

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSGRADO

DISEÑO DE CUATRO OBRAS GEOTÉCNICAS: (I) REVISIÓN DEL SITIO DE FUNDACIÓN Y DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA TORRE DE TELECOMUNICACIONES DEL CENTRO NACIONAL DE CONTROL DE ENERGÍA (CENCE), VOLCÁN IRAZÚ; (II) DISEÑO DE SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN PARA UN TALUD COLINDANTE CON UNA CARRETERA; (III) DISEÑO DE SOPORTE TEMPORAL DE UN TÚNEL PARA MODERNIZACIÓN DE PLANTA HIDROELÉCTRICA EN PANAMÁ; (IV) DISEÑO DE UNA ALTERNATIVA PARA IMPERMEABILIZACIÓN CON GEOMEMBRANA PVC PARA UNA SECCIÓN EQUIVALENTE DE UNA PRESA CFRD CLASE I

Trabajo final de investigación aplicada sometido a la consideración de la Comisión del Programa de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil para optar al grado y título de Maestría Profesional en Geotecnia

FLORIA MARCELA QUESADA CALVO

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Costa Rica

2023

Dedicatoria

Durante el tiempo que estuve estudiando en el posgrado, siempre soñé con dedicar este proyecto de graduación a mi familia: a mis padres, Olga María Calvo Soto y Eduardo Enrique Quesada Martos, a mi esposo, Leonardo Morales Conejo y a mis hijos Sofía y Eduardo Morales Quesada.

Todos ellos representan en mi vida, una fuente inagotable de inspiración y lucha, y soy lo que soy gracias a ellos.

Agradecimiento

Extiendo mi más sincero agradecimiento al cuerpo de profesores que sirvieron de guía durante toda la Maestría, en especial al Ing. Oscar Andrés Calvo Carranza, M Sc., por su guía y asesoría a lo largo de los cuatro talleres aplicados.

Asimismo, agradezco a los compañeros de Ingeniería Geotécnica del Instituto Costarricense de Electricidad (en orden alfabético): Ing. Eduardo Avilés Madrigal, Ing. Sergio Carboni Alvarado, Ing. Fernando Fallas Barrantes, Ing. Rafael Kauffmann Incer, e Ing. Roy Ruiz Vásquez, por los consejos brindados a lo largo de la elaboración de estos 4 proyectos de diseño.

“Este trabajo final de investigación aplicada fue aceptado por la Comisión del Programa de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, como requisito parcial para optar al grado y título de Maestría Profesional en Geotecnia.”

Dr. Jonathan Agüero Valverde

Representante de la Decana del Sistema de Estudios de Posgrado

M.Sc. Óscar Calvo Carranza

Profesor Guía

M.Sc. Eduardo Avilés Madrigal

Lector

M.Sc. Marcia Cordero Sandí

Lectora

Dr. Guillermo González Beltrán

Director del Programa de Posgrado

Ing. Floria Quesada Calvo

Sustentante

Tabla de contenidos

Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento.....	iii
Tabla de contenidos.....	v
Resumen	xv
Abstract.....	xvi
Índice de tablas	xvii
Índice de figuras.....	xxii
Índice de abreviaturas	xxxi
1. CAPÍTULO 1: REVISIÓN DEL SITIO DE FUNDACIÓN Y DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA TORRE DE TELECOMUNICACIONES DEL CENTRO NACIONAL DE CONTROL DE ENERGÍA (CENCE), VOLCÁN IRAZÚ.....	1
Resumen	1
Abstract.....	3
1.1. Introducción	4
1.1.1. Historia de la torre del CENCE en el volcán Irazú	4
1.1.2. Deslizamiento en el Parque Nacional Volcán Irazú	6
1.1.3. Legislación nacional relacionada al deslizamiento	8
1.1.4. Planteamiento del problema	10
1.1.5. Objetivos	11
1.1.5.1. Objetivo general	11
1.1.5.2. Objetivos específicos	11
1.1.6. Importancia.....	12
1.1.7. Alcance	13
1.1.8. Limitaciones	13
1.1.9. Metodología.....	14
1.2. Marco teórico	17
1.2.1. Tipos de Cimentaciones	17
1.2.2. Medio soportante y tipos de suelo.....	18

1.2.3.	Estado límite de falla.....	20
1.2.3.1.	Capacidad soportante	20
1.2.3.2.	Otros factores de reducción	27
1.2.4.	Estado límite de servicio	28
1.2.5.	Cimentaciones superficiales	28
1.2.5.1.	Nivel de desplante	29
1.2.5.2.	Efecto de la rigidez	30
1.2.6.	Cimentaciones profundas	30
1.2.6.1.	Micropilotes.....	30
1.2.6.2.	Evaluación de la capacidad a compresión del grupo de micropilotes.....	33
1.3.	Caracterización del proyecto.....	33
1.3.1.	Descripción del proyecto	33
1.3.2.	Marco geológico regional	36
1.3.2.1.	Resumen estratigráfico del sitio de estudio	40
1.3.2.2.	Sismo-tectónica del área	42
1.3.2.3.	Hidrogeología en el volcán Irazú	46
1.4.	Modelo geotécnico.....	47
1.4.1.	Trabajo de campo	48
1.4.1.1.	Ensayos DMT y CPT.....	48
1.4.1.2.	Tomografía eléctrica.....	49
1.4.2.	Ensayos de laboratorio	54
1.4.3.	Evaluación de resultados y parámetros geotécnicos	56
1.4.4.	Correlación e interacción con datos de geología del terreno	57
1.4.5.	Asentamientos elásticos	58
1.4.6.	Deformabilidad del medio	58
1.4.7.	Coeficientes de empuje	61
1.4.8.	Coeficiente de balasto	61
1.4.9.	Estabilidad del talud.....	62
1.5.	Diseño de la obra.....	63
1.5.1.	Losa de cimentación	63

1.5.1.1.	Capacidad de soporte	63
1.5.2.	Micropilotes	64
1.5.2.1.	Diseño de micropilotes a compresión	64
1.5.2.2.	Diseño de micropilotes por pandeo	65
1.5.2.3.	Diseño de micropilotes a flexión	65
1.5.2.4.	Cálculo de la resistencia del fuste y la punta del micropilote	66
1.5.2.5.	Espaciamiento de los micropilotes	66
1.6.	Especificaciones técnicas.....	67
1.6.1.	Materiales	67
1.6.1.1.	Losa de cimentación	67
1.6.1.2.	Micropilotes autoperforantes	68
1.7.	Presupuesto.....	70
1.8.	Sostenibilidad	72
1.9.	Innovación	73
1.10.	Conclusiones.....	74
1.11.	Recomendaciones	76
1.12.	Bibliografía.....	77
1.13.	Anexo.....	78
2.	CAPÍTULO 2: DISEÑO DE SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN PARA UN TALUD COLINDANTE CON UNA CARRETERA.....	84
	Resumen	84
	Abstract.....	85
2.1.	Aspectos Generales	86
2.1.1.	Antecedentes	86
2.1.2.	Objetivos	91
2.1.2.1.	Objetivo General.....	91
2.1.2.2.	Objetivos específicos	91
2.1.3.	Importancia.....	92
2.1.4.	Limitaciones	92
2.1.5.	Exclusiones	93

2.1.6.	Metodología.....	93
2.2.	Marco teórico	95
2.2.1.	Análisis de Estabilidad.....	95
2.2.1.1.	Metodologías para el análisis de estabilidad	96
2.2.1.2.	Concepto del factor de seguridad	97
2.2.1.3.	Concepto superficie de falla	98
2.2.1.4.	Parámetros utilizados en los análisis de equilibrio límite	99
2.2.1.5.	Método de equilibrio límite.....	100
2.2.1.6.	Limitaciones de los Métodos de Límite de Equilibrio.....	107
2.2.2.	Sistema constructivo <i>soilnailing</i>	108
2.2.3.	Secuencia constructiva	109
2.2.4.	Diseño del muro de soilnailing.....	113
2.2.4.1.	Revisión de la adherencia lechada - anclaje.....	113
2.2.4.2.	Resistencia a la tensión del perno	114
2.2.4.3.	Revisión de la resistencia a la flexión de la cara del muro	115
2.2.4.4.	Estimación de la resistencia nominal a flexión.....	116
2.2.4.5.	Estimación de la resistencia ante el puzonamiento del muro	117
2.2.4.6.	Revisión de la resistencia del cabezal.....	119
2.3.	Modelo Geológico	121
2.3.1.	Geología regional	121
2.3.2.	Geología local.....	122
2.3.3.	Investigación geológica realizada	123
2.3.4.	Resultados del modelo geológico	127
2.4.	Modelo Geotécnico	129
2.4.1.	Determinación de las velocidades de onda de compresión y de cortante	129
2.4.2.	Estimación de los parámetros de resistencia y deformabilidad a partir de los valores del N_{SPT}	130
2.4.3.	Estimación de los parámetros de resistencia y deformabilidad a partir del ensayo DMT	133

2.4.4.	Estimación de los parámetros geotécnicos a partir de las pruebas de laboratorio	136
2.4.5.	Definición del modelo geotécnico	138
2.4.6.	Modelación numérica del sitio y análisis de resultados	140
2.4.7.	Premisas para la definición del factor de seguridad.....	140
2.4.7.1.	Definición de los coeficientes pseudo-estáticos de análisis	141
2.4.7.2.	Definición de los criterios de falla	143
2.4.8.	Análisis geotécnico de estabilidad	143
2.4.8.1.	Resultados del análisis de estabilidad de la ladera natural sometida a un sismo con un período de retorno de 475 años.	143
2.5.	Diseño de la obra	146
2.5.1.	Muro de soilnailing	146
2.5.1.1.	Revisión de la propuesta de sostenimiento	146
2.5.1.2.	Verificación de la capacidad de los elementos del muro de <i>soilnailing</i>	152
2.5.2.	Manejo de las aguas de escorrentía superficial	160
2.6.	Descripción del proceso constructivo	164
2.6.1.	Sistema de sostenimiento del equipo y de la mano de obra	164
2.6.2.	Instalación de anclajes	165
2.6.3.	Muro de concreto lanzado.....	167
2.7.	Especificaciones técnicas.....	168
2.8.	Presupuesto.....	169
2.9.	Sostenibilidad	171
2.10.	Conclusiones.....	172
2.11.	Referencias	175
2.12.	Anexo A: Planos constructivos	175
3.	CAPÍTULO 3: DISEÑO DE SOPORTE TEMPORAL DE UN TÚNEL PARA MODERNIZACIÓN DE PLANTA HIDROELÉCTRICA EN PANAMÁ.....	184
	Resumen	184
	Abstract.....	185
3.1.	Aspectos Generales	186

3.1.1.	Antecedentes	186
3.1.1.1.	Generación de electricidad: caso Panamá	188
3.1.2.	Panorama del sector energético panameño	191
3.1.2.1.	Modernización de un proyecto hidroeléctrico	193
3.1.3.	Objetivos	198
3.1.3.1.	Objetivo General.....	198
3.1.3.2.	Objetivos específicos	198
3.1.4.	Importancia	198
3.1.5.	Limitaciones	199
3.1.6.	Alcance	199
3.1.7.	Exclusiones	200
3.1.8.	Metodología.....	200
3.2.	Marco teórico	202
3.2.1.	Caracterización del macizo rocoso	202
3.2.1.1.	Criterios de ruptura	202
3.2.1.2.	Criterio de ruptura de Mohr - Coulomb	203
3.2.1.3.	Criterio de ruptura de Hoek y Brown	204
3.2.1.4.	Consideraciones geomecánicas.....	207
3.2.1.5.	Parámetros de deformabilidad y resistencia del macizo rocoso.....	211
3.2.2.	Clasificaciones geomecánicas	215
3.2.2.1.	RQD.....	215
3.2.2.2.	Clasificación RMR Bieniawski (1989)	216
3.2.2.3.	Sistema NGI (Q)	220
3.2.2.4.	Geological Strength Index, GSI (Hoek, 1985).....	227
3.2.3.	Tensor de esfuerzos	229
3.2.4.	Determinación del vano máximo mediante métodos empíricos	232
3.2.5.	Tiempo de auto sostenimiento a partir de métodos empíricos.....	233
3.2.6.	Caracterización del proyecto y modelo geotécnico	234
3.2.6.1.	Tectónica del área	234
3.2.6.2.	Geología regional.....	238
3.2.6.3.	Geología local	238

3.2.6.4.	Estructuras geológicas	241
3.2.6.5.	Sismicidad	243
3.2.7.	Estudio geotécnico.....	244
3.2.7.1.	Estudio geofísico.....	244
3.2.7.2.	Ensayos de laboratorio	247
3.2.8.	Modelo geotécnico	250
3.2.8.1.	Unidad geotécnica UG1a – Andesita basáltica	250
3.2.8.2.	Unidad geotécnica UG1b – Andesita basáltica	250
3.2.8.3.	Unidad geotécnica UG2 – Lahar	251
3.2.9.	Caracterización geotécnica del macizo rocoso	251
3.3.	Desarrollo y del diseño y análisis de resultados.....	255
3.3.1.	Definición del sostenimiento temporal	255
3.3.1.1.	Métodos empíricos.....	255
3.3.1.2.	Elemento finito – curvas características.....	257
3.3.1.3.	Curva característica de la sección 1.....	258
3.3.1.4.	Curva característica de la sección 2 y 4	259
3.3.1.5.	Curva característica de la sección 3, 5 y 7	260
3.3.1.6.	Curva característica de la sección 6.....	261
3.3.1.7.	Curva característica de la sección 8.....	262
3.3.1.8.	Curva característica de la sección 9:.....	265
3.3.1.9.	Curva característica de la sección 10:.....	266
3.3.1.10.	Elemento finito – análisis de esfuerzos y deformaciones	268
3.3.1.11.	Análisis de esfuerzos y deformaciones – sección 1:	269
3.3.1.12.	Análisis de esfuerzos y deformaciones – secciones 2 y 4.....	271
3.3.1.13.	Análisis de esfuerzos y deformaciones – secciones 3, 5 y 7:.....	274
3.3.1.14.	Análisis de esfuerzos y deformaciones – sección 6 y 10:	276
3.3.1.15.	Análisis de esfuerzos y deformaciones – sección 8:	279
3.3.1.16.	Análisis de esfuerzos y deformaciones – sección 9:	281
3.3.1.17.	Admisibilidad cinemática.....	284
3.3.1.18.	Estimación del tiempo de auto sostenimiento en función de la longitud y el valor del RMR	285
3.3.2.	Identificación de los principales riesgos geotécnicos durante la excavación	287

3.4.	Método constructivo	288
3.5.	Especificaciones técnicas.....	289
3.5.1.	Materiales	289
3.5.2.	Concreto lanzado y pernos tipo Swellex.....	289
3.6.	Presupuesto detallado.....	290
3.7.	Conclusiones y recomendaciones	292
3.8.	Referencias	294
3.9.	Anexos	295
3.9.1.	Anexo 1: Resultados obtenidos del Roclab v1.032.....	295
3.9.2.	Anexo 2: Resultados de aplicación de multigráfico de Russo para la determinación del desempeño de la excavación	305
3.9.3.	Anexo 3: Planos constructivos	315
4.	DISEÑO DE UNA ALTERNATIVA PARA IMPERMEABILIZACIÓN CON GEOMEMBRANA PVC PARA UNA SECCIÓN EQUIVALENTE DE UNA PRESA CFRD CLASE I.....	320
	Resumen	320
	Abstract.....	321
4.1.	Aspectos Generales	322
4.1.1.	Antecedentes	322
4.1.1.1.	Escenarios climáticos futuros RCP8.5.....	324
4.1.2.	Objetivo general.....	331
4.1.3.	Objetivos específicos	331
4.1.4.	Importancia.....	332
4.1.5.	Limitaciones	332
4.1.6.	Alcance	333
4.1.7.	Exclusiones	333
4.1.8.	Metodología.....	334
4.2.	Marco teórico	335
4.2.1.	Zonificación de una presa de enrocado.....	335
4.2.1.1.	Zona 1A.....	336
4.2.1.2.	Zona 1B.....	337

4.2.1.3.	Zona 2	337
4.2.1.4.	Zona 2A.....	337
4.2.1.5.	Zona 3A.....	337
4.2.1.6.	Zona 3B.....	337
4.2.1.7.	Zona 3C.....	338
4.2.1.8.	Zona T	338
4.2.1.9.	Zona 4	338
4.2.2.	Método de los elementos finitos.....	339
4.2.3.	Criterios técnicos para el diseño de presas con geomembranas	341
4.2.3.1.	Colocación de la geomembrana aguas arriba de la presa.....	341
4.2.3.2.	Sistema de impermeabilización con la geomembrana aguas arriba de la presa	343
4.2.3.3.	Capa de sellado de la geomembrana	345
4.2.3.4.	Capa de soporte de la geomembrana	347
4.2.3.5.	Anclaje de la geomembrana en la cara de la presa.....	348
4.2.4.	Modelo geológico	349
4.2.4.1.	Marco Geológico Regional.....	350
4.2.4.2.	Análisis Geomorfológico Regional	353
4.2.4.3.	Contexto Geotectónico Regional.....	354
4.2.4.4.	Sismotectónica, amenaza sísmica y volcánica.....	357
4.2.4.5.	Geología, hidrogeología y geotecnia del sitio de obras	360
4.2.4.6.	Distribución espacial de las unidades geológicas en superficie	365
4.2.4.7.	Estructuras principales y patrón de fracturamiento superficial.....	367
4.2.4.8.	Rango de permeabilidades de los diferentes litotipos	369
4.2.4.9.	Zonas permeables del modelo	371
4.2.5.	Investigación geotécnica realizada	373
4.2.5.1.	Definición de unidades geotécnicas	375
4.2.5.2.	Definición de parámetros geomecánicos para cada unidad geotécnica.....	377
4.3.	Desarrollo del diseño y análisis de los resultados.....	381
4.3.1.	Diseño de la geomembrana	381
4.3.1.1.	Modelo en elemento finito	381
4.3.1.2.	Análisis de los resultados.....	387
4.3.2.	Instalación de la geomembrana.....	393

4.4.	Especificaciones técnicas.....	398
4.5.	Presupuesto y tiempo de construcción.....	399
4.6.	Sostenibilidad	400
4.7.	Conclusiones y recomendaciones	401
4.8.	Referencias	402
4.9.	Anexo I. Planos	403

Resumen

En el presente trabajo, el capítulo 1 consiste el diseño de una cimentación para una torre de telecomunicaciones del ICE en el volcán Irazú cuyo sitio se caracteriza por estar cerca de una ladera y estar compuesta por material volcánico erodable. Es por ello que se hizo necesario el diseño de una cimentación mediante micropilotes, los cuales garantizarían la operatividad de la estructura, aunque ocurra un deslizamiento.

El capítulo 2 corresponde a un sistema de estabilización de un talud de una alta pendiente y compuesto por suelo y roca degradada, continuo a una carretera de alto tránsito. El sistema diseñado mediante la metodología descrita en el FHWA (2015) fue un muro de *soilnailing*, que, junto con los drenajes, permitirían brindar estabilidad al talud.

Con respecto al capítulo 3, se presenta el caso de una planta hidroeléctrica, ubicada en la provincia de Chiriquí, Panamá, la cual se quiere modernizar mediante la construcción de un segundo túnel de 683 m de longitud, a través de un material rocoso con coberturas máximas de 140 m en ciertos puntos del trazado. El sostenimiento temporal diseñado consistió, en las zonas de mayor probabilidad de falla, en concreto lanzado pernos y arcos W8x31.

Finalmente, en el capítulo 4 se presenta el caso de una presa a construirse en la provincia de Guanacaste de Costa Rica, la cual ya había sido diseñada como CFRD; sin embargo, se planteó la opción de sustituir la cara de concreto por una geomembrana PVC, como alternativa de impermeabilización, por lo que se hizo una revisión mediante elemento finito para corroborar que las deformaciones no superaran aquellas de la presa CFRD original.

En todos los casos se realizaron especificaciones técnicas, presupuesto y planos constructivos.

Abstract

The design of a foundation for an ICE telecommunications tower in the Irazú volcano, whose site is distinguished by being close to a hillside and being composed of erodible volcanic material, is covered in chapter 1 of the current study. Because of this, it was required to create a foundation employing micropiles that would ensure the structure's operability even in the event of a landslide.

In Chapter 2, a slope stabilization system for soil and eroded rock that is continuous with a heavily traveled highway is described. A soilnailing wall was the system created utilizing the approach outlined in the FHWA (2015), and it would work in conjunction with drainages to stabilize the slope.

In chapter 3, the instance of a hydroelectric plant in the Panamanian province of Chiriquí that will be updated by the construction of a second tunnel measuring 683 meters through rock with a maximum coverage of 140 meters at specific locations of the scheme is discussed. The temporary support system was built with W8x31 arches and specially launched bolts in the places where failure was most likely to occur.

The case of a dam that was already designed as CFRD and was going to be built in the Costa Rican province of Guanacaste is presented in chapter 4. However, the option of replacing the concrete face with a PVC geomembrane was suggested as a substitute for waterproofing, so a finite element review was done to ensure that the deformations did not exceed those of the original CFRD dam.

Technical requirements, financial projections, and construction schedules were created for the 4 designs.

Índice de tablas

Tabla 1.1. Tipos de cimentaciones y uso típico	19
Tabla 1.2. Factores de forma para una cimentación cuadrada	21
Tabla 1.3. Factores de capacidad de soporte N'_c , N'_q para cimientos sobre o cerca de un talud de acuerdo al método de Bowles	23
Tabla 1.4. Factores de reducción Φ para la capacidad soportante de los suelos	25
Tabla 1.5. Factores de seguridad para capacidad de soporte	26
Tabla 1.6. Factores de seguridad para cargas excéntricas	27
Tabla 1.7. Factores de reducción y seguridad para cimentaciones superficiales y profundas	27
Tabla 1.8. Asentamiento total admisible	28
Tabla 1.9. Distorsión angular límite	28
Tabla 1.10. Módulo de reacción vertical del suelo (K_{s1})	30
Tabla 1.11. Coordenadas del sitio de estudio.....	33
Tabla 1.12. Fuerzas actuantes en la base de la torre	35
Tabla 1.13. Coordenadas de los ensayos geotécnicos realizados en el sitio de estudio.....	48
Tabla 1.14. Resultados de los ensayos de laboratorio	54
Tabla 1.15. Propiedades de los materiales del sitio de estudio	57
Tabla 1.16. Coeficientes de empuje activo, pasivo y de reposo para materiales de sitio....	61
Tabla 1.17. Resultados del diseño de los micropilotes - compresión	64
Tabla 1.18. Resultados del diseño de los micropilotes - pandeo	65
Tabla 1.19. Resultados del diseño de los micropilotes - flexión.....	66
Tabla 1.20. Resultados del diseño de los micropilotes – fuerzas resistentes ejercidas por el fuste y la punta	66
Tabla 1.21. Parámetros de control de la calidad para el concreto de la losa de cimentación	67
Tabla 1.22. Parámetros de control de la calidad los materiales de relleno	68
Tabla 1.23. Parámetros de control de la calidad para la lechada de los micropilotes	69

Tabla 1.24. Parámetros de control de la calidad para el acero de refuerzo de los micropilotes	70
Tabla 1.25. Presupuesto de obra	71
Tabla 1.26. Presupuesto de obra utilizando el agregado fino del material de sitio	72
Tabla 1.27. Cálculo de huella de carbono	72
Tabla 2.1. Metodología de equilibrio límite	96
Tabla 2.2. Métodos de análisis de estabilidad de taludes	102
Tabla 2.3. Resultados de cada uno de los tres perfiles de refracción sísmica	129
Tabla 2.4. Determinación del factor de corrección R_M	136
Tabla 2.5. Resumen de resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio para la muestra 1	137
Tabla 2.6. Resumen de resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio para la muestra 2	137
Tabla 2.7. Modelo geotécnico del sitio en estudio	138
Tabla 2.8. Descripción de las unidades geotécnicas	139
Tabla 2.9. Definición del nivel de riesgo contra pérdida de vidas humanas	140
Tabla 2.10. Definición del nivel de riesgo contra daños económicos y ambientales	140
Tabla 2.11. Establecimiento de los factores de seguridad para el análisis de taludes y laderas	141
Tabla 2.12. Parámetros geotécnicos para definir el tipo de sitio de cimentación para los primeros 30 m superficiales	142
Tabla 2.13. Coeficiente pseudo-estático horizontal	142
Tabla 2.14. Factores de seguridad obtenidos en la revisión de la estabilidad de la ladera natural ante los escenarios estático y pseudo-estático, sin soporte y con la aplicación del sismo de diseño	144
Tabla 2.15. Factores de seguridad obtenidos del análisis de equilibrio límite	148
Tabla 2.16. Factores de seguridad obtenidos del análisis de equilibrio límite	148
Tabla 2.17. Factores de seguridad obtenidos del análisis de equilibrio límite	149

Tabla 2.18. Factores de seguridad obtenidos del análisis de equilibrio límite para talud modificado – refuerzo en la UG-1 y UG-4.....	151
Tabla 2.19. Resultados del diseño de los anclajes de 7,00 m de longitud - arrancamiento	153
Tabla 2.20. Resultados del diseño de los anclajes de 4,00 m de longitud - arrancamiento	154
Tabla 2.21. Razón de capacidad bajo demanda - tensión	155
Tabla 2.22. Resistencia a flexión	156
Tabla 2.23. Resistencia nominal a flexión – sentido horizontal	157
Tabla 2.24. Resistencia nominal a flexión – sentido vertical	157
Tabla 2.25. Razón de capacidad bajo demanda – flexión.....	158
Tabla 2.26. Razón de refuerzo - flexión	158
Tabla 2.27. Razón de capacidad bajo demanda - punzonamiento.....	159
Tabla 2.28. Secciones transversales del sistema colector de aguas de escorrentía	163
Tabla 2.29. Especificaciones técnicas	168
Tabla 2.30. Presupuesto de obra	169
Tabla 3.1. Datos del proyecto	195
Tabla 3.2. Estimación del factor de disturbancia D	209
Tabla 3.3. Escala de calidades de la clasificación RMR	217
Tabla 3.4. Parámetros de la clasificación RMR	218
Tabla 3.5. Sostenimiento según Bieniawski.....	219
Tabla 3.6. Escala de calidades de la clasificación Q.....	221
Tabla 3.7. Obtención del J_n	221
Tabla 3.8. Obtención del J_r	222
Tabla 3.9. Obtención del J_a	223
Tabla 3.10. Obtención del J_w	224
Tabla 3.11. Datos para determinación del SRF.....	225
Tabla 3.12. Índice ESR del sistema Q.....	226
Tabla 3.13. Obtención del índice GSI.....	229

Tabla 3.14. Valores del índice ESR	233
Tabla 3.15. Resultados ensayos de densidad – muestras perforación PPA-1	248
Tabla 3.16. Resultados ensayos de densidad - muestras perforación PPA-2.....	248
Tabla 3.17. Resultados ensayos de densidad – muestras perforación PPA-3.....	249
Tabla 3.18. Resultados ensayos de carga puntual.....	249
Tabla 3.19. Definición de las secciones del túnel	250
Tabla 3.20. Resumen de los resultados del análisis en RocLab	252
Tabla 3.21. Modelo geotécnico a lo largo del trazado del túnel	254
Tabla 3.22. Definición del tipo de sostenimiento según Perri.....	256
Tabla 3.23. Factores de reducción de presión interna	258
Tabla 3.24. Desplazamientos máximos obtenidos	268
Tabla 3.25. Resultados del análisis de deformaciones – sección 1	270
Tabla 3.26. Resultados del análisis de deformaciones – secciones 2 y 4 (herradura)	272
Tabla 3.27. Resultados del análisis de deformaciones – secciones 2 y 4 (invert)	273
Tabla 3.28. Resultados del análisis de deformaciones – secciones 3, 5 y 7	275
Tabla 3.29. Resultados del análisis de deformaciones – secciones 6 y 10	277
Tabla 3.30. Resultados del análisis de deformaciones – sección 8	279
Tabla 3.31. Resultados del análisis de deformaciones – sección 9	281
Tabla 3.32. Resumen de resultados de análisis de elemento finito y propuesta de sostenimiento	283
Tabla 3.33. Estimación del tiempo de auto sostenimiento	286
Tabla 3.34. Definición del tipo de falla según Russo	288
Tabla 3.35. Especificaciones técnicas	290
Tabla 3.36. Costo total excavación y construcción del sostenimiento temporal del túnel	291
Tabla 4.1. Tipos de geomembranas para presas de materiales sueltos utilizadas alrededor del mundo	346
Tabla 4.2. Principales características de las geomembranas que han sido instaladas en presas de materiales sueltos	347
Tabla 4.3. Litotipos definidos en el sitio de estudio	362

Tabla 4.4. Litotipos definidos en el sitio de estudio	370
Tabla 4.5. Tipo y cantidad de investigación realizada in situ	374
Tabla 4.6. Distribución de pruebas de deformación y permeabilidad realizadas para el desarrollo del modelo geológico	374
Tabla 4.7. Tipo y cantidad de ensayos de investigación adicional	375
Tabla 4.8. Correspondencia entre litotipos y unidades geotécnicas determinadas	376
Tabla 4.9. Propiedades de la roca intacta de cada unidad litológica	378
Tabla 4.10. Valores medios de los parámetros de resistencia al corte	378
Tabla 4.11. Clasificación geomecánica presente en el sitio del embalse	379
Tabla 4.12. Propiedades de los materiales que componen la presa de enrocado.....	384
Tabla 4.13. Propiedades de la geomembrana	384
Tabla 4.14. Condiciones de frontera del modelo	385
Tabla 4.15. Tabla comparativa de los resultados de deformaciones	387
Tabla 4.16. Métodos de unión para distintos tipos de geomembranas.....	396
Tabla 4.17. Especificaciones técnicas geomembrana Carpi	398
Tabla 4.18. Comparación entre costos de instalación de geomembrana y cara de concreto	399

Índice de figuras

Figura 1.1. Ubicación del Cerro Gurdíán, en el flanco sur del volcán Irazú.....	5
Figura 1.2. Vista aérea de las antenas en el sector oeste del volcán Irazú	6
Figura 1.3. Ubicación de las torres y la zona inestable – volcán Irazú	7
Figura 1.4. Sección transversal del deslizamiento – volcán Irazú, sector sur-oeste	8
Figura 1.5. Zonificación del Parque Nacional Volcán Irazú.....	9
Figura 1.6. Diagrama de flujo de actividades.....	16
Figura 1.7. Factores de capacidad de carga para la ecuación general de capacidad de soporte Meyerhoff (1963)	22
Figura 1.8. Diagrama de cimiento cerca del talud para el cálculo de capacidad de soporte utilizando el método de Bowles	23
Figura 1.9. Diagramas para el cálculo simplificado de los factores i_c , i_q , i_γ	24
Figura 1.10. Vista aérea del volcán Irazú	34
Figura 1.11. Base torre tipo PTP de 30 m de altura.....	35
Figura 1.12. Torre tipo PTP de 30 m de altura.....	36
Figura 1.13.. Mapa geológico simplificado de Costa Rica (CR).....	37
Figura 1.14. Principales estructuras volcánicas en el Irazú	38
Figura 1.15. Mapa geológico regional del volcán Irazú	39
Figura 1.16. Estratigrafía simplificada del volcán Irazú	40
Figura 1.17. Tefras de los últimos 2600 años	42
Figura 1.18. Mapa neotectónico del volcán Irazú y Turrialba	43
Figura 1.19. Mapa de isosistas del terremoto de Patillos del 30 de diciembre de 1952. Las intensidades están en la escala de Mercalli Modificada, en este caso indicadas por los números del 3 al 8. Fallamientos locales están representados por las líneas en color rojo	44
Figura 1.20. Mapa geológico local del volcán Irazú.....	46
Figura 1.21. Mapa geológico local del volcán Irazú.....	47
Figura 1.22. Ubicación de los sondeos.....	49
Figura 1.23. Ubicación en planta de la tomografía eléctrica.....	50

Figura 1.24. Perfil PTC-1 de tomografía eléctrica del sitio de torre CENCE	52
Figura 1.25. Levantamiento de columnas estratigráficas cercano al sitio de torre CENCE..	53
Figura 1.26. Caracterización de los materiales según el ensayo CPT	55
Figura 1.27. Muestras obtenidas en el sitio de estudio.....	55
Figura 1.28. Resultados del CPT.....	56
Figura 1.29. Deformabilidad en la condición actual del terreno.....	59
Figura 1.30. Deformabilidad con cargas operativas	60
Figura 1.31. Deformabilidad con cargas operativas y sismo	61
Figura 1.32. Análisis de estabilidad de talud	62
Figura 1.33. Variación de la capacidad admisible (q_{adm})	63
Figura 2.1. Precipitación media anual en Costa Rica.....	87
Figura 2.2. Zonificación Sísmica de Costa Rica)	88
Figura 2.3. Jerarquía Funcional de Referencia.....	89
Figura 2.4. Red Vial Nacional Estratégica de Costa Rica	90
Figura 2.5. Perfil del talud carretero.....	91
Figura 2.6. Metodología planteada	94
Figura 2.7. Superficie de la prueba de falla y dirección de la fuerza cortante	99
Figura 2.8. Superficie de la prueba de falla	103
Figura 2.9. Fuerzas que actúan sobre la n-ésima dovela.....	104
Figura 2.10. Paralelismo de las fuerzas entre dovelas en el método de Spencer	105
Figura 2.11. Paralelismo.....	105
Figura 2.12. Fuerzas que actúan sobre la dovela según Morgenstern – Price	106
Figura 2.13. Sección típica de un muro de soilnailing	108
Figura 2.14. Detalle A.....	109
Figura 2.15. Secuencia constructiva de un muro de soilnailing	110
Figura 2.16. Partes del cabezal	119
Figura 2.17. Ubicación de sitio de estudio en mapa regional.....	121
Figura 2.18. Perfil de refracción eléctrica N°1	124
Figura 2.19. Perfil de refracción eléctrica N°2	125

Figura 2.20. Perfil de refracción eléctrica N°3	126
Figura 2.21. Perfil de refracción eléctrica N°4	127
Figura 2.22. Perfil geológico	128
Figura 2.23. Diagrama ensayo SPT.....	131
Figura 2.24. Paleta del dilatómetro Marchetti	133
Figura 2.25. Equipo de hincado	134
Figura 2.26. Ubicación de los minerales arcillosos en la carta de plasticidad de Casagrande	138
Figura 2.27. Identificación de las unidades geotécnicas	139
Figura 2.28. Superficie crítica del análisis de estabilidad de la ladera natural bajo una condición sin sismo y ante la ocurrencia de una falla circular según el método de Spencer	144
Figura 2.29. Superficie crítica del análisis de estabilidad de la ladera natural bajo una condición sin sismo y ante la ocurrencia de una falla no circular según el método de Spencer	145
Figura 2.30. Superficie crítica del análisis de estabilidad de la ladera natural bajo una condición con sismo y ante la ocurrencia de una falla no circular según el método de Spencer	145
Figura 2.31. Sección transversal del talud y refuerzo en la UG-4.....	146
Figura 2.32. Factores de seguridad obtenidos del análisis de equilibrio límite (Spencer) .	149
Figura 2.33. Factores de seguridad obtenidos del análisis de equilibrio límite (Morgensten & Price).....	150
Figura 2.34. Sección transversal del talud y refuerzo en la UG-1 y UG-4.....	151
Figura 2.35. Factores de seguridad obtenidos del análisis de equilibrio límite	152
Figura 2.36. Curva IDF de una estación meteorológica cercana	160
Figura 2.37. Sub-cuencas definidas en el sitio de estudio.....	161
Figura 2.38. Sistema colector de aguas de escorrentía superficial	162
Figura 2.39. Sistemas provisionales de sostenimiento del equipo.....	164

Figura 2.40. Sistemas provisionales de sostenimiento de equipo – configuración en el talud	165
Figura 2.41. Proceso esquemático de construcción de un anclaje.....	166
Figura 2.42. Equipos – concreto lanzado vía húmeda	167
Figura 2.43. Concreto lanzado con pigmento color café	171
Figura 3.1. Costos de generación de energía renovable en el año 2018 en América Latina	187
Figura 3.2. Suministro total principal de energía de Panamá (porcentaje por fuente, 1986 – 2016)	189
Figura 3.3. Consumo total de energía por sectores (1990 – 2014)	190
Figura 3.4. Proporción del consumo de electricidad por sector (2014)	190
Figura 3.5. Demanda máxima de electricidad en Panamá (1988 – 2017).....	191
Figura 3.6. Capacidad de energía instalada en Panamá (2011 – 2016).....	192
Figura 3.7. Generación bruta de electricidad en Panamá por fuente de energía (2000 – 2016)	193
Figura 3.8. Ubicación de la zona del proyecto.....	194
Figura 3.9. Volcán Barú	194
Figura 3.10. Partes del proyecto hidroeléctrico	196
Figura 3.11. Sección transversal del túnel	197
Figura 3.12. Metodología empleada.....	201
Figura 3.13. Círculo de Mohr y envolventes de falla	203
Figura 3.14. Excavabilidad del macizo rocoso	208
Figura 3.15. Gráfico para la determinación de la perturbación “D”	210
Figura 3.16. Correlación entre el módulo de elasticidad del macizo y el índice RMR.....	215
Figura 3.17. Procedimiento para medición del RQD	216
Figura 3.18. Sostenimiento según el índice Q	227
Figura 3.19. Profundidad vrs. distribución de esfuerzos verticales.....	231
Figura 3.20. Profundidad vrs. Relación K_0	232
Figura 3.21. Longitud y tiempos de estabilidad sin sostenimiento	234

Figura 3.22. Formación del Istmo de Panamá durante los últimos 10 Ma.....	236
Figura 3.23. Placas tectónicas - Panamá.....	237
Figura 3.24. Geología generalizada – Panamá.....	238
Figura 3.25. Ubicación de la zona del proyecto y la geología local	239
Figura 3.26. Andesitas altamente meteorizadas	240
Figura 3.27. Montañas en roca volcánica, pendientes de 30° a 35°	240
Figura 3.28. Estructuras geológicas cercanas al sitio de estudio.....	241
Figura 3.29. Sismicidad en las tierras altas de Chiriquí.....	243
Figura 3.30. Geofísica a lo largo de la línea del túnel	245
Figura 3.31. Perfil geológico de los sitios de túnel y casa de máquinas.....	246
Figura 3.32. Curva característica de los materiales de la sección 1 - techo	259
Figura 3.33. Sección transversal de herradura	259
Figura 3.34. Curva característica de los materiales de la sección 2 y 4 - techo	260
Figura 3.35. Curva característica de los materiales de la sección 3, 5 y 7 - techo	261
Figura 3.36. Curva característica de los materiales de la sección 6 - techo	262
Figura 3.37. Sección transversal circular	263
Figura 3.38. Sección transversal invert.....	263
Figura 3.39. Curva característica de los materiales de la sección 8 - techo	264
Figura 3.40. Curva característica de los materiales de la sección 8 - piso.....	264
Figura 3.41. Curva característica de los materiales de la sección 9 - techo	265
Figura 3.42. Curva característica de los materiales de la sección 9 - piso.....	266
Figura 3.43. Curva característica de los materiales de la sección 10 - techo	267
Figura 3.44. Curva característica de los materiales de la sección 10 - piso.....	267
Figura 3.45. Deformaciones sección 1	270
Figura 3.46. Capacidad de soporte admisible sostenimiento temporal – sección 1.....	271
Figura 3.47. Deformaciones secciones 2 y 4 (herradura)	272
Figura 3.48. Deformaciones secciones 2 y 4 (invert).....	273
Figura 3.49. Capacidad de soporte admisible sostenimiento temporal – sección 2 y 4 (invert)	274

