendencia se divide en columnas. Para diferenciar las propiedades de cada columna según el espesor formado por el ángulo de sesgo (ζ) y la tendencia adoptada. En la Figura 147 se muestra la tendencia lineal.

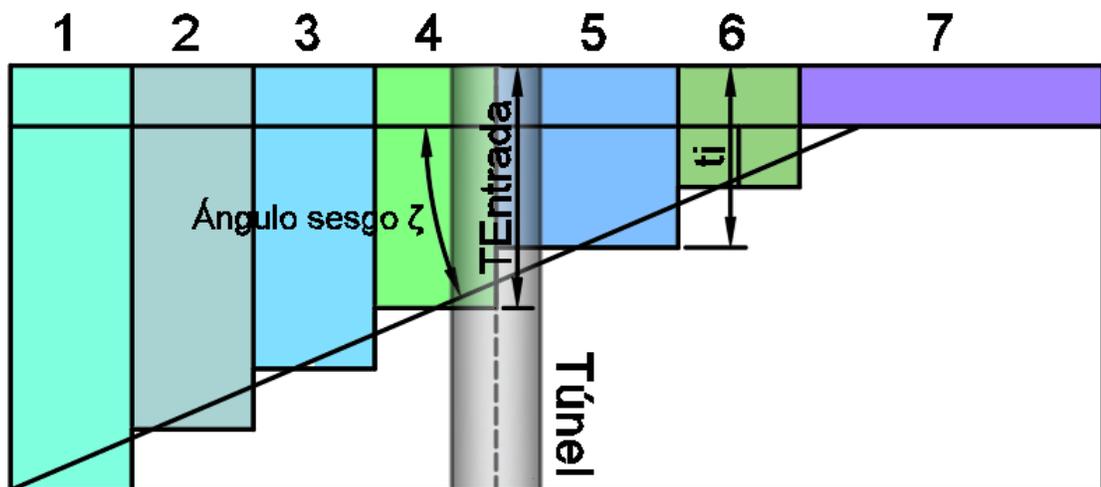
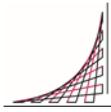


Figura 147 Esquema de modificación de parámetros. (Se muestra la tendencia lineal)



Luego se calcula los parámetros equivalentes con relación a cada columna. Se asume que en el eje de túnel se tienen los parámetros originales ($T_{Entrada}$), con el espesor de las restantes columnas (t_i), se calcula el factor de modificación.

Los parámetros modificados son el producto de los parámetros de entrada por un factor multiplicador, el cual por cada columna se obtiene así:

$$f_i = \frac{t_i}{T_{Entrada}} \quad \{ 45 \}$$

El factor multiplicador se aplica a todos los parámetros de resistencia del material.

5.3.3.1 Proceso de cálculo para la alternativa 3

A continuación, se presenta la discretización en planta para encontrar los parámetros equivalentes con las condiciones geotécnicas y geométricas del ejemplo presentado en la alternativa No. 2 (Ver sección 5.3.2.1), en el cual se tiene un terreno Clase I; ángulo de fricción 45.0° ; cohesión 400 KPa, peso específico 26kN/m^3 ; módulo de Young 81 GPa, inclinación de talud de 80° y un ángulo de sesgo de 20° a 80° según las combinaciones definidas en el capítulo 4 (Ver sección 4.3.3 tabla 10). En el ejemplo se muestra el cálculo con un sesgo de 50° .

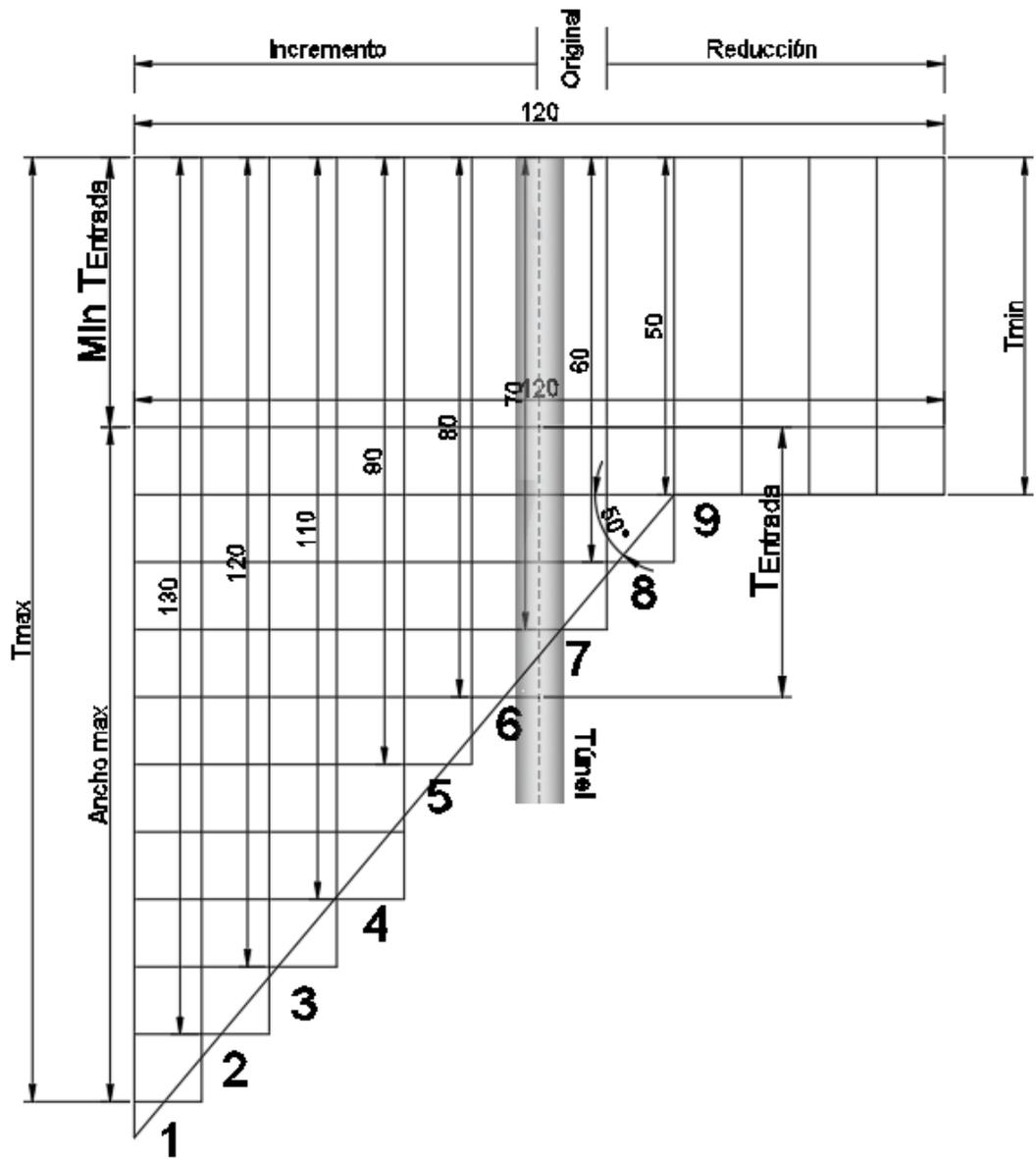


Figura 148 Esquema de discretización de parámetros. (Tendencia lineal)

5.3.3.1.1 Determinación de la pseudo – 3D del túnel:

El análisis de la pseudo -3d del túnel es igual al presentado en la sección 5.3.2.1.1.

Etapa	Relajación	Relajación Plaxis (Σ -Mstage)
Excavación	48%	58%
Concreto	52%	100%

Tabla 62 Valores de relajación ingresados en Plaxis 2D.

5.3.3.1.2 Determinación de la pseudo – 3D del portal:

Para elaborar la modelación en Plaxis, Se realiza la división de la geometría y se procede a hacer introducir los datos en Plaxis 2D según la Figura 148. Adicionalmente, en el modelo se integrará una tercera etapa para evaluar el factor de seguridad por el método de reducción de C/Φ (Ver sección 4.2.5.3):

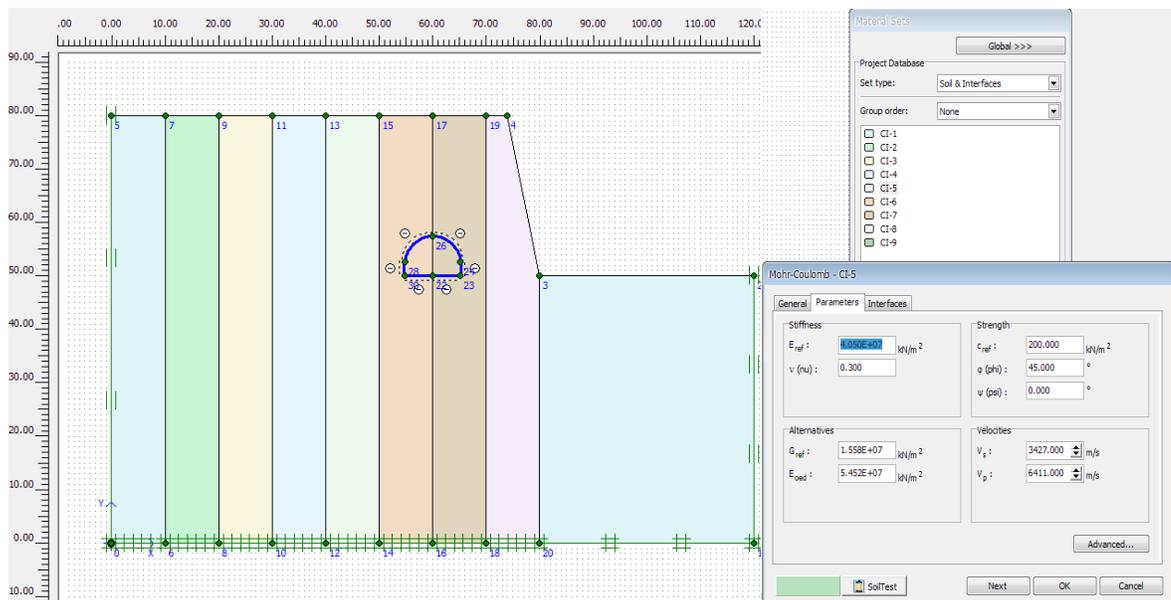


Figura 149 Introducción de datos en Plaxis para el uso de la alternativa No.3

5.3.3.1.3 Resultados:

a) Resultados del factor de seguridad.

Se sigue la misma metodología expuesta en 5.3.2.1.3 parte a.

Diámetros	Lineal		Uniforme		Bi-lineal 1		Bi-lineal 2		Parabólica 1		Parabólica 2	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
0	78%	25%	-25%	-78%	78%	-36%	25%	-30%	80%	20%	42%	-80%
0.5	65%	-12%	65%	17%	50%	-33%	18%	-35%	67%	38%	47%	16%
1	60%	15%	15%	-60%	40%	-14%	14%	-11%	73%	66%	36%	33%
1.5	47%	-35%	35%	-47%	57%	-26%	15%	-10%	48%	23%	16%	19%
2	40%	20%	40%	20%	38%	-12%	15%	-11%	18%	15%	73%	39%
2.5	35%	18%	35%	-18%	35%	-34%	14%	-10%	52%	17%	24%	18%

Tabla 63 Valores de error relativo para el factor de seguridad en las modelaciones en 2D.

Para expresar los valores de la Tabla 63 de una manera más comprensible se presenta la Figura 150, en la cual se resumen los valores obtenidos. En esta gráfica el valor de error relativo se presenta en función de cuantos diámetros de cobertura tiene la sección de análisis. Cada curva representa los límites máximos y mínimos presentados en la tabla.

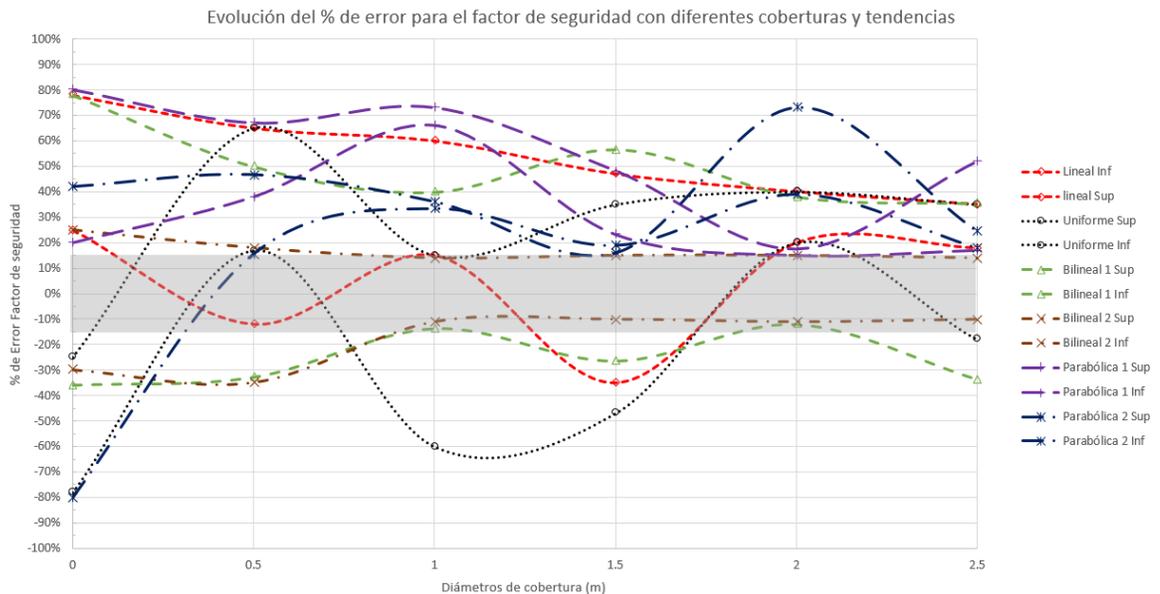


Figura 150 Evolución del porcentaje de error para el factor de seguridad.

En la Figura 150 se presenta un área sombreada en gris, la cual representa un error relativo de $\pm 15\%$. El cual se asume como un error adecuado, considerando las condiciones de adaptar un modelo 3D en 2D.

En la Figura 150 se puede identificar que la única tendencia que se encuentra dentro del área gris (Error $\pm 15\%$) es la tendencia Bilineal 2, desde uno hasta dos y medio diámetros de cobertura.

b) Resultados del porcentaje de utilización de los elementos estructurales.

Para realizar la comparación de los resultados estructurales se sigue la metodología planteada en la sección 5.3.2.1.3 parte b.

Diámetros	Lineal		Uniforme		Bi-lineal 1		Bi-lineal 2		Parabólica 1		Parabólica 2	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
0	88%	37%	-25%	-78%	88%	-57%	25%	-30%	264%	200%	264%	-256%
0.5	57%	-12%	200%	-70%	78%	-58%	22%	8%	67%	38%	147%	-4%
1	60%	-55%	180%	-10%	56%	10%	15%	8%	73%	-66%	39%	0%
1.5	68%	-35%	130%	-57%	24%	6%	16%	5%	48%	-23%	40%	-119%
2	70%	-20%	150%	-80%	78%	0%	11%	6%	18%	-15%	22%	-39%
2.5	39%	-28%	114%	-125%	35%	-24%	16%	5%	52%	-17%	30%	-40%

Tabla 64 Valores de error relativo para el porcentaje de uso del concreto en las modelaciones en 2D.

Para expresar los valores de la Tabla 64 de una manera más comprensible se presenta la Figura 151 en la cual se resumen los valores obtenidos. En esta gráfica el valor de error relativo se presenta en función de cuantos diámetros de cobertura tiene la sección de análisis. Cada curva representa los límites máximos y mínimos presentados en la tabla.

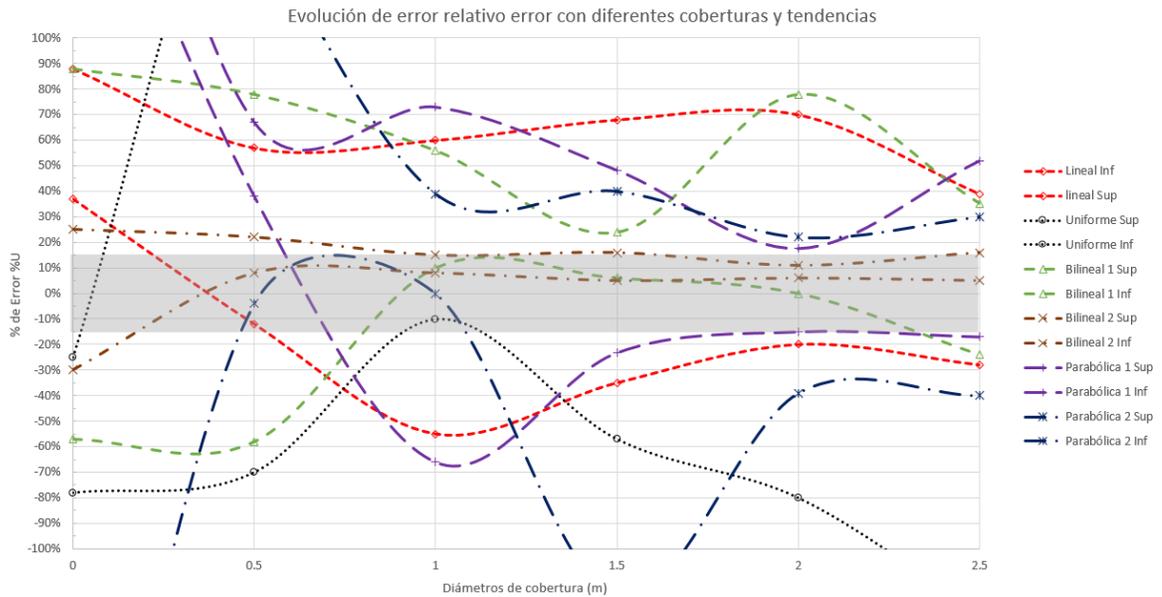


Figura 151 Evolución del porcentaje de error para el valor capacidad/demanda del concreto.

En la Figura 151 se puede identificar que la única tendencia que se encuentra dentro del área gris (Error $\pm 15\%$) es la tendencia Bilineal 2, desde uno hasta dos y medio diámetros de cobertura.

Finalmente, se puede observar en las gráficas Figura 150 y Figura 151, que la tendencia que se adapta a un rango de error relativo menor al 15% y mayor al -15%, es la tendencia Bilineal No. 2, por lo que a continuación se analiza esta tendencia en las demás clases de terreno para observar su verdadera aplicabilidad en la metodología de diseño de portales sesgados en 2D.

5.4 RESULTADOS DE LAS MODELACIONES EN 2D

Como se observó en el desarrollo de este capítulo, existen pocas maneras de generar la pseudo – 3D. En el caso evaluado las alternativas No. 2 y No. 3 son aplicables. Sin embargo, la alternativa No. 3 es más sencilla, directa y además es la que tiene el menor valor absoluto de error relativo.

5.4.1 Resumen del %error para factor de seguridad.

En la Tabla 65 se muestra los valores máximos y mínimos del error relativo para el factor de seguridad con la tendencia bilineal No. 2, la cual contiene todas las clases de terreno.

Diámetros	Clase I		Clase II		Clase III		Clase IV		Clase V	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
0	25%	-30%	45%	-51%	78%	-61%	108%	-89%	120%	-113%
0.5	18%	-35%	28%	-53%	48%	-63%	68%	-74%	87%	-97%
1	14%	-11%	18%	-17%	32%	-17%	59%	-43%	72%	-63%
1.5	15%	-10%	14%	-9%	16%	-14%	28%	-26%	43%	-45%
2	15%	-11%	12%	-12%	13%	-10%	15%	-14%	27%	-26%
2.5	14%	-10%	15%	-8%	14%	-8%	15%	-11%	14%	-16%

Tabla 65 % de error para el factor de seguridad.

De igual manera que se realizó en la sección 5.3.3.1.3, los datos de la Tabla 65 se visualizan para generar una comprensión mejor de los datos. En la Figura 152 del valor de error relativo, se presenta en función de cuantos diámetros de cobertura tiene la sección de análisis. Cada curva representa los límites máximos y mínimos obtenidos para cada tipo de terreno.

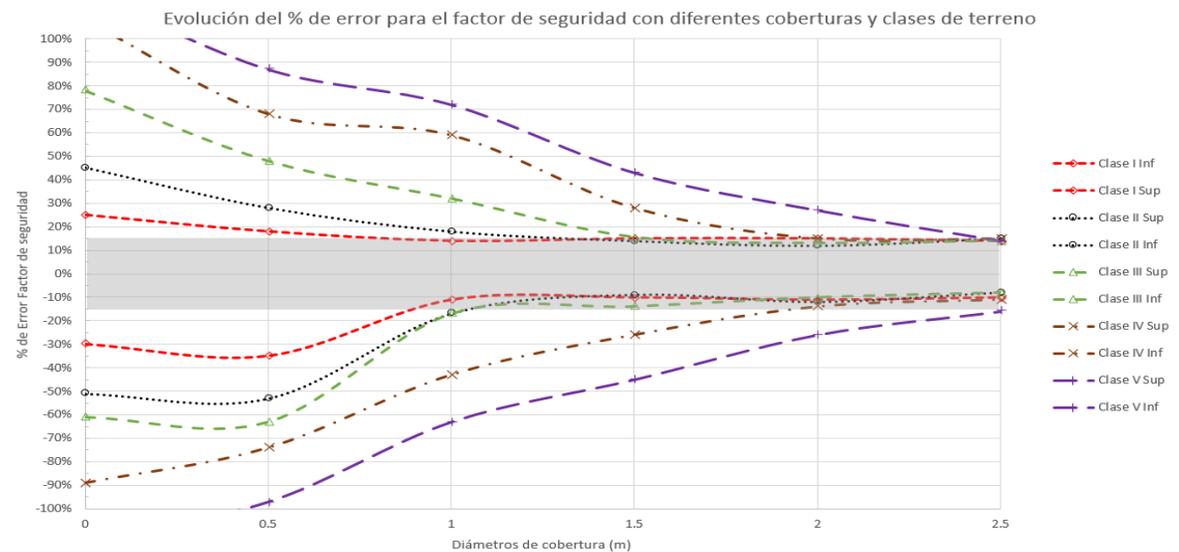


Figura 152 Evolución del porcentaje de error para el factor de seguridad con diferentes clases de terreno.

En la Figura 152 se puede observar que la cobertura no puede ser estándar para todos los tipos de terreno. Más bien la cobertura usada en la sección transversal de análisis será aquella que permita al modelo generar resultados muy similares a los 3D.

Para el factor de seguridad la sección transversal deberá tener un diámetro de cobertura para la clase de terreno I, y de dos y medio diámetros de cobertura para la clase de terreno V.

5.4.2 Resumen del %error para porcentaje de uso de los elementos estructurales.

Se realiza el mismo análisis presentado en la sección 5.4.1. En este caso se presentan los valores de error relativo para el porcentaje de uso de concreto neumático del soporte del túnel.

Diámetros	Clase I		Clase II		Clase III		Clase IV		Clase V	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
0	30%	-42%	54%	-62%	75%	-55%	70%	-70%	92%	-92%
0.5	22%	-30%	34%	-62%	68%	-50%	38%	-64%	70%	-67%
1	10%	-5%	26%	-25%	32%	-22%	29%	-32%	43%	-43%
1.5	15%	-3%	10%	-12%	10%	-14%	18%	-22%	25%	-25%
2	15%	-2%	15%	3%	5%	-3%	8%	-10%	14%	-8%
2.5	14%	0%	5%	-2%	-2%	-6%	8%	2%	9%	1%

Tabla 66 % de error para porcentaje de uso de concreto.

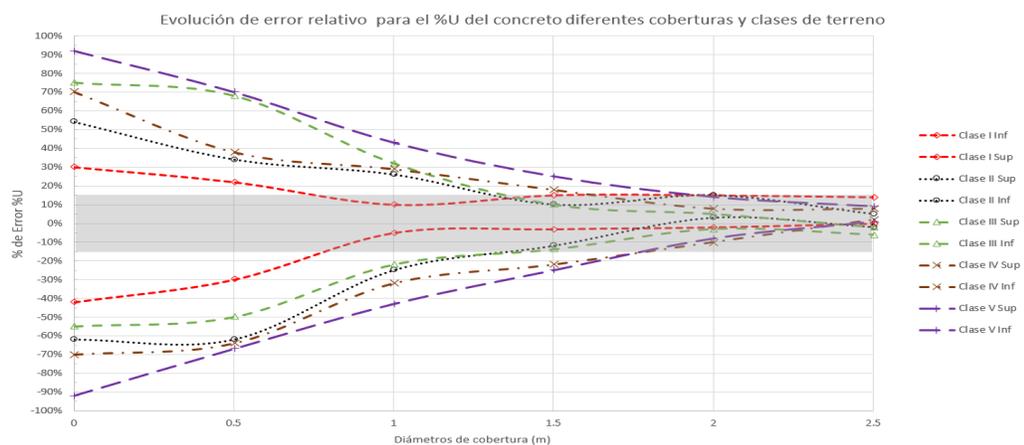


Figura 153 Evolución del porcentaje de error para el porcentaje de uso del concreto neumático, con diferentes clases de terreno.

En la Figura 153 se puede observar que la cobertura no puede ser estándar para todos los tipos de terreno. Para el porcentaje de uso del elemento concreto, la sección transversal deberá tener 0.75 diámetros de cobertura en la clase de terreno I, y de dos diámetros de cobertura en la clase de terreno V.

Se realiza el mismo análisis presentado en la sección 5.4.1. En este caso se presenta los valores de error relativo para el porcentaje de uso de los pernos del sostenimiento del túnel.

Diámetros	Clase I		Clase II		Clase III		Clase IV		Clase V	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
0	67%	-80%	65%	-37%	27%	-20%	21%	-21%	22%	-22%
0.5	13%	-18%	43%	-37%	22%	-18%	11%	-19%	17%	-16%
1	6%	-3%	16%	-15%	12%	-8%	9%	-10%	10%	-10%
1.5	9%	-2%	6%	-7%	6%	-8%	5%	-7%	6%	-6%
2	9%	-1%	9%	2%	3%	-2%	5%	-6%	8%	-5%
2.5	8%	0%	3%	-1%	-1%	-4%	5%	1%	5%	1%

Tabla 67 % de error para porcentaje de uso de los pernos.

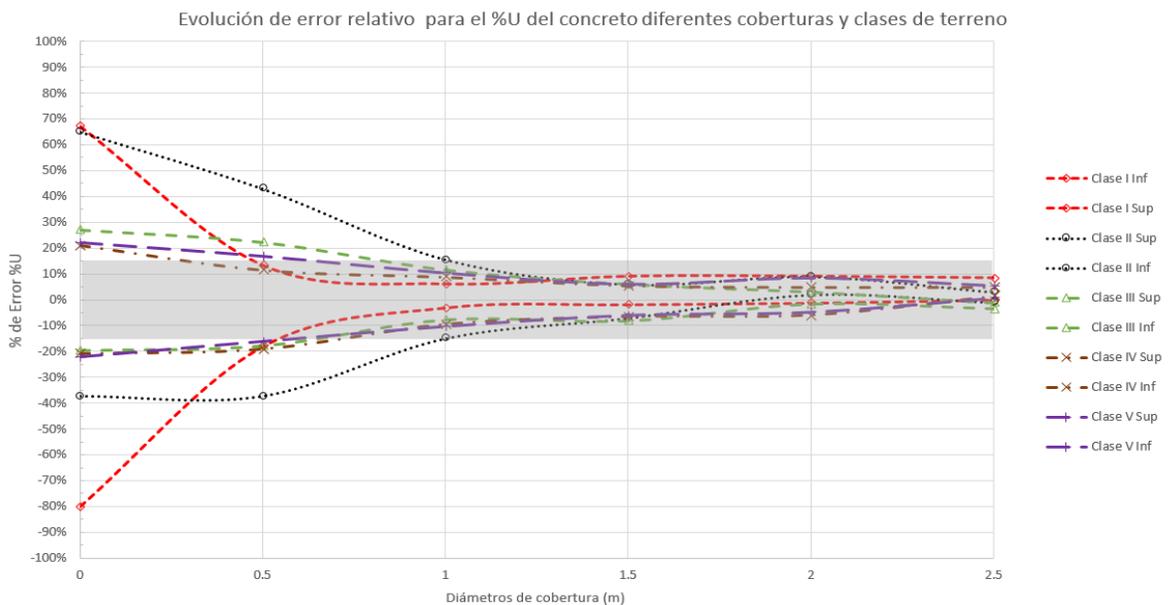
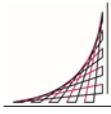


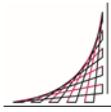
Figura 154 Evolución del porcentaje de error para el porcentaje de uso de los pernos, con diferentes clases de terreno.



En la Figura 154 se puede observar que la cobertura no puede ser estándar para todos los tipos de terreno. Para el porcentaje de uso del elemento perno, la sección transversal deberá tener 0.5 diámetros de cobertura en la clase de terreno I, y de un diámetro de cobertura en la clase de terreno V.

Como se puede observar la Figura 152, Figura 153 y Figura 154, el uso de la cobertura es variable para cada clase de terreno. Para estandarizar los diámetros de cobertura a usar se propone la siguiente distribución según la clase de terreno.

- 1.00 diámetro de cobertura para la clase de terreno I.
- 1.25 diámetros de cobertura para la clase de terreno II.
- 1.50 diámetros de cobertura para la clase de terreno III.
- 2.00 diámetros de cobertura para la clase de terreno IV.
- 2.50 diámetros de cobertura para la clase de terreno V.



6 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En la ingeniería de túneles y taludes se presenta un alto grado de desconocimiento en cuanto al adecuado diseño del emportalamiento y usualmente se usa el criterio de dejar cierto grado de cobertura para poder emportalar un túnel según la resistencia del material encontrado en la zona del portal. Entonces, es necesario generar una metodología de diseño de portales que permita reducir el volumen de corte e incluso evitarlo. A continuación, se presenta el análisis de los datos obtenidos de las modelaciones en 3D y 2D que servirán para el desarrollo de la metodología de pre-diseño y diseño de portales sesgados.

6.1 METODOLOGÍA DE DISEÑO TRADICIONAL DE PORTALES DE TÚNELES

En el diseño de portales tradicionalmente se ha procurado que el rumbo del talud quede perpendicular al eje del túnel. de este modo, en esta primera etapa se revisará los pasos para el diseño tradicional de portales, esto para tenerlo como punto de comparación con el desarrollo de la nueva metodología.

Antes de mencionar los pasos que constituyen la definición de la localización y estabilidad del portal, es importante contar con el modelo geológico detallado de la zona del portal; en el que se debe incluir los estudios de geofísica, perforaciones, reconocimiento de campo, medición de discontinuidades de las rocas, etc. Así mismo es importante contar con la topografía detallada y el trazado geométrico del túnel. Esta afirmación es totalmente aplicable y de obligatorio cumplimiento para la nueva metodología de diseño y construcción de portales expuesto en este documento.