Figura 3.50. Deformaciones secciones 3, 5 y 7	275
Figura 3.51. Capacidad de soporte admisible sostenimiento temporal – sección 3, 5 y 7	276
Figura 3.52. Deformaciones secciones 6 y 10.....	278
Figura 3.53. Capacidad de soporte admisible sostenimiento temporal – secciones 6 y 10	278
Figura 3.54. Deformaciones sección 8.....	280
Figura 3.55. Capacidad de soporte admisible sostenimiento temporal – sección 8.....	280
Figura 3.56. Deformaciones sección 9.....	282
Figura 3.57. Capacidad de soporte admisible sostenimiento temporal – sección 9.....	282
Figura 3.58. Buzamiento y dirección del buzamiento de las familias de discontinuidades – sección 8	284
Figura 3.59. Análisis admisibilidad cinemática – sección 8	285
Figura 3.60. Estimación del tiempo de auto sostenimiento.....	286
Figura 3.61. Gráfico múltiple de desempeño de la excavación para la sección 1	287
Figura 3.62. Ciclo constructivo de método de perforación y voladura	289
Figura 4.1. Regiones climáticas de Costa Rica	323
Figura 4.2. Temperatura media anual en Costa Rica (°C) RCP 8.5 Período 2010-2039.....	325
Figura 4.3 Temperatura media anual en Costa Rica (°C) RCP 8.5 Período 2040 - 2069	325
Figura 4.4. Temperatura media anual en Costa Rica (°C) RCP 8.5 Período 2070 - 2099	326
Figura 4.5. Precipitación promedio anual en Costa Rica (mm)	327
Figura 4.6. Precipitación promedio anual en Costa Rica (mm)	327
Figura 4.7. Precipitación promedio anual en Costa Rica (mm)	328
Figura 4.8. Cantones con contaminación de los acuíferos con arsénico.....	329
Figura 4.9. Metodología empleada.....	334
Figura 4.10. Zonificación de presas CFRD construidas sobre una base sólida de roca (adaptado de ICOLD, 1989a).....	336
Figura 4.11. Nodos y elementos en una malla obtenida para una figura de análisis.....	340
Figura 4.12. Configuración de una geomembrana aguas arriba conectada a una cortina de inyección	342

Figura 4.13. Configuración de una geomembrana aguas arriba conectada a un muro de corte	342
Figura 4.14. Configuración de una geomembrana extendida aguas arriba sobre la parte baja del embalse	343
Figura 4.15. Estratigrafía recomendada para un sistema de sellado con geomembrana en caso de una nueva construcción.....	344
Figura 4.16. Estratigrafía recomendada para un sistema de sellado con geomembrana en caso de una rehabilitación	345
Independiente del tipo de anclaje a utilizar, es necesario realizar ensayos de extracción de los anclajes que permitan confirmar el tipo y la separación de estos. En la Figura 4.17 se muestra el detalle de una configuración de anclajes sobre la superficie de soporte de una presa.	349
Figura 4.17. Detalle del anclaje de una geomembrana de PVC sobre el plinto para una presa de enrocado	349
Figura 4.18. Formación Bagaces	352
Figura 4.19. Mapa geomorfológico regional	354
Figura 4.20. Mapa geológico del área de modelación.....	366
Figura 4.21. Mapa de ubicación de las estructuras principales en el área de modelación	368
Figura 4.22. Frecuencias de rumbos e inclinaciones	369
Figura 4.23. Patrón de fracturamiento abierto en las cercanías de la falla F-20	369
Figura 4.24. Ubicación del acuífero superior libre: aproximadamente de 10 a 20 msnm .	372
Figura 4.25. Ubicación de la zona saturada intermedia: aproximadamente de -25 a 0 msnm	372
Figura 4.26. Ubicación de la zona saturada intermedia: aproximadamente de -40 a -20 msnm	373
Figura 4.27. Perfil geomecánico	380
Figura 4.28. Clases de presas (adaptado de Amberg et al., 2002)	381
Figura 4.29. Desplazamientos horizontales, análisis de elemento finito en 3 dimensiones	382

Figura 4.30. Desplazamientos verticales, análisis de elemento finito en 3 dimensiones ..	382
Figura 4.31. Sección transversal máxima de la presa, y la porción utilizada en el modelo (gris)	383
Figura 4.32. Comparación entre geomembrana HDPE (izquierda) y geomembrana PVC (derecha)	384
Figura 4.33. Modelado de las etapas del proyecto	386
Figura 4.34. Modelo en elemento finito Phase 2 de una parte de la sección transversal máxima de la presa	386
Figura 4.35. Distribución de desplazamientos en la presa, izquierda: sentido horizontal, derecha sentido vertical	388
Figura 4.36. Deformada de la geomembrana debido a los desplazamientos horizontales de la presa.....	389
Figura 4.37. Cargas axiales debido a desplazamientos horizontales.....	390
Figura 4.38. Deformada de la geomembrana debido a los desplazamientos verticales de la presa	390
Figura 4.39. Cargas axiales debido a desplazamientos verticales	391
Figura 4.40. Deformada de la geomembrana debido a los desplazamientos totales de la presa	392
Figura 4.41. Cargas axiales debido a desplazamientos totales	392
Figura 4.42. Metodología de instalación de geomembrana Carpi	393
Figura 4.43. Proceso de instalación de geomembrana Carpi - construcción del bordillo..	393
Figura 4.44. Proceso de instalación de geomembrana Carpi – instalación de bandas de anclaje	394
Figura 4.45. Detalle de construcción de bordillo e instalación de bandas de anclaje	394
Figura 4.46. Instalación de bandas de anclaje de geomembrana Carpi.....	394
Figura 4.47. Rollos de geomembrana Carpi en el sitio	395
Figura 4.48. Extendido de los rollos de geomembrana Carpi.....	395
Figura 4.49. Soldadura térmica – instalación geomembrana Carpi	396
Figura 4.50. Detalle de sujeción de la geomembrana en la cresta de la presa	397

Figura 4.51. Detalle de sujeción de la geomembrana en la cresta de la presa	397
Figura 4.52. Porcentajes de emisiones por producto	400

Índice de abreviaturas

ASTM	American Society of Testing Materials (Asociación Americana de Ensayo de Materiales)
CCCR	Código de Cimentaciones de Costa Rica – 2009
CENCE	Centro Nacional de Control de Energía del Instituto Costarricense de Electricidad
CFIA	Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica
CGTYLCR	Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica
CNE	Comisión Nacional de Emergencias
CPT	Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils (ASTM D5778-12)
CRTM05	Proyección Transversal Mercator para Costa Rica
CSCR	Código Sísmico de Costa Rica - 2010
CSD	Centro de Servicio Diseño
c_u	resistencia al corte no-drenada, cohesión
DMT	Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer (ASTM D6635).
E_s	módulo de Young o módulo de elasticidad
ICE	Instituto Costarricense de Electricidad
k	coeficiente de balasto para una placa con tamaño B x B
k_{30}	coeficiente de balasto para una placa cuadrada de 0,30 m de lado
K_a	coeficiente de empuje activo
K_p	coeficiente de empuje pasivo
K_o	coeficiente de empuje en reposo
IP	índice de plasticidad
LL	límite líquido
LP	límite plástico
msnm	metros sobre el nivel del mar
N_c, N_{γ}, N_q	factores de capacidad de soporte
OVSICORI	Observatorio Vulcanológico y Sismológico de Costa Rica
SINAC	Sistema Nacional de Áreas de Conservación

SPT	ASTM D1586: Método de prueba para la prueba de penetración estándar (SPT) y muestreo de suelos
SUCS	sistema de clasificación unificado de suelos
UG	unidad geotécnica
% w	porcentaje de humedad
% arena	porcentaje de arena
% finos	porcentaje de finos
γ_t	densidad relativa
ϕ	ángulo de fricción
μ	razón de Poisson

1. CAPÍTULO 1: REVISIÓN DEL SITIO DE FUNDACIÓN Y DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA TORRE DE TELECOMUNICACIONES DEL CENTRO NACIONAL DE CONTROL DE ENERGÍA (CENCE), VOLCÁN IRAZÚ

Resumen

Este trabajo presenta una revisión geotécnica del sitio donde se construirá la nueva torre de telecomunicaciones del CENCE en el volcán Irazú, estructura que permite la comunicación de información vital para el ICE, así como para los servicios de primera respuesta a nivel nacional.

Con respecto a la geología del sitio, en los ensayos de campo se encontraron materiales típicos de un medio volcánico, como lo son las cenizas y tobas volcánicas, las cuales fueron clasificadas en 3 unidades geotécnicas, según sus características geomecánicas.

La topografía del sitio se define como un riesgo cercano a la estructura en cuestión, debido a que la ladera se caracteriza por su pendiente alta y estar compuesta por un material erodable, la cual está a aproximadamente 5 m de la estructura; en caso de que exista un desplazamiento de material se hace necesario garantizar que la estructura esté sustentada sobre el estrato de roca a partir de la trasmisión de cargas ejercido por los micropilotes, con el fin de tener tiempo para intervenir la estructura y reubicarla.

Es por ello que, en el presente trabajo, la obra de cimentación a diseñar para la torre, ésta última compuesta de angulares de acero rolado en caliente de 30 metros de alto, consiste en una losa de concreto reforzado, cuadrada, de 4,80 m de lado y de 0,50 m de espesor, desplantada a 1,60 m de profundidad, la cual se combinó con micropilotes para que estos soporten la estructura en caso de pérdida del medio soportante.

Adicionalmente se elaboraron especificaciones técnicas, planos y presupuesto de la cimentación de la obra.

Abstract

This study provides a geotechnical investigation of the location of the new CENCE communications tower, which will be built on the Irazú volcano and will transmit critical information to ICE and other emergency services around the country.

Regarding the site's geology, field testing revealed typical volcanic elements including volcanic ash, which were divided into three geotechnical units based on their geomechanical properties.

The hillside is composed of an erodable material and has a high slope, making the topography of the site a risk close to the structure. If there is a displacement of material, it is imperative to ensure that the structure is supported on the rock layer from the transmission of loads done by the micropiles in order to have time to relocate the structure.

Because of this, the foundation for the tower, which is made up of 30-meter-high hot-rolled steel angles, consists of a 4,80-square-meter reinforced concrete slab and a 0.50-meter-thick, 1.60-meter-level foundation that was combined with micropiles to support the structure in the event that the supporting medium is lost.

Finally, the technical requirements, plans, and budget for the work's foundation are presented as well at the end of this document.

1.1. Introducción

1.1.1. Historia de la torre del CENCE en el volcán Irazú

Hasta los años setentas, el ICE utilizaba la red de teléfonos analógica para el monitoreo de las subestaciones, plantas de generación, líneas de transmisión y demás infraestructura que tenía para esa época, cuyo servicio se lo brindaba el área de Telecomunicaciones de la institución.

Lo anterior ocurría porque la infraestructura en esa época no contaba con sistemas de control y automatización, por lo que una persona debía mantenerse en el lugar y seguir instrucciones con tal de poner o no en funcionamiento la infraestructura para la generación, transporte y distribución de electricidad.

A finales de los años setenta, el señor Armando Balma funda el CENCE, con el fin de crear una figura dentro del ICE que coordine las plantas que había hasta ese momento en el país. Para poder llevar a cabo esta coordinación, se utilizaba un sistema de radio, lo que hacía práctico el monitoreo de la infraestructura eléctrica, pero era un sistema limitado, puesto que cubría un área muy pequeña de influencia. Es así como el CENCE decidió construir las primeras 5 torres con antenas repetidoras, lo que hacía que el sistema fuera autónomo, pero sin automatización.

A mediados de los años ochenta, el ICE experimenta una transformación administrativa gestionada por el Presidente Ejecutivo de ese momento, el señor Roberto Dobles, que hace que la empresa estatal se divida en dos: electricidad y telecomunicaciones. Es en ese momento cuando ICE-Telecomunicaciones advierte al CENCE que no le es posible continuar dándole el servicio con la red y que debe continuar, por su cuenta, con la tarea de la comunicación entre las plantas.

El CENCE opta por implementar un cambio tecnológico, en donde se utilizaría un sistema troncalizado de comunicación, pues el sistema anterior tenía el problema de que las

frecuencias eran limitadas y compartidas, por lo que se podían acabar. Además, cualquier persona podía escuchar una conversación, si su radio estaba en la frecuencia de la conversación.

Otra ventaja del nuevo sistema es que el ICE, específicamente Telecomunicaciones, ya contaba con torres por todo el país, por lo que instalar una celda del sistema troncalizado no fue un costo oneroso para el CENCE, pues se contaba con los terrenos y las torres para la colocación de las celdas.

Con este nuevo sistema troncalizado, la cantidad de frecuencias disponibles era mayor y las conversaciones eran totalmente privadas. También, tenía la ventaja de que los radios para el sistema troncalizado eran pequeños, en contraposición al sistema anterior, pues eran tan grandes que se debían transportar dentro de una maleta.

Poco a poco, el CENCE les fue brindando este apoyo a las distintas entidades del aparato estatal costarricense o cuerpos de primera respuesta que tuvieron la necesidad de contar con comunicación troncalizada para atender emergencias.

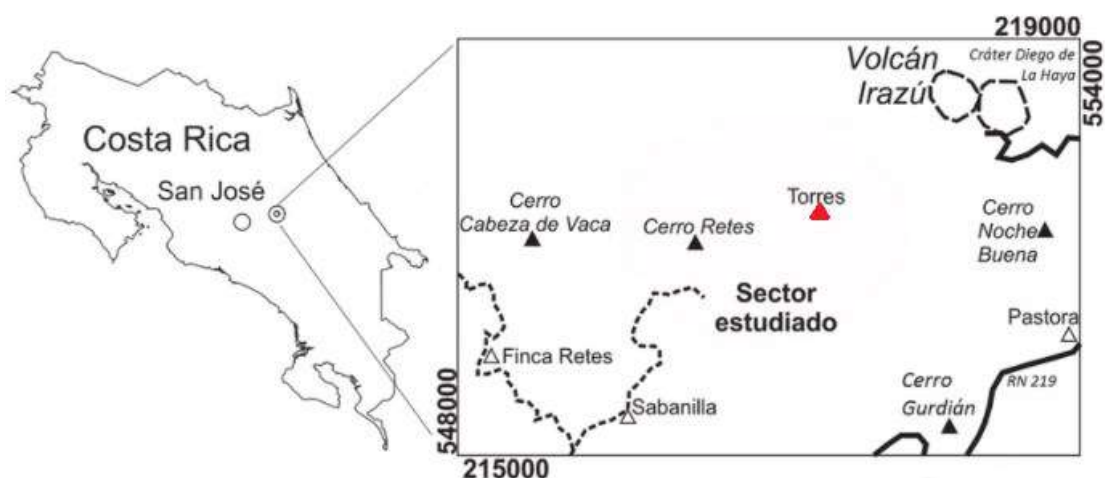


Figura 1.1. Ubicación del Cerro Gurdíán, en el flanco sur del volcán Irazú

Fuente. CENCE – Mapa: Mora et al. (2017)

En el año 1999 se colocó, en el sector suroeste del Parque Nacional Volcán Irazú (ver Figura 1.1), una torre de 30 m de altura para dar cobertura a la zona Norte y Caribe-norte. En ella estaba instalada una celda del sistema troncalizado, que recientemente fue trasladada a la torre del ICE ubicada en el Cerro Gurdían, a pocos kilómetros de su ubicación original, mientras se construye la nueva torre.

1.1.2. Deslizamiento en el Parque Nacional Volcán Irazú

Durante décadas el volcán Irazú (3 432 msnm), el cual es el punto más alto de la Cordillera Volcánica Central, ha sido un sitio estratégico para la colocación de torres de transmisión de datos, repetidoras de señales de audio y video, telefonía e internet, pues debido a la altura del macizo, es posible enviar la señal generada dentro de la Gran Área Metropolitana hacia otras zonas del país (ver Figura 1.2).



Figura 1.2. Vista aérea de las antenas en el sector oeste del volcán Irazú

Fuente: <https://www.ucr.ac.cr/noticias/2015/01/26/universidad-valora-vulnerabilidad-de-los-terrenos-del-irazu.html>

Estas antenas fueron construidas en el sector suroeste del volcán, sin embargo, con el paso del tiempo esta ladera perdió estabilidad, principalmente debido a que el material que la

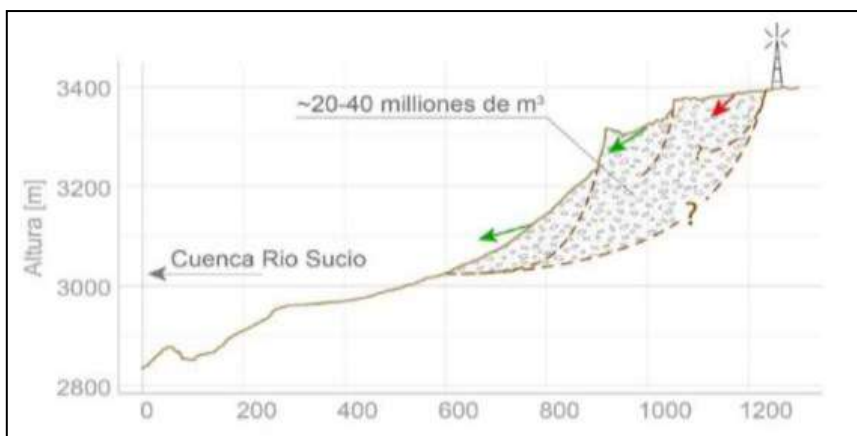


Figura 1.4. Sección transversal del deslizamiento – volcán Irazú, sector sur-oeste

Fuente: Müller et al. (2020)

Igualmente, la CNE tiene documentada la existencia de este deslizamiento en los Mapas de Amenazas del cantón de Alvarado, Oreamuno y Vásquez de Coronado, en donde en este último cantón precisamente nace el Río Sucio el cual se mencionó anteriormente (https://www.cne.go.cr/reduccion_riesgo/mapas_amenazas/index.aspx).

1.1.3. Legislación nacional relacionada al deslizamiento

El 28 de enero de 2013, el Poder Ejecutivo emitió el “Plan General de Manejo del Parque Nacional Volcán Irazú” mediante un decreto ejecutivo, en donde delimita las áreas dentro del parque y su uso correspondiente. Sin embargo, para ese momento la ladera oeste todavía permanecía estable.

En la Figura 1.5 se muestra la Zonificación del Parque Nacional Volcán Irazú indicada en el Plan de Manejo (SINAC, 2008). En dicha imagen se muestra la zona de “Uso Especial” en donde se permite la construcción de infraestructura:

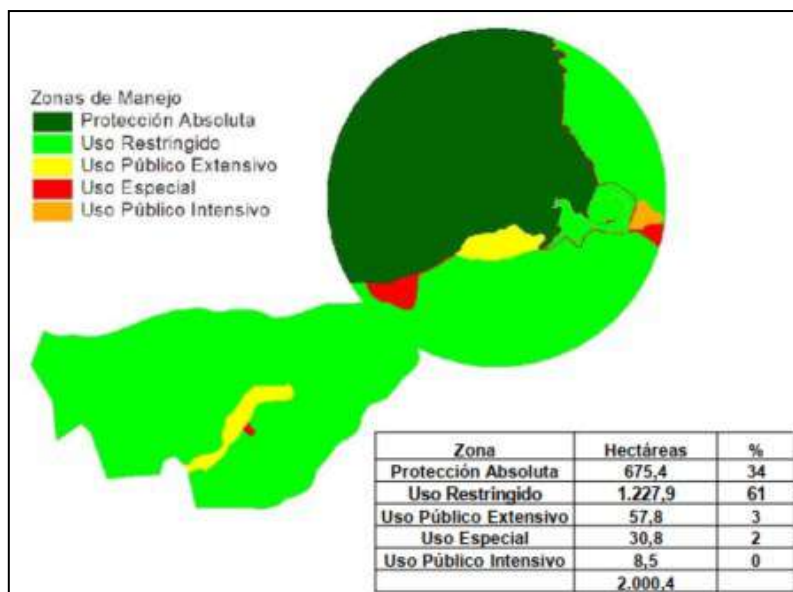


Figura 1.5. Zonificación del Parque Nacional Volcán Irazú

Fuente: SINAC (2008)

“Zona de Uso Especial: Ocupa un área de 30,8 ha (1,5% del total del parque). Consiste en una zona relativamente pequeña destinada a las actividades e instalaciones administrativas necesarias del parque nacional, como casa de administración, bodegas y otras. También se ubican en esta zona algunas actividades que no son compatibles con los objetivos de conservación del parque, como es el caso de las de torres para radio-telecomunicación.” (Fuente: Plan de Manejo del Parque Nacional Volcán Irazú).

Entonces, el Plan de Manejo del Parque Nacional Volcán Irazú contempla un área para la ubicación de las torres, de la cual se conoce que no habrá barreras orográficas que impidan que las frecuencias puedan ser captadas por las antenas. Sin embargo, una porción de esta área se ha visto afectada por los problemas de inestabilidad del medio soportante.

Posteriormente, ya con el conocimiento del problema de inestabilidad cercana a las torres, el Poder Ejecutivo emite un decreto el 05 de febrero de 2015, en donde solicita a MINAET, SINAC, SETENA, MICITT, SUTEL, CNE, OVSICORI, tratar de manera prioritaria el eventual

traslado de las torres ubicadas en el volcán Irazú a un lugar seguro. En dicho decreto se indica:

“Artículo 1°: el aprovechamiento de la radiodifusión sonora y televisiva, por sus aspectos informativos, culturales y recreativos, constituye una actividad privada de interés público.”

http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm_texto_completo.aspx?param1=NRTC¶m2=1&nValor1=1&nValor2=79004&nValor3=99726&strTipM=TC&lResultado=1&nValor4=1&strSelect=se

No existe una solución para estabilizar el flanco norte, razón por la cual el Poder Ejecutivo opta por la solución de trasladar las torres ubicadas en el Parque Nacional Volcán Irazú a una zona donde se pueda garantizar su seguridad, bajo condiciones controladas, de manera que estas no sean afectadas por algún problema de inestabilidad del terreno en el futuro. Es por ello que el CENCE toma la decisión de trasladar su torre a un nuevo sitio.

1.1.4. Planteamiento del problema

Como se indicó con anterioridad, el sector suroeste del Parque Nacional Volcán Irazú presenta problemas de estabilidad en el terreno, ya que los taludes cercanos han sido afectados por procesos de hidrotermalismo que provocaron la pérdida de la cohesión de los materiales que los componen, con el consecuente desarrollo de procesos de deslizamientos. Décadas atrás se ubicó en este sitio el parque de torres y antenas para telecomunicaciones, tanto del sector público como privado, por lo que estas estructuras se encuentran en una posición de vulnerabilidad debido a la reciente pérdida del medio soportante debido a los procesos de hidrotermalismo y erosión. El CENCE, propietario de una de las torres que se encuentran en el parque y cuya antena es de gran importancia a nivel nacional debido al trabajo de telecomunicaciones que realiza, requiere trasladar la estructura a un lugar cercano al que se encontraba, sin que éste último presente problemas geotécnicos y que garantice la continuidad del negocio.

Por otra parte, el fabricante diseñó la cimentación de la torre la cual consiste en una losa cuadrada de concreto reforzado de 4,80 m de lado y 0,50 m de espesor, con un nivel de desplante de 1,60 m. Sin embargo, en el diseño no se contempló la cercanía del talud, lo que provoca una reducción en la capacidad de carga del suelo, así como también la revisión de la estabilidad de ese talud.

Asimismo, es importante analizar, desde el punto de vista geotécnico, el proceso constructivo, en donde se realizará una excavación de aproximadamente 40,32 m³, cuyo objetivo primordial es garantizar la estabilidad de la excavación. También se hace necesario contabilizar el presupuesto de esta obra, elaborar los planos constructivos, así como especificaciones técnicas.

1.1.5. Objetivos

1.1.5.1. Objetivo general

Revisar el diseño geotécnico de la cimentación para una torre sobre un medio estratificado según el CCCR, compuesto por materiales de origen volcánico.

1.1.5.2. Objetivos específicos

1. Investigar el contexto geológico local y regional del sitio donde se ubicará la torre, con el objetivo de que éste apoye el marco geológico-geotécnico.
2. Determinar las propiedades de los materiales que componen las distintas unidades geotécnicas identificadas.
3. Corroborar que la cimentación propuesta por el fabricante, no supera la capacidad de soporte admisible del medio.
4. Diseñar una cimentación profunda que logre mantener la estabilidad de la estructura, en caso de pérdida del medio soportante, debido a inestabilidad en el sitio.

5. Verificar que no se presentarán asentamientos diferenciales perjudiciales para la torre.
6. Establecer las especificaciones técnicas a considerar para el proceso constructivo y el monitoreo de la obra.
7. Elaborar los planos del diseño geotécnico de la cimentación de la obra.
8. Realizar el presupuesto para la construcción de las obras de cimentación de la estructura.

1.1.6. Importancia

Como se mencionó con anterioridad, la torre del CENCE es una estructura vital para el mantenimiento del negocio del ICE y para los cuerpos de primera respuesta de Costa Rica.

Es por ello que el CENCE, ante los procesos de inestabilidad desarrollados en el sector oeste del parque donde se ubicaban las torres de telecomunicaciones, tomó la decisión de traslado de la estructura a un lugar que presentara un medio soportante geotécnicamente estable.

En este trabajo se verifica la idoneidad del sitio escogido, mediante el cálculo de parámetros tales como la capacidad soportante y deformabilidad del medio, estabilidad del sitio; asimismo, se incorpora al diseño de la cimentación realizada por el fabricante de la torre, elementos adicionales en la losa de cimentación que estabilicen la torre ante una eventual pérdida del medio soportante.

Asimismo, se presentan los planos de la propuesta de cimentación, especificaciones técnicas, presupuesto de la obra, la sostenibilidad medioambiental del proyecto e innovación del mismo.

1.1.7. Alcance

En el presente trabajo, se realiza la caracterización geotécnica de los materiales presentes en el sitio de estudio, mediante ensayos geofísicos y geotécnicos, tanto de campo como de laboratorio, debido a que fue posible la extracción de muestras, cuyo fin es determinar las características geomecánicas de los materiales presentes, y así definir las unidades geotécnicas.

En cuanto al diseño de la cimentación, fue importante hacer una revisión de la estabilidad del medio soportante del sitio de estudio, con el fin de no solamente procurar que la subestructura transmita las solicitaciones al medio soportante, sino que también la estructura de cimentación pueda mantener la estabilidad de la torre transmitiendo la carga a estratos competentes.

Es por ello que, para el presente trabajo de diseño, se mantuvo la propuesta de cimentación planteada por el fabricante, pero se combinó con cimentaciones profundas, como es el caso del micropilote, cuya función sería la de mantener la estabilidad en el sistema en caso de pérdida de la misma. De este modo, se reduciría la vulnerabilidad de la estructura ante la amenaza de pérdida de medio soportante.

Por otra parte, además de la redacción del presente documento, se adicionarían al trabajo realizado los planos constructivos y especificaciones técnicas.

1.1.8. Limitaciones

Entre las limitantes que existen para el desarrollo del presente trabajo, se señala que se cuenta con muestras de suelo obtenidas hasta la profundidad de 8,50 m aproximadamente. No se obtuvieron muestras en estratos inferiores, por lo que la litología se obtuvo a partir de tomografías eléctricas.

Es importante aclarar que las tomografías eléctricas muestran resistividades las cuales son correlacionadas a los materiales encontrados en el sitio de estudio, por lo que no es posible asociar parámetros geomecánicos con la resistividad de los materiales, por lo tanto, las velocidades de onda cortante (V_s) utilizadas en el desarrollo de presente trabajo, son aproximadas.

Por otra parte, la profundidad del nivel freático no fue posible ubicarla con los ensayos de campo ejecutados, por lo que la determinación de éste y su influencia o no en el sitio de estudio, se realizó en base a trabajos de investigación previamente realizados en el volcán Irazú.

1.1.9. Metodología

La metodología a seguir en el presente trabajo de investigación, se describe en los siguientes párrafos:

En una primera etapa, se recopilarán los resultados de los ensayos de campo, tanto de geofísica como geotécnicos, además de los datos obtenidos de las pruebas de laboratorio; todos los ensayos anteriormente mencionados se ejecutaron para definir el modelo geomecánico de los materiales, con los cuales es posible calcular parámetros de capacidad de soporte, asentamientos, coeficientes de empuje, módulo de deformabilidad, entre otros. Adicionalmente en esta primera etapa, se buscará la información sobre estudios geológicos y geotécnicos anteriormente realizados en el sitio de estudio, con el fin de que éstos aporten más información al modelo geomecánico.

Posteriormente a la definición del modelo geomecánico, se verificará la carga que la losa de cimentación propuesta por el fabricante transmite al medio y si este puede soportarlo; asimismo se revisará la estabilidad del talud cercano con el fin de conocer el factor de seguridad que presenta el sitio. De este modo se propondrá la configuración de cimentación profunda, en este caso micropilotes, que permiten la estabilidad de la torre en

caso de falla del talud. Esta subestructura conformada por la placa de cimentación propuesta por el fabricante y los micropilotes, se presentará en planos de diseño final, especificaciones técnicas y presupuesto para la construcción de la obra.

En la Figura 1.6 se presenta un diagrama de flujo con el detalle de la metodología a ejecutar, para la propuesta de esta nueva área de cimentación de las torres, así como el diseño de la cimentación tipo.

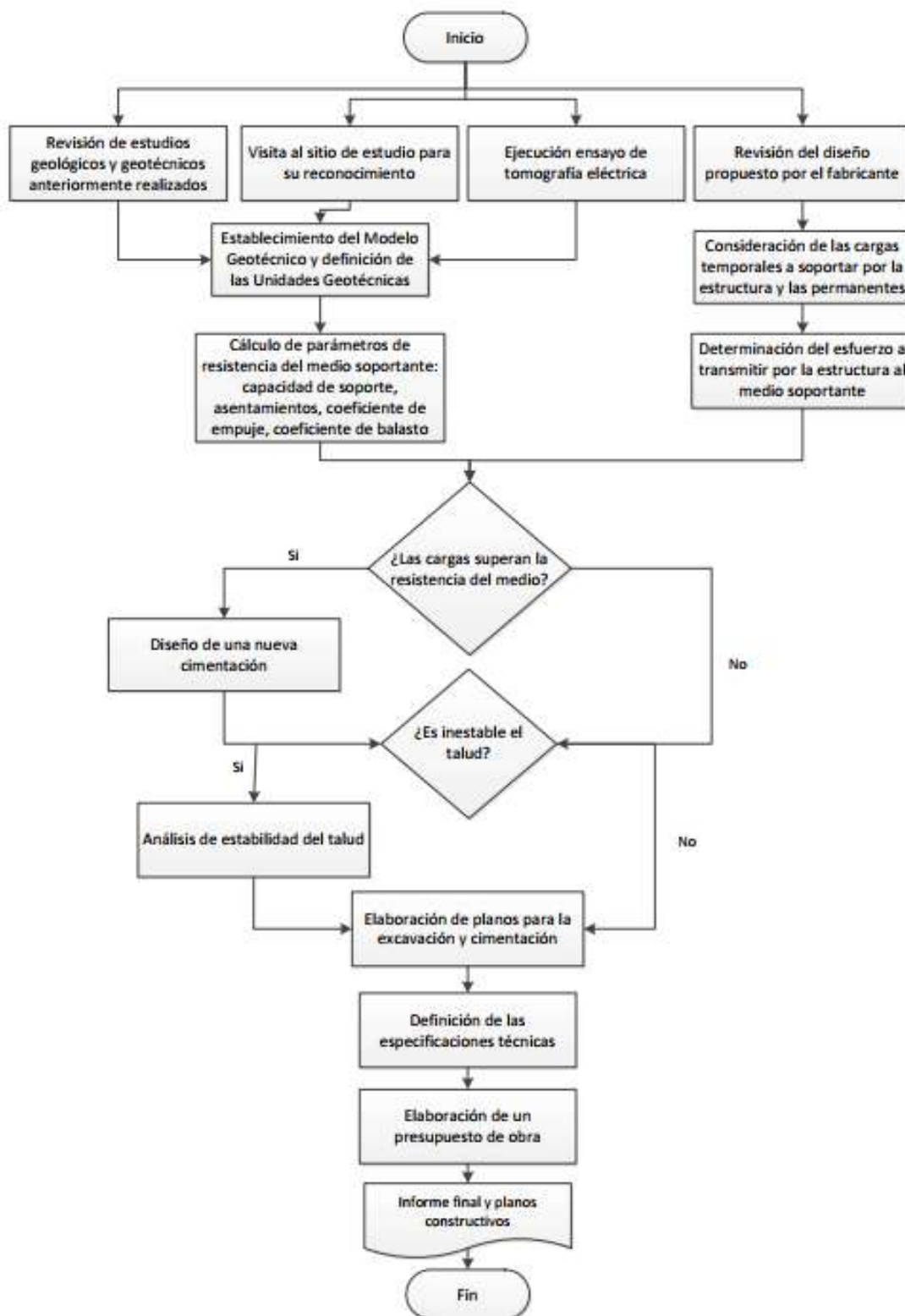


Figura 1.6. Diagrama de flujo de actividades

Fuente: Elaboración propia

1.2. Marco teórico

1.2.1. Tipos de Cimentaciones

Sowers (1972) indica que el factor crítico con respecto a la conservación y funcionamiento de la estructura sobre la cual se apoyan los cimientos, es el suelo, que es un verdadero elemento estructural, debido a que ya existía antes de hacerse la construcción de la cimentación y que finalmente tendría que soportar todo lo que se construye sobre él.

El mismo autor menciona datos históricos sobre este tema, como por ejemplo, que los habitantes prehistóricos que habitaban los lagos de Europa construían sus casas sobre largas estacas de madera que hincaban firmemente en el fondo blando; los antiguos egipcios construían sus monumentos sobre capas de piedra que descansaban en la roca. Los babilonios solo encontraron profundos aluviones en las llanuras entre el Tigris y el Éufrates, que se asentaron bajo el peso de sus ciudades. Los edificios y los muros eran soportados por capas de mampostería y las partes adyacentes de las estructuras estaban provistas de conexiones deslizantes de manera que se pudieran asentar cantidades diferentes sin agrietarse. Los artesanos de la Edad Media soportaban sus obras maestras en las bóvedas invertidas de piedra, emparrillados de madera o pilotes de madera, siguiendo las reglas que habían trazado antes que ellos, los constructores romanos. Hasta el siglo XX el proyecto de las cimentaciones estaba basado enteramente en experiencias anteriores, antiguas reglas y conjeturas.

En la actualidad, la Mecánica de Suelos y de las Rocas le han dado al ingeniero de cimentaciones herramientas con las que puede analizar esfuerzos y deformaciones en la subestructura, de la misma manera que se hace en la superestructura y formular un proyecto racional que ajuste la estructura a la capacidad del suelo y de la roca situados debajo.

Asimismo, Bowles (1997) recomienda los pasos mínimos requeridos para el diseño de las cimentaciones:

1. Ubicar el sitio y la posición de carga. Se debe calcular la carga que la cimentación transmitirá al medio soportante y dependiendo del sitio o la complejidad de la carga, se puede iniciar una revisión de la literatura técnica que aportaría metodologías de solución de este tipo de problemas geotécnicos.
2. Inspeccionar físicamente el sitio en busca de cualquier rasgo geológico o de otro tipo que pueda indicar un potencial problema que deberá ser tomado en cuenta al realizar el diseño o dar una recomendación.
3. Establecer un programa de exploración de campo y, si hay algún hallazgo importante del punto 2, se deben configurar las pruebas de campo y programar cualquier prueba de laboratorio que se consideren necesarias.
4. Determinar los parámetros necesarios de diseño del suelo basados en la integración de datos de los ensayos, principios científicos y juicios de ingeniería; también se pueden incluir análisis informáticos simples o complejos.
5. Diseñar la cimentación utilizando los parámetros del suelo del paso 4. Ésta debe ser económica y poder ser construida.

Bowles (1997) tabula el uso y la aplicación de distintos tipos de cimentaciones, el cual se muestra en la Tabla 1.1.

1.2.2. Medio soportante y tipos de suelo

Sowers (1972) indica que uno de los problemas relacionados con la ingeniería del suelo, es el uso que se les da a los suelos y a las rocas tal y como se encuentran en la naturaleza. Las estructuras se cimientan corrientemente en el suelo sin alterarlo, por lo que se debe tener en cuenta que se está tratando con un material complejo y variable.

Sobre este mismo tema, el CCCR indica que la falta de conocimiento del suelo ha producido, en muchos casos, fallas importantes en obras, aumentos de los costos, atrasos durante el proceso constructivo, colapso parcial, falla funcional e incluso la pérdida de vidas.

Tabla 1.1. Tipos de cimentaciones y uso típico

Tipo de fundación	Utilizar	Condiciones de suelo
Cimentaciones poco profundas (generalmente $D/B < 1$)		
Losa de cimentación	Diferentes filas de columnas paralelas; grandes cargas transmitidas por las columnas; se usan para reducir los asentamientos diferenciales	La transmisión de cargas al suelo es generalmente menor que en las placas corridas y más de la mitad del área en planta sería cubierta por las placas corridas. Se deben revisar los asentamientos
Cimentaciones profundas (generalmente $L_p / B \geq 4$)		
Pilotes friccionantes	En grupos mayores a 2 soporta una elemento estructural que interactúa con las columnas	Suelos superficiales y cercanos a la superficie tienen baja capacidad de carga mientras que el suelo competente está a gran profundidad. Se desarrolla suficiente fricción para el soporte de cargas.
Pilotes en punta	Aplica el mismo caso para los pilotes friccionantes	Suelos superficiales incapaces de desarrollar fricción en el fuste. Los estratos competentes para carga por punta se encuentran a una profundidad entre 8 a 20 m.

Fuente: Bowles, 1997

Donde

- D: Nivel de desplante
 B: Ancho de la cimentación
 L_p: Longitud del pilote

Asimismo, el CCCR indica que “juegan un papel muy importante los factores geológicos, como por ejemplo, la edad de las formaciones de rocas y suelos, los episodios volcánicos y las condiciones climáticas en Costa Rica”; por lo que para el de la zona de estudio, se cuenta con un medio compuesto de estratos de ceniza volcánica, los cuales se generaron a raíz de las erupciones volcánicas históricas y prehistóricas (Alvarado, 2011).

1.2.3. Estado límite de falla

1.2.3.1. Capacidad soportante

La siguiente ecuación de capacidad de carga fue propuesta por Terzaghi en 1943:

$$q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad \text{Ecuación 1.1}$$

En donde:

q_{ult} : capacidad de soporte última (kPa)

B: ancho mínimo de la cimentación (m)

c: cohesión del material (kPa)

γ : peso volumétrico (kN/m³)

q: carga distribuida debido al peso del suelo

Y los factores de capacidad de carga se pueden calcular por medio de las siguientes ecuaciones:

$$N_q = \frac{a^2}{a \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \quad \text{Ecuación 1.2}$$

$$a = e^{\left(0,75 \pi - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} \quad \text{Ecuación 1.3}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{Ecuación 1.4}$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos \phi} - 1 \right) \quad \text{Ecuación 1.5}$$

Fuente: Bowles 1997

Donde:

ϕ : ángulo de fricción

N_q, N_c, N_γ : factores de capacidad de carga

Los factores de forma se obtienen de la Tabla 1.2.

Tabla 1.2. Factores de forma para una cimentación cuadrada

Factor de forma	Cuadrada
s_c	1,3
s_γ	0,8

Fuente: Bowles 1997

Tal y como se mostró en la Ecuación 1.2, Ecuación 1.3, Ecuación 1.4, Ecuación 1.5, los factores de capacidad de carga dependen del ángulo de fricción ϕ del material. Por otra parte, el CCCR utiliza la metodología de Reissner y de Meyerhof para el cálculo de los factores de capacidad de carga, que se muestran en la Ecuación 1.6, Ecuación 1.7, Ecuación 1.8.

$$N_q = e^{(\pi \tan \phi)} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ecuación 1.6}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{Ecuación 1.7}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4 \phi) \quad \text{Ecuación 1.8}$$

Al graficar los resultados de las ecuaciones anteriores para ángulos de fricción ϕ que inician en 0° hasta 45° , se obtiene la Figura 1.7.

El CCCR indica que los factores de capacidad de carga de la Figura 1.7 se pueden utilizar en estos casos:

- Cimiento corrido
- Carga concentrada
- Carga vertical
- Profundidad de desplante nula o la no consideración de la resistencia al corte del terreno situado por encima del nivel de desplante (teniendo en cuenta solamente como sobrecarga lateral)
- Superficie del terreno horizontal, base del cimiento horizontal y no proximidad de los cimientos a un talud.
- Terreno formado por suelo homogéneo.

Para condiciones diferentes a las indicadas anteriormente, se deberá de corregir los valores reportados para los factores de capacidad de carga.