6.1.1 Geometría del portal

Uno de los puntos más importantes en el momento de diseñar un portal, es la topografía de la zona y el diseño geométrico de la vía a cielo abierto. Este es uno de los puntos más difíciles a la hora de ejecutar un diseño geotécnico de portales de túneles, ya que usualmente el eje de los túneles no entra perpendicular a las curvas de

nivel de la zona del portal. Lo que se busca es una buena cobertura vertical y lateral. Esta es la regla general para la localización de los portales.

Para túneles cuya entrada es sesgada con respecto a el eje del túnel y la superficie del terreno, buscar una cobertura del túnel de uno a dos diámetros es complicado; debido a que no se encuentra un equilibrio en cuanto a: tener taludes de poca altura y lograr una cobertura del túnel adecuada.

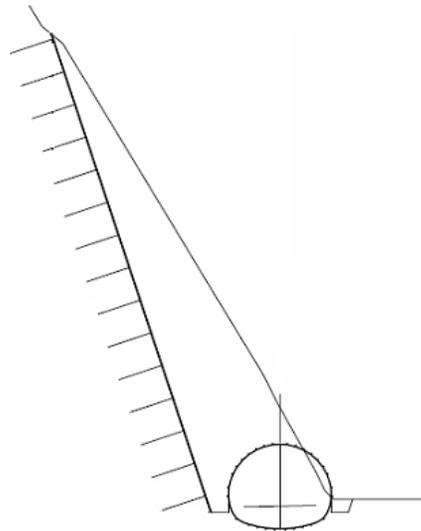


Figura 155 Típica búsqueda de cobertura lateral en portales asimétricos respecto a la topografía. (Sección transversal)

6.1.2 Análisis geotécnico del diseño de portales convencionales

Después de conseguir la mejor ubicación del portal, es necesario realizar el diseño geotécnico del mismo. Por lo general se hace a través de un estudio de estabilidad de taludes (antes y después de la construcción del túnel). Este estudio se puede realizar a través de técnicas de estado límite o por elementos y/o diferencias finitas, buscando como resultado un factor de seguridad adecuado "F.S" (Ver Figura 156) según las reglamentaciones de cada país. Este estudio de estabilidad se puede extender directamente a la zona del túnel, en donde es necesario evaluar la necesidad de elementos de soporte (Enfilajes, Atices, Pernos, Arcos metálicos, etc.) para garantizar el adecuado ingreso al túnel (Ver Figura 157).

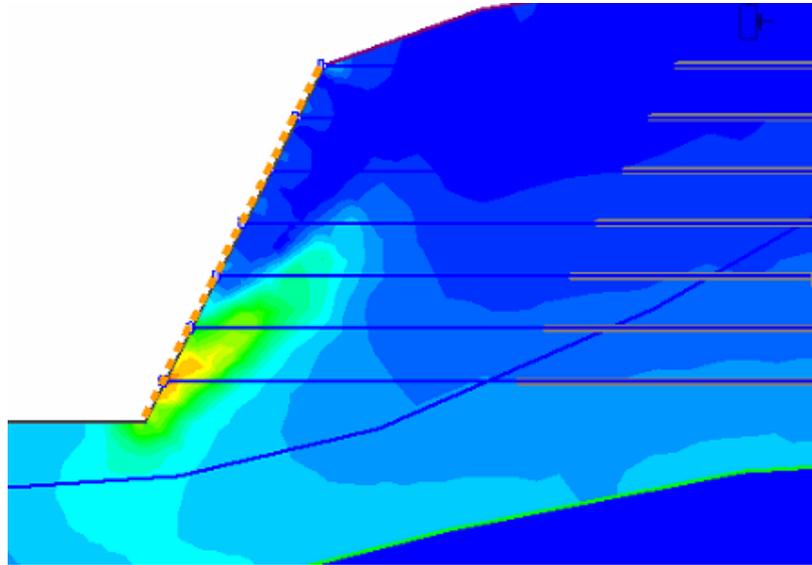


Figura 156 Análisis típico de estabilidad de taludes enfocado a la zona de emportalamiento.

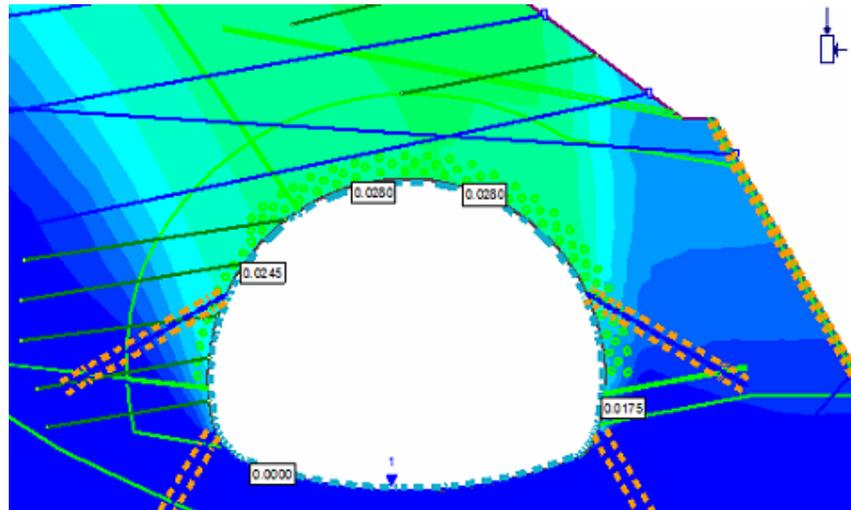
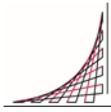


Figura 157 Análisis típico evaluación de elementos de soporte en zona de entrada del portal.

6.1.3 Metodología de diseño de portales convencionales.

Eta **1** **Recopilación de información preliminar:** con base en los datos recopilados en el capítulo 2 y capítulo 3, se puede concluir que la metodología de diseño de



los portales tradicionales se enmarca en recolectar los datos geológicos, topográficos y geométricos.

Etapas 2 Parámetros de entrada: con los datos geológicos se determina el tipo de roca, la orientación de discontinuidades y los niveles de piezómetros. Estos datos sirven para obtener los parámetros geotécnicos de resistencia y de conductividad hidráulica.

Etapas 3 Geometría del portal: con la topografía y el diseño geométrico se busca un corte que genere en el túnel una cobertura vertical y lateral de mínimo un (1) diámetro. Esto genera dos secciones de análisis, la primera para el talud y la segunda para el túnel en donde se tiene la cobertura exigida.

Etapas 4 Análisis de los taludes del portal: con los datos de las etapas 2 y 3, se analiza la estabilidad de los taludes según las regulaciones de cada país. Usualmente se busca un factor de seguridad mayor a 1.5 en condición estática y 1.1 en condición pseudo-estática. El proceso de cálculo es iterativo, modificando la geometría del talud y del sistema de tratamiento de estabilización, hasta lograr satisfacer los factores de seguridad mínimos adecuados.

Etapas 5 Soporte de túnel: En la mayoría de portales de los cuales se recopiló información (Ver capítulo 3) no se realizó este tipo de análisis, simplemente con el tipo de terreno caracterizado según la metodología RMR (Bieniawski, Z.T, 1989) se obtiene un soporte tipo.

Para los pocos portales en donde este análisis se realiza, se parte del soporte tipo determinado como anteriormente se mencionó y se realiza un análisis plástico (Ver sección 4.2.5.2) basado en los parámetros obtenidos de las etapas 2 y 3, en este proceso se validan y optimizan los elementos del soporte tipo. (Arcos metálicos, concreto neumático, pernos, atices y enfilajes)

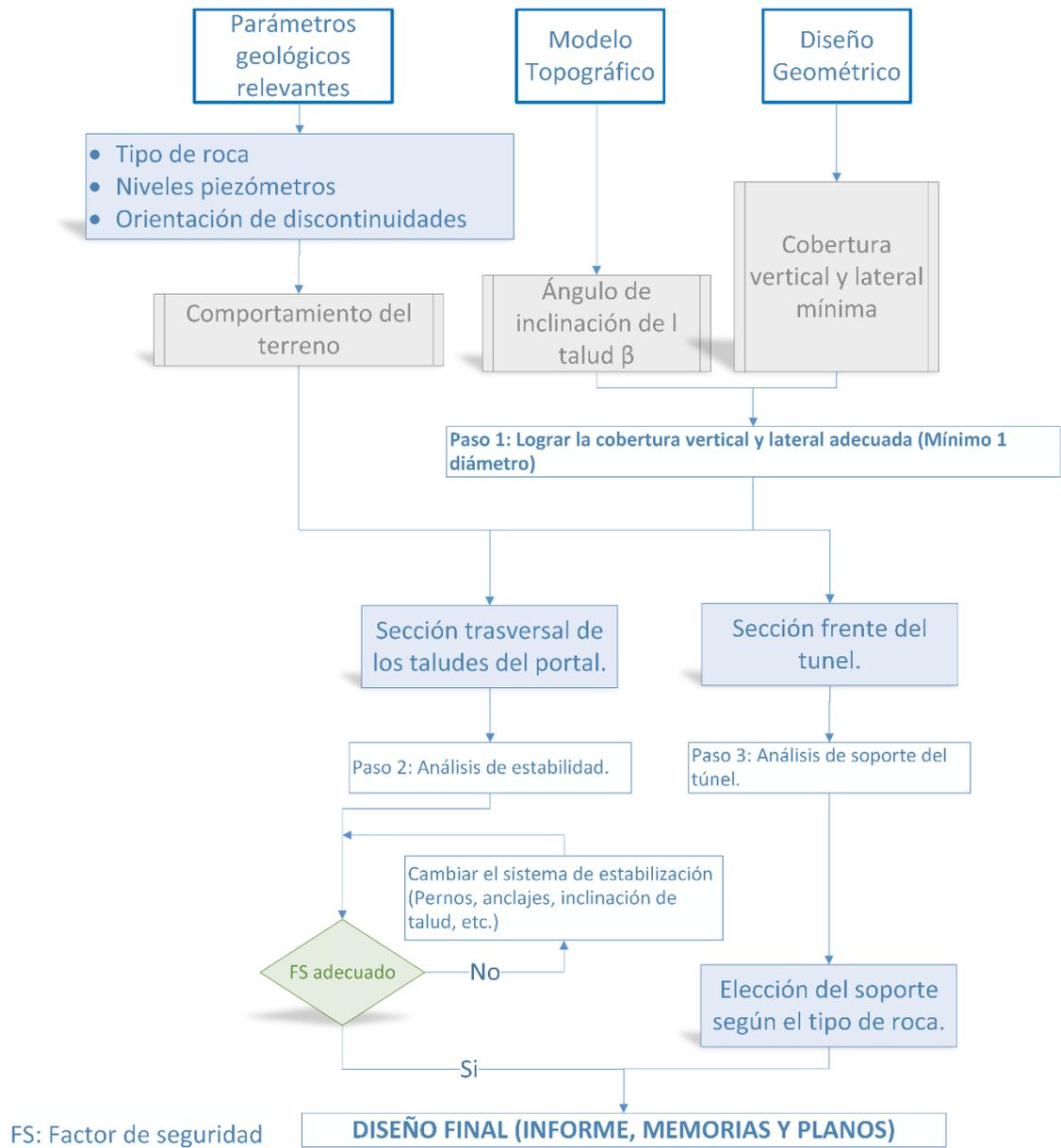


Figura 158 Metodología de diseño de portales convencionales.

6.2 METODOLOGÍA DE PREDISEÑO DE PORTALES SESGADOS

Para desarrollar la metodología de prediseño se utilizan los datos de las modelaciones en 3D. Según estos datos se procede a verificar su aplicación práctica, sus límites y alcances.

6.2.1 Análisis de datos en 3D

Todos los datos provienen de la sección 4.4.2 y 4.4.3. Para analizar estos datos se hizo necesario presentarlos de forma gráfica. El objetivo fue reunir todos los datos de cada una de las opciones (Sesgado y convencional) en una sola gráfica, la cual contenga todos los datos de las modelaciones en 3D (Clase de terreno, ángulo de inclinación, ángulo de sesgo y factor de seguridad). En la Figura 159 se presentan los resultados del factor de seguridad para las modelaciones de portal sesgado en función del ángulo de inclinación del talud (β) y del ángulo de sesgo (ζ).

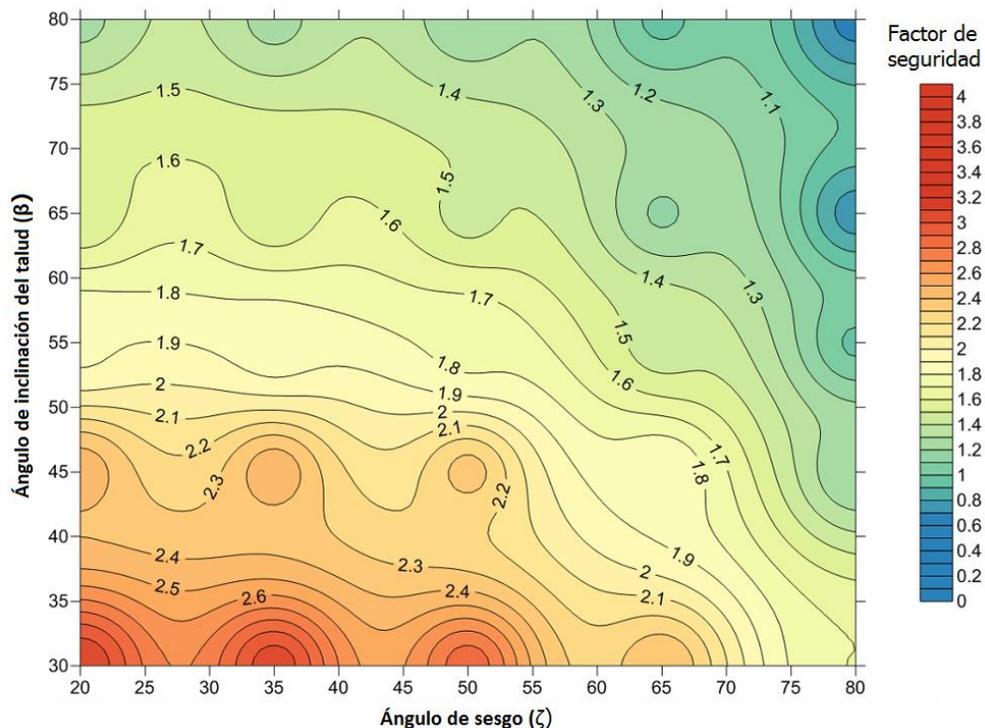


Figura 159 Compilación de todos los factores de seguridad de la modelación en 3D del portal sesgado

En la Figura 159 se puede observar los diferentes factores de seguridad, en donde, sin importar el tipo de terreno, la combinación de inclinación $\beta=80^\circ$, y de sesgo de $\zeta=80^\circ$, se obtiene un factor de seguridad muy cercano a la unidad. Para el caso opuesto inclinación $\beta=30^\circ$ y sesgo de $\zeta=20^\circ$, el factor de seguridad, sin importar la combinación, es mayor a dos (2). El comportamiento del factor de seguridad respecto al ángulo de sesgo (ζ) tiene la tendencia a ser relativamente horizontal entre los 20° y 45° de sesgo, después se tiene una pendiente uniforme hacia el eje horizontal. En la gráfica este comportamiento está representado por las curvas de igual factor de seguridad.

En la Figura 160 se presentan los resultados del factor de seguridad para las modelaciones de portal convencional en función de ángulo del inclinación del talud (β) y del ángulo equivalente de sesgo (ζ)

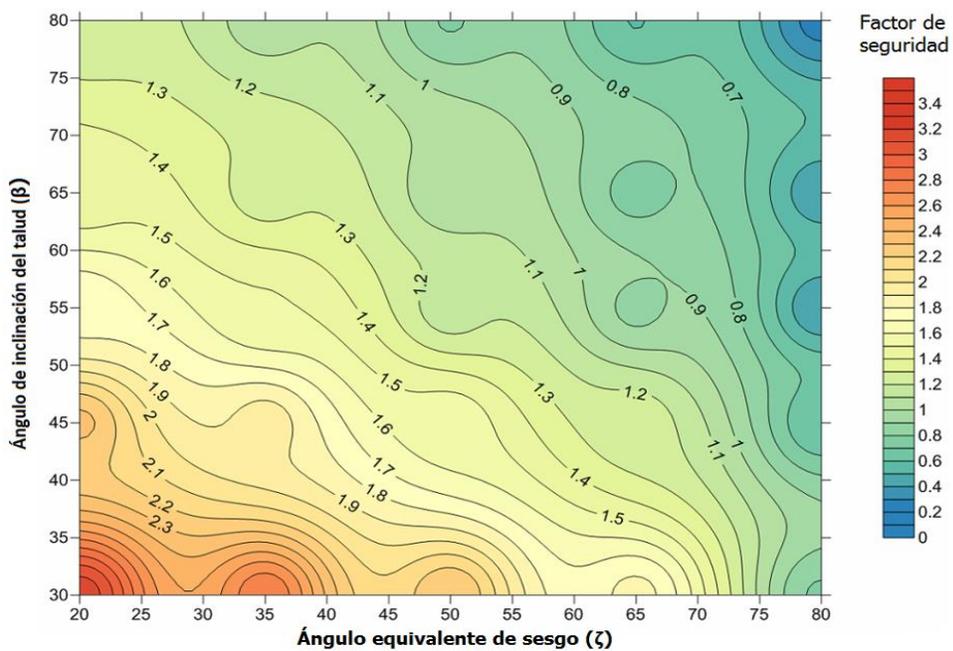


Figura 160 Compilación de todos los factores de seguridad de la modelación en 3D del portal convencional.

La Figura 160 se puede interpretar de forma similar al portal sesgado. Sin embargo, los valores del factor de seguridad del portal convencional son un tanto más bajos

que el portal sesgado. Adicionalmente, la tendencia del factor de seguridad es un tanto diferente respecto al ángulo equivalente de sesgo, ya que solo presenta una pendiente relativamente uniforme en descenso al eje horizontal, contrario al portal sesgado el cual tiene una pendiente horizontal y una inclinada.

Para verificar las anteriores conclusiones es necesario normalizar todos los valores de factor de seguridad. Para normalizar los valores de FS, tanto del portal sesgado y convencional, se requiere dividirlos por el factor de seguridad de la ladera natural.

$$Rsf = \frac{FS_{Portal}}{FS_{Natural}} \quad \{ 46 \}$$

Donde:

Rsf: Valor normalizado del factor de seguridad.

FS_{Portal}: Valor del factor de seguridad del portal sesgado o convencional.

FS_{Natural}: Valor del talud natural sin intervención.

Los valores de los factores de seguridad normalizados (Rsf) para portal sesgado, como para portal convencional se presentan en la Tabla 68

INCLINACIÓN β	SESGO ζ	Clase I		Clase II		Clase III		Clase IV		Clase V	
		Rsf Sesgado	Rsf Convencional								
30	20.00	0.95	0.95	0.83	0.77	0.66	0.65	0.55	0.50	0.47	0.45
	35.00	0.92	0.81	0.84	0.66	0.66	0.53	0.54	0.41	0.47	0.42
	50.00	0.94	0.66	0.75	0.46	0.61	0.39	0.48	0.36	0.43	0.29
	65.00	0.79	0.56	0.55	0.47	0.52	0.25	0.42	0.21	0.39	0.19
	80.00	0.58	0.24	0.40	0.22	0.31	0.15	0.32	0.14	0.29	0.12
45	20.00	0.99	0.91	0.81	0.78	0.66	0.63	0.58	0.56	0.50	0.47
	35.00	1.01	0.78	0.83	0.62	0.62	0.53	0.60	0.48	0.50	0.41
	50.00	0.96	0.64	0.73	0.53	0.60	0.39	0.56	0.37	0.52	0.31
	65.00	0.70	0.56	0.65	0.39	0.55	0.36	0.42	0.29	0.41	0.20
	80.00	0.49	0.18	0.38	0.16	0.32	0.23	0.27	0.19	0.28	0.10
55	20.00	0.98	0.95	0.86	0.79	0.72	0.67	0.63	0.63	0.58	0.54
	35.00	0.91	0.76	0.82	0.66	0.73	0.61	0.66	0.54	0.57	0.47
	50.00	0.92	0.55	0.81	0.50	0.70	0.42	0.56	0.45	0.56	0.38
	65.00	0.74	0.45	0.65	0.37	0.59	0.31	0.47	0.36	0.47	0.26
	80.00	0.48	0.19	0.45	0.11	0.37	0.12	0.39	0.18	0.29	0.21
65	20.00	0.98	0.90	0.88	0.83	0.80	0.76	0.79	0.76	0.75	0.71
	35.00	1.01	0.76	0.91	0.72	0.84	0.69	0.73	0.67	0.75	0.63
	50.00	0.96	0.67	0.90	0.59	0.82	0.55	0.68	0.53	0.69	0.48
	65.00	0.79	0.46	0.75	0.44	0.59	0.45	0.56	0.34	0.58	0.40
	80.00	0.47	0.23	0.40	0.25	0.37	0.22	0.38	0.26	0.44	0.21
80	20.00	0.98	0.93	0.90	0.86	0.83	0.81	0.79	0.73	0.74	0.71
	35.00	0.97	0.75	0.94	0.76	0.86	0.73	0.74	0.68	0.71	0.58
	50.00	0.96	0.59	0.85	0.63	0.85	0.47	0.71	0.44	0.73	0.50
	65.00	0.75	0.50	0.70	0.36	0.71	0.32	0.58	0.39	0.50	0.41
	80.00	0.42	0.13	0.53	0.18	0.40	0.13	0.42	0.20	0.42	0.21

Tabla 68 Valores del factor de seguridad normalizado.

Con el fin de reducir el número de variables se decide promediar los valores con igual valor de ángulo de sesgo (ζ) y con esto se descarta el ángulo de inclinación del talud (β), los datos resumidos se presentan en la Tabla 69.

SESGO ζ	Clase I		Clase II		Clase III		Clase IV		Clase V	
	Rsf Sesgado	Rsf Convencional								
20.00	0.98	0.93	0.86	0.81	0.73	0.70	0.67	0.63	0.61	0.58
35.00	0.96	0.77	0.87	0.68	0.74	0.62	0.65	0.55	0.60	0.50
50.00	0.95	0.62	0.81	0.54	0.72	0.44	0.60	0.43	0.59	0.39
65.00	0.75	0.51	0.66	0.41	0.59	0.34	0.49	0.32	0.47	0.29
80.00	0.49	0.19	0.43	0.18	0.35	0.17	0.36	0.19	0.34	0.17

Tabla 69 Valores del factor de seguridad normalizado, despreciando la inclinación del talud.

En la Figura 161 se presenta los resultados del factor de seguridad normalizado para las modelaciones de portal sesgado en función del ángulo de sesgo (ζ).

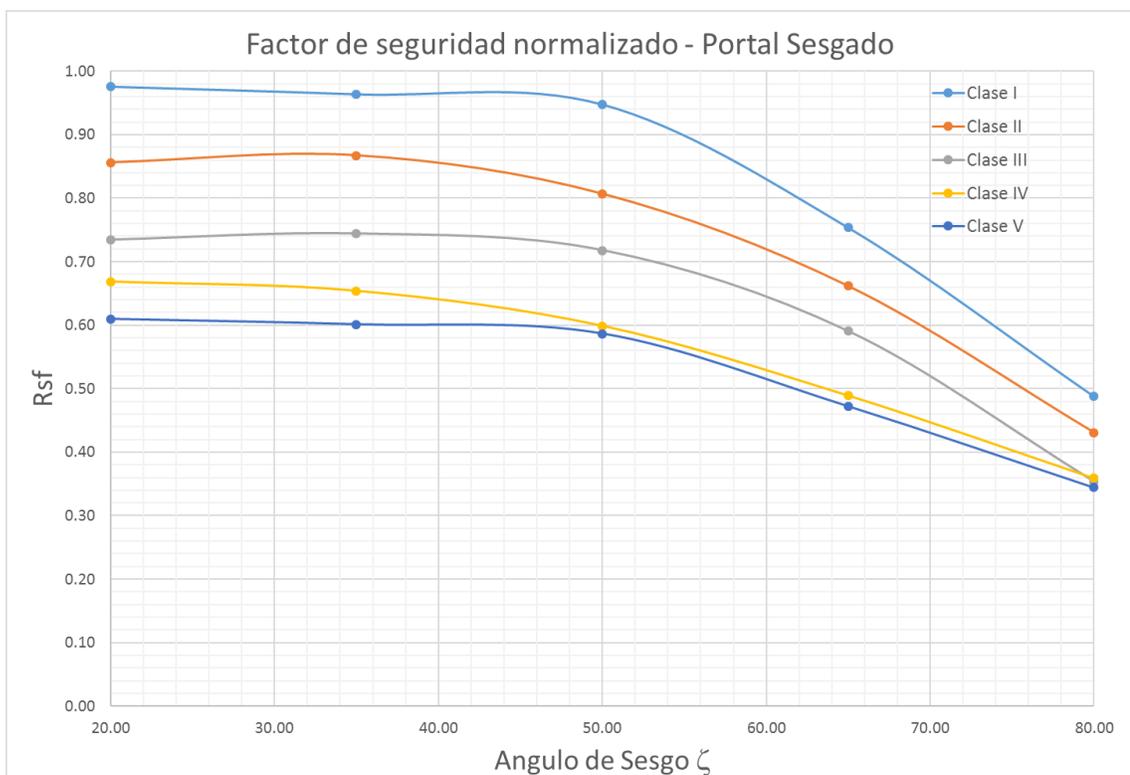


Figura 161 Factores de seguridad normalizados para el portal sesgado

Se puede comprobar en la Figura 161 las conclusiones obtenidas con la Figura 159, en la cual la tendencia es muy horizontal entre los 20° y 50° de sesgo. Después se

nota una disminución del factor de seguridad normalizado. Esta tendencia es válida para todas las clases de terreno. Según la gráfica, teóricamente los portales sesgados son aplicables a cualquier tipo de combinación (inclinación de talud, sesgo y clase de terreno). Sin embargo, esto no es realmente así.

Por ejemplo, un terreno con ladera natural tiene un $FS=1.20$ para un terreno clase V. Al implementar un portal sesgado de $\zeta=80^\circ$, se tendrá un factor de seguridad normalizado de 0.34 (obtenido de la Figura 161). Valor que debe multiplicar con el factor de seguridad natural para este ejemplo $FS=1.20$, lo que arroja un factor de seguridad del sesgo para el portal sesgas de $(1.20 \cdot 0.34) = 0.40$. Para elevar este valor al mínimo recomendado de 1.5, sería necesario un soporte de talud colosal, e implementarlo en obra sería casi imposible.

Por lo anterior, la aplicabilidad de un portal sesgado se debe evaluar para cada caso particular.

La Figura 161 se constituirá como elemento principal de la metodología de prediseño y diseño del portal sesgado.

En la Figura 162 se presenta los resultados del factor de seguridad normalizado para las modelaciones del portal convencional en función del ángulo equivalente de sesgo (ζ).

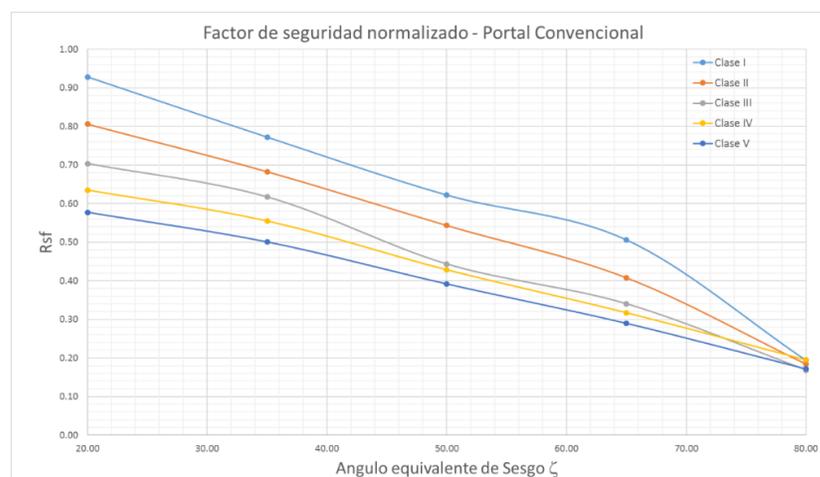


Figura 162 Factores de seguridad normalizados para el portal convencional.

Con la Figura 162 se confirma la conclusión de la Figura 160, en donde se puede observar una diferencia marcada entre el portal sesgado y el convencional, que se da principalmente entre los 20° y 50° de sesgo, en donde el portal sesgado es superior al convencional.

6.2.2 Metodología de prediseño de portales sesgados

A diferencia del diseño tradicional o convencional de portales en donde se busca acomodar la localización del portal sorteando la altura del talud y la cobertura del túnel. La nueva metodología de portales sesgados pretende adaptarse a las condiciones geométricas de la ladera junto con las condiciones geométricas del trazado del túnel.

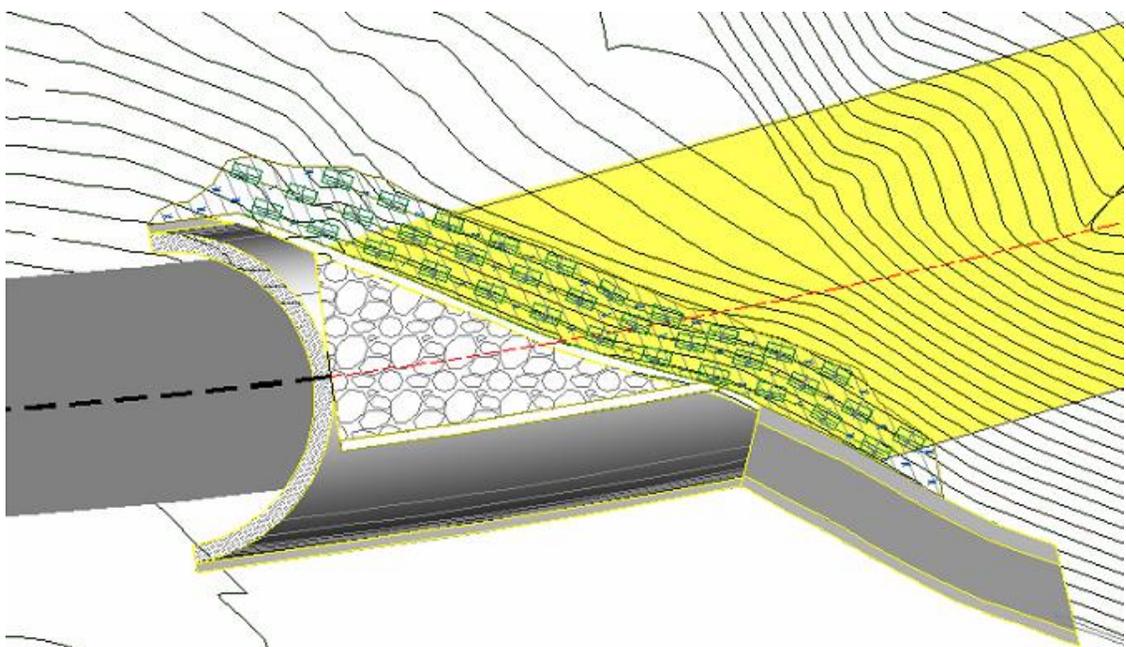
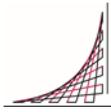


Figura 163 Ejemplo de un portal sesgado adaptándose a la geometría del terreno y del trazado del túnel.