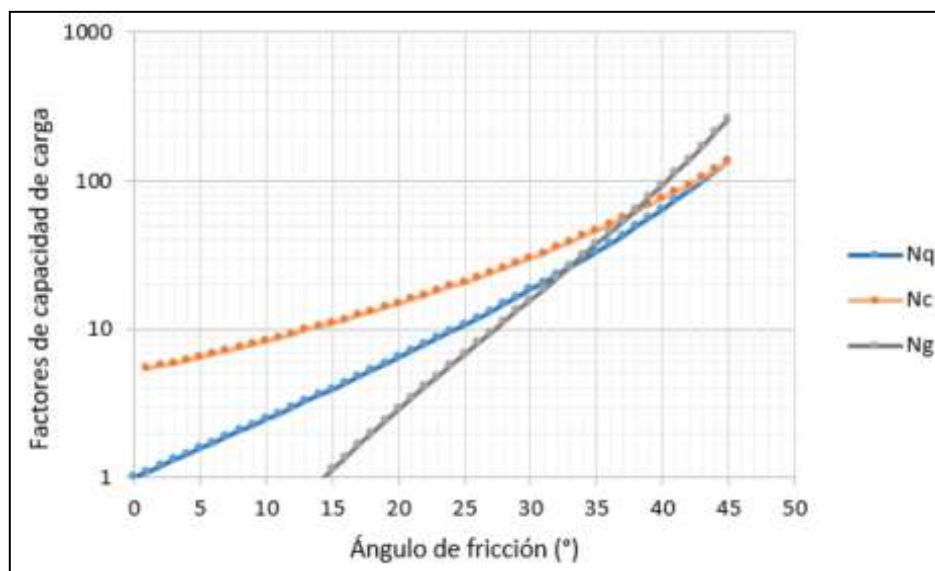


Figura 1.7. Factores de capacidad de carga para la ecuación general de capacidad de soporte Meyerhoff (1963)

Fuente: Bowles 1997

Se debe reducir los factores de capacidad de carga, en el caso de estructuras que se encuentran sobre un talud o una ladera, debido a que existe una disminución en el medio que promueve la estabilidad de la cimentación. Por ello el CCCR recomienda aplicar una reducción a los factores de capacidad de carga, con el fin de que se contemple en alguna medida este hecho; sin embargo, el CCCR deja a criterio del diseñador encontrar la solución en la literatura.

Por todo lo anterior, para el presente trabajo, se utilizará la metodología propuesta por Bowles (1997) para calcular la capacidad de soporte de fundaciones sobre taludes. En la Figura 1.8 se esquematizan los dos casos de cimientos, ya sea el caso del cimiento construido sobre el talud, o la construcción de un cimiento adyacente al talud.

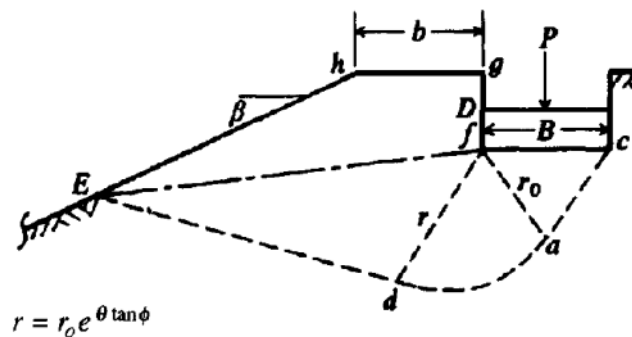


Figura 1.8. Diagrama de cimiento cerca del talud para el cálculo de capacidad de soporte utilizando el método de Bowles

Fuente: Bowles, 1997

La capacidad de soporte puede calcularse por medio de la ecuación de Hansen, modificada por Bowles (Ecuación 1.9):

$$q_{\text{últ}} = cN'_c s_c i_c + qN'_q s_q i_q + \frac{1}{2} \gamma N'_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad \text{Ecuación 1.9}$$

En donde:

- N'_c, N'_q : Factores de carga que se obtienen de la Tabla 1.3
- s_c : Factor con valor igual a 1,3 por ser una placa cuadrada (ver Tabla 1.2)
- s_γ : Factor con valor igual a 0,8 por ser una placa cuadrada (ver Tabla 1.2)
- s_q : Factor con valor igual a 1

Tabla 1.3. Factores de capacidad de soporte N'_c, N'_q para cimientos sobre o cerca de un talud de acuerdo al método de Bowles

	D/B	1
	b/B	1
$\beta = 22^\circ$	$\phi = 38^\circ$	
	N'_c	63.26
	N'_q	38.84

Fuente: Bowles 1997

- D: nivel de desplante
 B: ancho de la cimentación
 b: distancia de la cara más cercana de la excavación al talud

El valor de N'_γ se obtiene reduciendo el valor de N_γ de la ecuación de Hansen en la forma siguiente:

$$N'_\gamma = \frac{N_\gamma}{2} + \frac{N_\gamma R}{2} \quad \text{Ecuación 1.10}$$

El factor R se calcula mediante la Ecuación 1.11:

$$R = K_{min} / K_{max} \quad \text{Ecuación 1.11}$$

Donde:

K_{min} , $K_{máx}$: Coeficientes de presión pasiva hacia afuera y hacia adentro del talud.

Los valores aproximados de i_c , i_q e i_γ pueden ser calculados utilizando el procedimiento simplificado de Meyerhof (ver Figura 1.9) donde:

Para ángulos de fricción mayores a 0:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2 \quad \text{Ecuación 1.12}$$

$$i_\gamma = \left(1 + \frac{\theta}{\phi}\right)^2 \quad \text{para } \phi > 0 \quad \text{Ecuación 1.13}$$

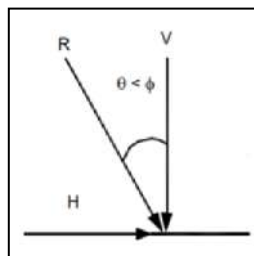


Figura 1.9. Diagramas para el cálculo simplificado de los factores i_c , i_q , i_γ

Fuente: "Deslizamientos: Técnicas de Remediación", Jaime Suarez

Una vez obtenida la capacidad última del terreno para un cimiento sobre un talud o adyacente a éste, el CCCR indica que la presión admisible de la cimentación debe ser tal que permita mantener un factor de seguridad adecuado contra la falla del talud, por lo que se debe escoger entre el “método de resistencia última” o el “método de esfuerzos de trabajo”.

- **Método de resistencia última**

En el caso del “método de diseño último”, es parte del principio de que para soportar las cargas últimas y sus combinaciones, el suelo deberá satisfacer la siguiente relación:

$$q_{um\acute{a}x} \leq \Phi * q_{ult} \quad \text{Ecuación 1.14}$$

En donde:

$q_{um\acute{a}x}$: Esfuerzo máximo transmitido al suelo por la cimentación con las cargas últimas (kPa)

q_{ult} : Capacidad soportante última del suelo (kPa)

Φ : Factores que se obtienen de la Tabla 1.4.

Tabla 1.4. Factores de reducción Φ para la capacidad soportante de los suelos

Combinación de carga *	Relación $q_{um\acute{a}n} / q_{um\acute{a}x}$	Factor Φ
Combinaciones 6-1 y 6-2	Mayor o igual que 0,25	0,50
	Menor que 0,25	0,60
Combinaciones 6-3 y 6-4	Mayor o igual que 0,25	0,66
	Menor que 0,25	0,85

(*) Tal y como se definen en el CSCR 2002

Fuente: Cuadro 3.1, CCCR

- **Método de esfuerzos de trabajo**

Tal y como se mencionó anteriormente, el CCCR menciona que también se puede escoger el “método de esfuerzos de trabajo” para determinar la capacidad de soporte del medio soportante. Este método consiste comprobar que la cimentación se encuentra en estado límite de falla, mediante la comparación de su capacidad de carga con las solicitaciones.

Por lo tanto, el procedimiento establece que se debe obtener la relación entre la capacidad soportante última de la cimentación y el esfuerzo máximo de trabajo o admisible, tal y como se muestra en la Ecuación 1.15.

Esta relación equivale al factor de seguridad, que como regla general tiene un valor de 3 si el terreno es de tipo normal y si sus propiedades se han investigado en la forma en que recomienda el CCCR. Este factor de seguridad no debe ser menor a 2.

$$q_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS} \quad \text{Ecuación 1.15}$$

Donde:

q_{adm} : esfuerzo máximo de trabajo o admisible (kPa)

q_{ult} : capacidad soportante última de la cimentación (kPa)

La Tabla 1.5 presenta los factores de seguridad tanto para carga estática como seudoestática.

Tabla 1.5. Factores de seguridad para capacidad de soporte

Condición de carga	Factor de seguridad tradicional
Estática	3,0
Estática + Dinámica	2,0

Fuente: Cuadro 3.2, CCCR 2009

Según el CCCR, para casos en que la resultante de la carga distribuida no coincida con el eje vertical y perpendicular a la losa de cimentación, y en términos de presiones máximas ($q_{umáx}$) y mínimas ($q_{umín}$), se pueden utilizar los valores del factor de seguridad que se indican en la Tabla 1.6.

Tabla 1.6. Factores de seguridad para cargas excéntricas

Combinación de carga	Relación $q_{umín}/q_{umáx}$	Factor de seguridad
Estática	Mayor o igual que 0,25	3,0
	Menor que 0,25	2,5
Estática + Dinámica	Mayor o igual que 0,25	2,0
	Menor que 0,25	1,6

Fuente: Cuadro 3.3, CCCR 2009

1.2.3.2. Otros factores de reducción

El CCCR indica que para el análisis del estado límite de falla existen otros aspectos a revisar, como por ejemplo el deslizamiento y el volcamiento. En la Tabla 1.7 se presenta un resumen de los factores de seguridad que el CCCR recomienda para cimentaciones superficiales y profundas.

Tabla 1.7. Factores de reducción y seguridad para cimentaciones superficiales y profundas

Elemento	Concepto	Factor de reducción	Factor de seguridad mínimo
Cimentación superficial	Capacidad soportante	ver tabla 2.4	ver tablas 2.5 o 2.6
	Deslizamiento	0,9	1,50 (estático)
	Vuelco	0,7	1,15 (dinámico)
Cimentación profunda	Capacidad axial a compresión	ver cuadro 5.12 CCCR	ver cuadro 5.12 CCCR
	Capacidad axial a la extracción	ver cuadro 5.13 CCCR	ver cuadro 5.13 CCCR
	Resistencia pasiva	No aplica	3,0
	Fricción lateral	No aplica	1,5

Fuente: Cuadro 3.4, CCCR 2009

1.2.4. Estado límite de servicio

El CCCR indica que el diseño de una cimentación exige lo siguiente:

- -Estimar los asentamientos esperables máximos y mínimos en función de la distribución y magnitud de las diferentes cargas de la cimentación y, si es de aplicación, de las diferencias de compresibilidad entre unas zonas y otras del terreno bajo una misma estructura.
- Se debe diseñar la cimentación de manera que el asentamiento máximo no sobrepase los valores admisibles indicados en la **Tabla 1.8**.
- Se deberán estimar las distorsiones angulares esperables y compararlas con el criterio de daños que se incluye en la **Tabla 1.9**.

Tabla 1.8. Asentamiento total admisible

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Silos y placas	7,0 – 30,0 cm

Fuente: Cuadro 3.5, CCCR 2009

Tabla 1.9. Distorsión angular límite

Distorsión angular ∇	Descripción
1/250	Límite en el que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible

Fuente: Cuadro 3.6, CCCR 2009

1.2.5. Cimentaciones superficiales

El CCCR indica que, desde el punto de vista de la profundidad, las cimentaciones se clasifican en superficiales, profundas y semiprofundas. En el caso particular de las cimentaciones superficiales, son aquellas que cumplen con la Ecuación 1.16.

$$\frac{D_f}{B} \leq 1$$

Ecuación 1.16

Donde:

D_f: Nivel de desplante

B: Ancho de la cimentación

Si el resultado de la Ecuación 1.16 está en un rango entre 1 y 4, corresponde a una cimentación semi-profunda, y si es mayor que 4, es profunda.

El CCCR indica que las cimentaciones superficiales se utilizan cuando existe a poca profundidad en el terreno, una capa resistente como para soportar el peso de la estructura en condiciones estables de seguridad y con asentamientos o movimientos admisibles.

Las placas individuales son utilizadas para brindar soporte a columnas o pilares que transmiten cargas concentradas. También consisten en losas de concreto, cuya geometría es usualmente cuadrada o rectangular, y cumplen la función de repartir la carga sobre un área mayor.

1.2.5.1. Nivel de desplante

El CCCR indica que la profundidad de cimentación o nivel de desplante debe cumplir con los siguientes requisitos:

- 1) La cimentación debe ser segura contra la falla por cortante del suelo.
- 2) No deben producirse deformaciones excesivas en el suelo ni en la estructura.
- 3) Los cimientos no deben colocarse directamente dentro de la zona de cambios volumétricos, en rellenos no compactados o en suelo orgánico.
- 4) El nivel de fundación deberá establecerse con base en los datos que ofrezca el estudio de suelos.

1.2.5.2. Efecto de la rigidez

El diseño de una placa de cimentación en concreto reforzado, se realiza asumiendo un comportamiento rígido, el cual consiste en que la base de la placa se mantiene siempre plana. Para que un elemento sea rígido se deberá verificar que se cumple la relación de la Ecuación 1.17.

$$L < \frac{1}{4} * \frac{\pi}{\sqrt[4]{\frac{K_{s1} * B}{4 * E_c * I}}} \quad \text{Ecuación 1.17}$$

En donde:

L: Dimensión máxima del cimiento

B: Ancho del cimiento

E_c: Módulo de elasticidad del concreto

I: Momento de inercia de la sección transversal del cimiento

K_{s1}: Módulo de reacción vertical del suelo de acuerdo con la **Tabla 1.10**

Tabla 1.10. Módulo de reacción vertical del suelo (K_{s1})

Tipo de suelo	Módulo de reacción vertical K _{s1}	
	kg/cm ³	kN/m ³
Arena seca o húmeda, media (N _{SPT} 9 a 30)	3,60 – 12,00	353,04 – 1176,8

Fuente: Cuadro 4.1, CCCR.

1.2.6. Cimentaciones profundas

1.2.6.1. Micropilotes

Para la comprobación de la capacidad estructural de los micropilotes, se mencionan a continuación los siguientes posibles modos de fallo (Ministerio de Fomento, 2005):

- **Capacidad estructural del micropilote a compresión**

Se debe comprobar:

$$P_{ec\text{-admisible}} \geq P_u \quad \text{Ecuación 1.18}$$

En donde:

$P_{ec\text{-admisible}}$: resistencia estructural del micropilote sometido a esfuerzos de compresión o máxima capacidad que se le puede asignar como elemento estructural frente a este tipo de esfuerzos.

P_u : esfuerzos de compresión, obtenido a partir de acciones mayoradas.

- **Capacidad estructural del micropilote por pandeo:**

Se debe comprobar:

$$N_{c\text{-admisible}} \geq P_u \quad \text{Ecuación 1.19}$$

En donde:

$N_{c\text{-admisible}}$: Resistencia estructural del micropilote sometido a pandeo, o máxima capacidad que se le puede asignar como elemento estructural frente a este tipo de esfuerzos.

P_u : Esfuerzo de compresión.

- **Capacidad estructural del micropilote a flexión:**

Se debe comprobar:

$$\Phi M_n \geq M_u \quad \text{Ecuación 1.20}$$

En donde:

ΦM_n : Resistencia estructural del micropilote por flexión o máxima capacidad que se le puede asignar como elemento estructural frente a este tipo de esfuerzos.

M_u : demanda última por flexión

- **Capacidad estructural del micropilote por interacción de carga axial y flexión**

Se debe comprobar:

$$\frac{P_u}{\Phi P_n} + \frac{M_u}{\Phi M_n} \leq 1 \quad \text{Ecuación 1.21}$$

Donde:

R: Demanda última por carga axial y flexión

M_u : Demanda última por flexión

P_u : Demanda última por carga axial

ΦM_n : Capacidad última por flexión

ΦP_n : Capacidad última por carga axial

- **Carga resistida por el fuste**

Para la determinación de la carga resistida por el fuste se utiliza la Metodología Francesa (Bustamante y Doix, 1985) y la Ecuación 1.22.

$$Q_F = \pi \times D_n \times \alpha \times L \times q_s \quad \text{Ecuación 1.22}$$

Donde:

D_n : es el diámetro nominal de la perforación

α : coeficiente de magnificación que estima la expansión del suelo por la presión de la lechada y depende del tipo de suelo y del tipo de micropilote.

L: longitud del tramo del micropilote donde se inyecta la lechada a presión

q_s : tensión de la fricción lateral que depende de la presión límite PL donde se tabulan los valores correspondientes para los elementos construidos con el sistema IRS

- **Carga resistida por la punta**

Con respecto a la capacidad de carga de la punta, por lo general se ubica en un valor comprendido entre el 15% y el 20% de la resistencia total del fuste

1.2.6.2. Evaluación de la capacidad a compresión del grupo de micropilotes

Es importante considerar si los micropilotes pierdan capacidad de carga a la compresión debido a que éstos trabajan en grupo. Al respecto la FHWA, 2005 indica que para el caso de materiales sin cohesión se puede determinar la capacidad del grupo de micropilotes sumando la capacidad individual de cada uno, siempre y cuando éstos se encuentren ubicados a 3 diámetros entre cada uno.

1.3. Caracterización del proyecto

1.3.1. Descripción del proyecto

Tal y como se mencionó con anterioridad, el CENCE tiene proyectado construir una nueva torre en el sitio, cuyas coordenadas se indican en la Tabla 1.11 y que se muestra en la Figura 1.10; por otra parte, la torre ubicada en las cercanías del sitio del deslizamiento se desmantelaría, pues se corre el riesgo de perder esta infraestructura debido a los problemas de estabilidad ya conocidos

Tabla 1.11. Coordenadas del sitio de estudio

CRTM-05		Lambert Norte		GEO WGS-84°	
1103122	515927	217778.25	552265.15	9.976261	83.854728

Fuente: CENCE



*Figura 1.10. Vista aérea del volcán Irazú
1-Sitio actual de la torre; 2- Nuevo sitio
Fuente: Soto et al (2015)*

Este nuevo lugar de emplazamiento de la torre del CENCE se ubica dentro de la Zona Especial del Plan de Manejo del Parque Nacional Volcán Irazú, el cual cumple con características que garantizan la estabilidad de la estructura. Como fue mencionado anteriormente, esta torre es importante porque mantiene la transmisión de datos, tanto para el mismo ICE, como para cuerpos de primera respuesta a nivel nacional.

La nueva torre a construir tiene una altura de 30 m (Figura 1.12), y se apoya sobre tres pedestales de concreto reforzado, debajo de los cuales subyace una losa de fundación cuadrada de concreto reforzado de 4,80 m de lado (Figura 1.11).

En la Tabla 1.12 se indican los valores de las cargas calculadas por el fabricante de la torre.

Tabla 1.12. Fuerzas actuantes en la base de la torre

Descripción de la acción	Vertical (kN)	Horizontal (kN)	Momento (m-kN)
Carga permanente (con equipos instalados)	34,75		
Viento de cara a la torre		46,48	766,61
Viento diagonal a la torre		40,47	677,35
Viento paralelo a la torre		41,97	699,66

Fuente: CGTI, Calculation Details Tower Type PTP Ht. 30 m (2009)

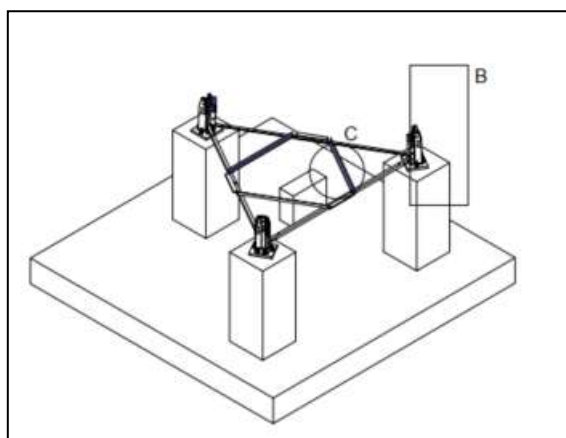


Figura 1.11. Base torre tipo PTP de 30 m de altura

Fuente: CENCE – lámina 6

alineación de focos sísmicos asociados al plano de subducción. El buzamiento de la zona en subducción que se hunde en el centro del país es de alrededor de unos 60° . La zona de fractura de Panamá, la cual es el límite entre las placas Cocos y Nazca, se encuentra al suroeste de la Cordillera de Cocos. Los datos sismológicos, magnéticos y geodésicos indican que existen dos cámaras de magma pequeñas y poco profundas (0,50 km– 1,80 km y 3,2 km – 4 km) por debajo de la cumbre del volcán Irazú.

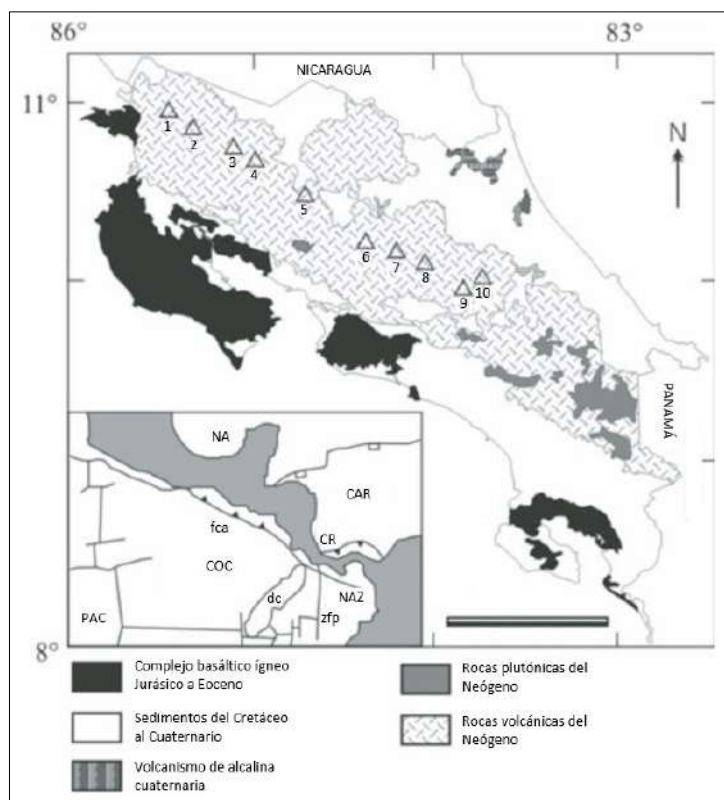


Figura 1.13.. Mapa geológico simplificado de Costa Rica (CR).

Los 10 volcanes cuaternarios se indican en el siguiente orden: 1-Orosí; 2-Rincón de la Vieja; 3-Miravalles; 4-Tenorio; 5-Arenal; 6-Platanar; 7-Poás; Barva; 9-Irazú; y 10-Turrialba.

El mapa inserto ilustra el arreglo de placas tectónicas de Costa Rica; subducción de la Placa de Cocos en la Fosa Centroamericana (fca) limita al sur con la Dorsal de Cocos y la Zona de Fracturamiento de Panamá (ZFP). Placas tectónicas: NA-Placa Norteamericana;

CAR- Placa Caribe; COC- Placa Cocos; NAZ-Placa de Nazca; PAC- Placa Pacífico

Fuente: Alvarado et al (2006)

Alvarado et al (2006) indica que distintas fallas activas en la dirección NNW y alineaciones volcánicas N-S definen la estructura del volcán, incluida una línea de respiraderos parásitos en el flanco sur.

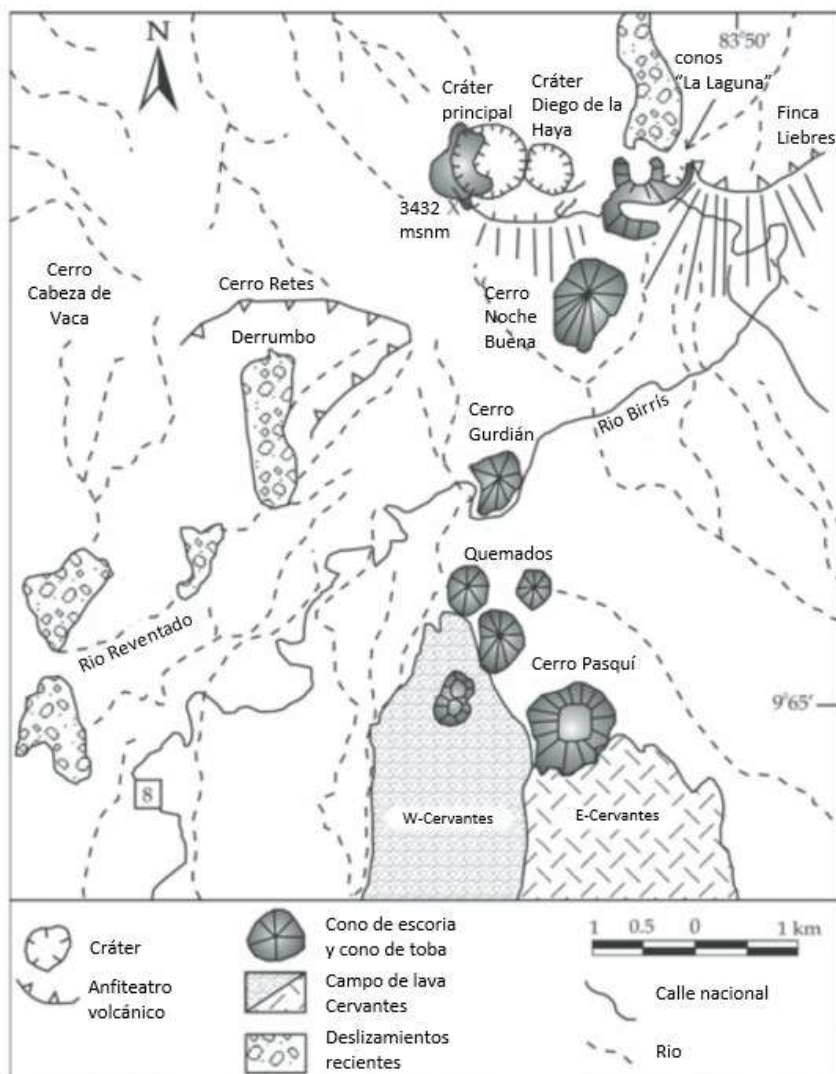


Figura 1.14. Principales estructuras volcánicas en el Irazú

Fuente: Alvarado et al (2006)

Tal y como se muestra en la Figura 1.14, la cumbre del volcán está marcada por dos cráteres de pozo: el cráter recientemente activo, llamado "Principal", al oeste y un cráter más antiguo, "Diego de la Haya", al este. El cono de escoria prehistórico y dos anillos de toba se encuentran más lejos, hacia el este. Otro cráter compuesto está representado por

acantilados prominentes inmediatamente al sur de los respiraderos del cráter Principal y Diego de la Haya. El piso restante se le denomina “Playa Hermosa”.

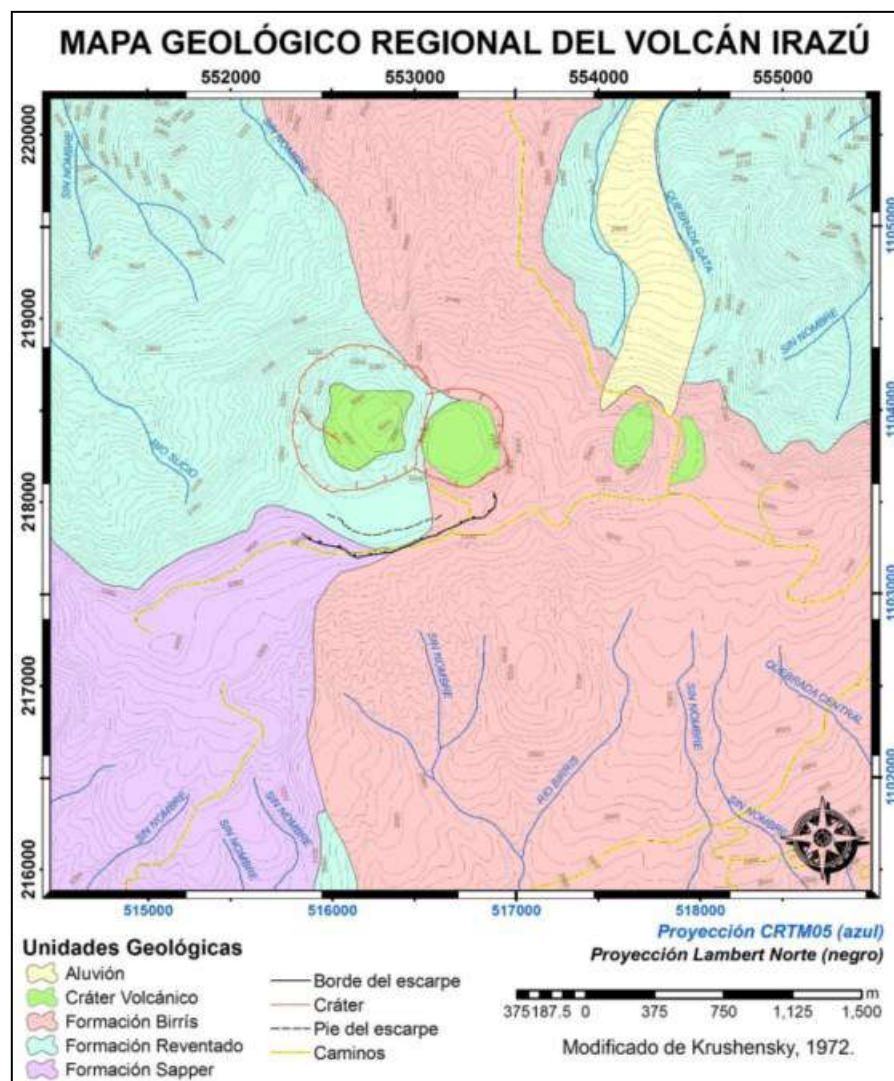


Figura 1.15. Mapa geológico regional del volcán Irazú

Fuente: Alpízar et al (2016)

Alvarado et al (2006) indica que hay muchos focos volcánicos más antiguos en la cima de la cúspide con dirección N80°W. Una serie de escarpes semicirculares en esta cordillera fue la fuente de varias avalanchas de escombros del Pleistoceno y Holoceno observadas en los flancos, tal y como se muestra en la Figura 1.15.

1.3.2.1. Resumen estratigráfico del sitio de estudio

En el presente capítulo se expone lo que Soto et al (2015) presenta en un resumen estratigráfico del sitio de estudio, que esquemáticamente se muestra en la Figura 1.16.

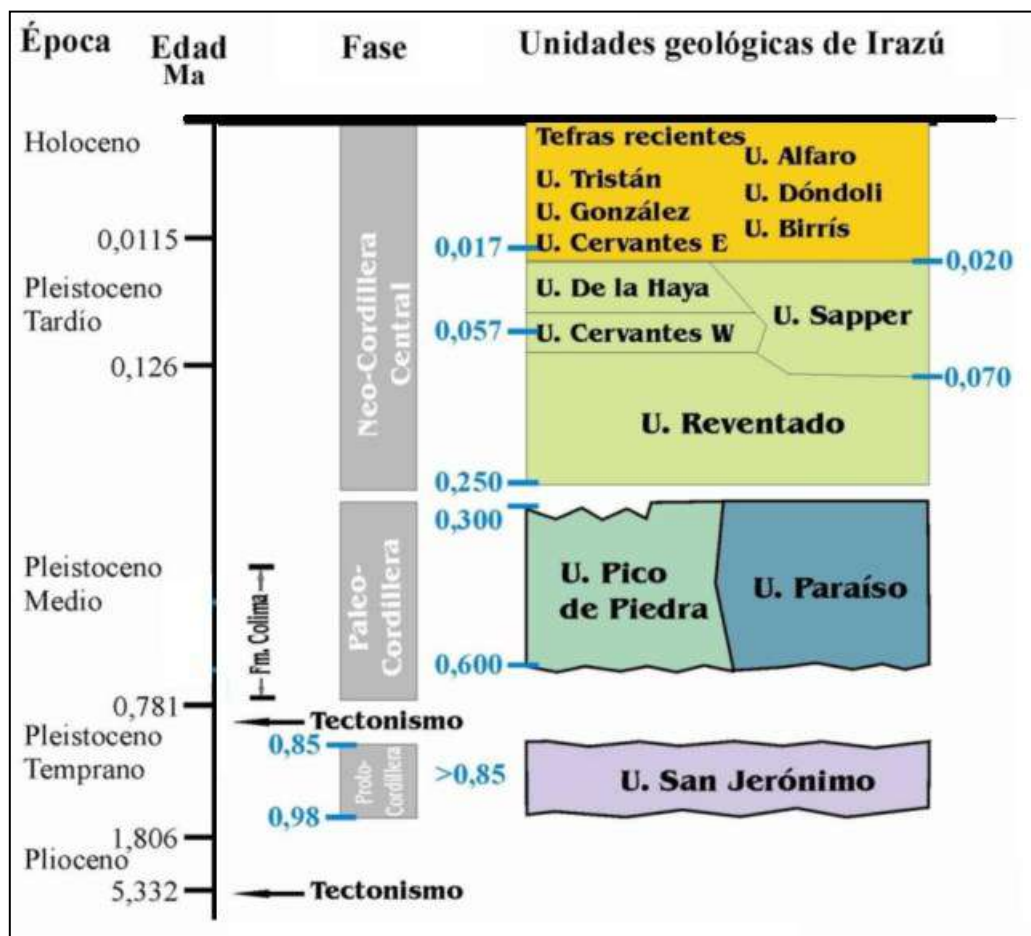


Figura 1.16. Estratigrafía simplificada del volcán Irazú

Fuente: Soto et al (2015)

En la figura anterior, se muestra la totalidad de las formaciones geológicas encontradas a lo largo de los años por investigadores en el volcán Irazú. Sin embargo, específicamente en el sitio de estudio del presente trabajo de investigación, se encuentran las siguientes unidades geológicas:

- **Formación Ignimbrítica: San Jerónimo**

De acuerdo a Soto et al (2015) esta formación corresponde a tobas de flujo soldadas a parcialmente soldadas, dacíticas, con abundante plagioclasa, vidrio y fiammes y en el caso de la San Jerónimo, con biotita.

- **Formación Reventado**

Soto et al (2015) indican que esta formación comprende varias lavas, principalmente andesitas basálticas con augita, hasta andesitas con hornblenda, interestratificadas con lahares y tefras, cubriendo la gran mayoría del edificio volcánico en todos los sectores, pero particularmente reconocibles, mapeables y mapeados, en el sector sur.

- **Formación Sapper**

De acuerdo a Soto et al (2015), se indica que esta formación ha sido nominada en honor del célebre geólogo alemán, Karl Sapper. Es una unidad de tefras con lavas interestratificadas de más de 500 m de espesor, que en el cráter Diego de la Haya sobreyace a la Unidad Diego de la Haya, pero que en el sector norte puede estar también lateralmente interdigitada. Su composición es de andesitas desde basálticas hasta ácidas. Aflora en la pared sur del cráter Diego de la Haya, como un lago de lava solidificado y flujos varios que forman el piso y el sector sur de Playa Hermosa, se prolonga al sur hacia el Cerro Retes y hacia el sector de las antenas. Las lavas andesítico basálticas del Cerro Retes forman parte de esta unidad. También afloran hacia el sector norte, hacia San Gerardo.

- **Formación Birrís**

Soto et al indican que esta formación se encuentra expuesta al este del cráter Diego de la Haya, en el cono piroclástico La Laguna, y consiste de aglutinados y lavas con tefras y brechas, con característicos productos de mezcla de magmas. Se incluye además una lava que fluye hacia el sector norte, entre las quebradas Ojo de Agua y Gata.

- **Tefras de los últimos 2600 años**

Los mismos autores indican que se han estudiado las tefras del Irazú de los últimos 2600 años en los alrededores del volcán (ver Figura 1.17), principalmente en el área periférica del cráter principal, y en secciones orientadas hacia el WSW hacia la ciudad de San José. No han estudiado ni correlacionado tales tefras con los depósitos descritos y estudiados en los alrededores de los cráteres Principal y Diego de la Haya por Alvarado (1993) y Alvarado et al. (2006). De tal manera, los depósitos que han sido mejor estudiados se encuentran en secciones unos 5 km al SW del Cráter Principal, y muestran 8 paquetes de tefra reconocibles y 5 datables, de los cuales los 7 inferiores podrían corresponder con cualesquiera de las unidades González, Dóndoli, Tristán o Alfaro descritas por Alvarado et al. (2006).



Figura 1.17. Tefras de los últimos 2600 años

Fuente: Fotografía propia (09/09/2020)

1.3.2.2. Sismo-tectónica del área

Según Alvarado et al (2000), entre los macizos del volcán Irazú y Turrialba, existen una serie de estructuras tectónicas (fracturas y/o fallas) que los cortan en diferentes direcciones (ver

Figura 1.18). Las fracturas son visibles en fotografías aéreas e imágenes satelitales cerca de sus áreas cuspidales y múltiples fallas hacia el sector NW, entre los ríos Patria y Toro Amarillo, con direcciones predominantes NNE, NNW a NW. Algunas de estas fracturas que cortan los centros volcánicos principales, han favorecido el ascenso de magma, y por tanto, se han originado en superficie, derrames lávicos y conos piroclásticos en tiempos prehistóricos.

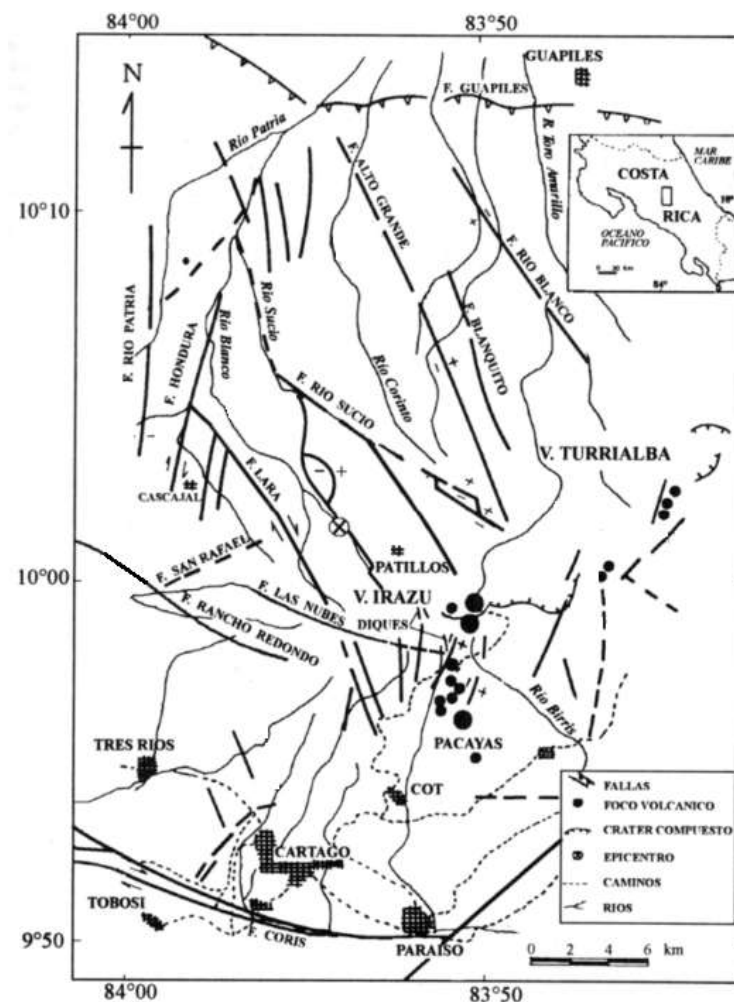


Figura 1.18. Mapa neotectónico del volcán Irazú y Turrialba

Fuente: Montero et al (1995)

Históricamente, estos sistemas tectónicos han tenido sismicidad como el caso del terremoto de Patillos (30 de diciembre de 1952) que tuvo una profundidad de 14 km y epicentro al WNW del Irazú. Ocasiónó daños y deslizamientos en el área entre el Irazú y el Barva, la intensidad en el área epicentral fue de VII MM (ver Figura 1.19). También se han

registrado enjambres sísmicos como los de 1982 (junio y setiembre) que se ubicaron entre los volcanes Irazú y Turrialba, en agosto de 1987 al NW del Irazú y en 1998 al sur del volcán.

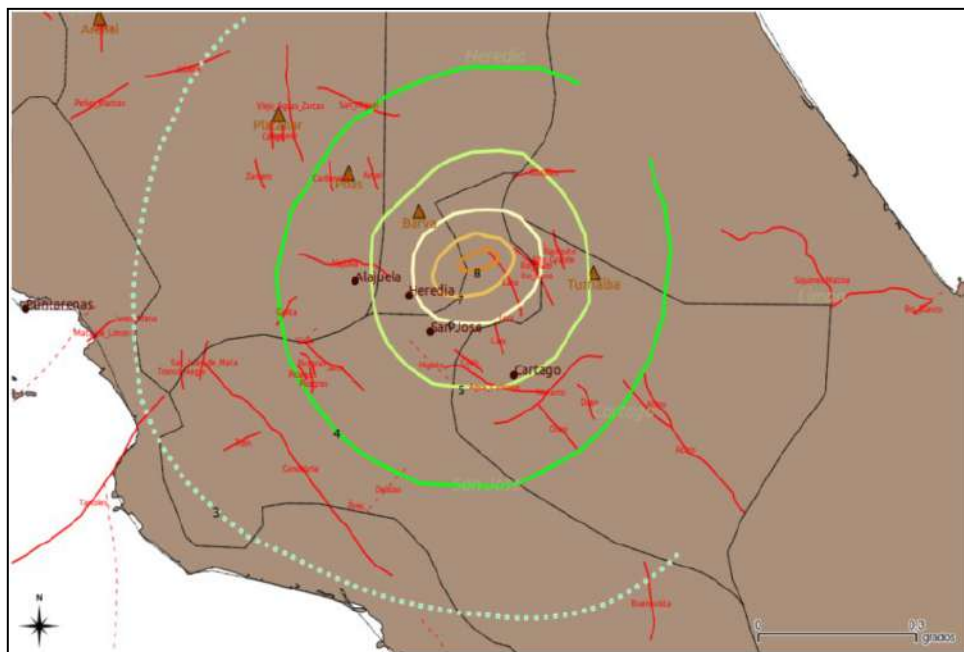


Figura 1.19. Mapa de isosistas del terremoto de Patillos del 30 de diciembre de 1952. Las intensidades están en la escala de Mercalli Modificada, en este caso indicadas por los números del 3 al 8. Fallamientos locales están representados por las líneas en color rojo

Fuente: Montero et al (1995)

Independientemente de la actividad volcánica, los esfuerzos acumulados a lo largo de estos sistemas de fracturas, pueden romper y originar sismos a diferentes profundidades (generalmente menores a los 10 km).

En cuanto a la actividad sísmica reciente del volcán Irazú, el evento sísmico más importante en los últimos 50 años en el Irazú fue el sismo de Patillos de 1952, que causó alarma en la región central de Costa Rica, y provocó 21 decesos y gran cantidad de daños materiales, además de enormes deslizamientos en el área epicentral. Este último efecto fue posiblemente el más espectacular ocasionado por el temblor.

El terremoto de Patillos formó parte de una secuencia de sismos destructivos corticales, localizados a lo largo de la región central de Costa Rica, que ocurrieron entre 1951 y 1952. Estos fueron el temblor de Paraíso y Orosi del 21 de agosto de 1951, el temblor de Limón del 07 de enero de 1953 y el terremoto de Toro Amarillo del 1° de setiembre de 1955. La actividad se inició en el margen convergente Coco-Caribe con el terremoto de Nicoya del 05 de octubre de 1950, $M=7,7$. El temblor de Quepos del 09 de setiembre de 1952 $M=7,0$, formó parte de la secuencia y fue el sismo que precedió al de Patillos. El temblor de Patillos no fue precedido por actividad volcánica temporalmente cercana (del orden de años), aunque 10 años después se iniciaron las grandes erupciones del Irazú, que ocurrieron entre 1963 y 1965.

Montero et al indican que la existencia de fallas importantes en los macizos Irazú – Turrialba, hacen de esta zona un área de peligrosidad sísmica, pudiendo generar sismos con magnitudes entre 5,0 y 6,6 de acuerdo con la longitud de fallas identificadas. La magnitud asignada al terremoto de Patillos, es de 5,2 ML. La fuente del temblor fue superficial, la profundidad promedio de 14 km, a partir de relaciones empíricas. En resumen, los parámetros principales del terremoto son:

Fecha: 30 de diciembre de 1952

Tiempo de origen: 12:07''

Epicentro: cercanías de Patillos y el Perico

Latitud: 10° 01' N

Longitud: 83° 54' W

Profundidad: 14 km

Magnitud: Ms (magnitud ondas superficiales) = 5,9

Intensidad: VII MM

Aceleración pico del suelo = 0,30 m/s²

1.3.2.3. Hidrogeología en el volcán Irazú

Según un estudio realizado por Alpízar et al (2016), concluye que la formación de la laguna en el cráter principal del volcán Irazú tiene una relación estrecha con la precipitación, donde la precipitación total anual disminuyó en un 17,1% en el año 2014 con respecto a 2005, lo cual significó una reducción de 363,2 litros de agua por metro cuadrado. En el cráter Principal, a pesar de contar con condiciones de concavidad y un fondo de cráter bastante impermeable (ver Figura 1.20 y Figura 1.21), el descenso en las lluvias sostenido durante varios años, generó que el nivel freático descendiera y la laguna no se formara.

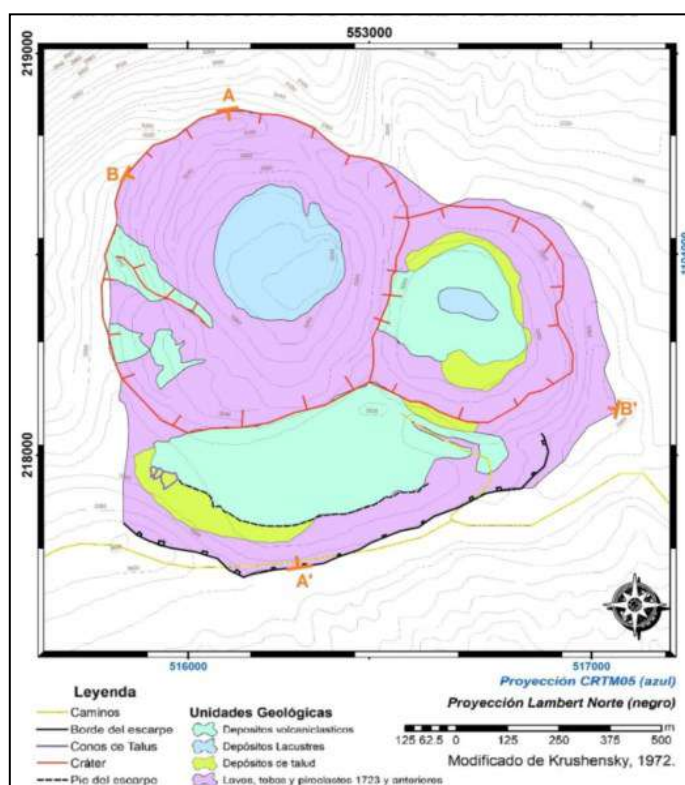


Figura 1.20. Mapa geológico local del volcán Irazú.

Fuente: Alpízar et al (2016)

Se han formado algunas lagunas por poco tiempo en el cráter Diego de la Haya y Playa Hermosa, que podrían asociarse en mayor medida a un aporte del nivel freático aflorando a la superficie, el cual se abastece del agua de lluvia que ingresa en la zona, por lo cual el descenso o aumento en las lluvias y la presencia de barreras geológicas que logran detener el flujo vertical del agua, son aspectos relacionados con la formación de estas lagunas.

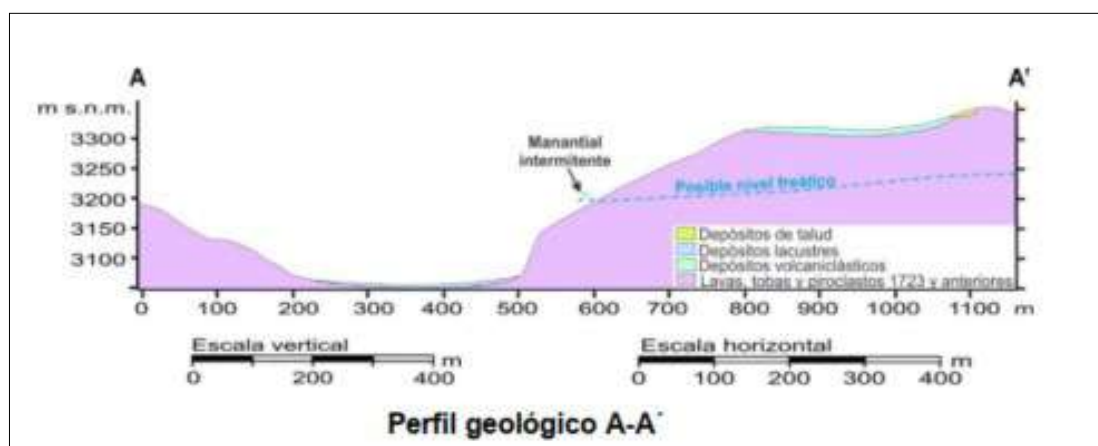


Figura 1.21. Mapa geológico local del volcán Irazú.

Fuente: Alpízar et al (2016)

Según la Figura 1.21, en el sector sur-oeste del volcán, el cual es cercano al sitio de estudio, el nivel freático no sobrepasa los 3250 msnm.

Con respecto al proceso de hidrotermalismo, Alpízar et al (2016) indican que a principios de la década de los años noventa, la laguna del cráter Principal presentaba un pH ácido y temperaturas ligeramente superiores a la temperatura ambiente que indican que entre los años 2005 y 2014, el volcán Irazú mantuvo el sistema hidrotermal concentrado en campos fumarólicos fuera de la cima.

1.4. Modelo geotécnico

A continuación, se describe la exploración de campo y ensayos de laboratorio realizados en el sitio de estudio, así como los resultados obtenidos.

1.4.1. Trabajo de campo

1.4.1.1. Ensayos DMT y CPT

En el sitio de estudio se realizó un ensayo DMT y tres ensayos CPT cuyo objetivo es caracterizar los materiales que conforman el terreno. La profundidad explorada y la ubicación de los sondeos se presenta en la Tabla 1.13 y en la Figura 1.22.

Tabla 1.13. Coordenadas de los ensayos geotécnicos realizados en el sitio de estudio

Ensayo	Profundidad (m)	CRTM -05		Lambert Norte	
		Norte (m)	Este (m)	Norte (m)	Este (m)
DMT	8,40	1103127	515925	217782.96	552263.04
CPT-19-56	8,60	1103119	555927	217818.88	592268.64
CPT-19-57	1,70	1103136	515936	217791.97	552274.03
CPT-19-58	1,35	1103141	515936	217796.96	552274.02

Fuente: Informe código CSD-ID-2018-435 - ICE

A continuación, los principales resultados obtenidos en la exploración:

- a. Con el DMT, se alcanzó una profundidad máxima de 8,40 m, los materiales corresponden a arenas y se obtuvo un peso específico promedio de 18,3 kN/m³. En toda la profundidad explorada los valores del ángulo de fricción son altos, entre 33° y 42°, y con respecto al módulo dilatométrico, se tiene que el promedio es de 40 MPa. Asimismo, en toda la extensión del ensayo, no se refleja la existencia de cohesión en los materiales. Finalmente, este ensayo no reporta la presencia de nivel freático hasta la profundidad de exploración alcanzada.
- b. Con respecto a los ensayos con CPT, se consideró únicamente el sondeo CPT-19-56 y se descartaron los ensayos CPT-19-57 y CPT-19-58 ya que no superaron los 2,0 m de profundidad, debido a la presencia de bloques de alta dureza. El ensayo CPT que sí se tomó en cuenta para el estudio, profundizó hasta 8,60 m, y al igual que en el

DMT, los materiales identificados corresponden a arenas bien graduadas (SW), con un ángulo de fricción que después de 1,0 m de profundidad varía entre 35° y 40°. Asimismo, el valor del N_{SPT} que correlacionó el ensayo del CPT, determina un valor promedio de golpes en los primeros 4,0 m de profundidad de 15, y posteriormente se incrementa a 30 y luego vuelve a decrecer hasta alcanzar los mismos 15 golpes. Es por ello que se consideró que los materiales presentes en la UG-1 tienen una compacidad “media”. Al igual que con el DMT, no se reporta presencia de nivel freático hasta la profundidad de exploración alcanzada.

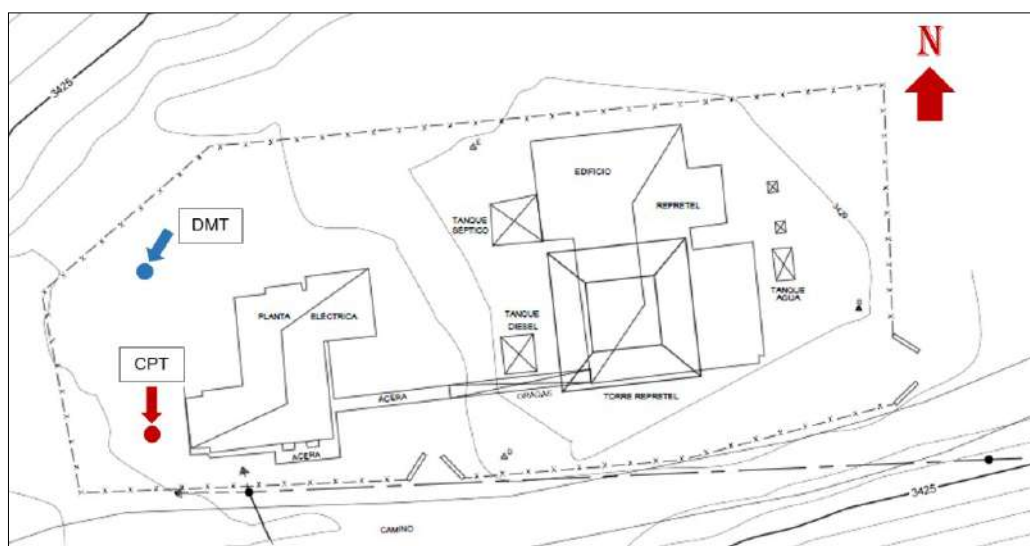


Figura 1.22. Ubicación de los sondeos

Fuente: Informe código CSD-ID-2018-435 - ICE

1.4.1.2. Tomografía eléctrica

En octubre 2020 el área de Geofísica del ICE, realizó una tomografía eléctrica tipo ETR para la determinación de los materiales y los contactos asociados al sitio de estudio; la ubicación del área estudiada se muestra en la Figura 1.23.

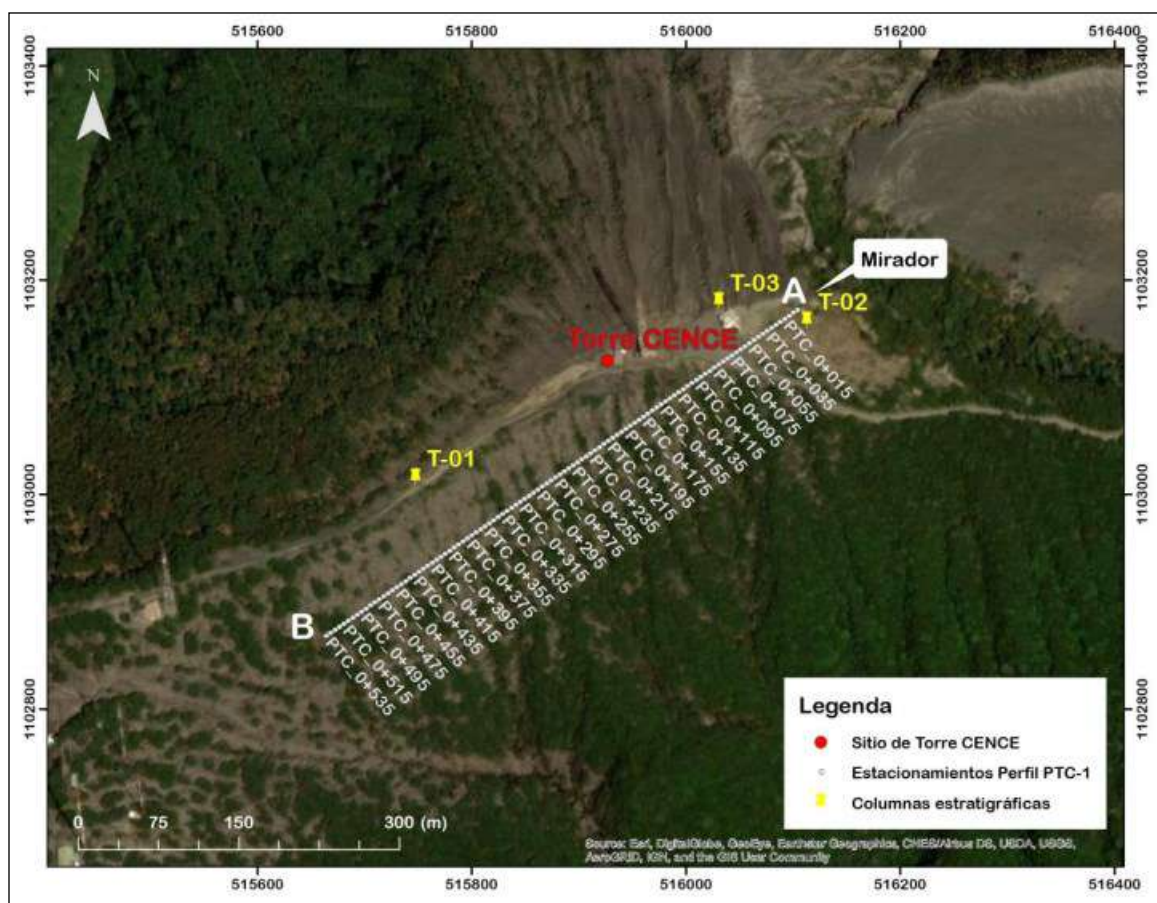


Figura 1.23. Ubicación en planta de la tomografía eléctrica

Fuente: Consecutivo de informe 20i0224-1

Según el estudio, a partir de la respuesta obtenida del ensayo, se determinaron tres capas resistivas, una primera capa 1 con valores de 30 a 1000 Ohm*m, asociada a depósitos de tobas y cenizas alteradas (suelos) así como a brechas de granulometría fina con matriz arcillosa; se determinó también una segunda capa 2, con resistividades de 500 a 1500 u 8000 Ohm*m, asociada a depósitos de cenizas y tobas poco compactas con escorias y brechas con matriz de ceniza; y finalmente se determinó una tercera capa 3, con resistividades de 5000 a 20000 Ohm*m, asociadas a rocas sana fracturada, correlacionada a lavas, aglomerados o intrusivos. El sitio de torre CENCE, presenta la particularidad de encontrarse sobre depósitos asociados a la capa 2, los cuales se correlacionan a litologías

de cenizas con bloques poco compactas y disgregables, materiales que presentan poca cohesión por lo que son fácilmente erosionables.

Asimismo, se establecieron zonas de anomalías tanto subverticales como subhorizontales, las cuales se encuentran relacionadas a planos de ruptura asociados a falla o deslizamientos, que limitan la continuidad lateral de las capas, así como definir estructuras ligadas a la deformación de las mismas.

Los resultados de la tomografía eléctrica se presentan en la Figura 1.24 y Figura 1.25.

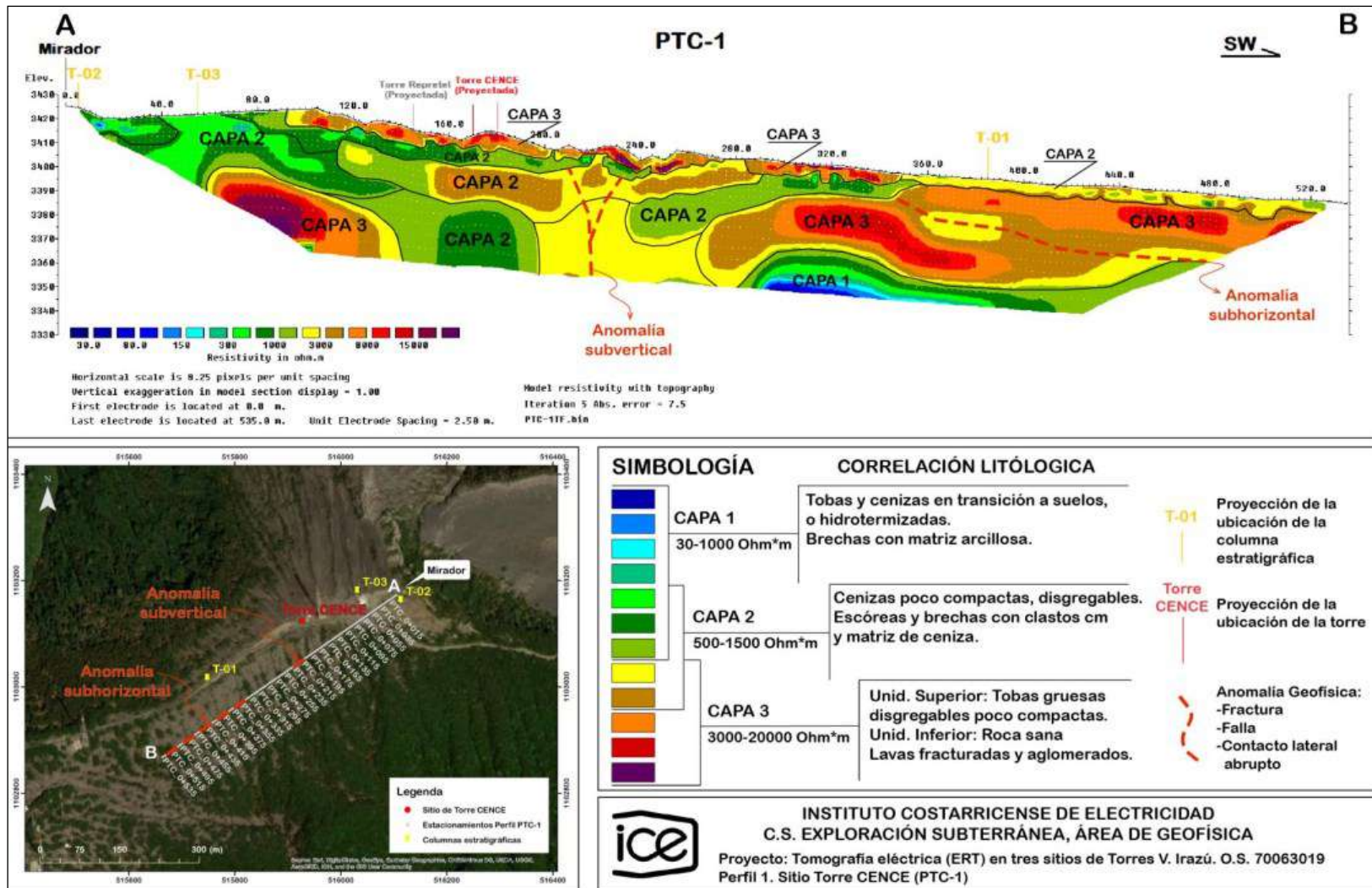


Figura 1.24. Perfil PTC-1 de tomografía eléctrica del sitio de torre CENCE

Fuente: Informe 20i0224-1

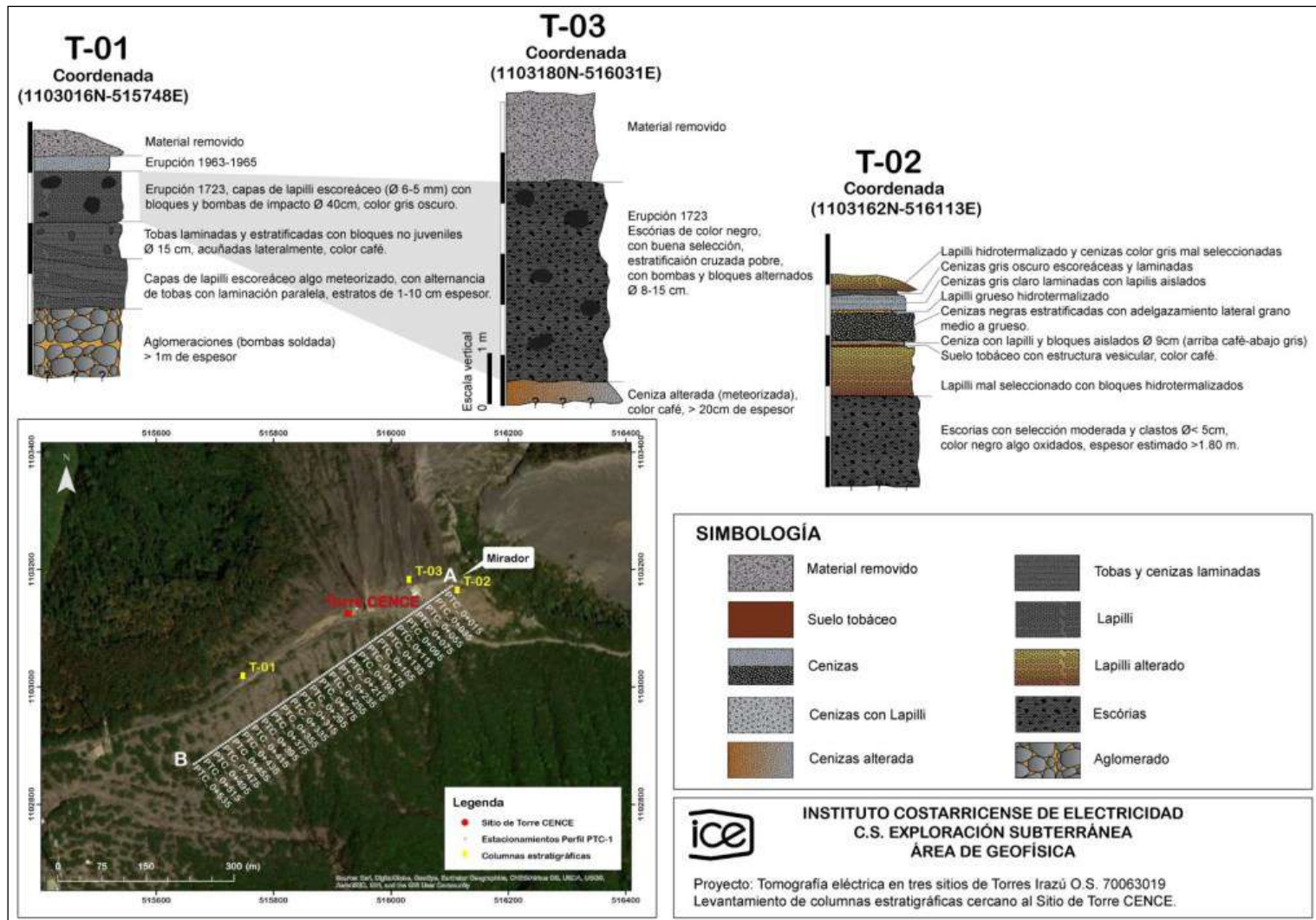


Figura 1.25. Levantamiento de columnas estratigráficas cercano al sitio de torre CENCE

Fuente: Informe 20i0224-1

1.4.2. Ensayos de laboratorio

Se ejecutaron ensayos de laboratorio sobre 4 muestras recuperadas mediante perforaciones hechas con un dispositivo de muestreo. Las pruebas realizadas fueron las siguientes:

- Granulometría en suelos por tamizado (ASTM D6913).
- Límites de Atterberg (ASTM D4318).
- Determinación de material más fino que el tamiz 0,075 mm (ASTM D2216).
- Clasificación SUCS (ASTM D2487).
- Contenido de humedad en suelos (ASTM D2216).

Los resultados de estos ensayos se presentan en la Tabla 1.14.

Tabla 1.14. Resultados de los ensayos de laboratorio

Muestra #	Ensayo	Profundidad (m)	%w	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% arena	% finos	SUCS
1	DMT	2,50 a 3,20	15,2	NP	NP	NP	61	4	SW
2	CPT	3,20 a 3,50	8,0	NP	NP	NP	92	5	SW – SM
3	CPT	3,50 a 4,00	10,4	NP	NP	NP	90	8	SW – SM
4	CPT	4,00 a 4,35	11,6	-	-	-	-	-	-

Fuente: Informe CSD-ID-2018-435 - ICE

La Figura 1.26 muestra los resultados del ensayo CPT, en donde se correlaciona la resistencia en punta con el ángulo de fricción para obtener resultados del posible tipo de material que se encuentra en el sitio.

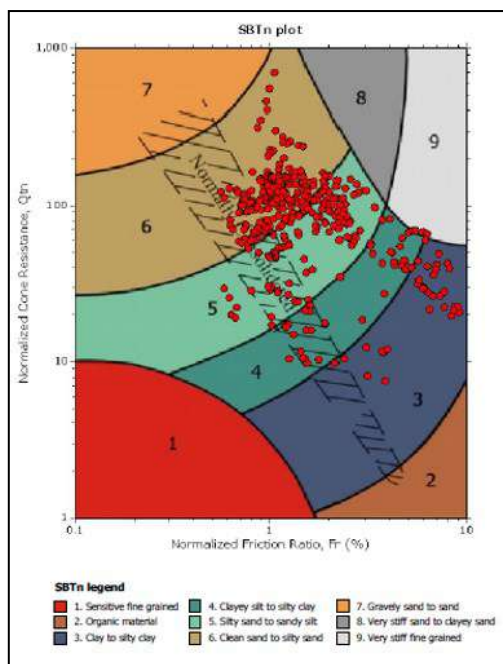


Figura 1.26. Caracterización de los materiales según el ensayo CPT

Fuente: Informe CSD-ID-2018-435 - ICE

Es importante mencionar que los resultados de campo coinciden con los resultados de laboratorio, ya que ambos indican que el material encontrado en el sitio corresponde a arenas limpias – SW (ver Figura 1.27).



Figura 1.27. Muestras obtenidas en el sitio de estudio

Fuente: Informe CSD-ID-2018-435 – ICE

1.4.3. Evaluación de resultados y parámetros geotécnicos

Mediante la investigación de campo y laboratorio, se estableció el perfil estratigráfico en el área de estudio. Los resultados de los ensayos de campo que se muestran en la Figura 1.28, muestran la estimación del Módulo de Elasticidad en el nivel de desplante de la cimentación y el valor promedio del gráfico del ángulo de fricción, los cuales son de 45 MPa y 38° respectivamente.

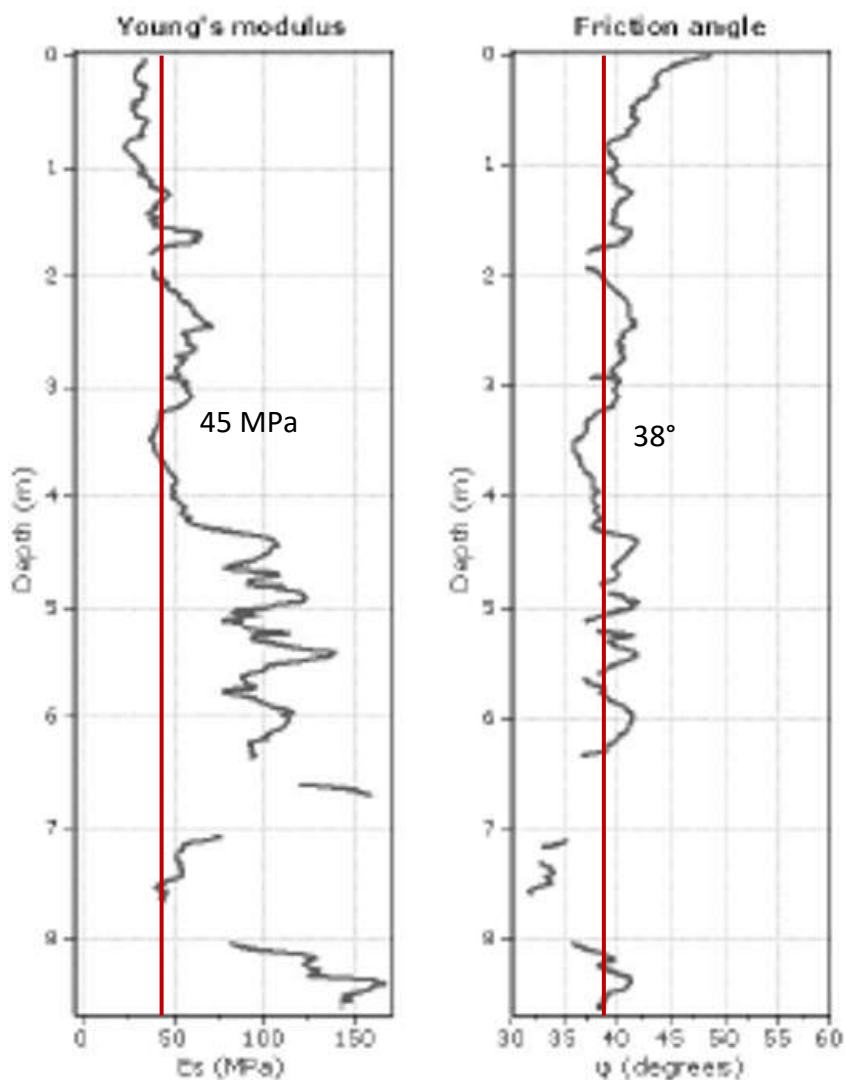


Figura 1.28. Resultados del CPT

Fuente: Informe CSD-ID-2018-435 - ICE

De esta manera se identificó en los primeros 8,00 m, la UG-1, que se describe como arena bien graduada, producto de la toba gruesa disgregable y poco compacta, cuyo espesor inicia desde la superficie y no varía hasta los 8,50 m de profundidad que alcanzó la exploración.

Por otra parte, tal y como se mencionó en las limitaciones del presente diseño, se estimaron los valores de las unidades geotécnicas 2 y 3 a partir de los datos de las litologías encontradas en el sitio donde se realizó la tomografía eléctrica.

En resumen, las propiedades representativas estas tres unidades geotécnicas se presentan en la **Tabla 1.15**.

Tabla 1.15. Propiedades de los materiales del sitio de estudio

Unidades geotécnicas	Litología	Profundidad (m)	γ_t (kN/m ³)	E_s (MPa)	μ	ϕ (°)	N'_c	N'_q	N_γ
1	Tobas	0,0 – 8,00	20	45	0,30	38	63,26	38,84	64,00
2	Cenizas	8,00 – 16,00	19	45	0,30	34	-	-	-
3	Brechas	16,00 - ?	24	1000	0,30	38	-	-	-

Fuente: Cálculos propios

El anexo 1 muestra los planos de la obra, y en la lámina 3 el modelo geomecánico del sitio de estudio.

1.4.4. Correlación e interacción con datos de geología del terreno

Con respecto a la geología del área referente a este estudio, los ensayos que se realizaron, dan evidencia que las capas más superficiales están constituidas por depósitos piroclásticos de caída. Específicamente, presentan granulometría de arenas bien graduadas con gravas. Son materiales no plásticos y con poca o muy baja humedad (menor al 15%), dato que demuestra su alta permeabilidad, ya que, el agua drena fácilmente a través de ellos y por esta razón no es retenida. Con estos datos se puede interpretar que los resultados están

describiendo alternancias de capas de cenizas, que son, como ya se mencionó, piroclastos de caída bien gradados.

1.4.5. Asentamientos elásticos

Según la Tabla 1.8 del presente documento, que indica asentamientos máximos para torres, este caso correspondería a un valor de 0,12 m.

Mediante la Ecuación 1.23, se puede determinar la presión que el suelo tendría que soportar para que se asentara 2,74 cm, según las características de los materiales indicadas en la Tabla 1.15.

$$\delta_v = q * B * \left(\frac{1 - \nu^2}{E_u} \right) * I \quad \text{Ecuación 1.23}$$

Donde:

δ_v : asentamiento inmediato en mm

q: presión aplicada

B: ancho del área cargada

ν : razón de Poisson

E_u : módulo de elasticidad

I: factor de forma y de rigidez

Entonces se tiene que, para un valor 150 kPa de carga distribuida y un nivel de desplante de 1,60 m, la placa tendría un asentamiento de 2,74 cm, valor inferior al límite que se presentó en la Tabla 1.8.

1.4.6. Deformabilidad del medio

Adicionalmente al cálculo realizado en el apartado anterior, se realizó el análisis de deformaciones por medio de un software Phase2 de Rocscience, en donde se modeló la

topografía del sitio con la estratigrafía y las propiedades geomecánicas del terreno definidas en la Tabla 1.15.

Se definieron 3 estados de carga:

- 1) Condición actual del terreno: en este estado no se contemplaron cargas, por lo que las deformaciones son prácticamente despreciables, tal y como se muestra en la Figura 1.29.

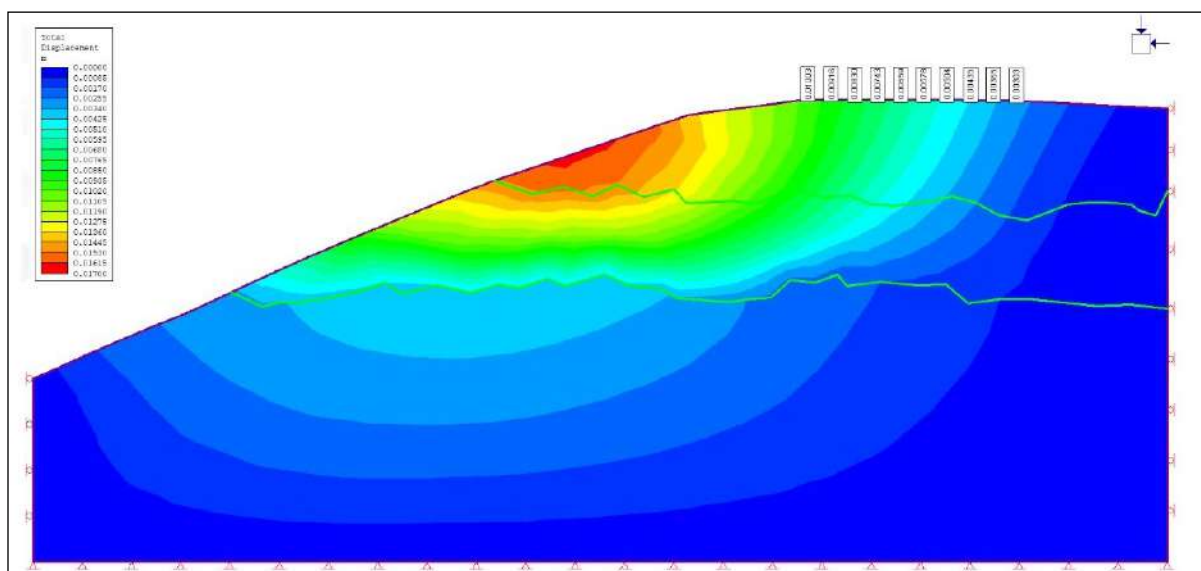


Figura 1.29. Deformabilidad en la condición actual del terreno

Fuente: Software Phase2

- 2) Condición con cargas operativas: se hizo la modelación del medio soportante y como éste será deformado por las cargas actuantes cuando la torre ya esté construida a un nivel de desplante de 1,60 m. Tal y como se muestra en la Figura 1.30, el valor más alto de deformación que estableció el *software Phase2*, fue de 0,001 m.

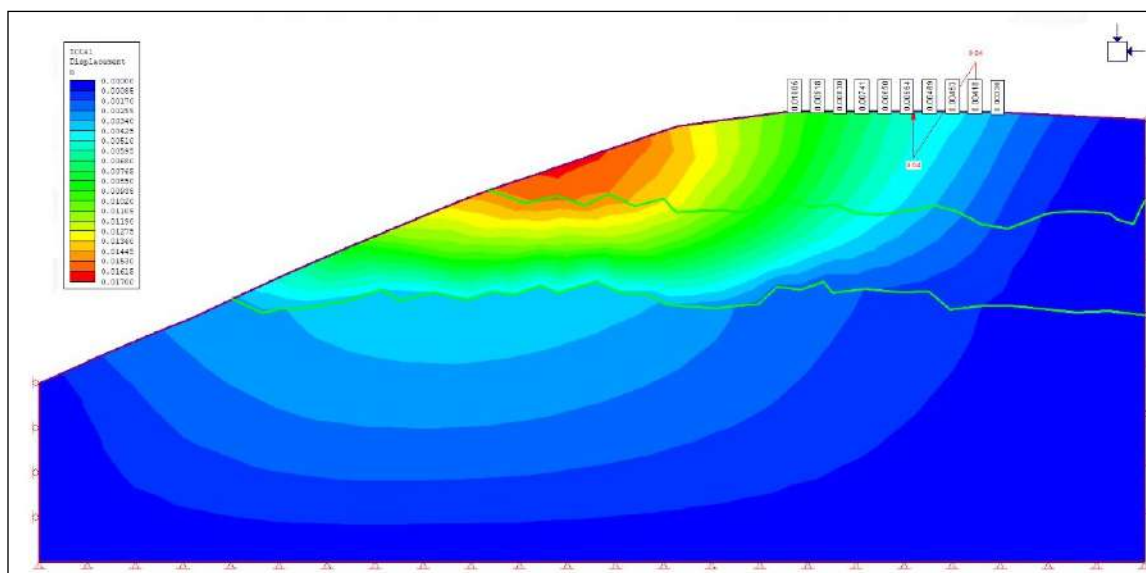


Figura 1.30. Deformabilidad con cargas operativas

Fuente: Software Phase2

- 3) Condición con cargas operativas y cargas pseudoestáticas: por último, se hizo una revisión del caso cuando la torre está operando y se somete a las fuerzas sísmicas. La deformación más alta que se genera es del orden de los 0,03 m, tal y como se muestra en la Figura 1.31.