Etapa 1 Recopilación de información preliminar y Etapa 2 Parámetros de entrada: Son iguales que en la metodología de diseño de portales convencionales ver sección 6.1.3.

Etapa 3 Geometría del portal: con la topografía y el diseño geométrico se busca un ángulo de sesgo que no genere cortes (ζ^*), este depende de la geometría del terreno y del diseño geométrico del túnel.

Etapa 4 Determinación del rango de ángulos de sesgo: con la Figura 161 se determina la aplicabilidad de los diferentes grados de sesgo, según el tipo de terreno.

Ejemplo para un terreno clase I, la aplicabilidad es completa porque si se tiene un $FS=3$ de ladera natural, el valor de R_{sf} es de 0.48 a un sesgo de $\zeta=80^\circ$. Por lo que se tiene un $FS=1.44$ para el portal sesgado. Con lo que con pocas medidas de estabilización se puede subir a 1.50.

Para un talud clase V que tiene un FS original de 1.1. El rango de sesgo estaría entre 0° a 50° , si se eligiera un mayor grado de sesgo, el valor de R_{sf} sería de 0.6 y arrojaría un $FS=0.55$ para el portal sesgado, lo cual necesita un sistema de estabilización pesado para poder elevar el FS a un valor de 1.5. Por encima de un sesgo de 50° la aplicabilidad para este tipo de terreno sería restringida.

Etapa 5 Soporte de túnel: El soporte se elige según el tipo de terreno caracterizado según la metodología RMR (Bieniawski, Z.T, 1989), del que se obtiene un soporte tipo.

Etapa 6 Diseño preliminar: como último paso se generan preliminarmente planos, cantidades y presupuesto.

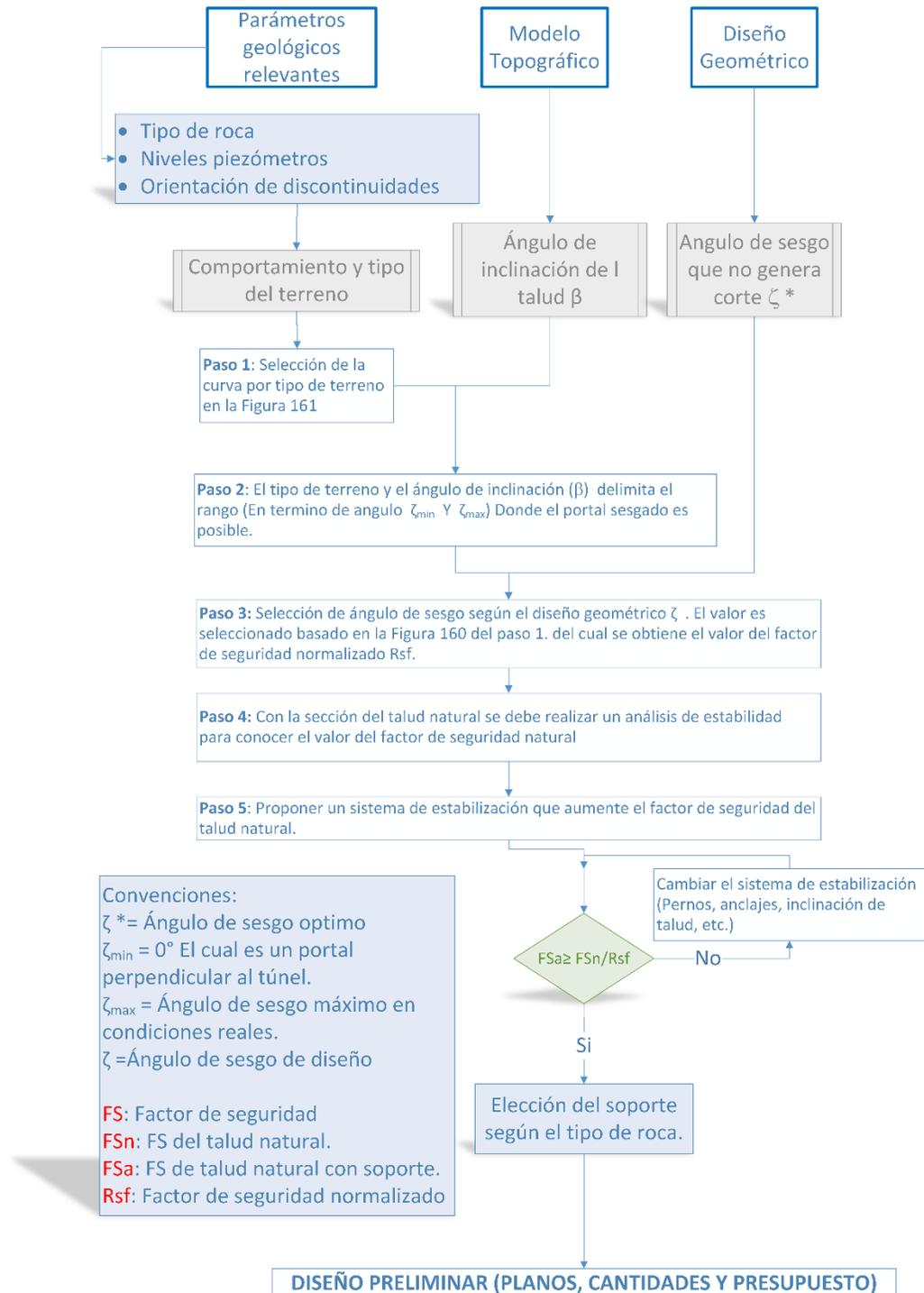


Figura 164 Metodología de prediseño de portales sesgados.

6.3 METODOLOGÍA DE DISEÑO DE PORTALES SESGADOS EN 2D

Para desarrollar la metodología de diseño en 2D, se utilizan los datos de las modelaciones en 2D. Según estos datos se procede a verificar su aplicación práctica, sus límites y alcances.

6.3.1 Análisis de datos en 3D

Todos los datos provienen de la sección 5.4.1, 5.4.2 y 5.4.3. La gráfica que resume la envolvente de todos los valores obtenidos es la presentada en la Figura 152.

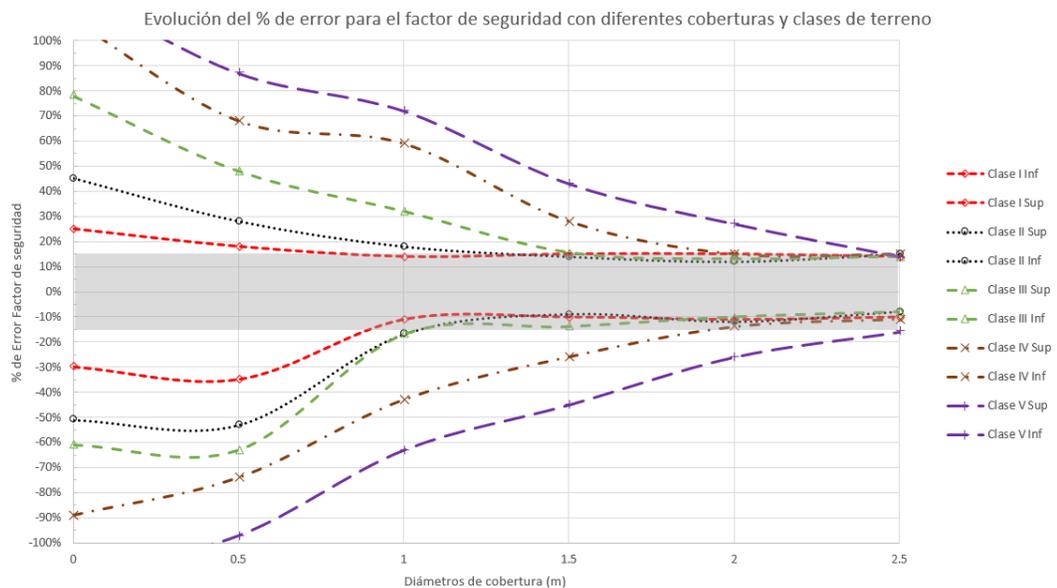


Figura 165 Envolvente de valores del porcentaje de error en función del diámetro de cobertura del túnel.

Para garantizar un error menor o igual al $\pm 10\%$ se debe hacer uso de una cobertura variable para cada clase de terreno. Para estandarizar los diámetros de cobertura a usar por cada tipo de terreno, se propone la siguiente distribución según la clase de terreno.

Terreno	Diámetro de cobertura mínimo
Clase I	1.0
Clase II	1.3
Clase III	1.5
Clase IV	2.0
Clase V	2.5

Tabla 70 Diámetro de cobertura mínimo para obtener un error relativo menor o igual al 10%.

Por recomendación los valores de las solicitaciones estructurales, se deben multiplicar por 1.1, este valor de incremento proviene del 10% del error máximo relativo que se obtuvo en las modelaciones en 2D.

Para los resultados de factor de seguridad, se recomienda asumir el valor de la modelación en 2D la cual es la alternativa más conservadora.

6.3.2 Metodología de diseño de portales sesgados en 2D

A diferencia del diseño tradicional o convencional de portales en donde se busca acomodar la localización del portal sorteando la altura del talud y la cobertura del túnel, la nueva metodología de portales sesgados pretende adaptarse a las condiciones geométricas de la ladera junto con las condiciones geométricas del trazado del túnel. A continuación, se describen los pasos a seguir para el diseño de portales sesgados en 2D:

Etapa 1 Recopilación de información preliminar y Etapa 2 Parámetros de entrada: Son iguales que en la metodología de prediseño de portales convencionales. (Ver sección 6.1.3)

Etapa 3 Geometría del portal: con la geometría y el diseño geométrico se busca un ángulo de sesgo que no genere cortes (ζ^*). Este depende de la geometría del terreno y del diseño geométrico del túnel.

Etapa 4 Pre-diseño del portal sesgado: Con base en la metodología de prediseño de portales sesgados (Ver sección 6.2.2) y junto con los datos de entrada se evalúa la viabilidad del portal.

Etapa 5 Diseño 2D: Se debe seguir con el diseño en 2D del portal, según la metodología de parámetros equivalentes. Cuyo primer paso es seleccionar la cobertura mínima de la sección transversal a ser ingresada en el programa de elementos finitos ver Tabla 69. Posteriormente se sigue el proceso de cálculo descrito en la sección 5.3.3.1.

Etapa 6 Análisis de estabilidad: Para el análisis de estabilidad se debe verificar:

- Estabilidad global del talud
- Estabilidad ante caída de cuñas y bloques si el terreno presenta discontinuidades.

Si el grado de reducción del factor de seguridad de la ladera natural, es muy grande para el tipo de terreno que se esté estudiando, se tiene la opción de hacer un corte de tal manera que se reduzca el ángulo de sesgo. Este es un proceso iterativo que consiste en reducir el corte y evaluar la estabilidad del portal junto con la excavación del túnel.

Etapa 7 Soporte del túnel: El soporte se puede elegir según el tipo de terreno caracterizado según la metodología RMR (Bieniawski, Z.T, 1989), de la que se obtiene un soporte tipo. Este soporte puede ser optimizado cambiando las propiedades de resistencia, geometría, distribución, etc. de los elementos estructurales usados para el soporte del túnel.

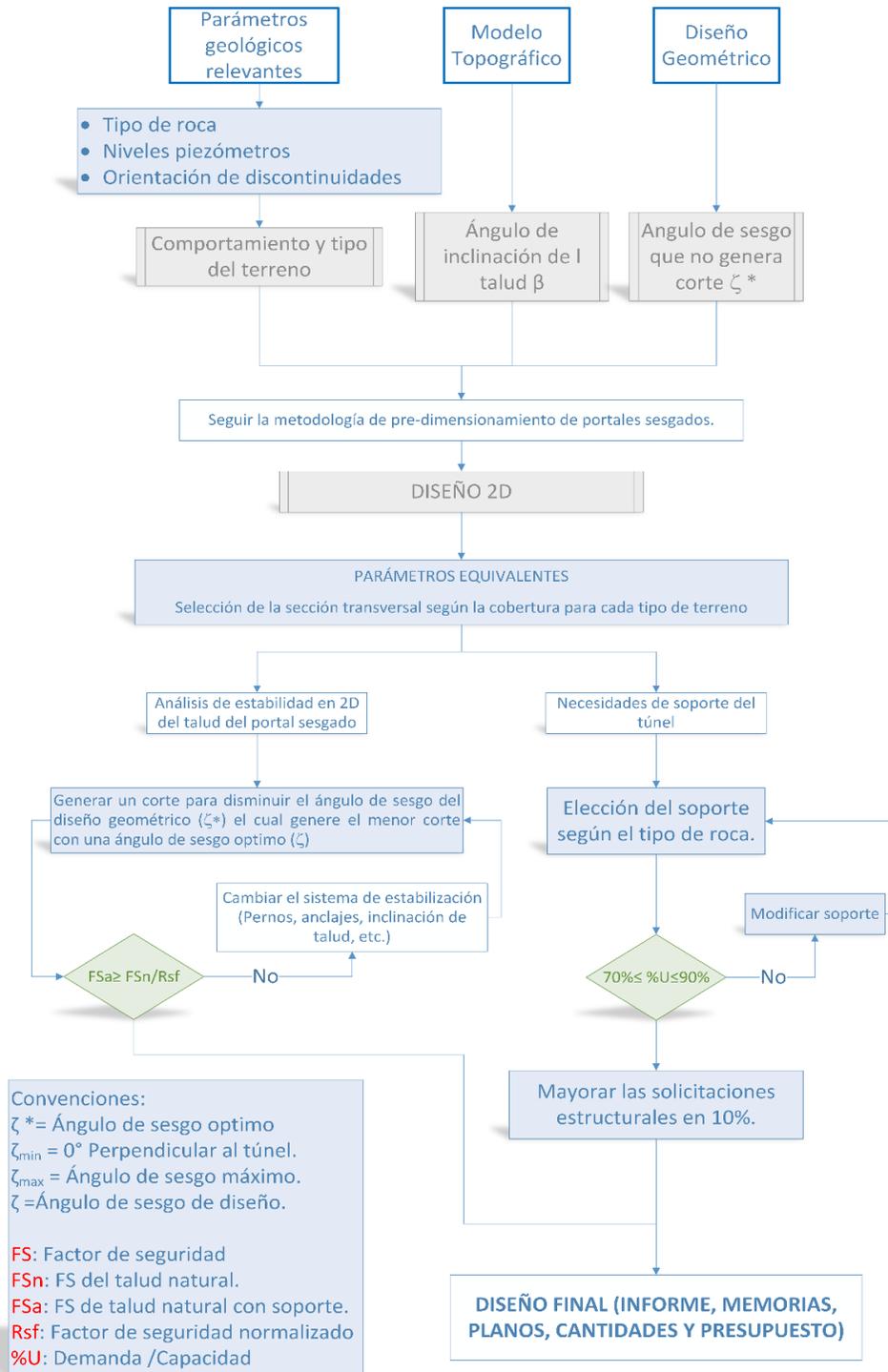


Figura 166 Metodología de diseño de portales sesgados en 2D.