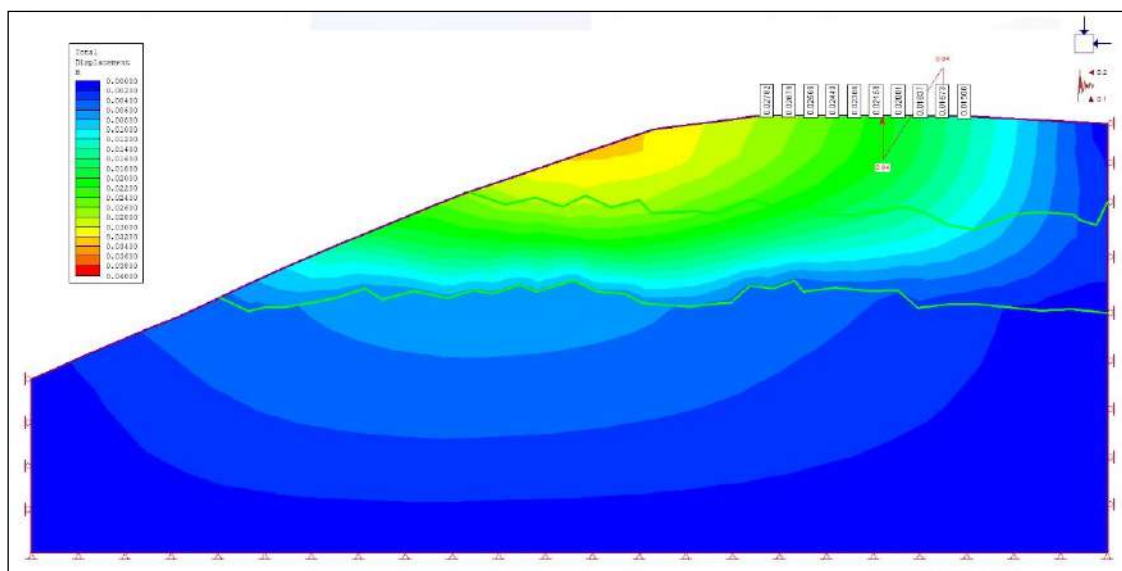


Figura 1.31. Deformabilidad con cargas operativas y sismo

Fuente: Software Phase2

1.4.7. Coeficientes de empuje

Anteriormente se mostró en la Tabla 1.15 el valor del ángulo de fricción para el material del sitio de estudio. Por lo tanto, los coeficientes de empuje estimados por el método de Rankine (ecuación 6.14, CCCR) se presentan en Tabla 1.16.

Tabla 1.16. Coeficientes de empuje activo, pasivo y de reposo para materiales de sitio

ϕ (°)	K_a	K_p	K_o
38	0,20	4,94	0,34

Fuente: Cálculos propios

1.4.8. Coeficiente de balasto

A partir de las características de compacidad del material encontrado en el sitio, conformado por arenas limpias, el coeficiente de reacción de la subrasante o coeficiente de balasto en una placa cuadrada de 0,30 m de lado, a nivel de la cimentación es de:

$$k_{0,3} = 75 \text{ MN/m}^3$$

Para cimentaciones sobre suelos arenosos, con dimensiones B x B, el valor de k se relaciona con $k_{0,3}$ según Braja Das (2006) con la siguiente expresión:

$$k = k_{0,3} \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2 \quad \text{Ecuación 1.24}$$

1.4.9. Estabilidad del talud

Con respecto a la estabilidad del talud donde se construirá la torre, se realizó un análisis en el software *Slide* de Roscience, en donde se modeló la condición operativa de la torre y sismo. Como resultado de este análisis, se obtuvo un factor de seguridad de 1,16, tal y como se muestra en la Figura 1.32.

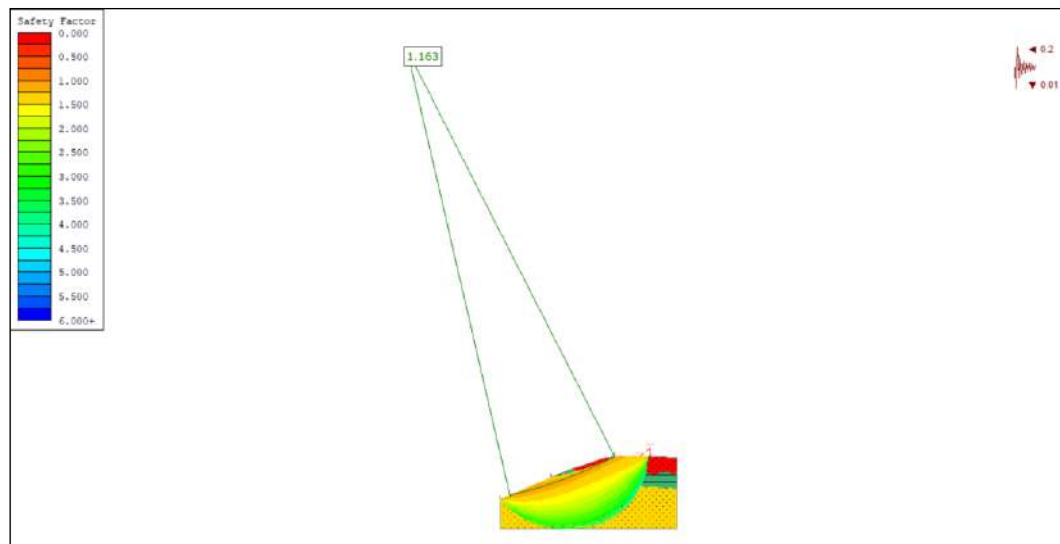


Figura 1.32. Análisis de estabilidad de talud

Fuente: Software Slide

El valor del factor de seguridad anteriormente mencionado, se comparó con el valor límite que indica la tabla 3 del CGTYLCR para una condición pseudoestática de riesgo de daños económicos y ambientales alto, riesgo de pérdida de vidas bajo, el cual se establece en 1,05. Entonces, el factor de seguridad que indica el análisis realizado en el *Slide* de *Roscience*

está muy cercano a este valor límite recomendado. Es por ello que se plantea la necesidad de reforzar la cimentación en caso de que exista un desprendimiento de material para la condición de carga donde la torre esté operando y ocurra ya sea sismo o viento, de manera que éstas pongan en riesgo la estructura y los elementos no estructurales, lo cual provocaría una interrupción en las telecomunicaciones.

1.5. Diseño de la obra

1.5.1. Losa de cimentación

1.5.1.1. Capacidad de soporte

El análisis de capacidad de soporte de la UG1 se realizó utilizando la teoría recomendada en el CCCR, específicamente por medio de la Ecuación 1.24. En la Figura 1.33 se presenta la variación de la capacidad de soporte admisible según la profundidad, para una placa cuadrada de 4,80 m de lado. De acuerdo a la premisa de diseño, si el nivel de desplante es 1,60 m, la capacidad admisible de terreno sería de 585,16 kPa. Esta capacidad admisible considera un factor de seguridad de 3 con respecto a la capacidad última.

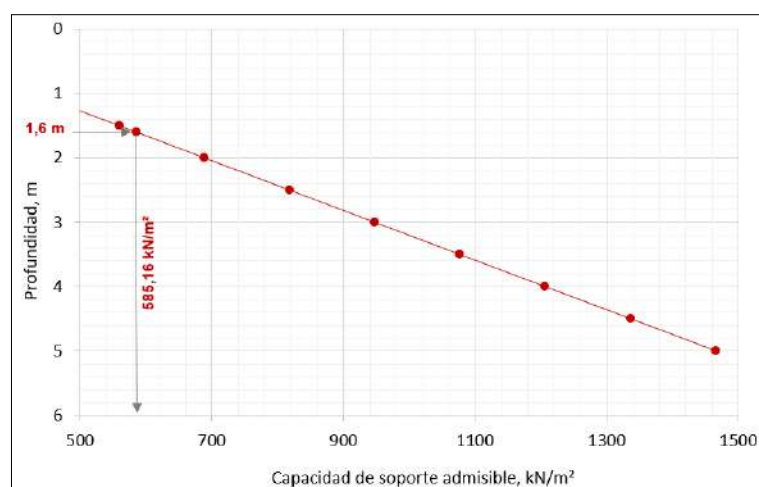


Figura 1.33. Variación de la capacidad admisible (q_{adm})

Fuente: Cálculos propios

1.5.2. Micropilotes

En el presente capítulo se muestran los cálculos del diseño estructural de los micropilotes, para cuatro tipos de carga: compresión, pandeo, flexión y flexo-compresión. Es importante recordar que la carga axial actuante en cada micropilote es de 2,51 ton y que el momento flexionante actuante en cada micropilote es de 5,21 ton-m. Los pilotes que se proponen son tipo Swellex de 5,00 m de longitud, con un diámetro externo de 17,78 cm y un diámetro interno de 16,35 cm e irán embebidos en la losa, con el fin de que éstos brinden estabilidad a la estructura, ante las cargas de viento.

1.5.2.1. Diseño de micropilotes a compresión

El cálculo de la resistencia del micropilote a compresión, se muestra en la Tabla 1.17. La fuerza resistente P_c es superior a la carga axial actuante.

Tabla 1.17. Resultados del diseño de los micropilotes - compresión

RESISTENCIA DEL MICROPILOTE A COMPRESIÓN			
$P_{c-allowable} = (0.4 f'_c \times A_{grout} + 0.47 F_{y-bar} \times A_{bar})$			
d_{ext}	diámetro externo - refuerzo de acero	5.2	cm
e	espesor - refuerzo de acero	0.13	cm
d_{int}	diámetro interno - refuerzo de acero	4.94	cm
A_{bar}	área - varilla de refuerzo = área d_{ext} - área d_{int}	2.07	cm ²
I_{bar}	Momento de inercia - varilla de refuerzo = Inercia d_{ext} - Inercia d_{int}	6.66	cm ⁴
d_{perf}	diámetro de la perforación	5.5	cm
A_n	Área nominal de la perforación = $\pi * (d_{perf})^2$	23.76	cm ²
A_{grout}	Área de la lechada = $A_n - A_{bar}$	21.69	m ²
f_c	Resistencia a la compresión de la lechada	350	kg/cm ²
F_{y-bar}	Resistencia a la fluencia del tubo de refuerzo	4700	kg/cm ²
P_c	Fuerza resistente del micropilote a compresión	7.61	ton

Fuente: Cálculos propios

1.5.2.2. Diseño de micropilotes por pandeo

El cálculo de la resistencia al pandeo de los micropilotes propuestos se muestra en la Tabla 1.18. La resistencia de pandeo admisible es superior a la carga actuante en el micropilote.

Tabla 1.18. Resultados del diseño de los micropilotes - pandeo

RESISTENCIA DEL MICROPILOTE POR PANDEO			
$N_c = \pi^2 \cdot \frac{E_a \cdot I_a}{(L_\ell + L_{ef})^2} \cdot A$			
E_a	Módulo de elasticidad de la varilla	2 100 000.00	kg/cm ²
I_a	Momento de inercia de la sección transversal del pilote (I_{bar})	6.66	cm ⁴
E_L	Módulo de elasticidad del terreno (E_o)	458.87	kg/cm ²
L_e	Longitud elástica del micropilote = $((3 \cdot E_a \cdot I_a) / (E_L))^{1/4}$	17.39	cm
E_o / E_L	insumo para la tabla 3.8*	1	adim
f	tomado de la tabla 3.8*	1	adim
L_{ef}	Longitud de empotramiento ficticio = $1,2 \cdot f \cdot L_e$	20.87	cm
L_l	Longitud del micropilote que sobresale del terreno	50	cm
A	Constante de coacción en cabeza*	1	
N_c	Carga crítica de pandeo	27.48	ton
FS	Factor de seguridad establecido en 1.5	1.5	adim
$N_{c_{adm}}$	Carga de pandeo admisible	18.32	ton

(*) La bibliografía de referencia a seguir para el cálculo de micropilotes es la publicada en la "Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera" del Ministerio de Fomento (2005), en donde se recoge de manera más extensa y detallada todo el procedimiento de cálculo.

Fuente: Cálculos propios

1.5.2.3. Diseño de micropilotes a flexión

En cuanto a la resistencia del micropilote a los momentos de flexión, según el cálculo mostrado en la Tabla 1.19, la resistencia del micropilote al aplicarle el factor de reducción de 0.9, es de 6,62 ton, valor que es superior al momento flexionante actuante, que es de 5,21 ton.

Tabla 1.19. Resultados del diseño de los micropilotes - flexión

RESISTENCIA DEL MICROPILOTE A LA FLEXIÓN			
d_{ext}	diámetro externo	17.78	cm
e	espesor	0.711	cm
d_{int}	diámetro interno	16.358	cm
I_a	momento de inercia	1390.93	cm ⁴
S_t	módulo de sección de la varilla = $(2 * I_a) / (d_{ext})$	156.46	cm ³
F_{y-bar}	Resistencia a la fluencia de la varilla	4700	kg/cm ²
M_n	Capacidad de momento nominal = $M_n * F_{y-bar}$	735 364.58	kg-cm
		7.35	ton-m
Φ	Factor de reducción por flexión	0.9	adim
ΦM_n	Capacidad última por flexión = $\Phi * M_n$	6.62	ton-m

Fuente: Cálculos propios

1.5.2.4. Cálculo de la resistencia del fuste y la punta del micropilote

Para el cálculo de la resistencia del fuste y la punta del micropilote, es importante definir la longitud del mismo, que en este caso son 5 m, el cual el factor de seguridad es considerablemente alto, tal y como se muestra en la Tabla 1.20.

Tabla 1.20. Resultados del diseño de los micropilotes – fuerzas resistentes ejercidas por el fuste y la punta

FUERZAS RESISTENTES EJERCIDAS POR EL FUSTE Y LA PUNTA			
d_{perf}	diámetro de la perforación	5.5	cm
P_u	Carga axial	2.51	ton
M_u	Momento flexionante	5.21	ton - m
α	coeficiente de expansión del suelo por la presión de la lechada (arena mediana)	1.45	adim
q	tensión de fricción lateral*	2	kg/cm ²
L	Longitud del tramo de micropilote donde se inyecta la lechada a presión	500	cm
Q_f	Carga resistida por el fuste = $\pi * d_{perf} * \alpha * q * L$	25.05	ton
Q_p	Carga resistida por la punta = $Q_f * 15\%$	3.76	ton
Q_t	Carga total resistida = $Q_f + Q_p$	28.81	ton
P_u	Carga actuante	2.51	ton
FS	Factor de seguridad	11.49	adim

(*) datos obtenidos del método francés, para el caso de las arenas

Fuente: Cálculos propios

1.5.2.5. Espaciamiento de los micropilotes

Con respecto a este apartado, la FHWA (2005) recomienda que para materiales no cohesivos se pueden espaciar los micropilotes 3 veces su diámetro, con el fin evitar el efecto

de grupo; así las cosas, el espaciamiento en el caso de este trabajo de diseño se estableció en 0,60 m.

1.6. Especificaciones técnicas

1.6.1. Materiales

1.6.1.1. Losa de cimentación

Para la construcción de la losa de cimentación, se recomienda que se controlen los siguientes parámetros de diseño para asegurar la calidad de los materiales de acuerdo a las consideraciones que se tomaron por el fabricante en el diseño de ésta.

En la Tabla 1.21 se resumen los parámetros de control para el caso del concreto reforzado a utilizar en la construcción de la losa de cimentación, tal y como lo recomienda el fabricante de la torre.

Tabla 1.21. Parámetros de control de la calidad para el concreto de la losa de cimentación

Parámetro	Valor	Unidad de medida	Norma ASTM por cumplir	Frecuencia del muestreo
Fluencia del acero	420	MPa	ASTM A370	Cada 1000 kg o cuando haya cambio de proveedor
Moldeo de cilindros de concreto	-	-	ASTM C31	Al menos una vez al día o cada 50 m ³
Resistencia del concreto	350	MPa	ASTM C39	Cada 7, 14 y 28 días
Asentamiento del concreto	150 ± 20	Mm	ASTM C143	Cada vez que se tomen cilindros

Fuente: ASTM

En cuanto al relleno sobre la cimentación, es posible utilizar el material extraído del sitio donde se construirá la torre; esto es de suma importancia porque disminuirían los costos pues no se incurriría en la adquisición de material para rellenar sobre la cimentación,

además de su correspondiente acarreo. Igualmente, no sería necesario trasladar el material extraído a una escombrera cercana. En la Tabla 1.22 se muestran los parámetros de control de calidad para los materiales de relleno.

Tabla 1.22. Parámetros de control de la calidad los materiales de relleno de la losa de cimentación

Parámetro	Valor	Unidad de medida	Norma ASTM por cumplir	Frecuencia del muestreo
Espesor de capa del material	200	mm	-	Cada capa de relleno colocada
Deformabilidad de los materiales	45	MPa	ASTM D1194	Al menos 6 ensayos sobre el nivel de fundación definido
Densidad de los materiales por medio del densímetro nuclear	21,5	kN/m ³	ASTM D2922	Cada espesor de capa
Densidad de los materiales por medio del anillo	21,5	kN/m ³	ASTM D5030	Cada espesor de capa

Fuente: ASTM

1.6.1.2. Micropilotes autoperforantes

Para el proceso de excavación del micropilote, se inyecta a presión (1,5 MPa) un caudal adecuado de lechada con bajo contenido de cemento que sale por la punta, a través de la barra de acero. Esta lechada va abriendo paso al mover las partículas que componen el medio hacia la superficie. Posteriormente al terminar la perforación, se inyecta a presión una lechada con mayor densidad y una menor relación agua cemento, con el fin de formar el bulbo del micropilote.

- **Perforación**

El proceso de perforación se debe realizar de manera que no cause cambios importantes en las características del terreno. Las perforaciones se deben hacer con una longitud de 5,0 m, un diámetro de 0,20 m.

- **Lechada**

La Tabla 1.23 presenta las características que debe reunir la lechada, así como también las normas que debe cumplir para su correspondiente control de calidad.

Tabla 1.23. Parámetros de control de la calidad para la lechada de los micropilotes

Parámetro	Valor	Unidad de medida	Norma ASTM por cumplir	Frecuencia
Relación agua / cemento lechada inicial	0,8	adim		
Relación agua / cemento lechada final	0,4	adim	-	-
Moldeo de prismas de lechada	-	-	ASTM C1019	-
Resistencia a la compresión de la lechada	35	MPa	ASTM 476	Cada 28 días
Asentamiento de la lechada	200 – 280	mm	ASTM C143/C143M	Cada vez que se tomen cilindros

Fuente: ASTM

- **Acero de refuerzo**

El acero de refuerzo de los micropilotes debe reunir las características que se presentan en la Tabla 1.24.

Tabla 1.24. Parámetros de control de la calidad para el acero de refuerzo de los micropilotes

Parámetro	Valor	Unidad de medida	Norma ASTM por cumplir	Frecuencia del muestreo
Resistencia del acero	460	MPa	ASTM A370	Cada 1000 kg o cuando haya cambio de proveedor
F_y	4700	kg/cm ²		
Diámetro externo	5,2	cm	-	-
Diámetro interno	4,94	cm	-	-
Espesor	1,3	cm		

Fuente: ASTM

1.7. Presupuesto

Seguidamente se detalle el presupuesto tanto para la losa de cimentación propuesta por el fabricante, como también para la construcción de los micropilotes; es importante aclarar que se excluye el costo de instalación de la torre de telecomunicaciones.

La Tabla 1.25 muestra el presupuesto considerando que todos los materiales a utilizar en la construcción de la cimentación deben adquirirse.

Tabla 1.25. Presupuesto de obra

Rubro	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Costo total
Instalaciones provisionales	1	-	\$ 1 000,00	\$ 1 000,00
Excavación (acarreo y colocación en una escombrera cercana)	36,86	m ³	\$ 21,00/m ³	\$ 744,14
Relleno de sustitución	23,04	m ³	\$41/m ³	\$ 944,64
Relleno de sustitución (acarreo y colocación)	23,04	m ³	\$17/m ³	\$ 391,68
Concreto armado losa cimentación	12,6	m ³	\$ 700 / m ³	\$ 8820,00
Micropilotes	75	m	\$ 180 / m	\$ 13 500,00
Total				\$ 25 400,50
Imprevistos (5%)				\$ 1270,00
Costo total de la obra				\$ 26 670,50
				¢ 16 000 000,00

Fuente: Cálculos propios

Sin embargo, el material de la UG1 del sitio de estudio que será extraído durante el proceso de excavación para la construcción de la losa e instalación de micropilotes, representan 37 m³ de arena que sería posible utilizarla para el relleno de 1,00 m sobre la losa de cimentación. La Tabla 1.26 presenta el presupuesto de la obra, en donde se utiliza el mismo material del sitio.

Tabla 1.26. Presupuesto de obra utilizando el agregado fino del material de sitio

Rubro	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Costo total
Instalaciones provisionales	1	-	\$ 2 000,00	\$ 1 000,00
Concreto armado losa cimentación	12,6	m ³	\$ 650 / m ³	\$ 8 190,00
Micropilotes	75	m	\$ 180 / m	\$ 13 500,00
Total				\$ 22 690,00
Imprevistos (5%)				\$ 1 134,50
Costo total de la obra				\$ 23 824,00
				¢ 14 294 700,00

Fuente: Cálculos propios

1.8. Sostenibilidad

Como se mencionó en el capítulo anterior, la arena del sitio de estudio puede ser utilizada como material de construcción (arena). En el presupuesto de obra se evidenció un ahorro de ¢ 1 705 300,00 en cuanto a la no compra de la arena como material de relleno. Asimismo, el utilizar el material de sitio en la construcción de la obra, representa la no emisión de dióxido de carbono, y la Tabla 1.27 muestra los datos utilizados para el cálculo de la huella de carbono.

Tabla 1.27. Cálculo de huella de carbono

HUELLA DE CARBONO			
Adquisición de agregado fino	Consumo de combustible de 1 vagoneta	2.5	l/km
	Cantidad de camiones	2	unidades
	Distancia de la fábrica al sitio de estudio (ida y vuelta)	64	km
	Consumo de combustible	960	l
	Factor de emisión de la combustible	2 180.00	kg CO ₂ /l
	Huella de carbono	669 696	kg CO ₂

Fuente: Cálculos propios

Es por ello que se podría plantear el uso del material de sitio como agregado fino, y realizar los ensayos correspondientes con el fin de que cumpla con las especificaciones técnicas que

este debe tener para la fabricación de concreto y como material de relleno, pues esto representaría la no liberación de 669 toneladas de dióxido de carbono a la atmósfera.

1.9. Innovación

El diseño desarrollado a lo largo de este trabajo, que contempla la cimentación de la torre auto-soportada de telecomunicaciones, consiste en una losa de cimentación que el fabricante de la torre de telecomunicaciones calculó, a la cual se le fueron adicionaron cimentaciones profundas tipo micropilotes.

Este tipo de solución se ideó dado el componente de vulnerabilidad de la estructura, al estar cercana a la corona de un talud y a fallas en el medio soportante.

De este modo el dueño de la estructura podrá garantizar la continuidad del negocio en caso de ocurrencia de un deslizamiento.

Asimismo, la propuesta de utilización del material de sitio para el relleno sobre la losa, es un componente innovador que también se traduce en una disminución del costo de la obra y de la emisión de gases de efecto invernadero a la atmósfera.

1.10. Conclusiones

Al finalizar este trabajo de diseño, en este capítulo se presentan las siguientes conclusiones:

1. Desde 2014 a agosto de 2020, se registraron procesos de inestabilidad en la ladera suroeste del volcán Irazú que propiciaron la movilización de las torres de telecomunicaciones existentes en el sitio, hacia algún sector del volcán Irazú que presente condiciones de estabilidad en sus laderas.
2. La torre del CENCE se ubicará cercano a una ladera dentro del Parque Nacional Volcán Irazú, en un sitio que actualmente no presenta problemas de inestabilidad.
3. El sitio mencionado en el punto 2 anterior, presenta un medio soportante está compuesto por estructuras geológicas diversas, que eventualmente pueden propiciar al inicio de un proceso de inestabilidad en la ladera.
4. Según las exploraciones realizadas en campo, el sitio presenta tres unidades geotécnicas cuyos materiales son competentes, según el modelo geomecánico obtenido.
5. Del análisis de deformabilidad del medio, se obtuvo un asentamiento máximo del orden de 0,03 m.
6. Mediante ecuación de capacidad de soporte del CCCR, se determinó que su valor es de 585,16 kPa, para el nivel de desplante de la cimentación. A este valor le fueron aplicados las reducciones a los factores de capacidad de carga, por estar cerca de una ladera y, aun así, el medio es capaz de resistir las cargas que le transmitiría la torre bajo condiciones operativas, con carga de viento o sismo.
7. A raíz del análisis de la estabilidad del talud cercano al sitio donde se ubicará la torre de telecomunicaciones, se logró establecer un factor de seguridad de 1,16, el cual es mayor al recomendado en el CGTYLCR, que es de 1,05 para una condición pseudoestática. Sin embargo, el valor del factor de seguridad es muy próximo al límite, por lo que se requiere una mayor investigación al respecto para disminuir la vulnerabilidad de la estructura.
8. Se plantea la utilización de una fundación compuesta por una losa de cimentación la cual fue diseñada por el fabricante de la torre, así como también la construcción

de 15 micropilotes de 5 m de longitud y 0,052 m de diámetro, para que, en caso de falla del talud, estos puedan mantener la estabilidad de la torre para continuar operando.

9. Se recomienda un sistema constructivo de micropilotes auto-perforantes, ya que el material arenoso que presenta la UG-1 es disgregable, y sus detritos pueden fluir con mayor facilidad a la superficie cuando se inyecta a presión la lechada de excavación.
10. El diseño de los micropilotes contempló la utilización de barras de 5,2 cm de diámetro externo, y de 4,94 de diámetro interno, con un diámetro de micropilote de 6,00 cm y una longitud de 5,00 m. Con estas características, el micropilote podría llegar eventualmente a soportar la torre y la cimentación, en caso de ésta llegara a perder el medio soportante debido a algún proceso de inestabilidad en la ladera cercana.
11. Se estimó que gracias al aprovechamiento del agregado fino extraído del sitio donde se cimentará la torre como material de relleno, no se liberarán 670 ton de CO₂ a la atmósfera.
12. La innovación en el proyecto radica en la utilización del material de sitio como agregado fino, así como también el uso de micropilotes para aseguramiento de la torre.
13. Se estimó que la obra costará ¢ 14 294 700,00, y el ahorro por el uso del material de sitio como relleno sobre la cimentación, representa una disminución del 12% en el costo.

1.11. Recomendaciones

A continuación, se establecen las recomendaciones para el presente trabajo:

1. Complementar el estudio geofísico utilizado para este trabajo, con sismica de refracción, con el fin de definir las velocidades de onda cortante de las unidades geotécnicas 2 y 3.
2. Realizar un estudio de estabilidad de la ladera cercana a la torre.
3. Comparar la solución planteada en este trabajo de diseño, compuesta por la losa de cimentación y micropilotes, con un diseño de estabilización de la ladera cercana al sitio de estudio.
4. Valorar la utilización del material de sitio como agregado fino para mezclas de concreto y rellenos, mediante la realización de ensayos que así lo acrediten.


1.12. Bibliografía

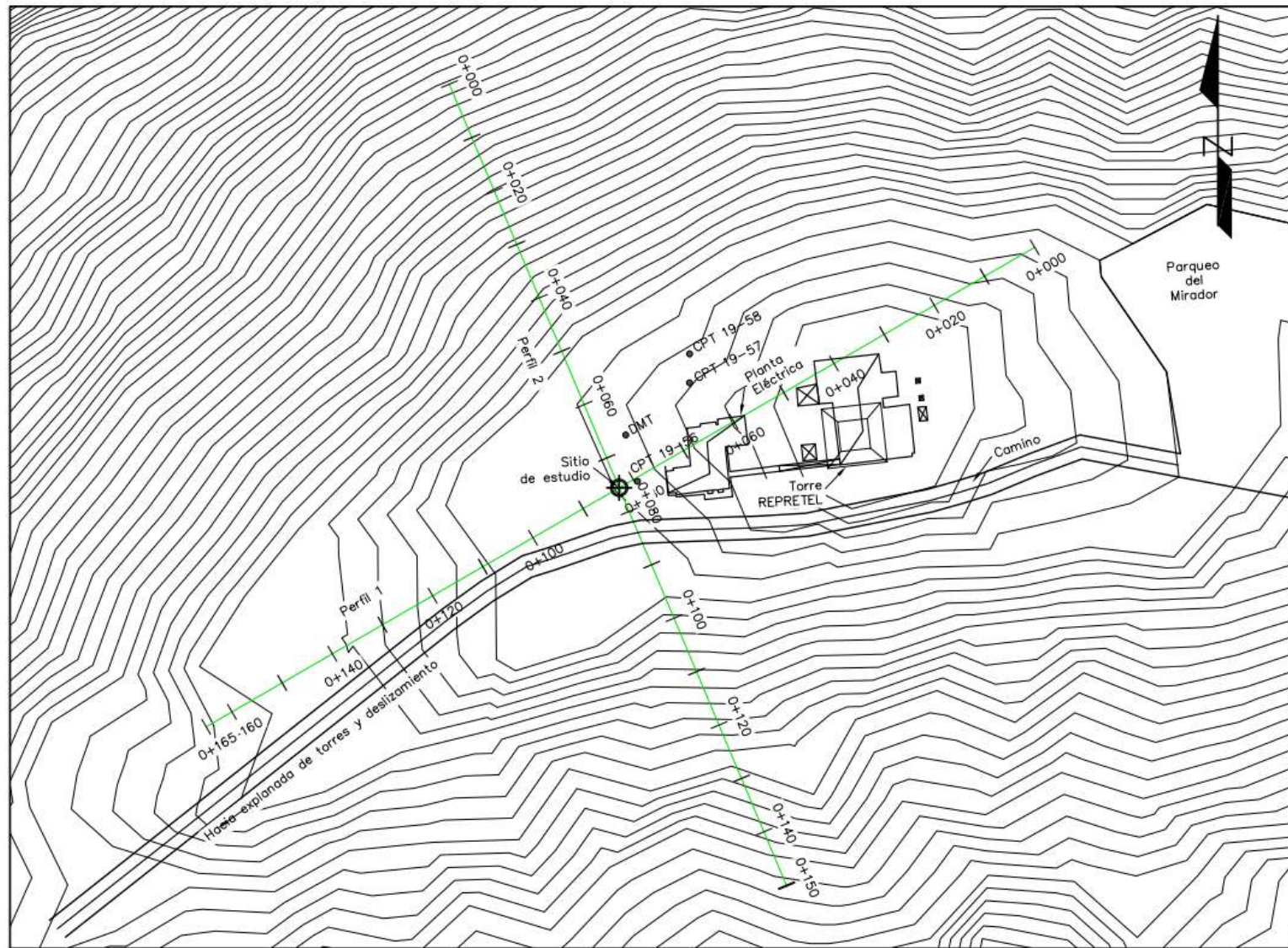
- Alpizar, Y., Vargas, P. (2016) Balance hídrico de la cima de los volcanes Irazú y Turrialba y su afectación a la actividad hidrotermal superficial, 75 – 76.
- Alvarado, G., Carr, M., Brent, T., & Swisher III, C. (2006). Recent volcanic history of Irazú volcano, Costa Rica: Alteration and mixing of two magma batches, and pervasive mixing. *Geological Society of America*, 259-276.
- Braja, Das. (2012) *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. Cengage Learning, 133 – 176.
- Bowles, J. (1997) *Foundation Analysis and Design*, McGraw – Hill, 213 – 266.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica*.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. (2009). *Código de Cimentaciones de Costa Rica*.
- Dirección General de Carreteras, Secretaría de Estado de Infraestructuras y Planificación, Ministerio de Fomento (2005). *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera*.
- Montero, W., Alvarado, G. (1995) El terremoto de Patillos del 30 de diciembre de 1952 ($M_s = 5,9$) y el contexto neotectónico de la región del volcán Irazú, Costa Rica.
- Muller, C., Pacheco, J., Angarita, M., Alvarado, G., Sánchez, B., Avaró, G. (2020) El deslizamiento de las Torres del Irazú del 2020 (Costa Rica): antecedentes, colapso y situación actual.
- Schmidt, V. (2008). Correlaciones a partir de la intensidad de Arias para datos acelerográficos de Costa Rica. *Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica. Revista Geológica de América Central*, 95 – 117.
- Soto, G., Sjöbohm, L. (2015). Escenarios de amenaza del volcán Irazú (Costa Rica): Una aproximación preliminar, 8 – 64.
- Sowers, G, Sowers, F. (1972) *Introducción a la Ingeniería de Cimentaciones*. Editorial Limusa-Wiley, 121 – 208.

U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. (2005). Micropile Design and Construction – Reference Manual, 5 –0 – 5-50.

1.13. Anexo

Anexo 1	Planos constructivos
----------------	----------------------

<p>UNIVERSIDAD DE COSTA RICA</p> <p>MAESTRÍA PROFESIONAL EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA</p> <p>CURSO: TALLER DE DISEÑO I PF-2000</p> <p>PROFESOR: ING. OSCAR CALVO CARRANZA, MSc.</p> <p>ALUMNO: ING. FLORIA QUESADA CALVO</p> <p>II SEMESTRE</p> <p>2020</p>	<p>PROYECTO FINAL DEL TALLER DE DISEÑO I</p> <hr/> <p>OBRA:</p> <p>TORRE DE TELECOMUNICACIONES, CENCE – ICE</p> <p>VOLCÁN IRAZÚ</p> <hr/> <p>INDICE DE LÁMINAS</p> <p>LÁMINA 1 – PORTADA</p> <p>LÁMINA 2 – PLANTA CURVAS DE NIVEL (SITIO DE ESTUDIO)</p> <p>LÁMINA 3 – MODELO GEOTÉCNICO (PERFILES 1 & 2)</p> <p>LÁMINA 4 – CIMENTACIÓN (DETALLES CONSTRUCTIVOS)</p> <p>LÁMINA 5 – ESPECIFICACIONES TÉCNICAS</p>								
 <p>UNIVERSIDAD DE COSTA RICA</p> 	<p>TORRE CENCE – VOLCÁN IRAZÚ</p> <p>PORTADA</p> <table border="1" style="float: right; border-collapse: collapse; text-align: left;"> <tr> <td style="font-size: 8px;">DISEÑO: Ing. Floria Quesada Calvo</td> <td style="font-size: 8px;">LAMINA N°</td> </tr> <tr> <td style="font-size: 8px;">DIBUJO: Ing. Floria Quesada Calvo</td> <td style="text-align: center; font-size: 12px;">1</td> </tr> <tr> <td style="font-size: 8px;">REVISÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="font-size: 8px;">APROBO: Ing. Oscar Calvo Carranza</td> <td style="text-align: center; font-size: 12px;">5</td> </tr> </table>	DISEÑO: Ing. Floria Quesada Calvo	LAMINA N°	DIBUJO: Ing. Floria Quesada Calvo	1	REVISÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza		APROBO: Ing. Oscar Calvo Carranza	5
DISEÑO: Ing. Floria Quesada Calvo	LAMINA N°								
DIBUJO: Ing. Floria Quesada Calvo	1								
REVISÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza									
APROBO: Ing. Oscar Calvo Carranza	5								



VISTA EN PLANTA
 Sitio de estudio
 ESCALA 1:1000

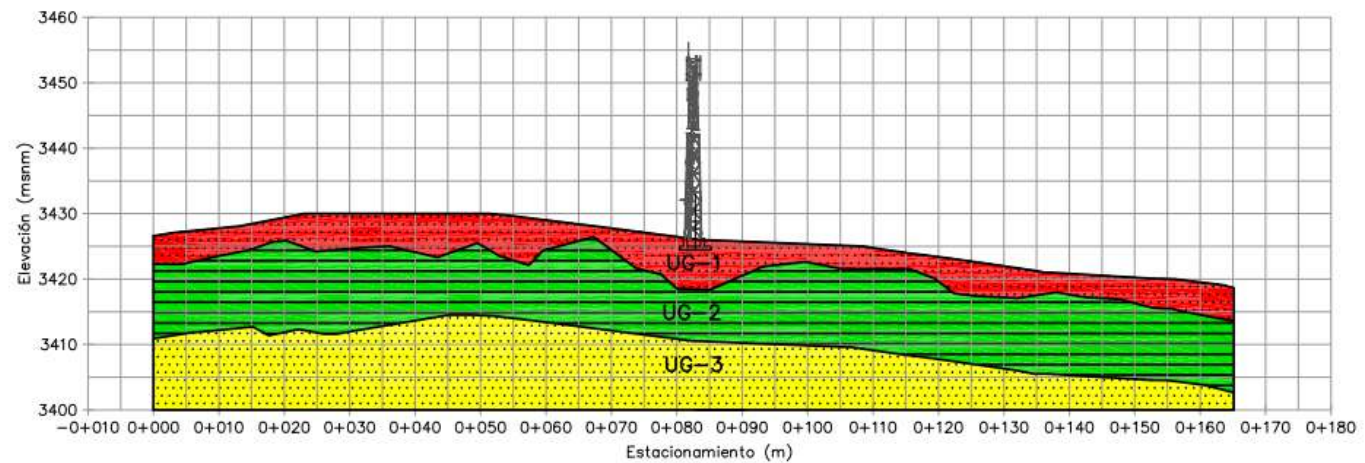
Ensayo	Profundidad (m)	CRTM-05	
		Norte (m)	Este (m)
DMT	8,40	1103127	515925
CPT-19-56	8,60	1103119	555927
CPT-19-57	1,70	1103136	515936
CPT-19-58	1,35	1103141	515936



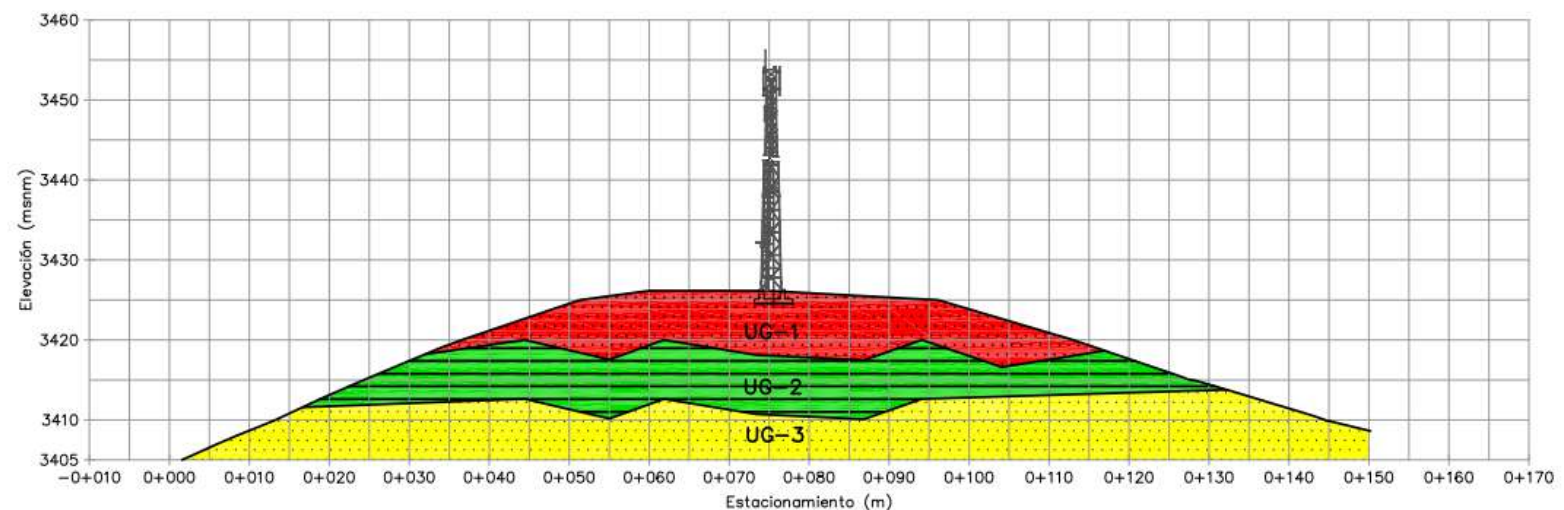
SEP Sistema de Estudios de Posgrado

TORRE CENCE – VOLCÁN IRAZÚ
 PLANTA CURVAS DE NIVEL – SITIO DE ESTUDIO

DISEÑO: Ing. Floria Quesada Calvo	LAMINA N°
DIBUJO: Ing. Floria Quesada Calvo	2
REVISÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza	5
APROBO: Ing. Oscar Calvo Carranza	



PERFIL 1
Condición actual del terreno
ESCALA 1:1000



PERFIL 2
Condición actual del terreno
ESCALA 1:1000

Litología	Simbología	Descripción	Unidad geotécnica
Tobas	[Red pattern]	Tobas gruesas disgregables poco compactas	UG1
Cenizas	[Green pattern]	Cenizas finas medias a poco soldadas	UG2
Lavas	[Yellow pattern]	Lavas fracturadas	UG3

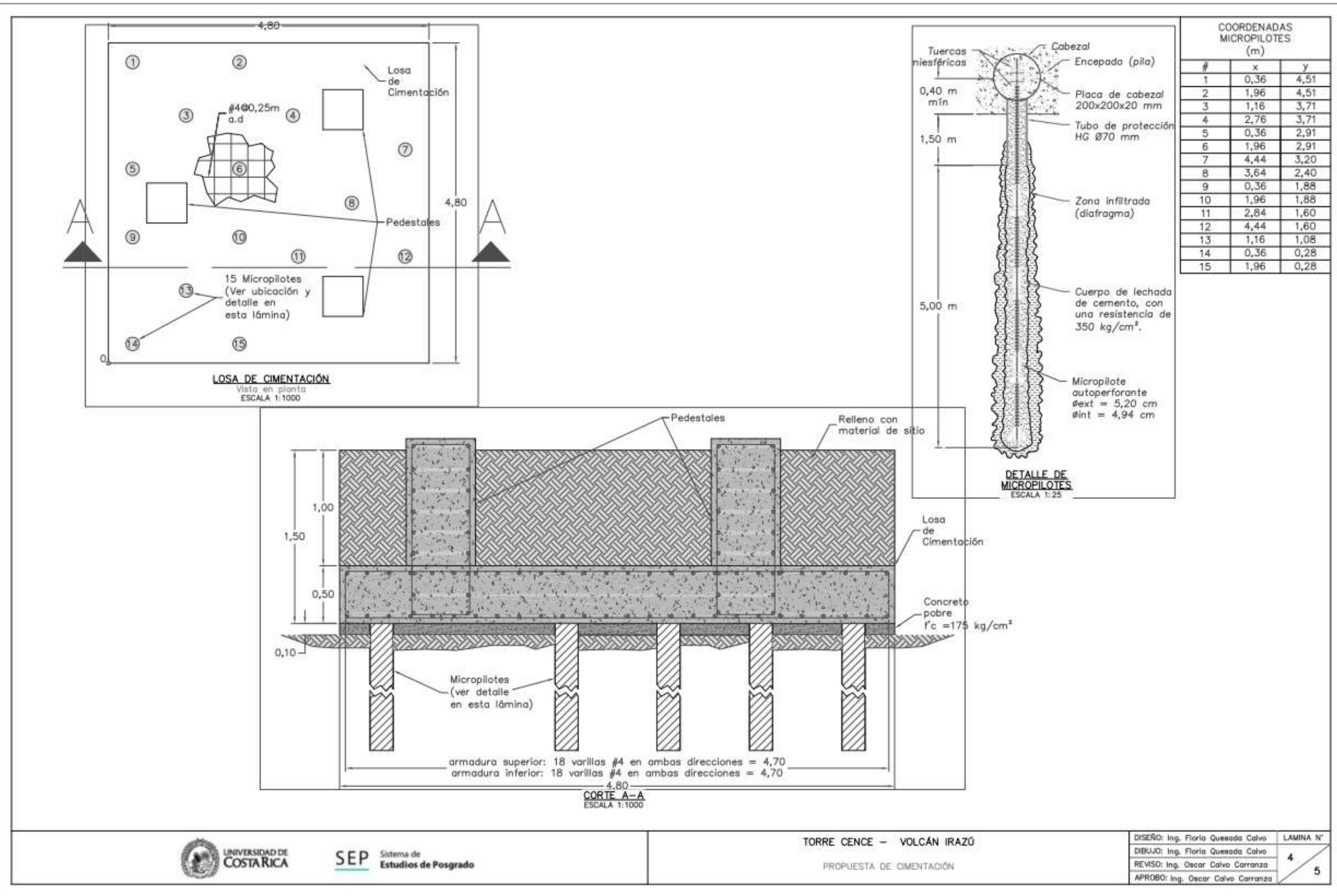
Modelo Geomecánico													
Unidad geotécnica	Material	γ_t (kN/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	E (MPa)	Ángulo de fricción (°)	Granulometría			humedad natural (%)	Límites de Atterberg		
							%Grava	%Arena	%Finos		LL	LP	IP
UG1	Tobas	20	2,7	0,9	45	38	3	90	8	11,3	No plástico	No plástico	No plástico
UG2	Cenizas	19	0,9	0,3	45	34	-	-	-	-	-	-	-
UG3	Brechas	24	1,2	0,4	1000	38	-	-	-	-	-	-	-



SEP Sistema de Estudios de Posgrado

TORRE CENCE – VOLCÁN IRAZÚ
PERFILES 1 & 2
MODELO GEOTÉCNICO

DISEÑO: Ing. Floria Quesada Calvo	LAMINA N°
DIBUJO: Ing. Floria Quesada Calvo	3 / 5
REVISO: Ing. Oscar Calvo Carranza	
APROBO: Ing. Oscar Calvo Carranza	



NOTAS GENERALES:

- 1- Coordenadas geográficas en CRTM-05.
- 2- Elevación en metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.)
- 3- Curvas de nivel cada 2 metros.
- 4- Los contactos entre unidades geológicas son inferidos, por lo tanto se trazaron de manera aproximada con base en los resultados de la investigación realizada.

Parámetros de control de calidad para el concreto de la losa de cimentación propuesta por el fabricante de la torre:

Parámetro	Valor	Unidad de medida	Norma ASTM por cumplir	Frecuencia del muestreo
Fluencia del acero	420	MPa	ASTM A370	Cada 1000 kg o cuando haya cambio de proveedor
Moldeo de cilindros de concreto	-	-	ASTM C31	Al menos una vez al día o cada 50 m ³
Resistencia del concreto	350	MPa	ASTM C39	Cada 7, 14 y 28 días
Asentamiento del concreto	150 ± 20	mm	ASTM C143	Cada vez que se tomen cilindros

Parámetros de control de calidad para la losa de cimentación:

Parámetro	Valor	Unidad de medida	Norma ASTM por cumplir	Frecuencia del muestreo
Espesor de capa del material	200	mm	-	Cada capa de relleno colocada
Deformabilidad de los materiales	45	MPa	ASTM D1194	Al menos 6 ensayos sobre el nivel de fundación definido
Densidad de los materiales por medio del densímetro nuclear	21,5	kN/m ³	ASTM D2922	Cada espesor de capa
Densidad de los materiales por medio del anillo	21,5	kN/m ³	ASTM D5030	Cada espesor de capa

Parámetros de control de calidad para la lechada:

Parámetro	Valor	Unidad de medida	Norma ASTM por cumplir	Frecuencia
Relación agua / cemento	0,5	adim	-	-
Moldeo de prismas de lechada	-	-	ASTM C1019	-
Resistencia a la compresión de la lechada	35	MPa	ASTM 476	Cada 28 días
Asentamiento de la lechada	200 - 280	mm	ASTM C143/C143M	Cada vez que se tomen cilindros

Parámetros de control de calidad para el acero de refuerzo de los micropilotes:

Parámetro	Valor	Unidad de medida	Norma ASTM por cumplir	Frecuencia del muestreo
Resistencia del acero	460	MPa	ASTM A370	Cada 1000 kg o cuando haya cambio de proveedor
F _y	4700	kg/cm ²		
Diámetro externo	5,2	cm	-	-
Diámetro interno	4,94	cm	-	-
Espesor	1,3	cm		

Cantidades de materiales:

- Volumen de la losa de cimentación: 12,81 m³
- Volumen de relleno sobre la losa de cimentación: 21,74 m³
- Volumen de concreto pobre: 2,34 m³



2. CAPÍTULO 2: DISEÑO DE SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN PARA UN TALUD COLINDANTE CON UNA CARRETERA

Resumen

Este trabajo presenta el caso de un talud, ubicado en la región Brunca de Costa Rica, y localizado al costado de la ruta nacional 34, carretera que es de suma importancia, no solamente para esta región, sino para el país. Este talud ha sufrido desprendimientos de material, debido a las características de éste y a las condiciones climáticas y sísmicas de la zona. Además, el talud cuenta con una estratigrafía compuesta por suelos residuales provenientes de la degradación de rocas de origen sedimentario, y cuya topografía es pronunciada, ya que la altura del talud asciende a los 36,00 m.

Con el fin de brindar una solución a la problemática del sitio, se realiza un análisis de estabilidad mediante la metodología de equilibrio límite, en la cual se considera que el elemento que brindará soporte al medio, estará conformado por un muro de *soilnailing*. Una vez verificada la estabilidad del talud mediante este sistema constructivo, se realizó el diseño de los elementos estructurales que lo componen, mediante la utilización de la metodología descrita en el FHWA (2015). Posteriormente se realizó una verificación de la capacidad hidráulica del sistema de cunetas propuesto.

Finalmente, una vez definida la configuración del muro de *soilnailing*, se realizaron las especificaciones técnicas, planos y presupuesto del mismo.

Abstract

This paper presents the case of a slope, located in the Brunca region of Costa Rica, at one side of National Route 34, a highway that is of great importance, not only for this region, but for the country. This slope has suffered material detachments, due to its characteristics and the climatic and seismic conditions of the area. In addition, the slope has a stratigraphy composed of residual soils from the degradation of rocks of sedimentary origin, and whose topography is pronounced, since the height of the slope is 36.00 m.

In order to provide a solution to the problem of the site, a stability analysis is carried out using the limit equilibrium methodology, in which it is considered that the element that will provide support to the environment will be made up of a soilnailing wall. Once the stability of the slope was verified through this construction system, the design of the structural elements was carried out, using the methodology described in the FHWA (2015). Subsequently, a verification of the hydraulic capacity of the proposed hydraulic system was carried out.

Finally, once the configuration of the soilnailing wall was defined, the technical specifications, plans and budget were made.

2.1. Aspectos Generales

2.1.1. Antecedentes

El desarrollo económico y social de los pueblos depende, en gran medida, del desarrollo de la infraestructura vial. Desde tiempos antiguos se entendió la importancia de mantener y extender las rutas, con el fin de conectar los pueblos y que éstos se desarrollaran. Por ejemplo, antiguamente los romanos, específicamente en Cartago, fueron los primeros constructores de caminos que sirvieron para propósitos militares y de defensa. Sin embargo, el estado romano entendió que para contar con el desarrollo social y económico se debía contar con carreteras transitables, tanto así que ellos construyeron aproximadamente 100 000 km de caminos, comparable a la red interestatal actual de los EEUU. En América los pueblos originarios tales como los mayas, incas, e incluso, pueblos precolombinos costarricenses, también desarrollaron su red de calzadas con propósitos económicos sociales y culturales.

En la actualidad, para que un país pueda desarrollar su economía y su sociedad, debe construir y darles mantenimiento a las carreteras con el fin de permitir el tránsito vehicular, así como también lograr que éstas sean seguras para los usuarios, y Costa Rica no es la excepción.

La red vial costarricense cuenta actualmente con una densidad de 850 m de carretera por kilómetro cuadrado, que se clasifica como “alta”, pues su valor es superior a países de la región y de EEUU. Sin embargo, esto significa un problema, pues los recursos para su mantenimiento son limitados, además de que la precipitación promedio anual es mayor a los 2000 mm y la topografía es variable, en donde ambas condiciones hacen que aumente el deterioro de las carreteras, y finalmente, la red vial está expuesta a eventos climáticos y geológicos de fuerza mayor, tales como sismos, huracanes y tormentas.

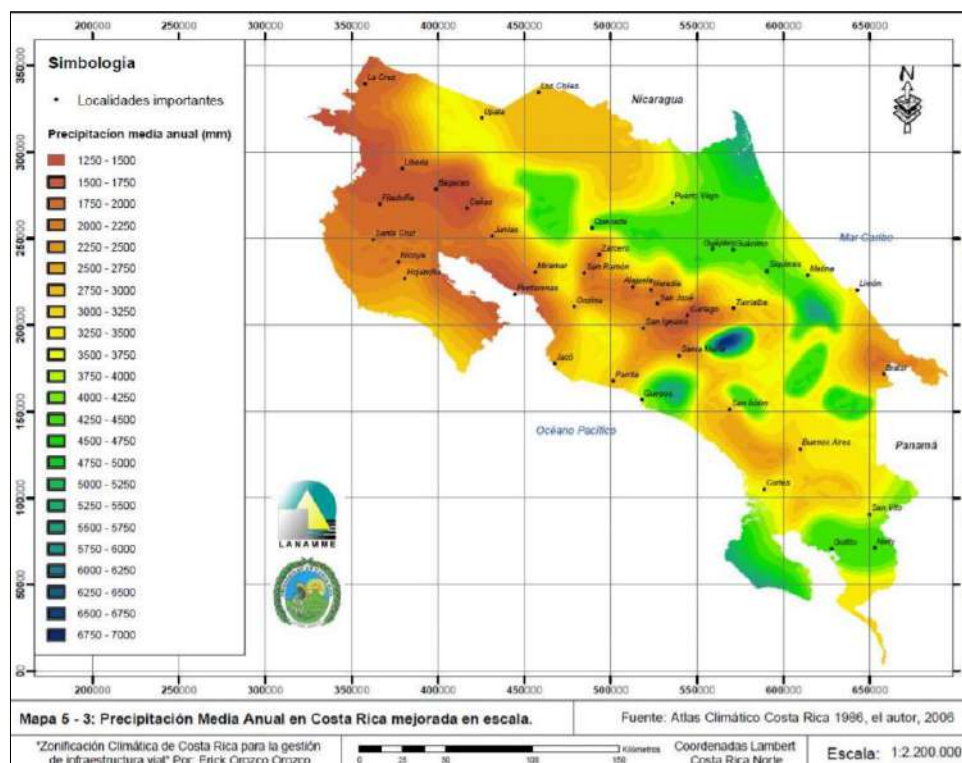


Figura 2.1. Precipitación media anual en Costa Rica

Fuente. Atlas Climático de Costa Rica

En particular, la región Brunca de Costa Rica es afectada constantemente por la topografía, precipitación y eventos climáticos y geológicos extraordinarios. En este sentido, el Atlas Climático de Costa Rica, en esta zona la precipitación media anual ronda los 3000 mm hasta los 5000 mm (ver Figura 2.1).

Por otra parte, la misma región anteriormente mencionada se caracteriza por su alta sismicidad, pues según el CSCR-2010, se encuentra en la Zona Sísmica IV, por lo que la aceleración pico del suelo puede oscilar entre los 0,36 cm/s a 0,40 cm/s, los cuales corresponden a los valores de aceleración más altos del país (ver Figura 2.2).

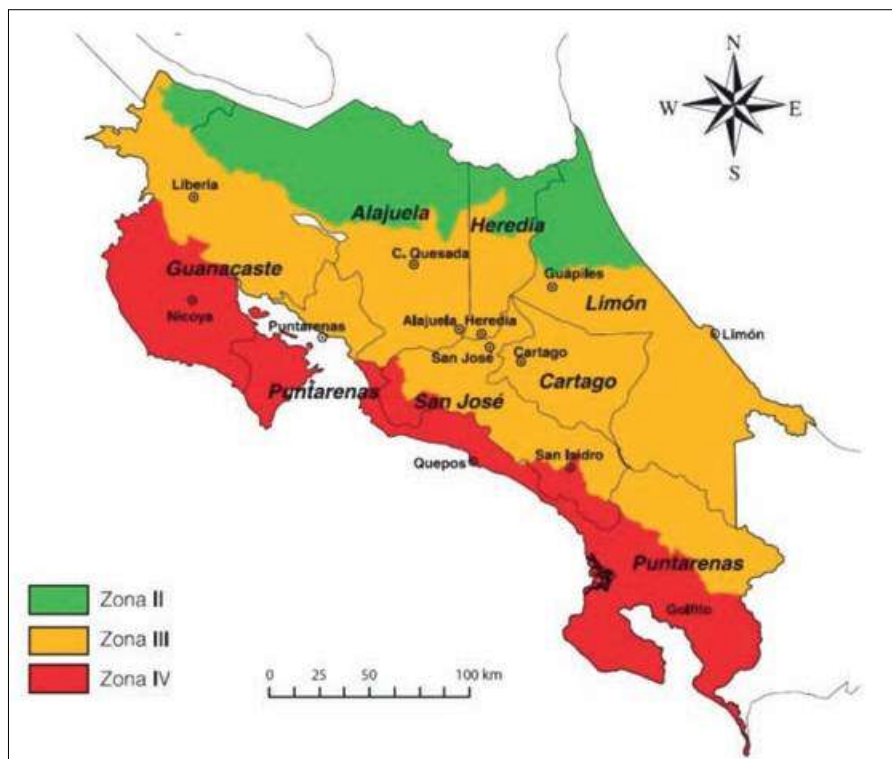


Figura 2.2. Zonificación Sísmica de Costa Rica)

Fuente. Código Sísmico de Costa Rica 2010

Con respecto a las vías de comunicación que unen a la región Brunca con el Gran Área Metropolitana, existen dos carreteras que son importantes para el desarrollo de la región, y para la comunicación vía terrestre con Panamá: la ruta 2 – Carretera Interamericana Sur, y la ruta 34 – Pacífica Fernández Oreamuno, que inicia desde Pozón ubicado en el cantón de Orotina en la Provincia de Alajuela, hasta el poblado de Palmar Norte, ubicado al sur de la Provincia de Puntarenas. La ruta 34 tiene una longitud total de 234 km.

En el Plan Nacional de Transporte del Ministerio de Obras Públicas y Transporte de Costa Rica (PNT-MOPT) indica que la ruta 34 se encuentra en la Jerarquía Funcional de Referencia, y se clasifica como parte de la Red de Alta Capacidad (ver Figura 2.3).



*Figura 2.3. Jerarquía Funcional de Referencia
Plan Nacional de Transporte 2011 - 2035*

Fuente. Ministerio de Obras Públicas y Transportes

En el año 2010, el CONAVI muestra en el mapa de la Red Vial Nacional Estratégica de Costa Rica (ver Figura 2.4), en el cual la ruta 34 es clasificada como “ruta nacional” y también que esta carretera forma parte de la “red estratégica prioritaria, conexión Fronteras Puertos”; por lo anteriormente mencionado es la importancia de darle mantenimiento a esta ruta de forma constante.

Es así como en un sitio en particular de esta ruta, entre los poblados de Ciudad Cortés y Palmar Norte, existen laderas con altas pendientes y que en el pasado se perdieron estabilidad por lo que provocaron la caída de material en la ruta 34.

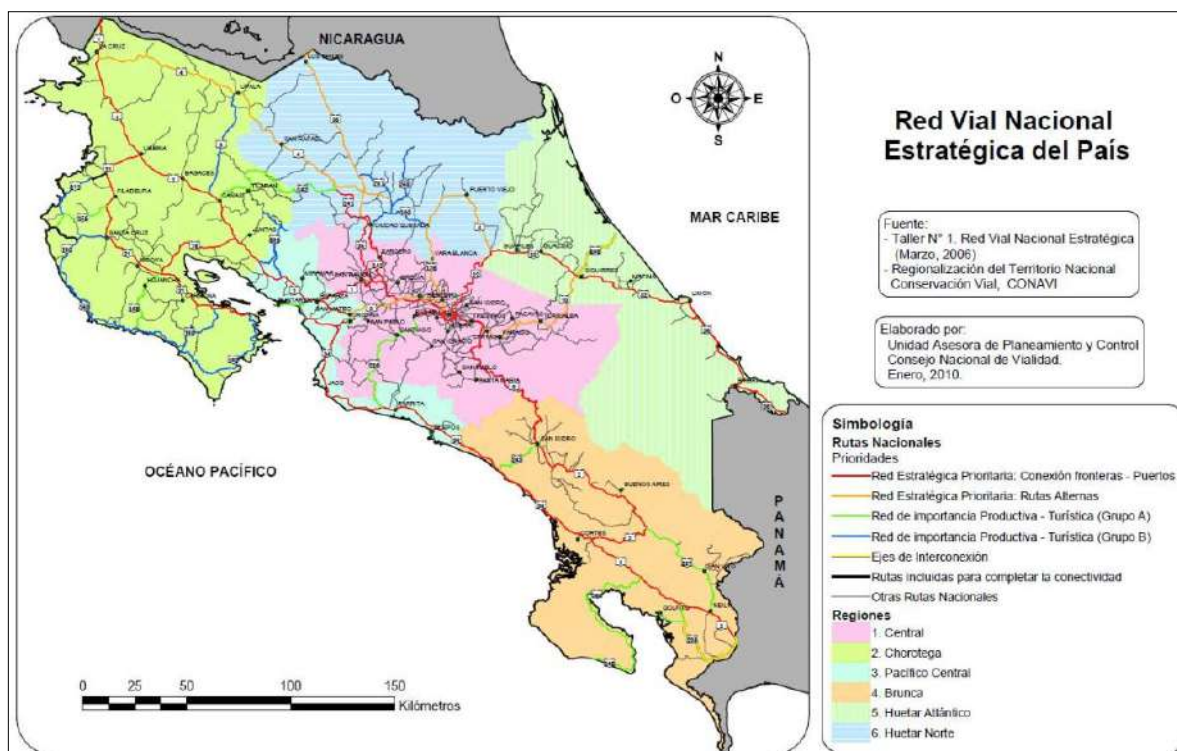


Figura 2.4. Red Vial Nacional Estratégica de Costa Rica

Fuente. CONAVI

En ese trayecto existe un talud que requiere ser estabilizado, pues ha sufrido desprendimientos en el pasado debido a los factores típicos de la región que fueron mencionados en párrafos anteriores. En este sentido, se propone solucionar el problema de la estabilidad del talud en este sitio mediante el diseño y construcción de un muro con el sistema *soilnailing*, pues es de suma importancia mantener el paso de vehículos por esta ruta, así como brindarle seguridad a los usuarios de esta ruta nacional.

Entre las características generales del sitio, se puede mencionar de manera preliminar que el talud a estabilizar mediante el sistema *soilnailing* cuenta con una pendiente de 36° , su altura es de 32,00 m y abarca una longitud al lado de la carretera de 33,40 m, tal y como se muestra en la Figura 2.5.

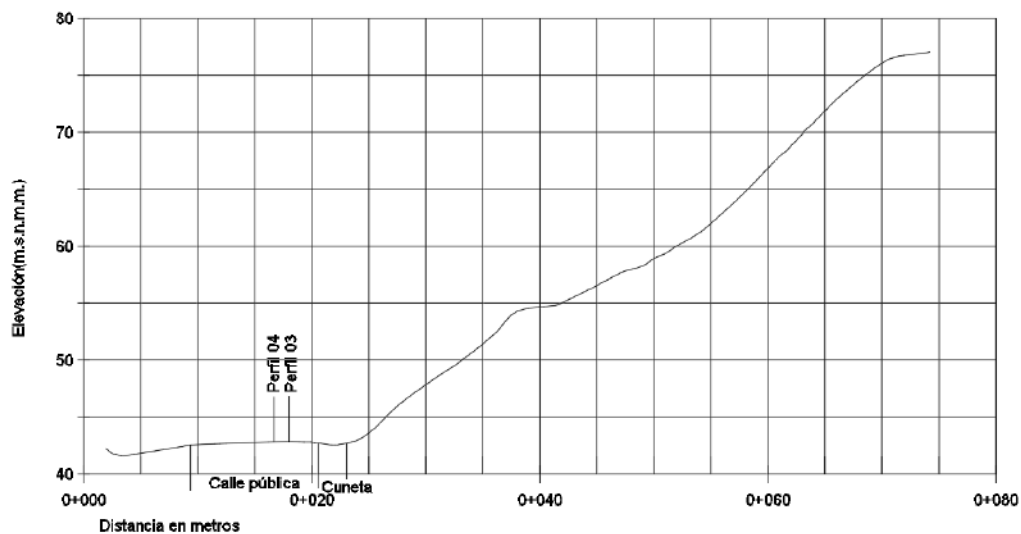


Figura 2.5. Perfil del talud carretero
Fuente. Elaboración propia

2.1.2. Objetivos

2.1.2.1. Objetivo General

Diseñar una estructura tipo *soilnailing* que aporte estabilización al talud carretero de la ruta 34, en la región Brunca.

2.1.2.2. Objetivos específicos

1. Investigar el contexto geológico local y regional del sitio donde se ubica el sitio de estudio, con el objetivo de que éste apoye el marco geológico-geotécnico.
2. Determinar las propiedades de los materiales que componen las distintas unidades geotécnicas identificadas, para definir el modelo geomecánico.
3. Estudiar la estabilidad del talud con el nuevo sistema de sostenimiento, tipo *soilnailing*.
4. Establecer las especificaciones técnicas a considerar para el proceso constructivo y el monitoreo de la obra.

5. Elaborar los planos del diseño del muro.
6. Realizar el presupuesto para la construcción de las obras de cimentación de la estructura.
7. Proponer elementos que mitiguen en la zona, el impacto ambiental.

2.1.3. Importancia

Como se mencionó con anterioridad, la ruta 34 es vital para el desarrollo económico y social de la región Brunca, como también es una carretera que comunica a Costa Rica con Panamá, y eso por ello que es de suma importancia estabilizar el talud mediante una estructura como lo son los muros de *soilnailing*.

De esta manera se evitaría que la ruta fuera obstaculizada por el material desprendido, lo que significa que los vehículos podrían transitar normalmente, así como también se garantizaría la seguridad de los usuarios de la ruta.

Es por ello que con el presente trabajo se establecería un diseño del sistema de estabilización tipo *soilnailing* a este talud carretero en particular.

2.1.4. Limitaciones

Entre las limitantes que existen para el desarrollo del presente trabajo, se señalan las siguientes:

1. Se lograron obtener muestra de suelo obtenidas hasta la profundidad de 3,60 m aproximadamente. No se obtuvieron muestras en estratos inferiores, por lo que la litología se obtuvo a partir de tomografías eléctricas.

2. La profundidad del nivel freático no fue posible ubicarla con los ensayos de campo ejecutados, por lo que la determinación de éste y su influencia o no en el sitio de estudio, no será parte del presente trabajo.
3. Se realizó análisis de equilibrio límite para el desarrollo de las superficies de falla, mediante el *software* Slide de Rocscience.

2.1.5. Exclusiones

Como principal y única exclusión del presente trabajo, es que, en el desarrollo del análisis de la estabilidad del talud y del diseño del muro de *soilnailing*, no se contempló la evaluación de esfuerzos y deformaciones.

2.1.6. Metodología

Para el presente trabajo se plantea la metodología a seguir según la Figura 2.6, en donde se realizará el diseño del muro de *soilnailing* mediante el análisis de equilibrio límite, una vez definido el modelo geotécnico y las unidades geotécnicas. Una vez cumplida esta etapa, se diseñarán los elementos que componen el muro, mediante la metodología propuesta por la FHWA (2015).

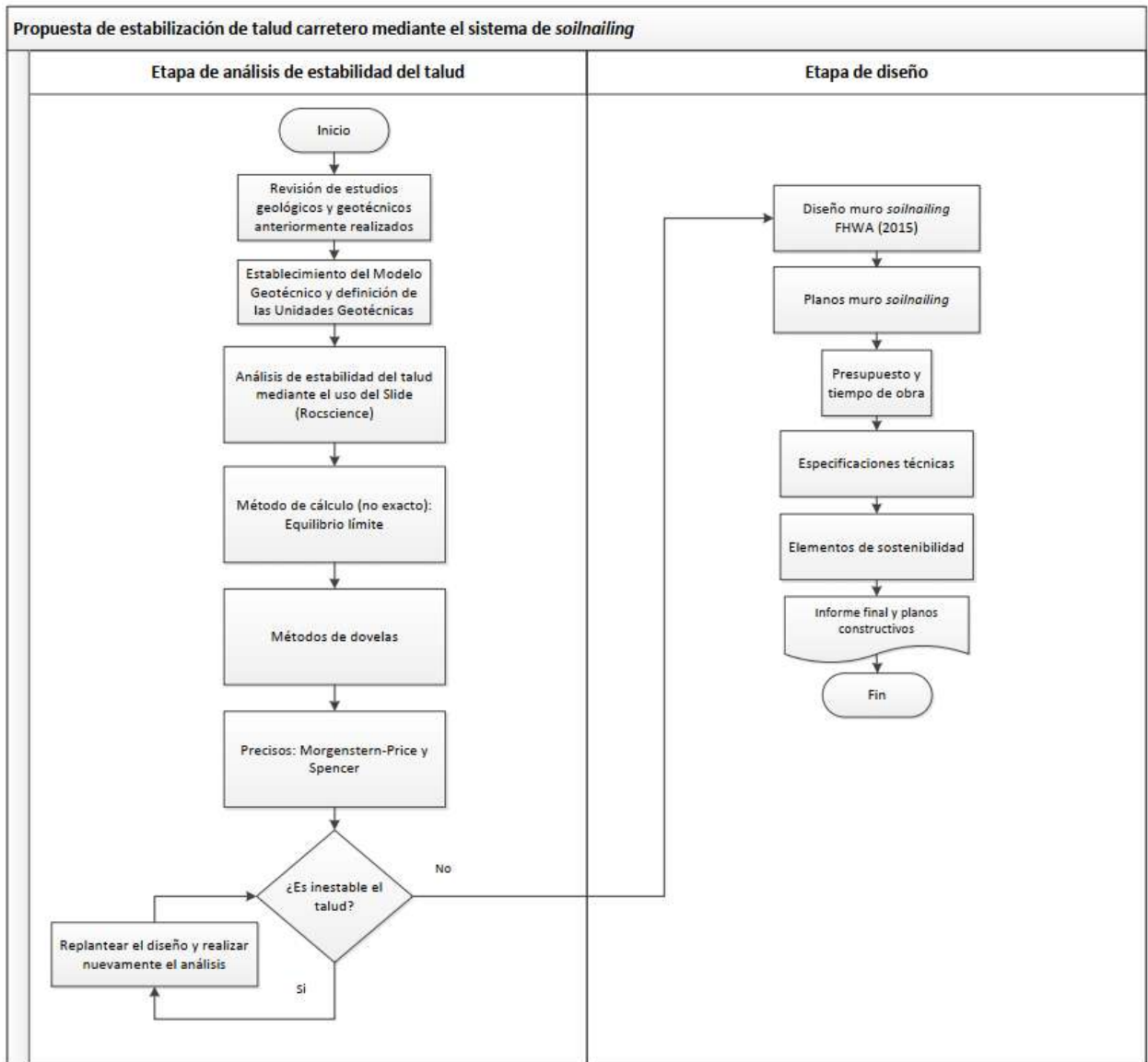


Figura 2.6. Metodología planteada

Fuente. Elaboración propia

2.2. Marco teórico

2.2.1. Análisis de Estabilidad

Las propiedades geomecánicas de los materiales que componen el suelo están llamadas a resistir fuerzas inestabilizantes, tales como las de la gravedad, presión de agua, sismo, entre otras; sin embargo, cuando las fuerzas resistentes son superadas por aquellas que favorecen la inestabilidad del medio, es cuando sobrevienen los desprendimientos o deslizamientos.

El análisis de estabilidad es el que determina la seguridad de un talud o de una ladera, y éste consiste en determinar y comparar el esfuerzo cortante que se desarrolla a lo largo de la superficie que tiene más probabilidad de ocurrir con base en la resistencia al corte del suelo. Los métodos de análisis de estabilidad contemplan el comportamiento de las fuerzas que estabilizan o no la ladera o el talud.

Existen diversos tipos de análisis de estabilidad de taludes, los cuales consideran distintos mecanismos de rotura y condiciones geométricas del talud, como el caso del talud infinito, el cual presenta un estrato homogéneo en todas direcciones y en el que la falla se da a una profundidad mucho mayor que la altura del talud. Así mismo, se analizan los taludes finitos por el tipo de superficie de falla, ya sea plana o circularmente cilíndrica, y es este último tipo de análisis el que se va a considerar en el presente trabajo.

Das (2015) indica que hay dos procedimientos de análisis de estabilidad para el caso de una falla circular: procedimiento de masa y método de dovelas. El primero considera que la masa del suelo arriba de la superficie de deslizamiento es unitaria y que el suelo es homogéneo. El segundo divide esa masa de suelo en varias dovelas verticales y paralelas entre sí, y calcula la estabilidad de cada una de ellas, tomando en cuenta la presión del agua de poro, el esfuerzo normal a lo largo de la superficie de falla y la no-homogeneidad de los suelos. En el presente documento se hará el desarrollo del análisis de estabilidad del talud, considerando el método de las dovelas.

2.2.1.1. Metodologías para el análisis de estabilidad

Según Suarez (2009), dentro de las metodologías disponibles, se encuentran los métodos de equilibrio límite, los métodos numéricos y los métodos dinámicos para el análisis de caídos de roca y flujos, entre otros.

Los métodos numéricos son la técnica que muestra la mejor aproximación de las condiciones de estabilidad en la mayoría de los casos de evaluación de estabilidad de taludes. Sin embargo, los métodos de equilibrio límite, son más sencillos de utilizar y permiten analizar los casos de falla traslacional y de falla rotacional, así como las fallas de inclinación (“*toppling*”) y las fallas en cuña.

Suarez (2009) también indica que los factores que generan el deslizamiento pueden ser complejos y muy difíciles de modelar, pero que existen algunas herramientas que utilizan elementos finitos, diferencias finitas, elementos discretos y modelos dinámicos. Igualmente, se pueden integrar al análisis modelaciones de hidrogeología y las sollicitaciones sísmicas. En la Tabla 2.1 se presenta una descripción de la metodología de equilibrio límite, los insumos que requiere, ventajas y limitaciones.

Tabla 2.1. Metodología de equilibrio límite

Método	Parámetros utilizados	Ventajas	Limitaciones
Límite de equilibrio	Topografía del talud, estratigrafía, ángulo de fricción, cohesión, peso unitario, niveles freáticos y cargas externas	Existe una gran cantidad de paquetes de software para su análisis. Se obtiene un factor de seguridad. Analiza superficies curvas, rectas, cuñas, inclinaciones, etc. Análisis en dos y tres dimensiones con muchos materiales, refuerzos y condiciones de nivel de agua.	Genera un número único de factor de seguridad sin tener en cuenta el mecanismo de inestabilidad. El resultado difiere de acuerdo con el método que se utilice. No incluye análisis de las deformaciones.

Fuente. Das, 2015

Suarez (2009) indica que un análisis de equilibrio límite permite obtener un factor de seguridad mediante un análisis regresivo que obtiene los valores de la resistencia al cortante en el momento de la falla. Una vez que se determinaron las propiedades de resistencia al cortante en el suelo, las presiones de poro y otras propiedades del medio y del talud, se puede proceder a calcular el factor de seguridad del talud.

Este análisis de estabilidad consiste en determinar si existe suficiente resistencia en los suelos del talud para soportar los esfuerzos de cortante que tienden a causar la falla o deslizamiento.

Suarez (2009) agrega que la mayoría de los métodos de equilibrio límite tienen en común la comparación entre los momentos resistentes y actuantes sobre una determinada superficie de falla. Las variaciones principales de los diversos métodos son, el tipo de superficie de falla y la forma de cómo actúan internamente las fuerzas sobre la superficie de falla.

2.2.1.2. Concepto del factor de seguridad

Suarez (2009) indica que el factor de seguridad se utiliza para conocer factor de amenaza para que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1922) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “límite de equilibrio” donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie. Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del factor de seguridad:

$$FS = \frac{\sum \text{Esfuerzo cortante resistente}}{\sum \text{Esfuerzo cortante actuante}} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Otro criterio es dividir la masa que se va a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos:

$$FS = \frac{\sum \text{Momento resistente}}{\sum \text{Momento actuante}} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

2.2.1.3. Concepto superficie de falla

Suarez (2009) indica que el término superficie de falla se utiliza para referirse a una superficie asumida a lo largo de la cual puede ocurrir el deslizamiento o la rotura del talud (ver Figura 2.7); sin embargo, este deslizamiento o rotura no ocurre a lo largo de esas superficies si el talud es diseñado adecuadamente. En los métodos de límite de equilibrio el factor de seguridad se asume que es igual para todos los puntos a lo largo de la superficie de falla; por lo tanto, este valor representa un promedio del valor total en toda la superficie. Si la falla ocurre, los esfuerzos de cortante serían iguales en todos los puntos a todo lo largo de la superficie de falla.

Generalmente, se asume un gran número de superficies de falla para encontrar la superficie de falla con el valor mínimo de factor de seguridad, la cual se denomina “superficie crítica de falla”. Esta superficie crítica de falla es la superficie más probable para que se produzca el deslizamiento; no obstante, pueden existir otras superficies de falla con factores de seguridad ligeramente mayores, los cuales también se requiere tener en cuenta para el análisis.

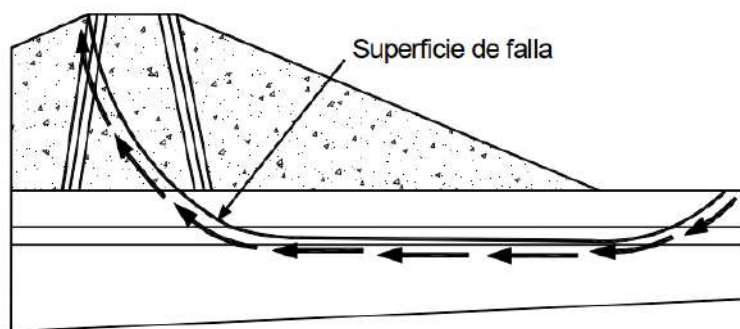


Figura 2.7. Superficie de la prueba de falla y dirección de la fuerza cortante

Fuente. Suarez, 2009

2.2.1.4. Parámetros utilizados en los análisis de equilibrio límite

Suarez (2009) indica que los modelos tienen en cuenta los factores primarios que afectan la estabilidad. Estos factores incluyen geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de los sismos, flujo de agua, propiedades de resistencia y peso unitario de los suelos, etc. Sin embargo, no todos los factores que afectan la estabilidad de un talud se pueden cuantificar para incluirlos en un modelo matemático de límite de equilibrio. Por lo tanto, hay situaciones en las cuales un enfoque de límite de equilibrio no produce resultados satisfactorios. A continuación, se indican cada uno de los parámetros utilizados en los análisis de equilibrio límite, con su correspondiente definición.

Peso unitario. El peso unitario es tal vez el parámetro más sencillo de medir para el análisis de estabilidad de los taludes, es el que influye menos en el factor de seguridad. Los pesos unitarios totales son pesos húmedos por encima del nivel freático y saturados por debajo de éste nivel. En el caso de que se utilicen pesos sumergidos, se debe ignorar la presencia de nivel freático. La densidad saturada se puede determinar asumiendo un valor de gravedad específica G , el cual se puede suponer igual a 2,68 para la mayoría de los suelos.

Resistencia al cortante. La resistencia al cortante que se va a utilizar en los análisis, pueden ser medida por alguno de los métodos de laboratorio o de campo. Se debe tener en cuenta si se trata de condiciones drenadas o no drenadas o si el análisis es realizado en

estado no-saturado. Los parámetros deben corresponder a los niveles de esfuerzos sobre las superficies de falla potenciales. En los casos en los cuales ya ha ocurrido la falla del talud, se recomienda emplear las resistencias residuales (a grandes deformaciones).