6.1 ANÁLISIS DE LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DE PORTALES SESGADOS

Para poder revisar la metodología de diseño se hace necesario analizar un portal completamente construido con la metodología antigua de diseño expuesta en el Capítulo 3 sección 3.3.4. Por lo anterior, se seleccionará el portal de entrada del túnel 11 izquierdo como ejemplo demostrativo.

Siguiendo la metodología de la Figura 166, se obtiene lo siguiente:

6.1.1 Aplicación de la metodología de diseño en 2D según el diagrama de flujo de la Figura 166.

Parámetros geológicos relevantes:

El portal entrada del túnel 11 izquierdo, se encuentra localizado sobre la ruta nacional No. 40 entre las poblaciones de Cisneros y Loboguerrero en el departamento del Valle del Cauca. El único material encontrado en este portal fue la roca diabasa que se encuentra fuertemente fracturada, pero con bajo grado de meteorización. Los ensayos de compresión inconfiada de la roca muestran que se encuentra en el rango de 47 -212 MPa.

A continuación, se presentan los parámetros de los materiales tomados de la memoria de cálculo original:

Descripción	Símbolo	Valor
Angulo de Fricción	φ	32.5°
Cohesión	c	232kPa
Peso específico de la roca	γ	30kN/m ³
Módulo de elasticidad	Em	8300 MPa
Altura de talud	h	75 m
Valor de RMR	RMR	55 (III)

Tabla 71 Caracterización del terreno (Fuente (Consortio ECC, Octubre 2011) Tabla 6 Pagina

22)

Discontinuidad	Azimuta α [°]	Buzamiento β [°]
D1	120	75
D2	360	45
D3	15	90
D4	310	75
D5	210	80
D6	65	60
D7	260	55
Talud	225	75

Tabla 72 Listado de discontinuidades (Fuente (Consortio ECC, Octubre 2011) Tabla 1 Pagina 7)

Modelo topográfico y diseño geométrico:

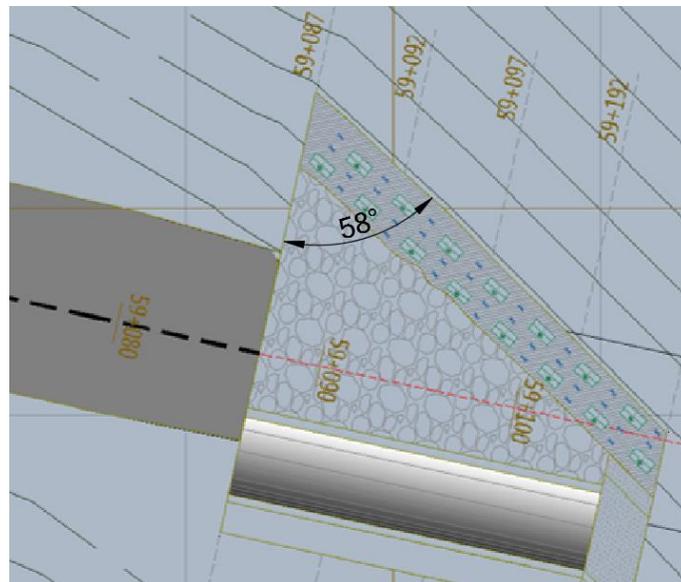


Figura 167 Diseño geométrico con un ángulo de sesgo que no genera corte $\zeta=58^\circ$.

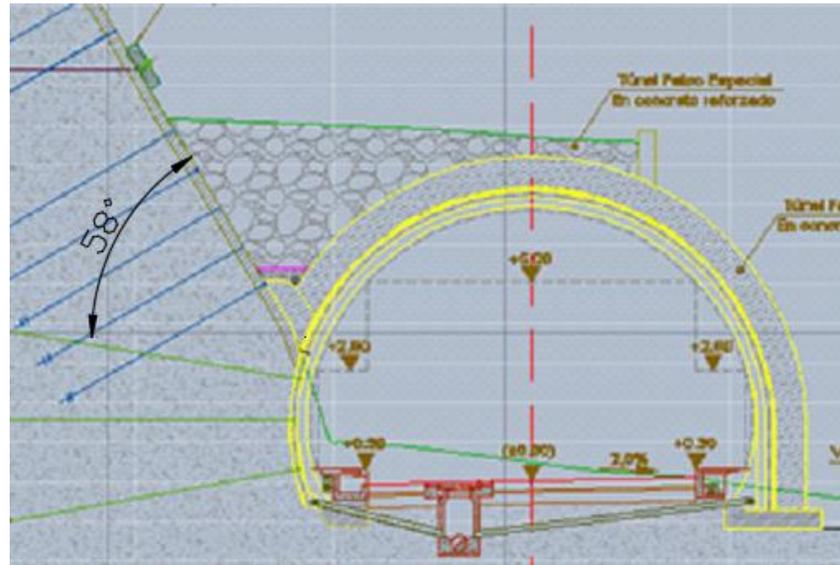


Figura 168 Modelo topográfico ángulo de inclinación del talud $\beta=58^\circ$.

Se sigue con la metodología de prediseño del portal, continuando con lo indicado en la Figura 164.

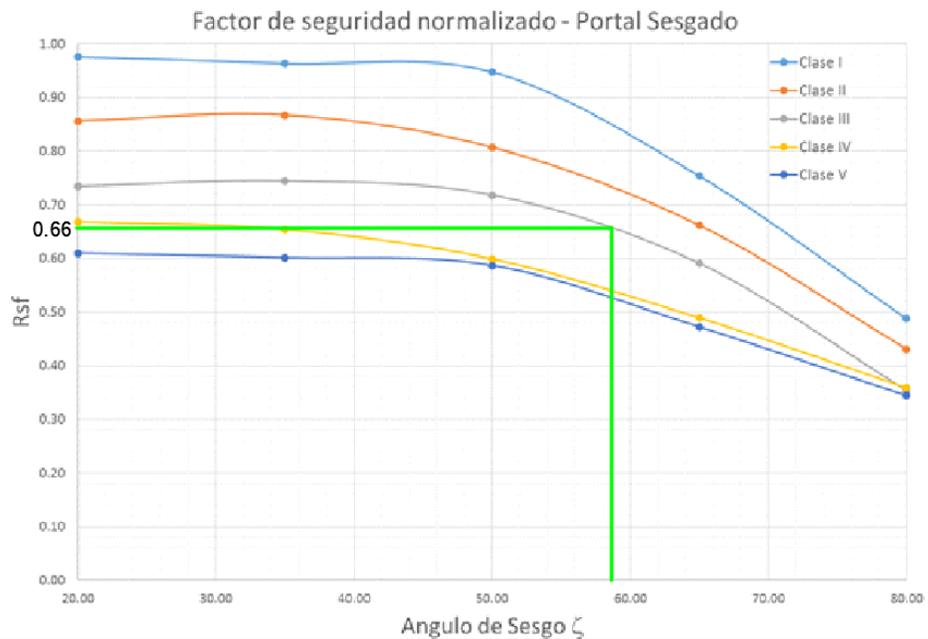


Figura 169 Aplicación de la metodología de prediseño.

La Figura 169 proviene de la aplicación de la metodología de prediseño de la sección 6.2.2, en donde se determina que el valor del ángulo máximo de sesgo es de $\zeta_{\max}=58^\circ$, para el tipo de terreno clase III. Adicionalmente se obtiene el valor del factor de seguridad normalizado $R_{sf}=0.66$, lo que en resumen, el portal sesgado reduce en el 34% la estabilidad original del talud, por lo que el portal se puede sesgar desde el convencional $\zeta_{\min}=0^\circ$ a $\zeta_{\max}=58^\circ$.

DISEÑO EN 2D, Parámetros equivalentes:

Según la Tabla 70 la sección transversal para la modelación según el tipo de terreno III debe cumplir con 1.5D de cobertura mínima para una correcta modelación.

Posteriormente se debe seguir la metodología de parámetros equivalentes. La sectorización de los parámetros en el modelo en 2D. Se realiza según lo descrito en el capítulo 5.

Item	Espesor Item t_i [m]	Factor multiplicador	Peso específico γ [kN/m^3]	Modulo de Elasticidad E [GPa]	Cohesion C [kPa]	Angulo de fricción ϕ [°]
1	52	1.00	30	8300	232	33
2	40.5	0.78	23	6464	181	25
3	36	0.69	21	5746	161	23
4	28	0.54	16	4469	125	18
5	20	0.38	12	3192	89	13
6	30	0.58	17	4788	134	19

Tabla 73 Parámetros equivalentes calculados para el ejemplo.

Análisis de estabilidad en 2D del portal sesgado:

Con los parámetros equivalentes definidos en la Tabla 73, se inicia con un proceso iterativo para elegir el sistema de estabilización adecuado, además con las recomendaciones de soporte de túnel definidas en el capítulo 4 sección 4.3.2, se inicia también un proceso de optimización del mismo.

Finalmente, después de varias corridas se obtiene la siguiente configuración:

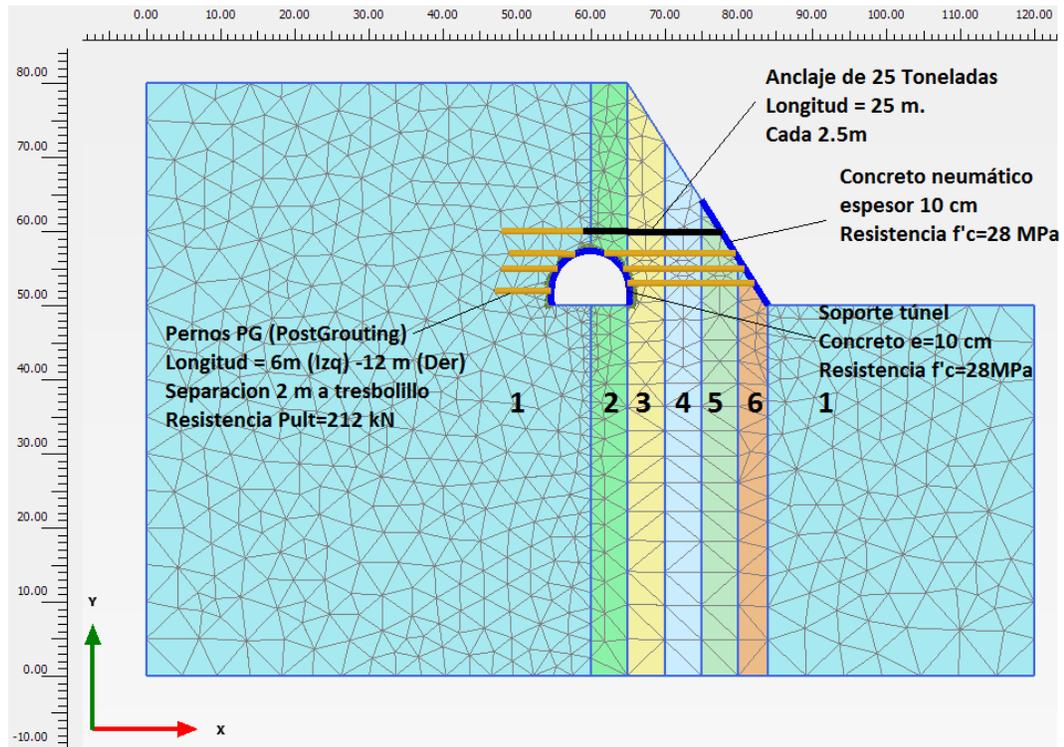


Figura 170 Modelo asumido para el portal sesgado, la numeración corresponde a los parámetros equivalentes de la Tabla 73.

Del análisis de elementos finitos en Plaxis 2D, se obtiene un factor de seguridad de 1.65 para condición estática. Para evaluar el sismo, se asume un valor de coeficiente de aceleración horizontal pseudo-estática de 0.15g, de donde se obtiene un factor de seguridad en condición de sismo de 1.16. Estos factores cumplen con lo regulado en la tabla H.2.4-1 Factores de seguridad básicos mínimos directos NSR-10 (AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

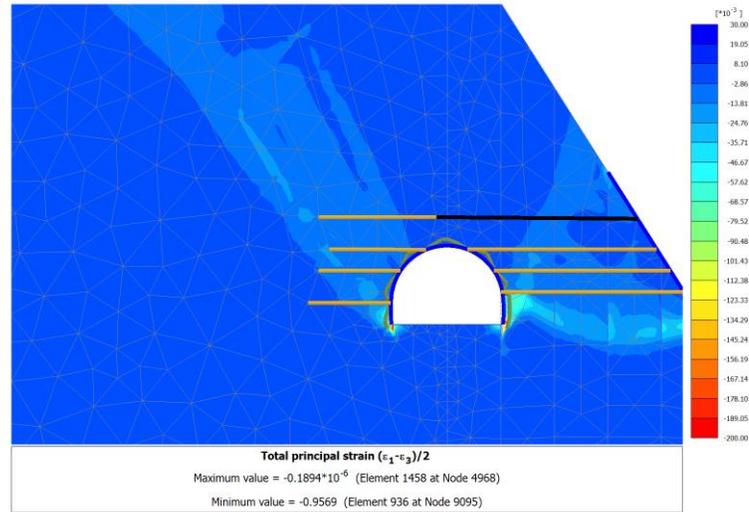


Figura 171 Mecanismo de falla para condición estática.

Evaluación de las necesidades del soporte del túnel:

Del modelo presentado en las Figura 170 y Figura 171 se obtiene las solicitaciones del soporte.

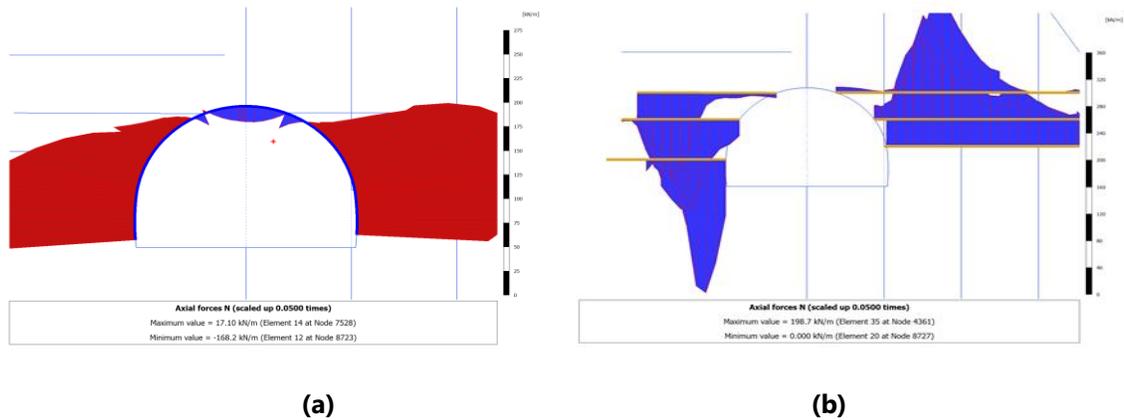


Figura 172 Solicitaciones estructurales del soporte (a) Concreto neumático y (b) pernos

La metodología de diseño ahora se comprueba con las solicitaciones estructurales del soporte, para este caso concreto neumático y pernos.

Con los valores de carga axial, cortante y momento, se procede a mayorar estos valores en un 10%. Que finalmente se deben comparar con la capacidad del soporte elegido y procurar que el porcentaje de uso este entre el 70% y el 90% para la condición de carga más crítica, tal como se presenta en la Tabla 74.

Tipo de solicitación	Calculada Plaxis 2D	Mayorada 10%	Resistente	Porcentaje de uso %U
Axial (kN)	170.0	187.0	254.0	74%
Cortante (kN)	9.9	10.9	294.0	4%
Momento (kN·m)	1.0	1.1	44.0	3%

Tabla 74 Revisión de la capacidad estructural del concreto neumático.

Tipo de solicitación	Calculada Plaxis 2D	Mayorada 10%	Resistente	Porcentaje de uso %U
Axial (kN)	154.7	170.2	212.0	80%

Tabla 75 Revisión de la capacidad estructural de los pernos.

6.1.2 Verificación del ejemplo en 3D

Con la siguiente modelación se pretende verificar los resultados obtenidos en el ejemplo, y por ende verificar también la metodología de diseño en 2D. El modelo se define con las mismas propiedades y elementos de la Figura 170.

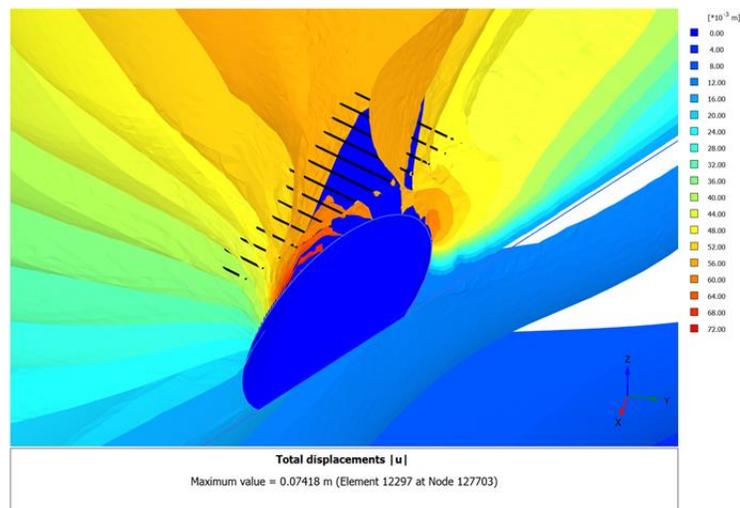


Figura 173 Modelo en 3D para verificar la metodología en 2D.

Del análisis de elementos finitos en Plaxis 3D, se obtiene inicialmente el factor de seguridad de 1.70 muy cercano al 2D que fue de 1.65 (Error 3%). Para la condición de sismo, se asume un valor de coeficiente de aceleración horizontal pseudo-estática de 0.15g, de donde se obtiene un factor de seguridad en condición de sismo en 3D de 1.24, igualmente muy cercano al 2D que fue de 1.16 (Error 7%). Estos valores verifican la validez de la metodología planteada.

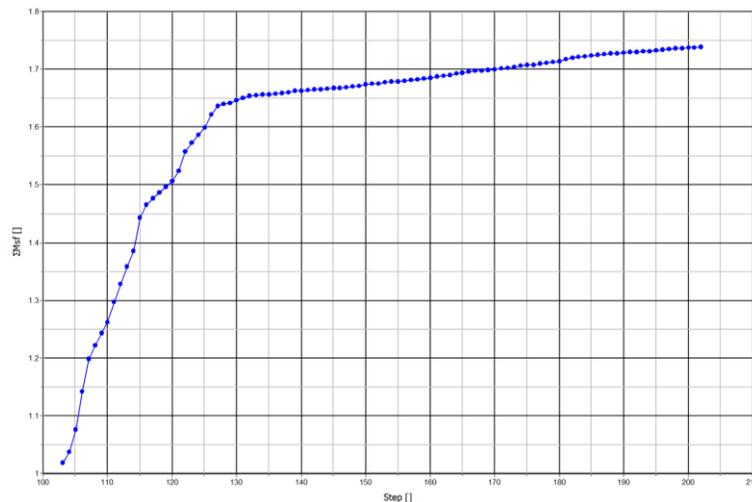


Figura 174 Factor de seguridad de 1.70 en 3D en condiciones estáticas.

La metodología de diseño ahora se comprueba con las solicitaciones estructurales del soporte, para este caso concreto neumático y pernos.

Tipo de solicitación	Calculada Plaxis 2D	Calculada Plaxis 3D	%Error relativo
Axial (kN)	170.0	179.0	5%
Cortante (kN)	9.9	11.0	10%
Momento (kN·m)	1.0	0.9	-9%

Tabla 76 Comparación 2D y 3D de las solicitaciones del concreto neumático.

Tipo de solicitación	Calculada Plaxis 2D	Calculada Plaxis 3D	%Error relativo
Axial (kN)	154.7	168.5	8%

Tabla 77 Comparación 2D y 3D de las solicitaciones de los pernos.

Con las solicitaciones estructurales se puede demostrar que la aplicación de la metodología del ejemplo, se encuentra dentro de los errores mínimos establecidos.

6.1.3 Verificación de la metodología mediante cantidades de obra y el costo del portal

6.1.3.1 Diseño de portal del ejemplo de forma convencional

Para realizar una verificación completa de la metodología de diseño en 2D. Se realizó la modelación de un portal convencional para el ejemplo dado. La modelación parte de los parámetros y condiciones anteriormente dados.

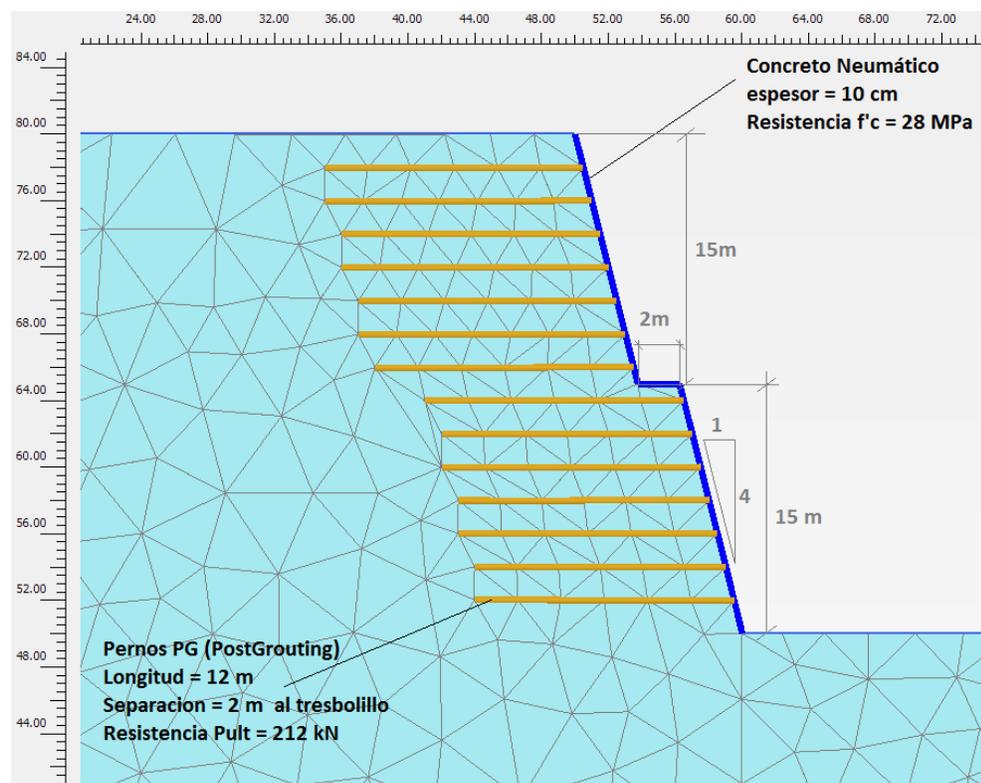


Figura 175 Esquema de estabilización del portal generado de forma convencional.

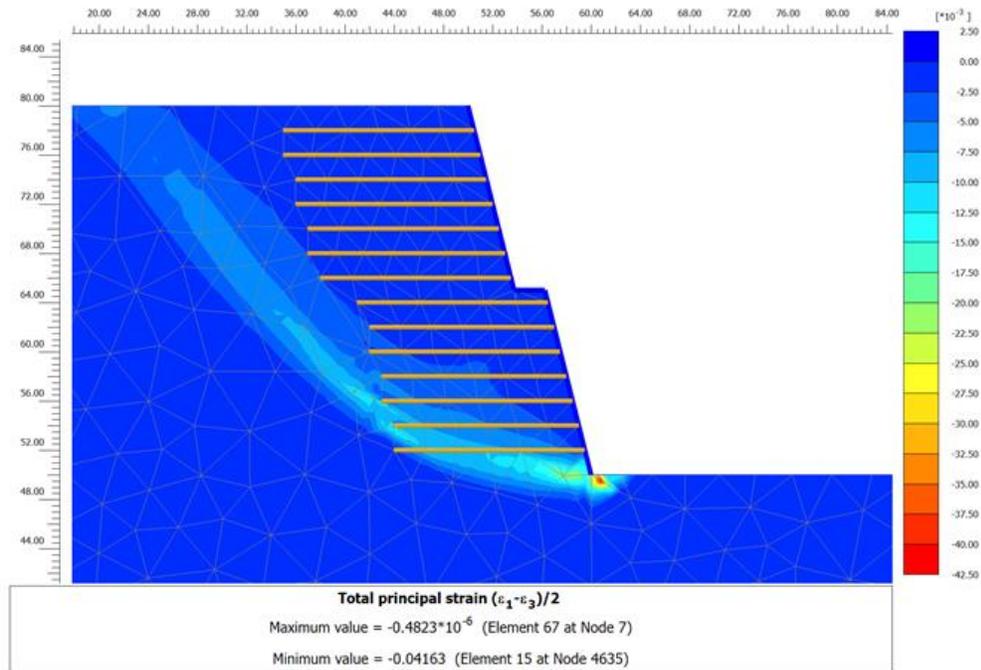


Figura 176 Mecanismo de falla de portal convencional.

Del análisis de elementos finitos en Plaxis 2D, se obtiene un factor de seguridad de 1.59 para condición estática, y en condición de sismo de 1.12. Estos factores cumplen con lo regulado en la tabla H.2.4-1 Factores de seguridad básicos mínimos directos NSR-10 (AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

6.1.3.2 Análisis de cantidades y costos

Según las recomendaciones de la Figura 170 se obtienen las cantidades del portal sesgado diseñado con la metodología de diseño 2D, del capítulo 3 sección 3.3.4 igualmente se obtienen las cantidades de portal sesgado diseñado sin una metodología clara para este tipo de portales y de la Figura 175 se obtienen las cantidades de portal diseñado de forma convencional.

Tipo de sollicitación	PORTAL ENTRADA TÚNEL 11					
	CONVENCIONAL		SESGADO Sin metodología 2D		SESGADO Con metodología 3D	
Área de tratamiento (m ²)	617.00	Precio (Pesos)	300.00	Precio (Pesos)	300.00	Precio (Pesos)
Volumen de excavación (m ³)	2345.00	\$ 454,461,000.00	145.00	\$ 28,101,000.00	145.00	\$ 17,994,500.00
Concreto neumático F'c 28 MPa (m ³)	247.70	\$ 326,716,300.00	216.00	\$ 284,904,000.00	107.50	\$ 141,792,500.00
Mala Electrosoldada No 6 (Kg)	5952.86	\$ 37,205,350.00	4733.04	\$ 29,581,500.00	4733.04	\$ 29,581,500.00
Pernos PG (m)	7431.00	\$ 731,953,500.00	5580.00	\$ 244,280,000.00	1395.00	\$ 137,407,500.00
Anclajes de 25 Toneladas (m)	0.00	\$ -	750.00	\$ 241,200,000.00	300.00	\$ 96,480,000.00
Arcos metálicos HEB 100 (Kg)	43588.35	\$ 958,943,700.00	43588.35	\$ 958,943,700.00	14529.45	\$ 319,647,900.00
	Total (Pesos)	\$ 2,509,279,850.00	Total (Pesos)	\$ 1,787,010,200.00	Total (Pesos)	\$ 742,903,900.00

Diferencia Respecto al sesgado con metodología en 3D	338%	241%	
Diferencia Respecto al convencional		71%	30%

Tabla 78 Análisis de costos para los tres tipos de alternativas de portal.

En la Tabla 78, se puede observar que el portal sesgado realizado con la metodología objeto de esta investigación, es el de menor costo (La tercera parte menos que el convencional) y con similares factores de seguridad en los taludes que las otras alternativas planteadas. Adicionalmente los porcentajes de uso de los elementos estructurales son óptimos, ya que la distribución de estos elementos no proviene de una recomendación como lo plantea la metodología de RMR (Bieniawski, Z.T, 1989), sino que hace parte de un proceso de iterativo para evitar el sobre/sub-diseño de mismos.

El portal sesgado diseñado sin seguir una metodología clara aporta un ahorro de una quinta parte con respecto al convencional, sin embargo, al no tener una metodología clara, no se puede representar sus resultados claramente cómo se puede ver en la Tabla 79.

Tipo de sollicitación	PORTAL ENTRADA TÚNEL 11		
	CONVENCIONAL	SESGADO Sin metodología 2D	SESGADO Con metodología 3D
Factor de seguridad estático	1.59	1.25	1.65
Factor de seguridad estático	1.12	-	1.16
%U Concreto neumático	40%	-	74%
%U Pernos	39%	-	80%

Tabla 79 Resumen de resultados de cálculos de las diferentes alternativas

6.1.4 Recomendaciones para la construcción de los portales sesgados

Durante la construcción del portal se presentaron tratamientos adicionales de estabilización realizados para el portal de entrada del Túnel 11; trabajos que fueron necesarios para garantizar la estabilidad del portal debido a los continuos micro-desprendimientos presentados inicialmente en el techo del túnel y posteriormente sobre el costado derecho.



Figura 177 Desprendimientos durante la construcción de un portal sesgado.



Figura 178 Colocación de pernos en el costado derecho para evitar el progreso de los desprendimientos.

Estos desprendimientos incontrolables de cuñas en la clave y paredes del túnel, asociado al fuerte grado de fracturamiento y a la presencia de sistemas de diaclasas con procesos de apertura y alteración con desarrollo de rellenos blandos de arcilla, limo y óxidos. Condiciones que colocan bloques (pequeños-medianos) al borde de la falla muy fácilmente.

Esta condición está claramente predicha en los modelos 3D ver Figura 179, donde las mayores deformaciones se presentan en el techo del túnel, seguido del costado derecho donde también se concentran deformaciones de magnitud considerable.

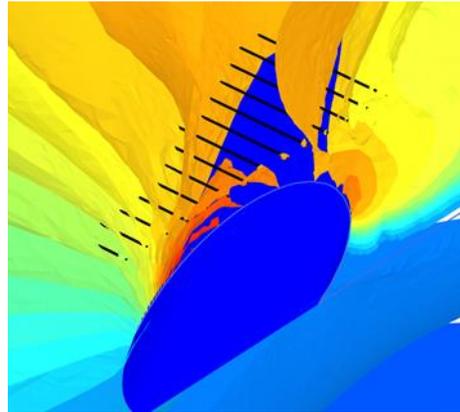


Figura 179 Concentración de las deformaciones en el techo del túnel y en el costado derecho.

La solución en este caso fue el recalce de la sección con concreto ciclópeo y el incremento de la instalación de pernos en la intersección del túnel con el talud.