Esfuerzos totales y efectivos. Los problemas de estabilidad de taludes pueden analizarse suponiendo sistemas de esfuerzos totales o efectivos. Se puede analizar la estabilidad de un talud utilizando el método de presión efectiva, porque la resistencia del suelo es gobernada por las presiones efectivas tanto en la condición drenada, como en la condición no drenada; sin embargo, en la práctica no es posible determinar con precisión cuáles son los excesos de presión de poros que se van a generar por los cambios en las cargas (excavaciones, colocación de rellenos o cambios en el nivel de agua). Debido a esto, no es posible desarrollar análisis precisos de estabilidad en estas condiciones, utilizando procedimientos de esfuerzos efectivos. No obstante, se puede trabajar todo el análisis usando presiones efectivas, sin que se requiera especificar los valores de los excesos de poros en las condiciones no drenadas. La mayoría de los modelos de análisis trabajan con base en las presiones efectivas.

Estabilidad a corto y a largo plazo. En la estabilidad a corto plazo debe tenerse en cuenta que los suelos que no tienen un drenaje rápido, están sujetos a presiones de poros por acción de las cargas aplicadas. En la estabilidad a largo plazo, se supone que los suelos están drenados.

2.2.1.5. Método de equilibrio límite

El análisis de la estabilidad de taludes mediante el método de equilibrio límite se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. El momento de la falla ocurre cuando las fuerzas actuantes y resistentes, son iguales a lo largo de la superficie de falla y equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

Algunos métodos son precisos y otros, solamente aproximados y actualmente los programas de software facilitan realizar análisis rigurosos.

Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de éstos posee un cierto grado de precisión. En la Tabla 2.2 se muestra un listado de los métodos de análisis de taludes mediante equilibrio límite y a continuación se brinda una descripción de cada uno de ellos.

Tabla 2.2. Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Método	Superficies de Falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie.
Dovelas	Cuñas con tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre cada cuña.
Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla en espiral logarítmica. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos	Círculo de falla, el cual es analizado como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($f = 0$).
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	Fuerzas	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas, son cero.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma	Fuerzas	Asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas.
Sueco Modificado. USACE (1970)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas están inclinadas en un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas.
Spencer (1967)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Las fuerzas entre dovelas, sea asume, que varían de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

Fuente. Suarez, 2009

Método de las dovelas. Braja (2015) plantea el análisis de taludes por el método ordinario de las dovelas cuyo esquema se muestra en la Figura 2.8, donde la masa de suelo sobre la superficie de deslizamiento se divide en dovelas verticales. La anchura de cada una de éstas no necesita ser la misma, y por simplicidad, se supone que la presión de agua intersticial es 0. También se muestra las fuerzas que actúan sobre cada dovela en el diagrama de cuerpo libre de la Figura 2.8.

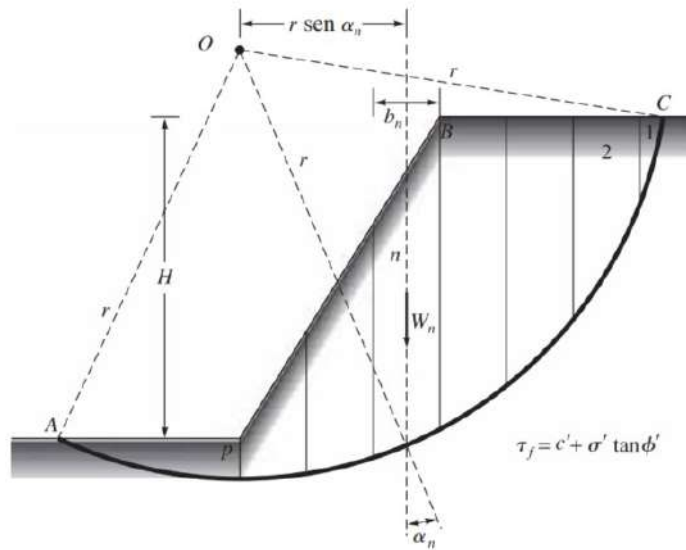


Figura 2.8. Superficie de la prueba de falla

Fuente. Das, 2015

Tal y como se muestra en la figura anterior, se define el peso específico de la dovela, W_n , al igual que las fuerzas normal y tangencial, N_r y T_r , respectivamente, componentes de la reacción R. P_n y P_{n+1} son las fuerzas normales que actúan sobre los lados de la dovela. De la misma forma, T_n y T_{n+1} son las fuerzas tangenciales que actúan sobre los lados de la dovela. Se supone que las resultantes a ambos lados de la dovela coinciden en sus líneas de acción y que son iguales en magnitud.

El método consiste en realizar iteraciones hasta encontrar el Factor de Seguridad (FS_s) mínimo que corresponde a la superficie de rotura crítica para un medio compuesto por varios estratos. El cálculo se realiza según la Ecuación 2.3.

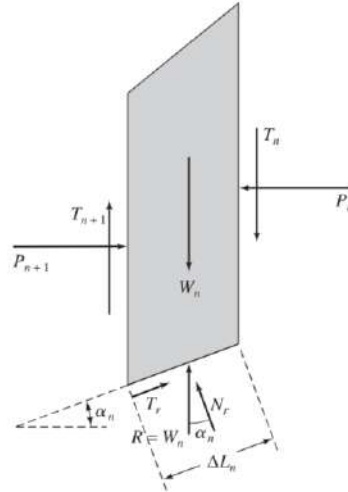


Figura 2.9. Fuerzas que actúan sobre la n-ésima dovela

Fuente. Das, 2015

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c' \Delta L_n + (W_n * \cos \alpha_n * \tan \varphi')]}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \text{sen} \alpha_n} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Donde

- c' cohesión del estrato en la dovela.
- φ' ángulo de fricción del estrato en la dovela que está en contacto con la superficie de falla.
- $\Delta L_n \approx b_n / (\cos \alpha_n)$, donde b_n es el ancho de la dovela n -ésima.
- α_n ángulo que forma la pendiente del arco perteneciente a la sección de la dovela con respecto a la horizontal, el cual puede ser positivo o negativo. Cuando es positivo, la pendiente del arco está en el mismo cuadrante del talud del terreno.

Método de Spencer. El método de Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos. El procedimiento de Spencer (1967) se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación (Figura 2.10).

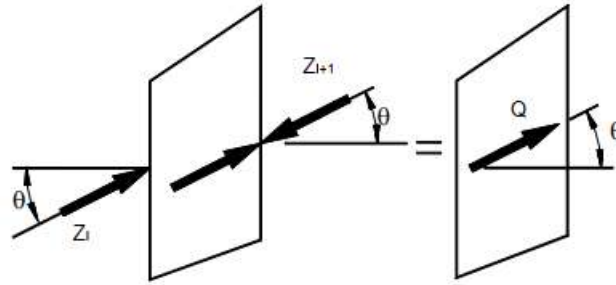


Figura 2.10. Paralelismo de las fuerzas entre dovelas en el método de Spencer

Fuente. Suárez, 2009

La inclinación específica de estas fuerzas entre partículas, es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio. Spencer inicialmente propuso su método para superficies circulares pero este procedimiento se puede extender fácilmente a superficies no circulares.

Spencer plantea dos ecuaciones una de equilibrio de fuerzas y otra de equilibrio de momentos, las cuales se resuelven para calcular los factores de seguridad F y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas θ (Figura 2.11. Paralelismo).

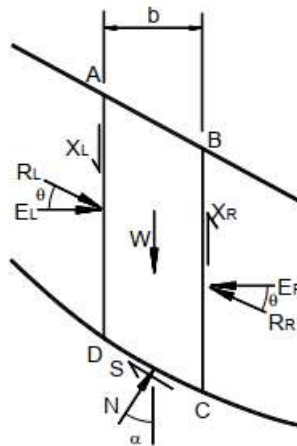


Figura 2.11. Paralelismo

Fuente. Suárez, 2009

Para resolver las ecuaciones F y θ , se utiliza un sistema de ensayo y error donde se asumen los valores de estos factores (en forma repetitiva) hasta que se alcanza un nivel aceptable de error.

Una vez se obtienen los valores de F y θ se calculan las demás fuerzas sobre las dovelas individuales. El método de Spencer se considera muy preciso y aplicable para casi todo tipo de geometría de talud y perfiles de suelo y es tal vez, el procedimiento más completo y más sencillo para el cálculo del factor de seguridad.

Método simplificado de Morgenstern-Price. El método de Morgenstern y Price (1965) asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas (ver Figura 2.12).

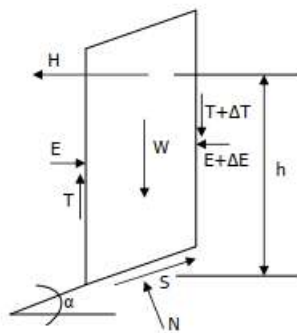


Figura 2.12. Fuerzas que actúan sobre la dovela según Morgenstern – Price
Fuente. Muelas, 2008

Esta función puede considerarse constante, como en el caso del método de Spencer, o puede considerarse otro tipo de función. La posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas, lo hace un método más riguroso que el de Spencer.

Sin embargo, esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo de factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático y hay muy poca diferencia entre los resultados del método de Spencer y el de Morgenstern y Price, el cual es un método muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelo.

La fuerza tangencial a cada lado de la dovela, T , se expresa de la siguiente manera:

$$T_n = \lambda f(x)WE_n$$

Ecuación 2.4

Donde:

$$\lambda = \frac{\sum Hh + \int_L E \tan \alpha dx}{\int_L f(x) E dx}$$

E Fuerza normal efectiva sobre el lado vertical de cada dovela
 f(x) Función a especificar por el diseñador

2.2.1.6. Limitaciones de los Métodos de Límite de Equilibrio

Suarez (2009) indica que los análisis de límite de equilibrio tienen algunas limitaciones entre las cuales se encuentran las siguientes:

- **Se basan solamente en la estática.** Como los métodos de límite de equilibrio se basan solamente en la estática y no tienen en cuenta las deformaciones ni las distribuciones de presiones.
- **Suponen los esfuerzos uniformemente distribuidos.** Es por ello que se debe tener cuidado con las concentraciones de esfuerzos debidos a la forma de la superficie de falla o a la interacción de suelo-estructura.
- **Utilizan modelos de falla muy sencillos.** El diseño de taludes utilizando solamente la modelación con métodos de límite de equilibrio es completamente inadecuado si los procesos de falla son complejos.
- **Generalmente se asume el material como isotrópico.** Generalmente se asume que el suelo es un material isotrópico y que los métodos de análisis de las superficies de falla suponen que éstas son circulares o aproximadamente circulares.

2.2.2. Sistema constructivo *soilnailing*

Según el FHWA (2015) el sistema *soilnailing* se construye mediante una secuencia "de arriba hacia abajo", donde el suelo se excava en tramos de altura limitada. Inicialmente, se instalan los anclajes y el concreto lanzado inicial para proporcionar soporte. Posteriormente, se instala un revestimiento final de concreto lanzado o de concreto fabricado in situ.

Los anclajes se instalan generalmente con un espaciado vertical de 1,22 m a 1,83 m, el cual es comparable a la altura típica de una excavación estable, que es comúnmente de 0,91 m a 1,52 m y podría ser más en algunos suelos. El espaciamiento horizontal de los pernos a menudo también está en el rango de 1,22 a 1,83 m.

La Figura 2.14 y Figura 2.14 muestran el detalle de una sección transversal de un muro de *soilnailing* en el suelo instalado para permitir la excavación en el derecho de vía para un proyecto de ampliación de carreteras. Tanto los pernos del suelo como el talud inicial y final contribuyen a la estabilidad de la excavación, debido a que éstos sostienen el suelo y transfieren cargas de la masa de suelo detrás de la pared, al concreto lanzado que soporta el suelo entre pernos y que se encuentra inmediatamente detrás de la cara, cuya función es proporcionar continuidad estructural y permite que el suelo y el muro de *soilnailing* actúen como una unidad.

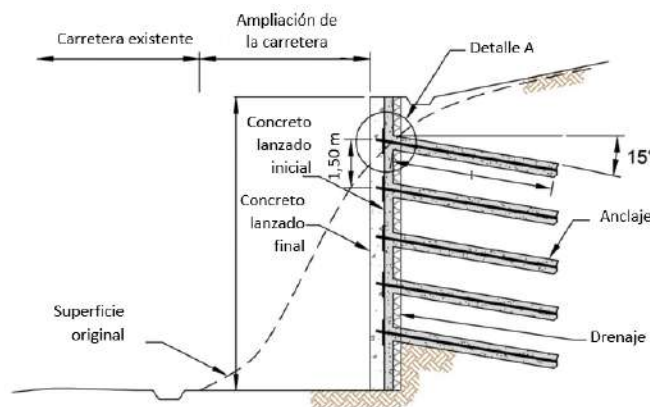


Figura 2.13. Sección típica de un muro de *soilnailing*

Fuente. FHWA-NHI-14-007, 2015

En la mayoría de proyectos de carreteras en los EEUU, los muros construidos con *soilnailing* se utilizan como estructuras permanentes de retención de tierra; sin embargo, los muros de *soilnailing* también se pueden utilizar como estructuras temporales, cuya vida útil típica sea de unos meses, por ejemplo, en obras viales cuando se utiliza como apuntalamiento de excavaciones temporales.

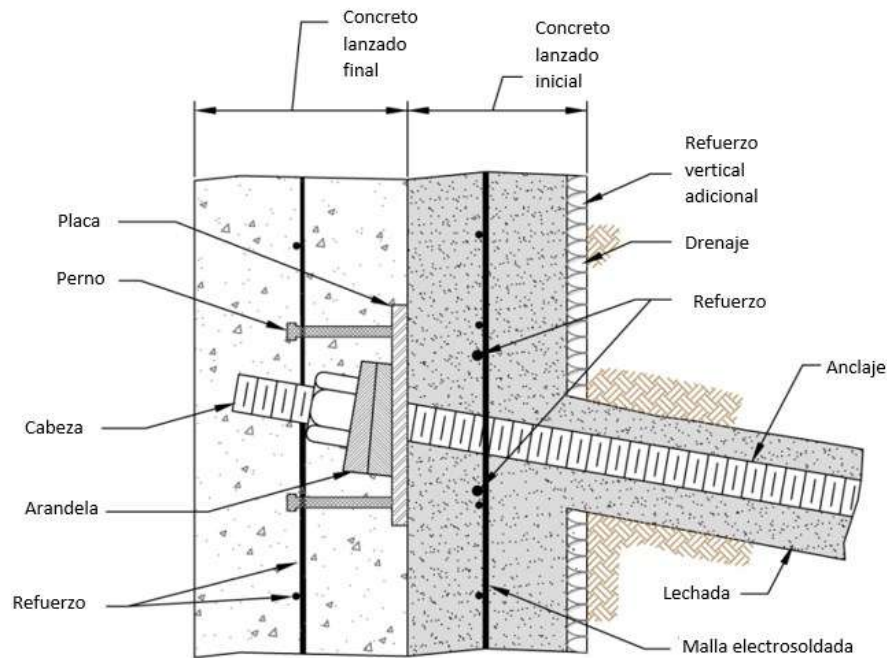


Figura 2.14. Detalle A

Fuente. FHWA-NHI-14-007, 2015

2.2.3. Secuencia constructiva

En los siguientes párrafos se explica la secuencia típica de construcción de una pared de *soilnailing* según FWHA (2015), cuyos pasos se describen a continuación y se muestra esquemáticamente en la Figura 2.15.

- **Paso 1. Excavación**

La profundidad del levantamiento de excavación inicial (corte sin soporte) puede variar entre 0,76 y 2,13 m, pero típicamente es de 0,91 a 1,52 pies y llega ligeramente por debajo de la elevación donde se instalará la primera fila de clavos. La viabilidad de este paso es

fundamental porque el frente de excavación debe tener la capacidad de permanecer sin apoyo, hasta que se instalen los pernos y el frente inicial, generalmente de uno a dos días. El tipo de suelo que se excava puede limitar la profundidad de la excavación. La plataforma excavada debe tener un ancho suficiente para proporcionar un acceso seguro para el equipo de instalación de los pernos del *soilnailing*.

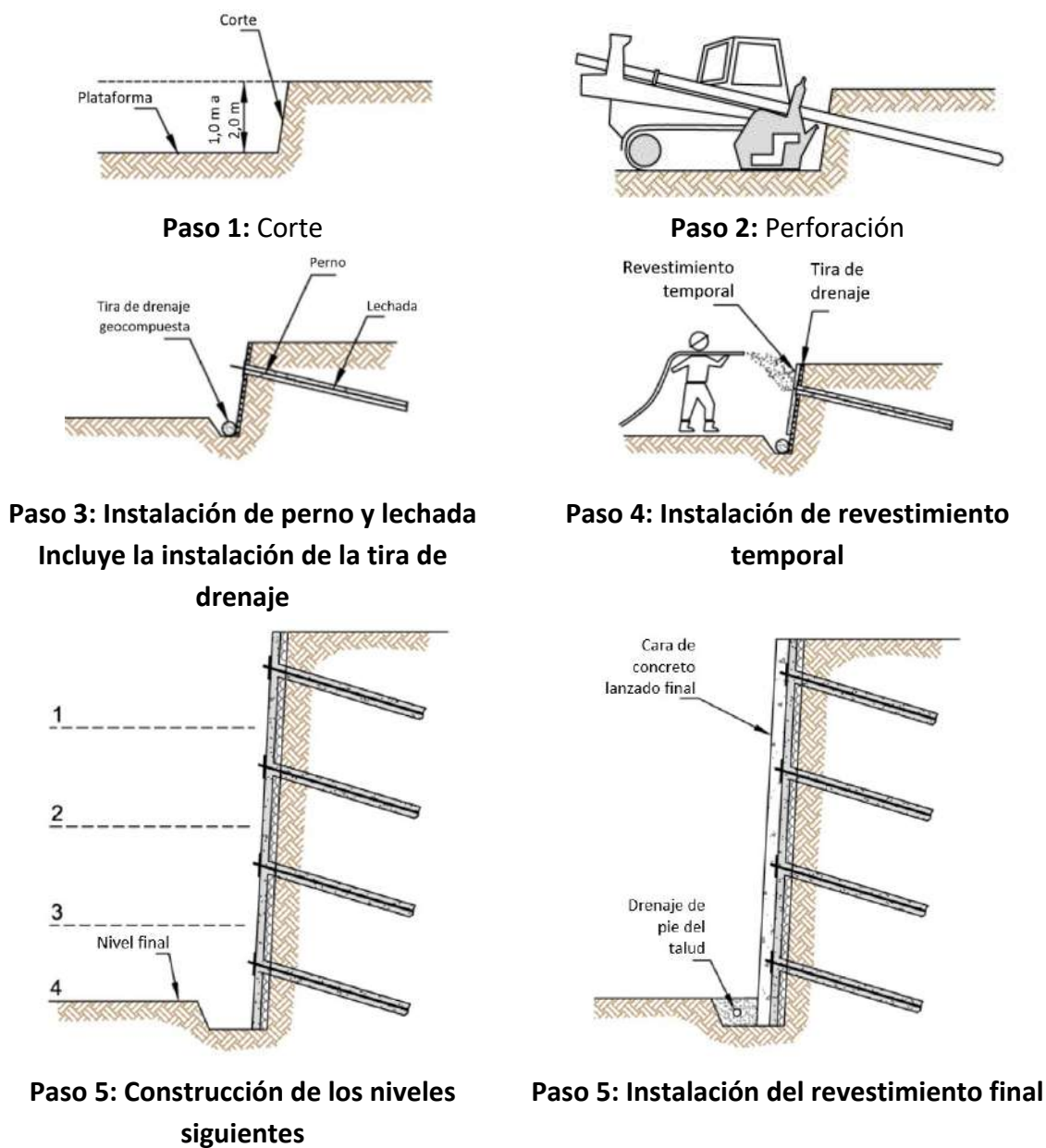


Figura 2.15. Secuencia constructiva de un muro de soilnailing

Fuente. FHWA-NHI-14-007, 2015

- **Paso 2. Perforación de los orificios de las uñas.**

Las perforaciones se avanzan utilizando equipo especializado que se opera desde la plataforma excavada, y éstas generalmente permanecen sin soporte.

- **Paso 3**

A) Instalación de clavos y lechada.

Los pernos se colocan en el orificio perforado. Se inserta un tubo de lechada *tremie* en la perforación junto con el tendón; y el orificio se llena con lechada, se coloca bajo gravedad o una presión nominal baja (menos de 0,24 a 0,48 kPa). Si se utilizan barras huecas, la perforación y la inyección se realizan en una sola operación.

B) Instalación de drenajes superficiales.

Las tiras de drenaje se instalan en la cara de la excavación, continuamente desde la parte superior de la excavación hasta un poco por debajo del fondo de la excavación. Las tiras de drenaje se colocan entre los pernos adyacentes y se desenrollan hasta la siguiente berma excavada.

- **Paso 4. Construcción del revestimiento inicial de concreto lanzado.**

Antes de excavar la siguiente capa de suelo, se aplica un revestimiento inicial al corte sin apoyo. El revestimiento inicial generalmente consiste en un revestimiento de 10 cm ligeramente reforzado con una capa gruesa de concreto lanzado. El refuerzo incluye malla electro-soldada, que se coloca en el medio del espesor del paramento (ver Figura 2.14).

También se coloca varilla vertical y horizontal alrededor de las cabezas de los pernos para que se desarrolle resistencia a la flexión. A medida que el concreto lanzado comienza a fraguar, se coloca una placa de apoyo de acero sobre el perno que sobresale de la perforación. La placa de apoyo se presiona ligeramente en el concreto lanzado fresco.

Posteriormente se instalan tuercas hexagonales y arandelas para acoplar la cabeza del perno contra la placa de apoyo. La tuerca hexagonal se aprieta con una llave dentro de las 24 horas posteriores a la colocación del concreto lanzado temporal. Se pueden realizar pruebas de algunos de los pernos instalados para probar su capacidad o para verificar el criterio de carga especificado antes de continuar con la siguiente berma excavada. El concreto lanzado debe alcanzar su resistencia a la compresión mínima especificada de 3 días antes de continuar excavando las siguientes bermas. A efectos de planificación, el período de fragua del concreto lanzado debe considerarse de 72 horas.

- **Paso 5. Construcción de niveles posteriores.**

Los pasos del 1 al 4 se repiten para las siguientes bermas excavadas. En cada berma, la tira de drenaje se desenrolla hacia abajo hasta la berma siguiente. A continuación, se coloca un nuevo panel de malla electro-soldada superponiendo al menos una celda de malla completa con el panel malla electro-soldada superior. El concreto lanzado temporal continúa con la construcción del concreto lanzado superior.

- **Paso 6. Construcción del revestimiento final.**

Una vez que se llega al fondo de la excavación y se instalan y se prueban los pernos, se construye la cara de concreto lanzado final. Este revestimiento permanente puede consistir en concreto armado, concreto lanzado reforzado o paneles de concreto prefabricado. Luego se construyen las perforaciones para drenaje, el desagüe al pie del talud y zanjas de drenaje cuyo objetivo es descargar el agua que pueda acumularse en el desagüe continuo. Pueden ser necesarias variaciones de los pasos descritos anteriormente para adaptarse a un proyecto específico.

Por ejemplo, se puede aplicar concreto lanzado en cada levantamiento inmediatamente después de la excavación y antes de perforar los orificios y la instalación de los clavos, particularmente cuando la estabilidad del frente de excavación es una preocupación. Otra

variante puede ser aplicar lechada en el orificio de perforación antes de colocar el tendón en la lechada sin curar.

2.2.4. Diseño del muro de soilnailing

La filosofía de diseño utilizada para este proyecto es la de Factores de Carga y Resistencia (LRFD), siguiendo las estipulaciones del “Manual de diseño de Muros *Soilnailing*” de la *Federal Highway Administration* (FHWA). A continuación, se indican las fórmulas que se utilizaron del manual anteriormente mencionado para el diseño del muro de *soilnailing* del presente trabajo.

2.2.4.1. Revisión de la adherencia lechada - anclaje

El área de refuerzo necesario para satisfacer las condiciones del sitio debe ser revisada. Para eso, en este informe se siguen los pasos del manual de la FHWA (2015) en cuanto a diseño de sistemas *soilnailing*, por la metodología LRFD. En este manual se brindan las recomendaciones para la revisión de la capacidad de los anclajes ante las fuerzas que lo puedan llegar a arrancar. Para esto se muestra la Ecuación 2.5.

$$r_{PO} = \pi * q_u * D_{DH} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Donde:

q_u	adherencia perno - lechada - suelo
D_{DH}	diámetro de la perforación
r_{PO}	Resistencia nominal por arrancamiento de cada perno – sección transversal

Posteriormente se calcula el arrancamiento de cada perno, pero de forma longitudinal:

$$R_{PO} = r_{PO} * L_P \quad \text{Ecuación 2.6}$$

Donde:

r_{PO}	Resistencia nominal por arrancamiento de cada perno
L_P	Longitud del perno
R_{PO}	Resistencia nominal por arrancamiento de cada perno - longitudinal

Finalmente se calcula la razón de capacidad de carga por arrancamiento:

$$CDR = \frac{\phi_{PO} * R_{PO}}{\gamma * T_{m\acute{a}x}} \geq 1,0 \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Donde:

ϕ_{PO}	Factor de resistencia por arrancamiento - estático
R_{PO}	Resistencia nominal por arrancamiento de cada perno
γ	$\gamma_{EV} = 1.35$
$T_{m\acute{a}x}$	Fuerza de tensión máxima nominal
CDR	Razón de capacidad bajo demanda - arrancamiento

El resultado de CDR debe ser igual o mayor a la unidad.

2.2.4.2. Resistencia a la tensión del perno

El siguiente paso correspondería al cálculo de la razón bajo demanda a tensión del perno, que inicia con el resultado de la Ecuación 2.8:

$$R_T = A_t * f_y \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Donde:

f_y	resistencia nominal del perno (fuerza por área)
A_t	área de la sección transversal del perno
R_t	Fuerza nominal por arrancamiento de cada perno

$$CDR = \frac{\phi_T * R_T}{\gamma * T_{m\acute{a}x}} \geq 1,0 \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Donde:

ϕ_T	Factor de resistencia a la tensión
R_T	Resistencia nominal por arrancamiento de cada perno
γ	$\gamma_{EV} = 1.35$
$T_{m\acute{a}x}$	Fuerza de tensión máxima nominal
CDR	Razón de capacidad bajo demanda

El resultado de CDR debe ser igual o mayor a la unidad.

2.2.4.3. Revisión de la resistencia a la flexión de la cara del muro

Para realizar este paso, primero se calcula el área de la sección transversal del refuerzo por unidad de ancho en la dirección vertical en la cabeza del perno, tal y como se indica en la Ecuación 2.10

$$a_{vn} = \left(a_{vm} + \frac{A'_{VN}}{S_H} \right) \quad \text{Ecuación 2.10}$$

Donde:

S_H	espaciamiento horizontal de los pernos
f_{y_R}	resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
f_{y_w}	resistencia a la fluencia de la malla electrosoldada
A_{VN}	área transversal de las varillas adicionales para cubrir la cabeza del perno
A'_{VN}	$(f_{y_r}/f_{y_w}) * A_{VN}$
a_{vm}	área de la sección transversal del refuerzo en la mitad del vano
a_{vn}	área de la sección transversal del refuerzo en la cabeza del perno

Asimismo, se debe calcular el área de la sección transversal del refuerzo por unidad de ancho en la dirección horizontal en la cabeza del perno, tal y como se indica en la Ecuación

2.11:

$$a_{hn} = \left(a_{hm} + \frac{A'_{HN}}{S_V} \right) \quad \text{Ecuación 2.11}$$

Donde:

S_V	espaciamiento vertical de los pernos
f_{y_R}	resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
f_{y_w}	resistencia a la fluencia de la malla electrosoldada
A_{VN}	area transversal de las varillas adicionales para cubrir la cabeza del perno
A'_{HN}	$(f_{y_r}/f_{y_w}) * A_{HN}$
a_{hm}	área de la sección transversal del refuerzo en la mitad del vano
a_{hn}	área de la sección transversal del refuerzo en la cabeza del perno

Finalmente se realiza el cálculo de la razón de refuerzo, tal y como se muestra en la Ecuación 2.12.

$$\rho_{ij} = \left(\frac{a_{ij}}{0.5 * h} \right) * 100 \quad \text{Ecuación 2.12}$$

Donde:

a_{ij}	razón del área de la sección transversal del refuerzo por unidad de ancho, tanto para el acero vertical como para el horizontal
h	espesor de la cara que se está diseñando
ρ_{ij}	razón de refuerzo tanto en la dirección horizontal como en la vertical

2.2.4.4. Estimación de la resistencia nominal a flexión

Se debe conocer si el muro soporta los momentos flexionantes, tanto para la cara interna como para la cara final del muro. El cálculo de este valor se inicia con la Ecuación 2.13, la cual calcula la resistencia a la flexión en el sentido vertical del muro.

$$m_{vm} = a_{vm} * f_{y_w} * \left(\frac{h_i}{2} - \frac{a_{vm} * f_{y_w}}{1.7 * f'_c} \right) \quad \text{Ecuación 2.13}$$

Donde:

a_{vm}	área de la sección transversal del refuerzo en la mitad del vano
f_{y_w}	resistencia del acero de refuerzo de la malla
h_i	espesor de la cara inicial
f'_c	resistencia a la compresión del concreto
m_{vm}	resistencia vertical del muro en la mitad del vano por unidad de longitud

La Ecuación 2.14 calcula la resistencia vertical de la cabeza del perno por unidad de longitud.

$$m_{vn} = a_{vn} * f_{y_w} * \left(\frac{h_i}{2} - \frac{a_{vn} * f_{y_w}}{1.7 * f'_c} \right) \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Donde:

a_{vn}	área de la sección transversal del refuerzo en la cabeza del perno
f_{y_w}	resistencia del acero de refuerzo de la malla
h_i	espesor de la cara inicial
f'_c	resistencia a la compresión del concreto
m_{vn}	resistencia vertical en la cabeza del perno por unidad de longitud

Es importante indicar que también se debe verificar la resistencia en el sentido horizontal, para lo cual la Ecuación 2.13 y Ecuación 2.14 se aplica, con la diferencia que se utilizaría el valor del área de la sección transversal del refuerzo en el sentido horizontal, tanto para calcularlo en la mitad del vano como en la cabeza del perno.

Una vez obtenidos los valores de las resistencias por unidad de longitud en el muro y en la cabeza del perno, tanto en sentido vertical como horizontal, se realiza el cálculo del momento de flexión tanto en la dirección horizontal como vertical, mediante la Ecuación 2.15.

$$R_{FF} = C_F * (m_{hm} + m_{hn}) * \left(\frac{8 S_V}{S_H} \right) \quad \text{Ecuación 2.15}$$

Donde:

C_F Factor efecto de un suelo no uniforme actuando en la cara
 R_{FF} Resistencia nominal a la flexión

El valor de R_{FF} debe ser mayor al momento de flexión actuante en el muro y en la cabeza del perno. El procedimiento anterior se debe realizar tanto para la cara inicial, como para la cara final del muro.

2.2.4.5. Estimación de la resistencia ante el punzonamiento del muro

Como primer paso, se debe calcular la resistencia del muro en su cara inicial al cortante por punzonamiento, para lo cual se utiliza la Ecuación 2.16.

$$V_F [kip] = 0.58 * \sqrt{f'_c} [psi] * \pi * D'_c [ft] * h_c [ft] \quad \text{Ecuación 2.16}$$

Donde:

L_{BP}	ancho de la placa (en pies)
h_c	profundidad efectiva de la superficie cónica = h_i = espesor de la capa inicial (en pies)
D'_c	diámetro equivalente (en pies) de la superficie cónica de falla = $L_{BP} + h_i$
f'_c	resistencia a la compresión del concreto en kips
V_F	Fuerza del muro resistente al puzonamiento en kips.

Es importante indicar que para obtener el valor de V_F en kN, se debe multiplicar el resultado de la ecuación anterior por un factor de 4.45. Posteriormente se hace el cálculo de la razón de la capacidad del muro bajo demanda por punzonamiento, para lo cual se utiliza la Ecuación 2.17.

$$CDR = \frac{\phi_{FP} * R_{FP}}{\gamma * T_D} \geq 1,0 \quad \text{Ecuación 2.17}$$

C_P	factor de contribución al cortante del suelo debajo de la cabeza
V_F	Fuerza resistente al puzonamiento
R_{FP}	Resistencia nominal por arrancamiento de cada perno = $C_P * V_F$
ϕ_{FP}	Factor de resistencia por arrancamiento - estático
γ	$\gamma_{EV} = 1.35$
T_D	Fuerza de tensión máxima nominal en la cabeza del perno
CDR	Razón de capacidad bajo demanda

El valor de la razón de la capacidad bajo demanda debe ser igual o mayor a 1.

Para la cara final del muro se hace el mismo cálculo que se realizó con la Ecuación 2.16 y Ecuación 2.17, con la diferencia que se debe calcular el diámetro equivalente D'_c con la Ecuación 2.18.

El menor de los dos valores	$D'_c \left\{ \begin{array}{l} S_{SH} + h_c \\ 2h_c \end{array} \right.$	Ecuación 2.18
-----------------------------	--	---------------

Donde:

S_{SH}	espaciamiento de los cabezales (ver Figura 2.16)
L_s	longitud del cabezal
t_{SH}	espesor de la cabeza del cabezal
t_p	espesor de la placa de acero
h_c	Profundidad efectiva de $L_s + t_p - t_{SH}$

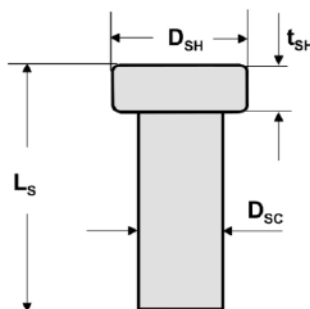


Figura 2.16. Partes del cabezal

Fuente. FHWA-NHI-14-007, 2015

2.2.4.6. Revisión de la resistencia del cabezal

Como primer paso se utiliza la Ecuación 2.19:

$$R_{FF} = N_{FH} * A_S * f_{y-hs} \quad \text{Ecuación 2.19}$$

N_H	número de cabezales en la conexión (generalmente son 4)
A_S	área de la sección transversal del cabezal
$f_y - SH$	resistencia a la tensión del cabezal

$$CDR = \frac{\phi_{FH} * R_{FH}}{\gamma * T_0} \geq 1,0 \quad \text{Ecuación 2.20}$$

Donde:

R_{FH}	Resistencia nominal a la tensión del cabezal en la cara final
ϕ_{FP}	Factor de resistencia por arrancamiento - estático
γ	factor de carga elegido para la verificación
T_0	definido anteriormente
CDR	Razón de capacidad bajo demanda

Finalmente se recomienda realizar la revisión de la compresión del concreto del muro de concreto lanzado, detrás de los pernos, mediante la Ecuación 2.21 y Ecuación 2.22.

$$A_H \geq 2,50 * A_S \quad \text{Ecuación 2.21}$$

Donde:

A_H área de la sección transversal del perno
 D_{SH} diámetro de la cabeza
 D_{SC} diámetro del eje

Con la Ecuación 2.22 se verifica si el espesor del perno es suficiente.

$$t_{SH} \geq 0,50 * (D_H - D_S) \quad \text{Ecuación 2.22}$$

Donde:

t_{SH} espesor del perno

2.3. Modelo Geológico

Como se mencionó con anterioridad, el sitio en estudio se localiza en la zona sur del país, al pie de montaña de la Fila Costera (ver Figura 2.17), y a continuación se mencionarán los datos de la geología regional y local del proyecto.

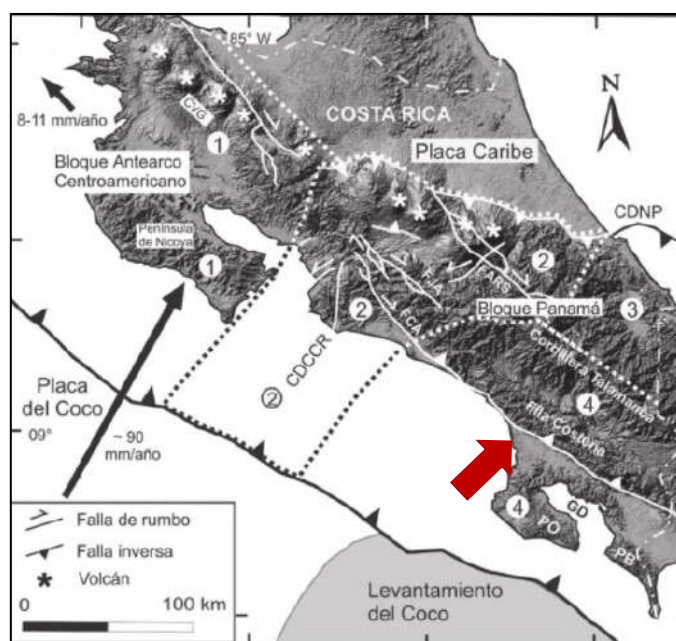


Figura 2.17. Ubicación de sitio de estudio en mapa regional

Fuente. https://www.researchgate.net/figure/Marco-tectonico-y-areas-de-Costa-Rica-donde-han-sido-realizados-estudios-de-neotectonica_fig1_287550129

Por el momento se puede indicar que la geología de la zona está dominada por rocas sedimentarias de origen turbidítico que generan la fila costera del pacífico sur de Costa Rica, debido a la actividad tectónica de la subducción de las placas Coco bajo la placa Caribe, tal y como se mostró en la Figura 2.17.

2.3.1. Geología regional

La geología regional fue descrita originalmente por Dengo (1962), al caracterizar la presencia de lutitas calcáreas, a veces silíceas, intercaladas por frecuentes bancos delgados de calizas impuras. El tamaño del grano aumenta desde el Río Térraba hacia el noroeste.

Predominan limolitas, areniscas tobáceas y conglomerados. Mora (1979) la dividió en dos unidades, Unidad Zapote y Unidad Lagarto.

Por otra parte, Mora (1979) la define la Unidad Zapote como una facies intermedia de una turbidita y se caracteriza por la alternancia de areniscas, limolitas y arcillolitas con intercalaciones de productos volcánicos submarinos (aglomerados, brechas, vulcarenitas y conglomerados volcánicos). El espesor varía entre 0,05 y 0,15 m para las areniscas, y de 0,02 a 0,05 m para limolitas y arcillolitas. Generalmente la matriz es arcillosa, el cemento carbonatado es menos corriente.

Las rocas están dadas por las características de la Formación Térraba, la cual está conformada por secuencia de areniscas y lutitas interestratificadas. Sin embargo, La mayoría de los afloramientos se encuentran con zonas de falla y con un alto grado de alteración (fracturas y deformación), con extensiones de hasta 10 metros en los lechos de las quebradas. La dirección de buzamiento preferencial es hacia el N-NE con ángulos de inclinación entre 25° y 45°, hay variaciones importantes asociadas a la influencia de fallas que han rotado y desplazado bloques.

2.3.2. Geología local

Las unidades geológicas de roca que conforman el talud están representadas por la formación Térraba, donde se identifican dos unidades geológicas características como lo son la unidad Lagarto y la unidad Zapote. En la zona no se han determinado niveles freáticos a la profundidad de los estudios, además se tienen que regionalmente el nivel freático se encuentra muy por debajo de los estudios realizados y del nivel del río. De acuerdo a los estudios locales se pueden clasificar las siguientes secuencias litológicas pertenecientes a la unidad geológica Zapote:

A continuación, la descripción de la litología del sitio de estudio:

1. *Depósitos coluviales - pie de monte (coluvios unidad Zapote)*: corresponde a depósitos coluvio - aluviales generados al pie de monte de la fila costera, están compuestos básicamente por bloques de areniscas y lutitas en un matriz limo arenosa.
2. *Arenisca finas a medias alteradas*: está representada por areniscas finas a medias alteradas, estratificadas, con espesor de los estratos de 0,20 m hasta 0,50 m de espesor. Se presentan altamente fracturadas, debido a estructuras cercanas como la Falla Longitudinal de Costa Rica.
3. *Areniscas finas*: corresponde con areniscas de grano fino estratificadas, más consolidadas respecto al estrato superior, sin embargo, se presentan fracturadas producto del tectonismo al que ha sido sometida la zona.
4. *Intercalaciones de lutitas y areniscas finas*: se representan como facies más finas de areniscas y lutitas intercaladas entre sí, con espesores desde los 0,10 m hasta los 0,50 m, se pueden presentar en la base de la secuencia sedimentaria.
5. *Suelos regolíticos con movimientos de masa presente*: son suelos limo arcillosos generados a partir de la meteorización de las rocas sedimentarias que conforman el subsuelo, además de algunos coluvio - aluviales generados en la zona. En esta zona se presenta deslizamientos superficiales debido a las características del material y a las estructuras geológicas presentes en la zona.