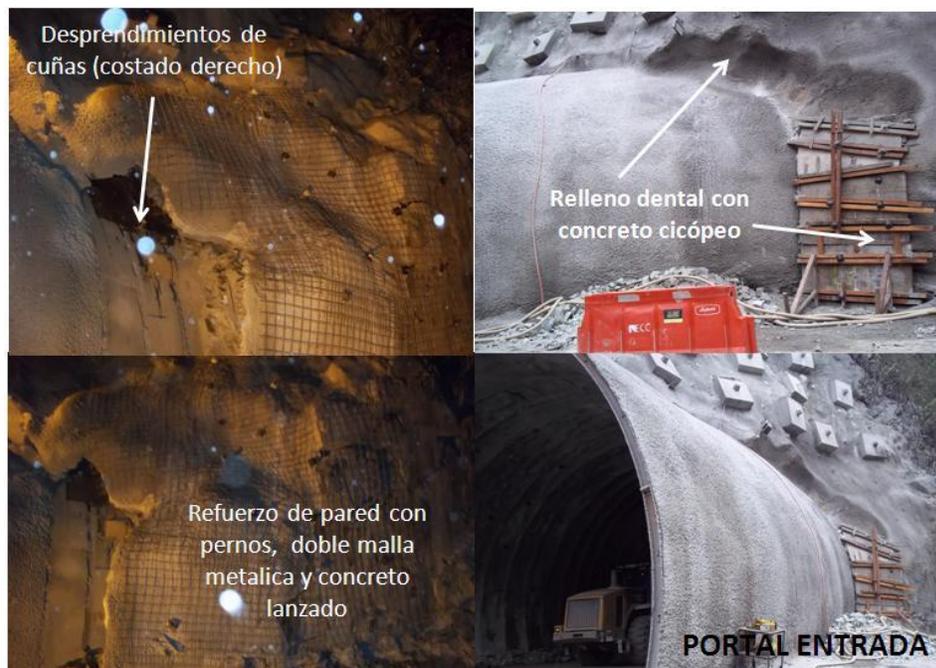


Figura 180 Tratamientos de estabilización adicionales a los propuestos en el diseño original.

A continuación, se presenta el proceso constructivo sugerido:

Paso 1:



Figura 181 Terreno original

Paso 2:



Figura 182 Conformación de rampa para instalación del soporte del talud.

Paso 3:



Figura 183 Inicio de excavación del portal sesgado.

Paso 5:



Figura 184 Avance de excavación del portal sesgado.

Paso 6:



Figura 185 Final de la excavación del portal sesgado.

Paso 7:

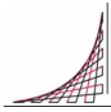


Figura 186 Inicio de la excavación del túnel (Estabilización y excavación del portal finalizadas)

Paso 9:



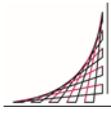
Figura 187 Estado final.



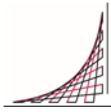
7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

1. Las metodologías de prediseño y diseño de portales sesgados producto de esta investigación, parten del límite de las condiciones expresadas en el capítulo 4 sección 4.3. Antes de aplicar cualquiera de las dos metodologías se debe verificar la similitud con las condiciones anteriormente expresadas. De no ser similares se debe abstener de aplicar cualquiera de las dos metodologías resultado de esta investigación.
2. Para el desarrollo de las dos metodologías. La investigación se basó en la clasificación de terrenos rocosos de RMR (Rock Mass Rating) (Bieniawski, Z.T, 1989), sin embargo, los parámetros de resistencia se basaron en correlaciones entre el valor de RMR y los parámetros de resistencia del criterio de falla de Morh Coulomb, por lo que el uso de cualquier criterio de falla que se pueda transformar a Morh –Coulomb, es permitido.
3. La metodología de diseño reduce los requerimientos de soporte para la segura estabilización del túnel y del talud, comparado con otro tipo de diseños (Convencionales o sesgados sin metodología de diseño). La reducción se logra mediante el análisis de la estabilidad definido en el capítulo 5 sección 6.3.



4. La metodología puede aplicarse a cualquier tipo de roca que pueda representarse con la clasificación RMR (Bieniawski, Z.T, 1989), sin embargo, para materiales que no se puedan clasificar con el RMR, el uso de la metodología queda restringido.
5. El estado del arte actual para el diseño de portales solo está desarrollado para portales convencionales, no existe ninguna recomendación clara para los portales sesgados.
6. Durante la construcción de un portal sesgado se requiere tomar medidas adicionales para evitar desprendimientos de la corona y del lateral de menor cobertura del portal. Tal como se demostró en el capítulo 6 sección 6.1.4.
7. Para cualquier tipo de obra geotécnica. Se recomienda el uso del método observacional (Peck, 1969). Los portales sesgados no son la excepción a esta práctica. El método observacional permite modificaciones que implican la optimización del diseño y/o la prevención de desprendimientos que hagan colapsar el portal.
8. El uso de portales sesgados es el más adecuado cuando se presentan problemas prediales, de estabilidad de taludes, afectaciones ambientales, etc. Además, ofrece menores costos comparado con otro tipo de soluciones.
9. Un sistema de monitoreo completo debe ser implantado con el fin de llevar a cabo excavaciones seguras.



7.2 RECOMENDACIONES

1. Para portales sesgados en donde no es posible utilizar la metodología de diseño de la presente investigación, el único camino es realizar una correcta simulación basada en modelos en tres dimensiones.
2. Para garantizar el éxito de la metodología de diseño, es importante contar con un modelo geológico detallado de la zona del portal, junto con los estudios de geofísica, perforaciones, reconocimiento de campo, medición de discontinuidades de las rocas, ensayos de laboratorio, etc. así mismo es importante contar con la topografía detallada y el trazado geométrico del túnel.
3. La metodología se desarrolló con la condición de tener un material rocoso como base. Se recomienda para futuras investigaciones sobre este tema incluir el suelo como material base, con el fin de verificar la viabilidad geotécnica de los portales sesgados en este tipo de material.
4. Como se verificó en el capítulo 6 sección 6.1, la metodología se puede utilizar para cargas de sismo del tipo pseudo-estáticas, sin embargo, es importante verificar en futuras investigaciones las ventajas y/o desventajas mediante modelos dinámicos, para evaluar de manera más realista los efectos que ejercen los sismos sobre los portales sesgados.

8 BIBLIOGRAFÍA

Koronakis, N., Kontothanassis, P. & Bournazos, J., 2002. *Special Design Methods for Construction of Tunnel Portals in Areas with Extremely Steep Morphology*, Athens: OMIKRON KAPPA CONSULTING Ltd, Athens, Greece & Technical Manager, AKTOR S.A., Athens, Greece .

AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010. Título H - Estudios geotécnicos. En: *REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10*. Bogota: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, pp. H-4 - H-24.

AIS, Invias, 2014. *Código colombiano de diseño de puentes CCP-14*. Bogota: s.n.

Aishwarya, K., Bhanu, P. & Yogesh, V., 2008. *NATM experience in Pir Panjal rail tunnel*. Agra, IRCON International Ltd., J&K, India , pp. 1585-1596.

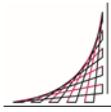
ASCE & Scott, B. A., 2002. Acceptance criteria Reinforced concrete structures. En: *Recent Advances in Optimal Structural Design*. Reston, Virginia: SEI, pp. 183-190.

Austrian Society for Geomechanics, 2010. *Guideline for the Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation*, Salzburg: s.n.

Barton, N., Lien, R. & Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. En: *Rock Mechanics and Rock Engineering*. s.l.:Springer, pp. 189-236.

Bieniawski, Z.T, Z., 1989. Engineering Rock Mass Classification. En: *a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. s.l.:Wiley-Interscience, pp. 40-47.

Brown, E. & Hoek, E., 1978. *Trends in relationships between measured rock in situ stresses and depth*, Londres: s.n.



Brown, E. & Hoek, E., 1997. *Practical estimates of rock mass strength*. s.l., s.n., pp. 1165-1186 .

Carranza Torres, C., 2004. *Modelling composite section*. [En línea] Available at: https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp/pdf_files/theory/Modeling_Steel_Set_and_Shotcrete_Liners.pdf

Consortio ECC, Octubre 2011. *Informe y planos de diseño portal entrada tunel 11 izquierdo*, Linz: D2 Consult International GmbH.

Consortio ECC, Septiembre 2010. *Informe y planos de diseño portal entrada tunel 4 izquierdo, FASE III*, Bogotá: CERSE Ingeniería Ltda.

Davila Mendez, J. M., Klucner, A. & Schubert, K., 2013. *Applying the observational approach for tunnel design*. Londres, Institute for Rock Mechanics and Tunnelling, p. 6.

Deere, D. & Patton, F., 1971. *Slope stability in residual soils*. Puerto Rico, s.n.

Department of the Army, , U.S. Army Corp of Engineers, 30 Mayo 2007. Engineering and Design Tunnels and Shafts in Rocks. En: Washinton DC: s.n., pp. 9-3 y 9-4.

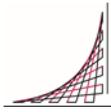
Duncan C., W. & Christoph W., M., 2004. *Rock Slope Engineering Civil and Mining*. Cuarta ed. New York: British Library Cataloguing in Publication Data.

Feder, G. & Arwanitakis, M., 1976. *Zur Gebirgsmechanik aus- bruchsnaher Bereiche tiefliegender Hohlrumbauten..* s.l.:Berg- und Hüttenmännische Monatshefte.

GEO, s.f. *Limitstate*. [En línea] Available at: <http://www.limitstate.com/geo#> [Último acceso: 25 5 2013].

Hashash, Y. M., Hook, J. J., Schmidt, B. & I-Chiang Yao, J., 2001. *Seismic Design and Analysis of Underground Structures*. San Francisco, Pergamon, p. 47.

Herget, G., 1987. *Stresses in rock*. s.l.:CRC Press.



Highestbridges, 2013. *DurangoMazatlanHighwayTour*. [En línea] Available at: <http://highestbridges.com/wiki/index.php?title=DurangoMazatlanHighwayTour> [Último acceso: 7 Febrero 2014].

Hoek, E., Carranza Torres, C. & Brent, C., 2002. *Hoek-Brown Failure Criterion*. Toronto, s.n., pp. 1-8.

Hudson, J. & Harrison, J., 1997. *Engineering Rock Mechanics - An Introduction to the Principles*. Oxford: Elsevier Science.

Kellaway, M., Taylor, D. & Keyter, G., 2012. *The Use Of Geotechnical Instrumentation To Monitor Ground Displacements During Excavation Of The Ingula Power Caverns, For Model Calibration And Design Verification Purposes*. Sudáfrica 2012, Braamhoek Consultants Joint Venture.

Marinos, V., Marinos, P. & Hoek, E., 2005. *Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses*, Vancouver: Springer-Verlag.

Mundo de celeste, 2014. *La Hazaña del pueblo de GUOLIANG, China*. [En línea] Available at: <https://celestemundo.wordpress.com/2014/04/08/la-hazana-del-pueblo-de-guoliang-china/> [Último acceso: 30 junio 2015].

Peck, R. B., 1969. Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. En: *Géotechnique*. Londres: s.n., pp. 171-187.

Pietro, L., 2008. Design and construction of tunnels. En: Milano: Springer, pp. 170-183, 231-237, 365-370 y 400-515.

Pilgerstorfer, T., 2010. *Prediction of displacement development using closed-form solutions*. Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität Graz ed. Saarbrücken: VDM Verlag Dr. Müller.

Plaxis, 2015. *Plaxis 3-s Anniversary Edition*. Delft, Países Bajos: www.plaxis.nl.

Radonic, N., 2012. *Tunnel design and prediction of system behaviour in weak ground*. Graz: Institut für Felsmechanik und Tunnelbau.

Ramírez, P. & Alejano, L., 2004. *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*. Madrid: Universidad Politecnica de Madrid.

Rocscience, 2007. Rock mass classification. En: *Rock mass classification*. s.l.:s.n., p. 23.

Rocscience, 2008. Pseudo-3D in Tunnelling Tutorial. En: *Manual de uso Rocscience Phase2 V.8*. Toronto: s.n., p. 14.

Rocscience, 2014. *Rocscience RS2 Phase2 V9.0*. [En línea] Available at: [https://www.rocscience.com/products/3/RS2%20\(Phase2%20v9\)](https://www.rocscience.com/products/3/RS2%20(Phase2%20v9)) [Último acceso: 28 10 2014].

Rocscience & Evert, H., 2007. *Rocscience*. [En línea] Available at: http://www.rocscience.com/hoek/pdf/3_Rock_mass_classification.pdf

Rocscience, 2014. *Rocscience Slide 6.0*. [En línea] Available at: <https://www.rocscience.com/products/8/Slide> [Último acceso: 25 10 2013].

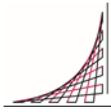
Rodríguez, J. A., 2007. Caracterización de macizos rocosos. En: *Ingeniería geológica*. Oviedo: Universidad de Oviedo, pp. 1-14.

Rogers, G. & Haycocks, C., 1988. *Portal stability in rock*. s.l., s.n., pp. 76-83.

Romana, M., 1995. *The geomechanical classification SMR for slope correction*. s.l., s.n., pp. 1085-1092.

Romer, M., s.f. http://www.sheffield.ac.uk/polopoly_fs/1.142959!/file/10.pdf, Sheffield: s.n.

Sánchez Gómez, J. & Cañizo Perate, L., 2010. *Análisis comparativo de modelos tridimensionales y bidimensionales para la obtención de la relajación a considerar en*



simulaciones de excavación de túneles mediante EPB, Comparativa de valores con casos reales. Madrid: s.n.

Santillana, Kalipedia;, 2013. *Kalipedia*. [En línea]
Available at: http://co.kalipedia.com/geografia-colombia/tema/geografia-economica-social/crecimiento-distribucion-espacial-poblacion.html?x=20080731klpgeogco_19.Kes

Skarlatoudis, A., Theodulidis, N., Papaioannou, C. & Roumelioti, Z., 2004. *The dependence of peak horizontal acceleration on Magnitude and distance for small magnitude Earthquakes in greece.* Vancouver, s.n.

Skyscrapercity, 2007. *Túnel de La Estrella*. [En línea]
Available at: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=470268>
[Último acceso: 30 12 2013].

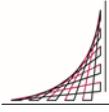
Stehlik, E. & Srb, M., 2007. *NATM Tunnelling at Dulles Airport*, Praga: s.n.

Suarez Diaz, J., 1998. Modelos de analisis de estabilidad. En: *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Bucaramanga: Publicaciones UIS, pp. 117-150.

Suárez Fino, J. F., 2010. *Slideshare*. [En línea]
Available at: <http://es.slideshare.net/ICABlog/diseo-geomtrico-de-tneles-ing-francisco-suarez-fino>
[Último acceso: 12 08 2014].

Sulem, J., Planet, M. & Guenot, A., 1987. *An Analytical Solution for Time-dependent Displacements in a Circular Tunnel*. s.l., s.n., p. 155–164.

Vardakos, S., 2007. *Back-Analysis Methods for Optimal Tunnel Desing*. [En línea]
Available at: http://scholar.lib.vt.edu/theses/available/etd-02052007-104922/unrestricted/PHD_Dissertation_Vardakos_ver_2.pdf



Wallis, S., 1995. *Exploring critical elements for NATM success*. [En línea]
Available at: <http://www.tunneltalk.com/Discussion-Forum-Jun95-Key-elements-for-NATM-project-success.php>

You Tube, 2010. *Caida del tunel el varal*. [En línea]
Available at: https://www.youtube.com/watch?v=0A51r_3CXww
[Último acceso: 23 Febrero 2014].