2.3.3. Investigación geológica realizada

Como parte de la investigación para determinar las características y condiciones geológicas-geotécnicas del sitio, se realizaron 4 perfiles de tomografía eléctrica y con 3 perfiles de sísmica. En la Figura 2.19, Figura 2.20, Figura 2.21 y Figura 2.21 se puede observar el contraste de las capas según su resistividad eléctrica, la cual sirve como base importante para el desarrollo del modelo geológico. La Figura 2.22 muestra el perfil geológico.

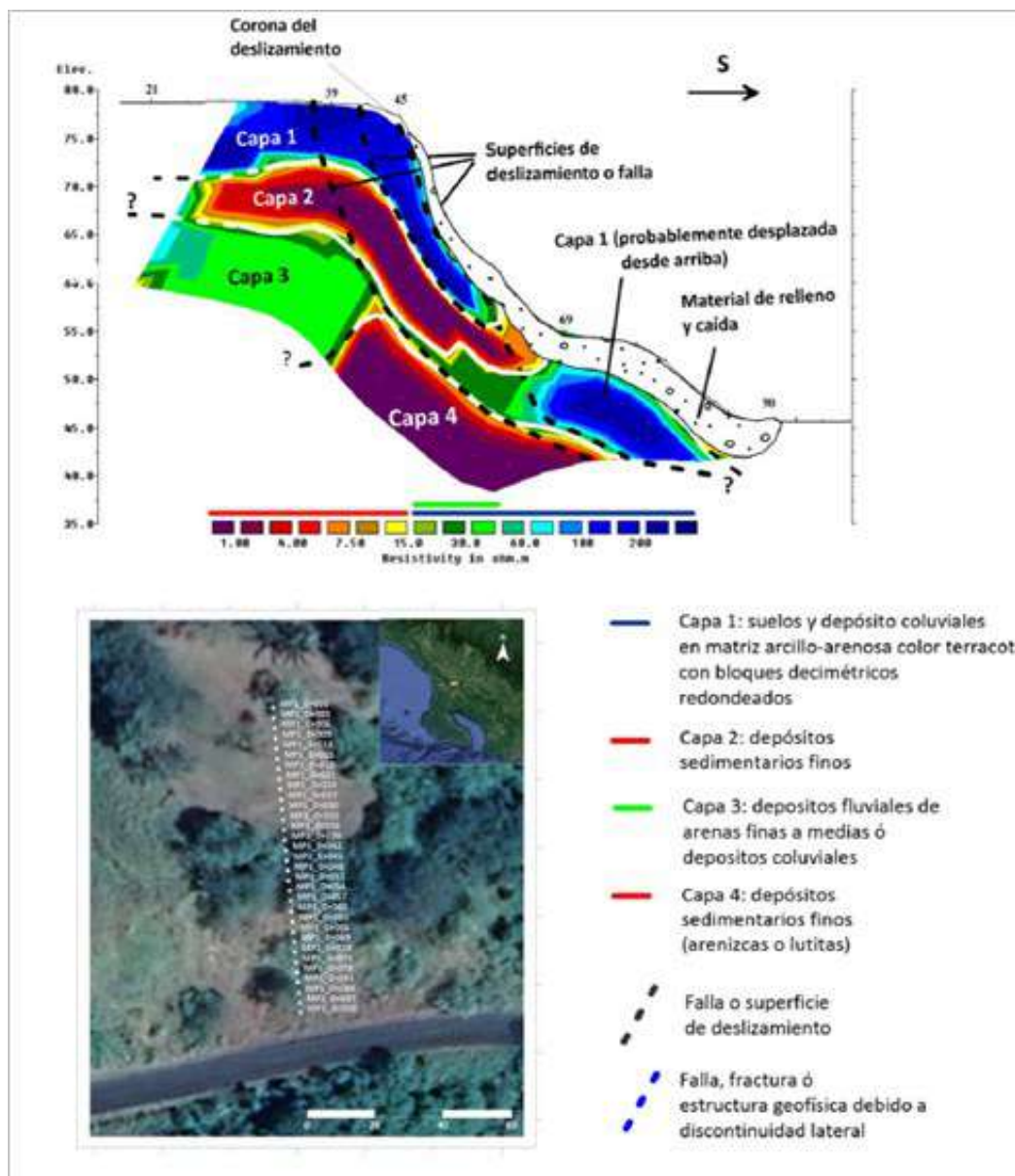


Figura 2.18. Perfil de refracción eléctrica N°1

Fuente: ICE

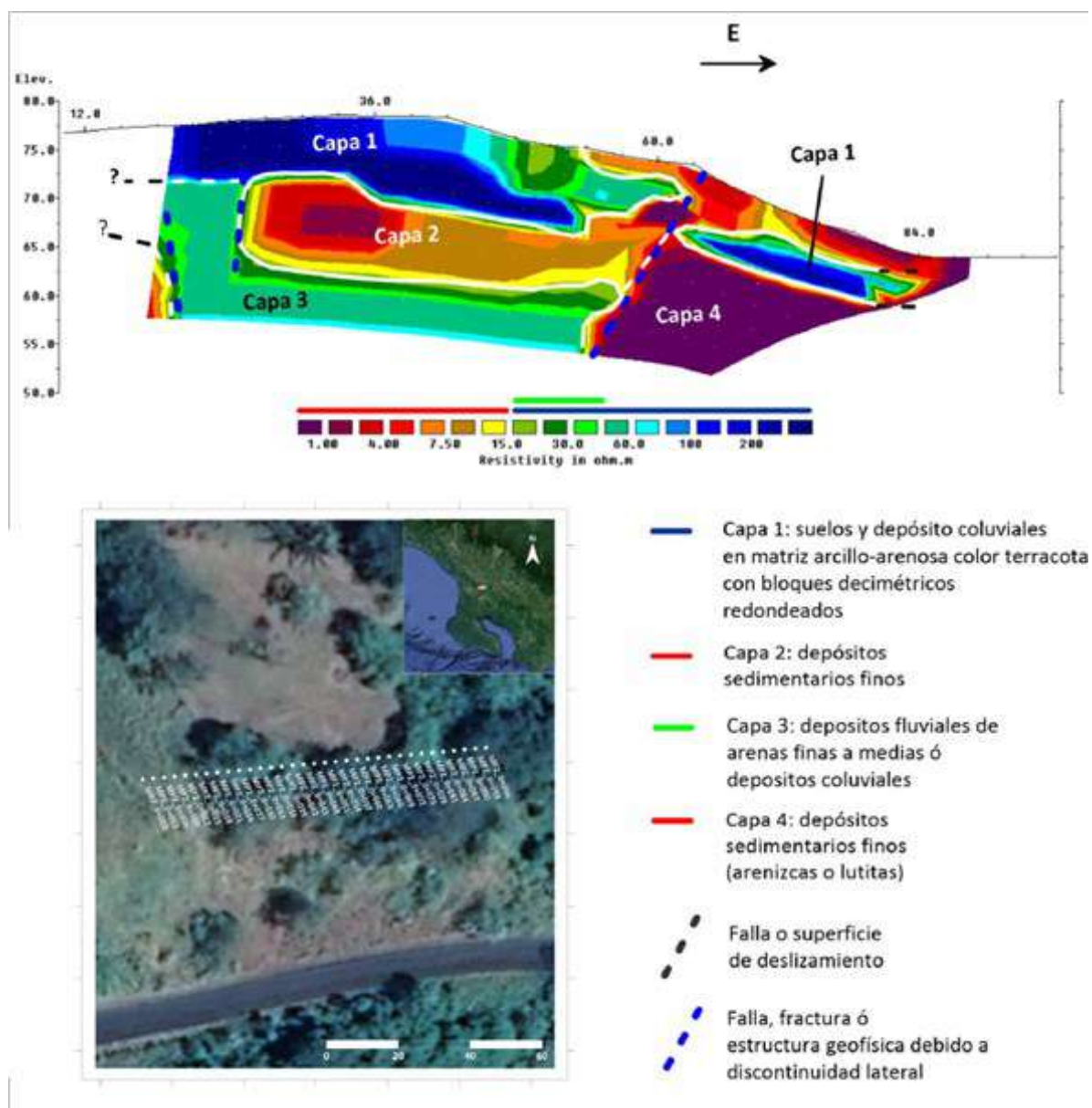


Figura 2.19. Perfil de refracción eléctrica N°2

Fuente. ICE

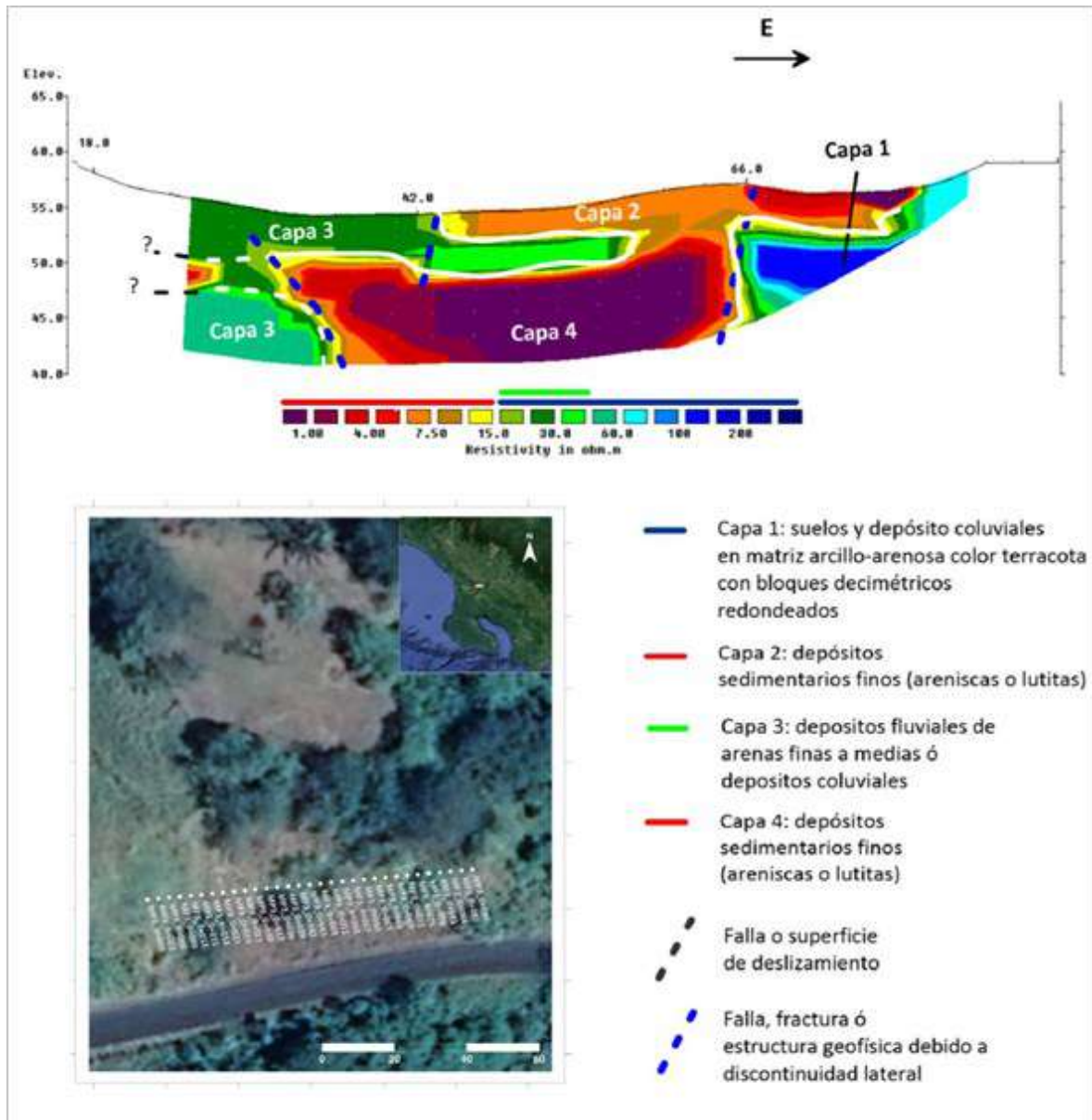


Figura 2.20. Perfil de refracción eléctrica N°3

Fuente. ICE

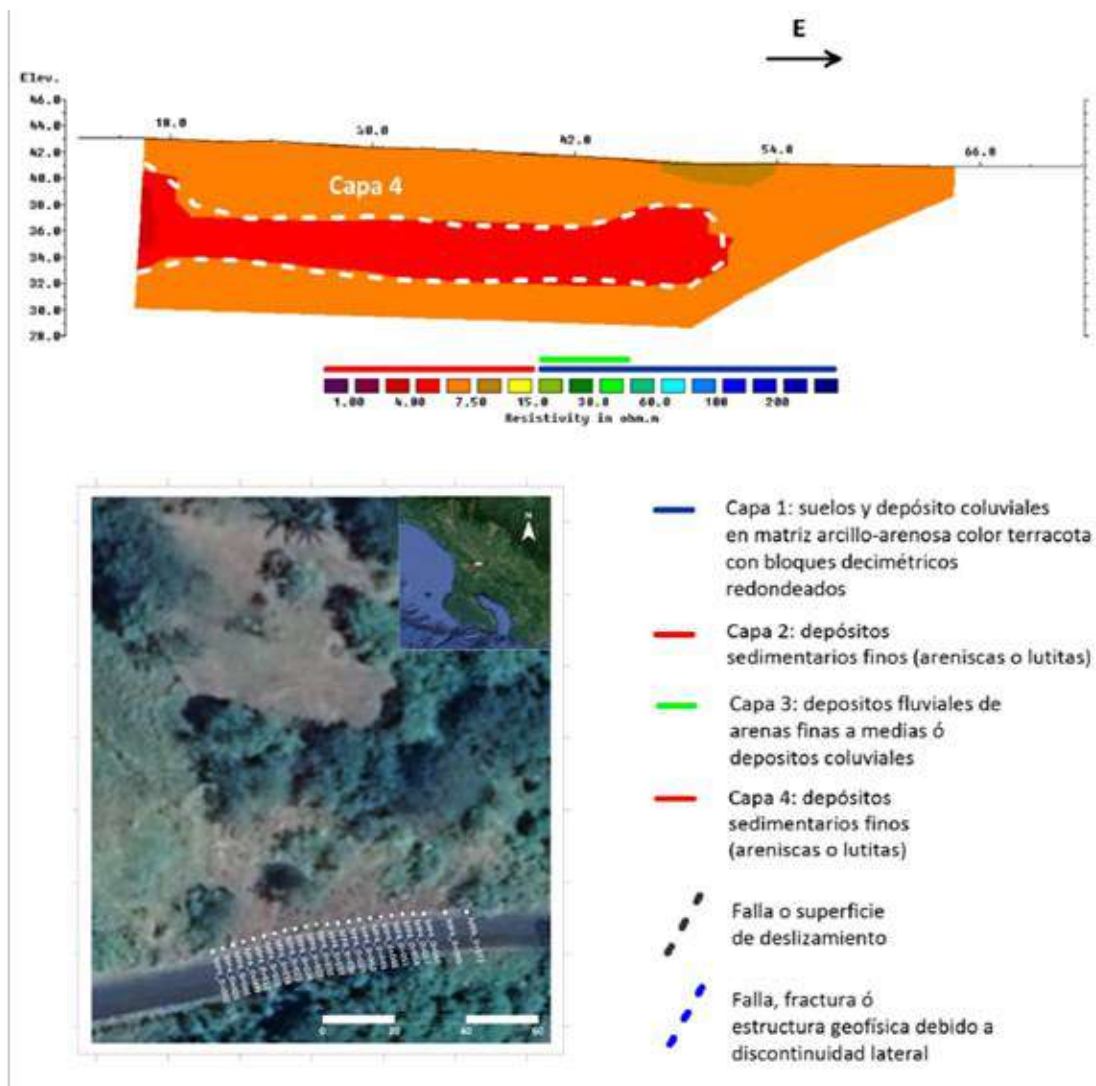


Figura 2.21. Perfil de refracción eléctrica N°4

Fuente. ICE

2.3.4. Resultados del modelo geológico

Según los datos obtenidos de las investigaciones mediante ensayos de geofísica, se detallan los modelos geológicos obtenidos para el sitio de estudio, el cual presenta rocas sedimentarias estratificadas como areniscas y lutitas buzantes al NE.

En la zona no se identificaron niveles de agua hasta la profundidad de investigación, además, no se determinaron niveles freáticos a profundidades de 30 m, por lo que se considera que el nivel está muy por debajo de la ladera visible en esta zona (ver Figura 2.22).

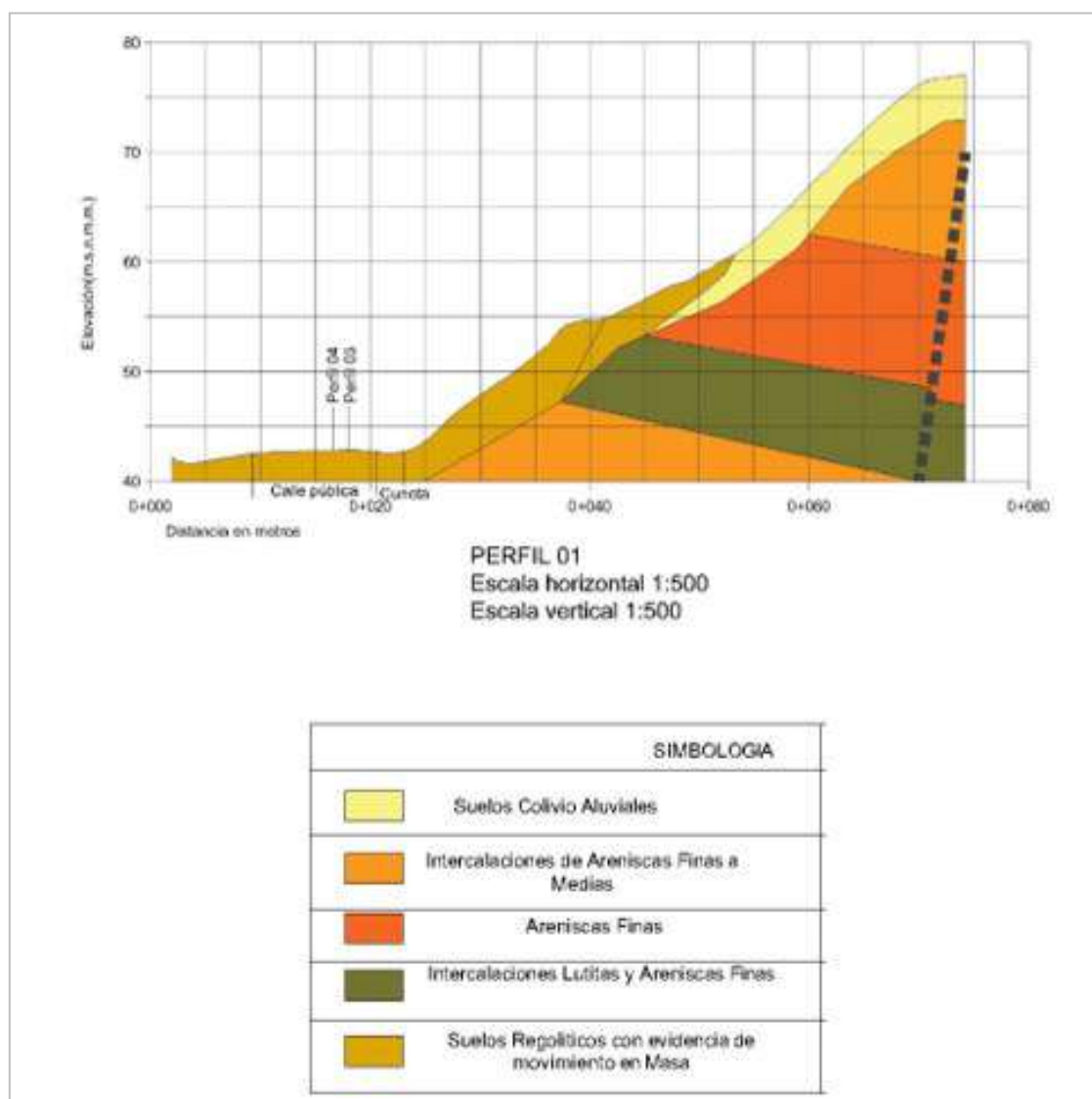


Figura 2.22. Perfil geológico

Fuente. ICE

2.4. Modelo Geotécnico

En este apartado se desarrolla la obtención de los resultados que establecen las propiedades geotécnicas para cada una de las unidades geotécnicas (UG) que se identificaron en el sitio de estudio.

2.4.1. Determinación de las velocidades de onda de compresión y de cortante

En la Tabla 2.3 se resumen los principales resultados que se desprenden del estudio de refracción sísmica para las diferentes capas de materiales identificadas en el sitio en estudio. Es importante indicar que fueron identificadas un total de tres capas de materiales mediante la implementación de dicha técnica geofísica.

Tabla 2.3. Resultados de cada uno de los tres perfiles de refracción sísmica

Capa	V _p (m/s)	V _s (m/s)	V _{S30} (m/s)	Espesor medio (m)	Densidad (kN/m ³)
P1 C1	255	110	336	6.4	12.2
P1 C2	1281	650		14.9	18.1
P1 C3	2022	1070		-	20.4
P2 C1	303	130	415	5.0	12.7
P2 C2	1116	570		14.6	17.6
P2 C3	2248	1210		-	20.9
P3 C1	356	145	374	7.0	13.1
P3 C2	1259	640		16.1	18.0
P3 C3	1943	1025		-	20.2
Promedio C1	305	128	375	6.1	12.7
Promedio C2	1219	620		15.2	17.9
Promedio C3	2071	1102		-	20.5

Fuente: ICE

Para la Tabla 2.3 es importante aclarar los siguientes aspectos:

1. Se muestra en la columna llamada "Capa" la nomenclatura P# - C#, lo cual corresponde a las siglas de perfil y capa respectivamente.

2. La estimación del valor V_{s30} corresponde a una estimación brindada en el estudio de refracción sísmica por la empresa contratada, para los primeros 30 m de la velocidad de onda cortante.
3. Los valores mostrados corresponden a los valores promedio de cada una de las capas, según la interpretación realizada por la empresa contratada.
4. El espesor reportado corresponde al valor medio identificado en cada uno de los perfiles realizados.
5. La densidad mostrada se estima con base en las pequeñas deformaciones de las ondas superficiales que atraviesan los diferentes estratos de materiales identificados.

2.4.2. Estimación de los parámetros de resistencia y deformabilidad a partir de los valores del N_{SPT}

El método SPT (ASTM D1586-18 - Método de prueba estándar para la prueba de penetración estándar y muestreo de suelos con muestreador partido) es una prueba de penetración, la cual consiste en hincar una tubería de acero con un muestreador, por medio de golpes aplicados utilizando una masa de 63,5 kg que cae desde una altura fija establecida de 0,76 m.

Durante el ensayo (ver Figura 2.23), se hince el muestreador en tramos de 0,45 m, contabilizando el número de golpes necesarios para que el muestreador penetre cada 0,15 m. El parámetro resultante del ensayo se denomina resistencia a la penetración estándar (N_{SPT}) y se obtiene sumando el número de golpes de los últimos 0,30 m de cada tramo.

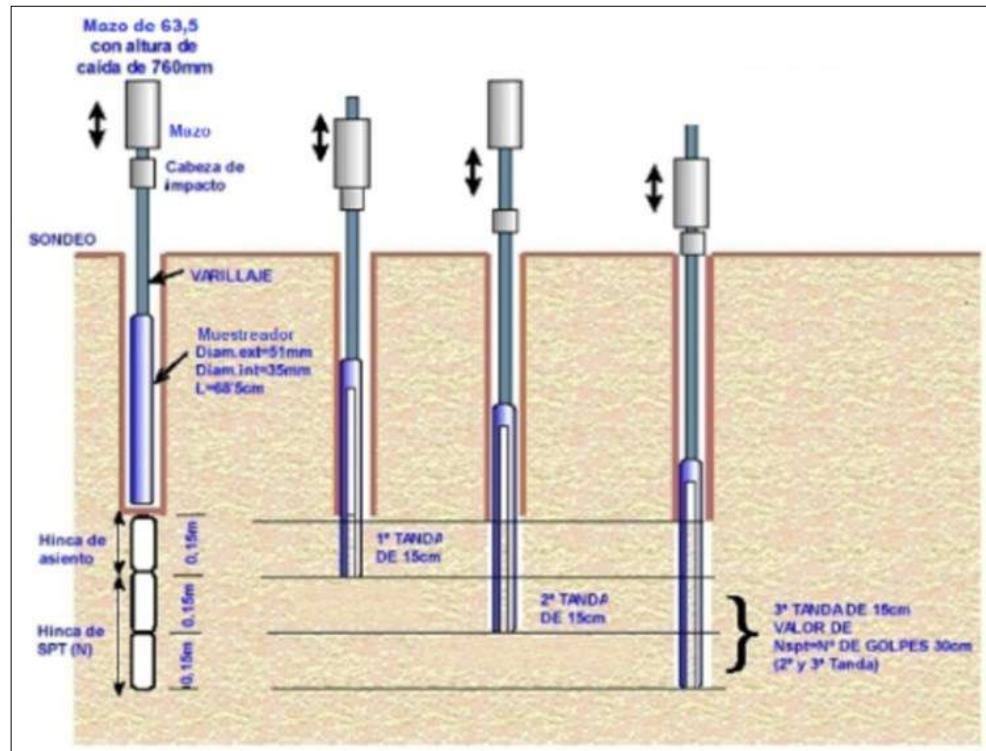


Figura 2.23. Diagrama ensayo SPT

Fuente: www.jerez.es

El ensayo se detiene al alcanzar la profundidad de interés o al presentarse el rebote del mazo. El rebote se alcanza al cumplirse cualquiera de las siguientes condiciones:

- 50 golpes para avanzar menos de 0,15 m.
- 100 golpes para avanzar menos 0,45 m.
- 10 golpes sin reportar avance.

El valor del N_{SPT} , es corregido para las condiciones propias de la investigación en campo, considerando aspectos tales como la eficiencia del martillo, el diámetro de la perforación, el muestreador introducido en el terreno y la longitud total de las barras que se utilizan en la perforación. El valor que se corrige bajo todas las condiciones anteriores se denomina N_{60} , asociado a la eficiencia de la energía del martillo que se utiliza, en nuestro caso un 60%.

Para la obtención del módulo de elasticidad de suelos granulares E_s , se utiliza la correlación establecida por Kulhawy & Mayne (1990), la cual se presenta en la Ecuación 2.23.

$$\frac{E_s}{P_a} = \alpha * N_{60} \quad \text{Ecuación 2.23}$$

Donde:

P_a : Presión atmosférica 101.325 kPa.

α : 5 para arenas con finos

α : 10 para arena limpia normalmente consolidada

α : 15 para arena limpia sobreconsolidada

Para el caso de la obtención del ángulo de fricción de los materiales, se utilizan las siguientes correlaciones para estimar el ángulo de fricción de los materiales en general, el cual fue tomado de la Norma Japonesa de Puentes y de Ferrocarriles respectivamente en su orden, con las ecuaciones Ecuación 2.24 y Ecuación 2.25.

$$\phi \quad \text{Ecuación 2.24}$$

$$\phi = 0,30 N_{SPT} + 20^\circ \quad \text{Ecuación 2.25}$$

Para el caso de la resistencia al corte no drenada, se utilizan las Ecuación 2.26 y Ecuación **2.27** para materiales arcillosos principalmente, propuestas por Stroud (1974) y Hara (1971) respectivamente.

$$c_u = K * N_{60} \quad \text{Ecuación 2.26}$$

$$c_u = 29 * N_{60}^{0,72} \quad \text{Ecuación 2.27}$$

Donde:

K: Constante que varía entre $3.5 \text{ kN/m}^2 - 6.5 \text{ kN/m}^2$

N_{60} : Valor N del ensayo SPT corregido a una eficiencia del martillo del 60%

2.4.3. Estimación de los parámetros de resistencia y deformabilidad a partir del ensayo

DMT

El dilatómetro plano de Marchetti (DMT) consiste en una paleta plana (ver Figura 2.24) que se va introduciendo mediante un hincador (ver Figura 2.25) en el terreno, la cual está provista de una fina membrana metálica circular, expandible horizontalmente en el terreno mediante gas a presión.

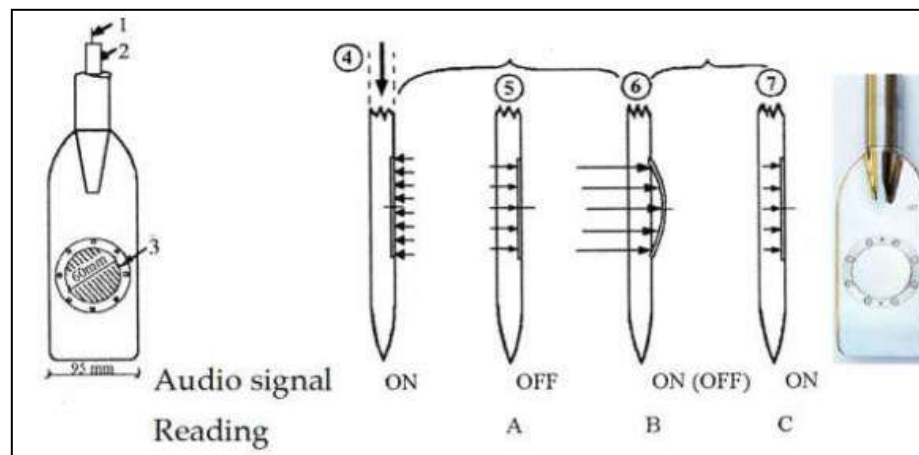


Figura 2.24. Paleta del dilatómetro Marchetti

Fuente: Devincenzi & Marchetti, 2002

Del ensayo dilatométrico, es posible obtener las lecturas de campo A y B, las cuales deben ser corregidas por la rigidez propia de la membrana y así obtener las presiones P_0 y P_1 . El valor de P_0 está relacionado con la presión exterior que se debe de aplicar a la membrana al aire libre para que se mantenga en equilibrio sobre su apoyo, mientras que el dato de P_1 , está relacionado con la presión interna necesaria para generar un desplazamiento en la membrana de 1,1 mm una vez que se encuentra posicionada sobre el material en estudio. La hincada en el terreno se produce mediante una penetración estática, utilizando para ello un hincador, similar al que se muestra en la Figura 2.25.

El ensayo dilatométrico permite obtener resultados a intervalos de 0,20 m sobre el terreno, donde para ello se detiene la penetración y la membrana es inflada mediante gas presurizado, tomando las lecturas de A y B que son posteriormente corregidas por la rigidez de la membrana tal cual se detalló anteriormente.

Los tres parámetros principales que se derivan a partir de los datos de P_0 y P_1 son los siguientes:

- I_D : Índice del material, relacionado con el tipo de suelo
- K_D : Índice del esfuerzo horizontal, relacionado con la razón de sobreconsolidación del suelo, OCR
- E_D : Módulo dilatométrico, determinado a partir de la teoría de elasticidad.

Cuando el parámetro K_D es similar a 2, oscilando entre 1,8 y 2,3 se dice que el suelo se encuentra normalmente consolidado y es asociado a una potencial zona de ruptura dentro del terreno en estudio.



Figura 2.25. Equipo de hincado
Fuente: Devincenzi & Marchetti, 2002

Tal y como lo detallan Devincenzi & Marchetti (2002) una de las aplicaciones directas del ensayo DMT, es la detección de superficies de rotura en taludes de arcillas sobreconsolidadas (OC). Como consecuencia de un deslizamiento, a lo largo de la superficie de rotura del talud se produce un remoldeo del suelo, con pérdida de su estructura original, pasando éste a un estado aproximadamente NC (normalmente consolidado). Como en arcillas NC el valor típico del parámetro $K_D \approx 2$, el método en esencia consiste en identificar estas zonas dentro del talud

Por otro lado, la estimación de la resistencia al corte no drenada en los materiales cohesivos, se realiza mediante la Ecuación 2.28.

$$C_u = 0,22 * \sigma'_{v0} * (0,50 * K_D)^{1,25} \quad \text{Ecuación 2.28}$$

Donde:

σ'_{v0} : Esfuerzo vertical efectivo de los materiales.

En el caso de los materiales friccionantes, la estimación del ángulo de fricción interna propuesta por Marchetti se realiza con la Ecuación 2.29.

$$\phi_{DMT} = 28^\circ + 14,6 * \log K_D - 2,1 \log^2 K_D \quad \text{Ecuación 2.29}$$

Finalmente, es posible estimar el módulo de deformabilidad de los materiales a partir de los datos que se obtienen mediante el ensayo DMT. Del ensayo se obtiene el módulo M_{DMT} , el cual corresponde a un módulo vertical drenado, tangente a la presión de confinamiento (esfuerzo vertical efectivo), el cual es igual al determinado en el oedómetro. Su estimación se realiza por medio de la Ecuación 2.30

$$M_{DMT} = R_M * E_D \quad \text{Ecuación 2.30}$$

Donde:

R_M : Factor de corrección

El valor de R_M se incrementa con K_D . Se debe notar que R_M , es dependiente de I_D y K_D , no es una constante proporcional única que relaciona M y E_D . El valor de R_M se determina con la información de la Tabla 2.4.

Tabla 2.4. Determinación del factor de corrección R_M

$I_D \leq 0.6$	$R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D$
si $I_D \geq 3$	$R_M = 0,5 + 2 \log K_D$
si $0,6 < I_D < 3$	$R_M = R_{M,0} + (2,5 - R_{M,0}) \log K_D$ $R_{M,0} = 0,14 + 0,15 (I_D - 0,6)$
si $K_D > 10$	$R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D$
si $R_M < 0,85$	$R_M = 0,85$

Fuente. Devincenzi & Marchetti, 2002

La relación entre el módulo M_{DMT} y el módulo de Young E , es aproximadamente 0,80, es decir $E = 0,80M_{DMT}$.

2.4.4. Estimación de los parámetros geotécnicos a partir de las pruebas de laboratorio

De los sondeos SPT, se obtuvieron dos muestras de los suelos que se enviar al laboratorio, para efectuar las siguientes pruebas índice:

- Límites de Atterberg.
- Clasificaciones de los suelos SUCS.
- Granulometría de los suelos completas incluyendo por tamizado y sedimentación con el hidrómetro para las fracciones más finas.
- Gravedad específica de los suelos.

El resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio se presenta en las Tabla 2.5 y Tabla 2.6.

Tabla 2.5. Resumen de resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio para la muestra 1

Clasificación SUCS - Muestra 1	
Ubicación	Corona del talud
Profundidad (m)	0 m a 4 m
Contenido de grava (%)	9
Contenido de arena (%)	7
Contenido de finos (%)	84
Límite Líquido (%)	70
Límite Plástico (%)	36
Índice de Plasticidad (%)	34
Clasificación SUCS	MH
Nombre del Grupo	Limo elástico con grava
Gravedad Específica (Gs)	2.68

Fuente: ICE

Tabla 2.6. Resumen de resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio para la muestra 2

Clasificación SUCS - Muestra 2	
Ubicación	Media altura del talud
Profundidad (m)	0 m a 1 m
Contenido de grava (%)	0
Contenido de arena (%)	39
Contenido de finos (%)	61
Límite Líquido (%)	55
Límite Plástico (%)	27
Índice de Plasticidad (%)	28
Clasificación SUCS	CH
Nombre del Grupo	Arcilla densa arenosa
Gravedad Específica (Gs)	2.68

Fuente: ICE

Se puede concluir que de acuerdo a los resultados que se muestran en la Figura 2.26, los materiales arcillosos presentes en el sitio de estudio, presentan una actividad normal, siendo los minerales arcillosos presentes en las muestras las caolinitas y las illitas, las cuales se caracterizan por presentar porcentajes de expansión normales.

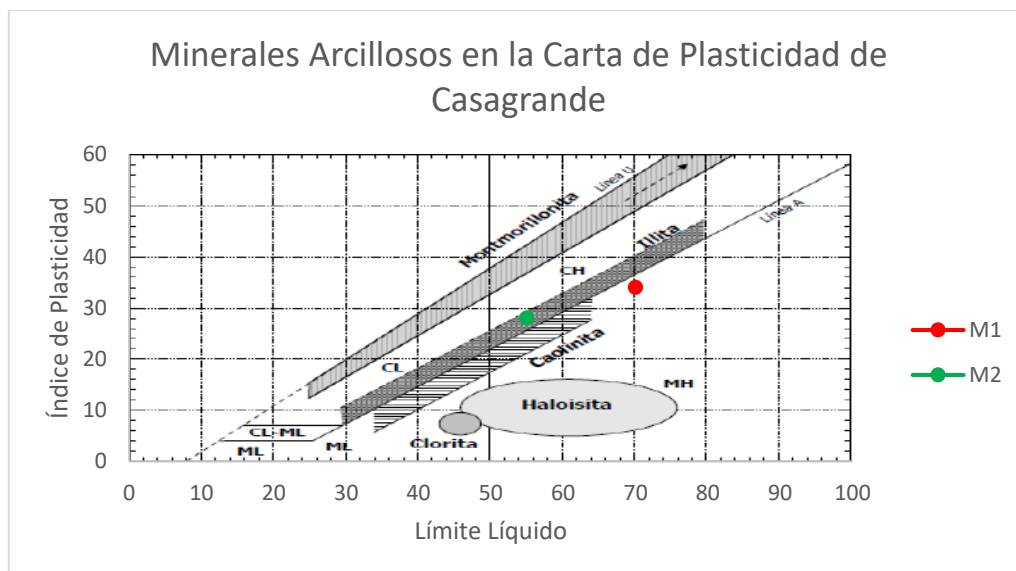


Figura 2.26. Ubicación de los minerales arcillosos en la carta de plasticidad de Casagrande

Fuente: Holtz & Kovacs, 1981

2.4.5. Definición del modelo geotécnico

En la Tabla 2.7 se presentan los valores máximos y mínimos de los parámetros del modelo geotécnico generado para los materiales presentes en el sitio en estudio. Es importante aclarar que los valores acá presentados son válidos para ser utilizados en un análisis a largo plazo, por lo tanto, se considera que los materiales se encuentran en condición drenada.

Tabla 2.7. Modelo geotécnico del sitio en estudio

Unidad Geotécnica	Parámetros Geotécnicos						
	γ_t (kN/m ³)	Cohesión (kPa)	Ángulo de Fricción (°)	E (MPa)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	ν
UG-1a	15.7 - 18.6	25 - 45	19 - 22	11.2 - 38.8	255 - 356	110 - 145	0.39
UG-1b	16.7 - 17.7	32 - 68	19 - 22	7.6 - 38.6			
UG-2a	16.7 - 21.1	80 - 130	18	27.4 - 163.3	1116 - 1281	570 - 650	0.33
UG-2b	18.6 - 21.1	80 - 130	18	62.4 - 109.5			
UG-3	20.6 - 21.1	479 - 671	23	177.9 - 276.9	1943 - 2248	1025 - 1210	0.31
UG-4	16.8 - 19.4	16.7 - 45	19 - 22	1.5 - 4.6	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 2.8 se brinda una descripción de cada unidad geotécnica y en la Figura 2.27 se muestra un perfil con cada una de las unidades geotécnicas identificadas dentro del sitio en estudio.

Tabla 2.8. Descripción de las unidades geotécnicas

UG-1a	Suelo coluvio aluvial, de espesor variable entre los 2,5 m y los 8,0 m. Presentan un comportamiento más a un limo arenoso y en algunos casos arenas limosas. Presenta alternancia con materiales más arcillosos, razón por la cual, esta unidad se subdividió en dos.
UG-1b	Suelo coluvio aluvial, de espesor variable entre los 2,5 m y los 8,0 m. La clasificación del suelo SUCS arroja un limo elástico con partículas de grava, MH.
UG-2a	Materiales sedimentarios alterados y meteorizados, intercalaciones entre areniscas de grano fino y de grano medio, con coloraciones gris a gris oscuro.
UG-2b	Materiales sedimentarios más consolidados, siendo areniscas finas estratificadas, con coloraciones gris a gris oscuro.
UG-3	Materiales sedimentarios del tipo lutitas y areniscas intercaladas, meteorizadas.
UG-4	Corresponden con suelos regolíticos limo arenosos de las unidades geológicas superiores. Se ubican al pie de la ladera.

Fuente: Elaboración propia

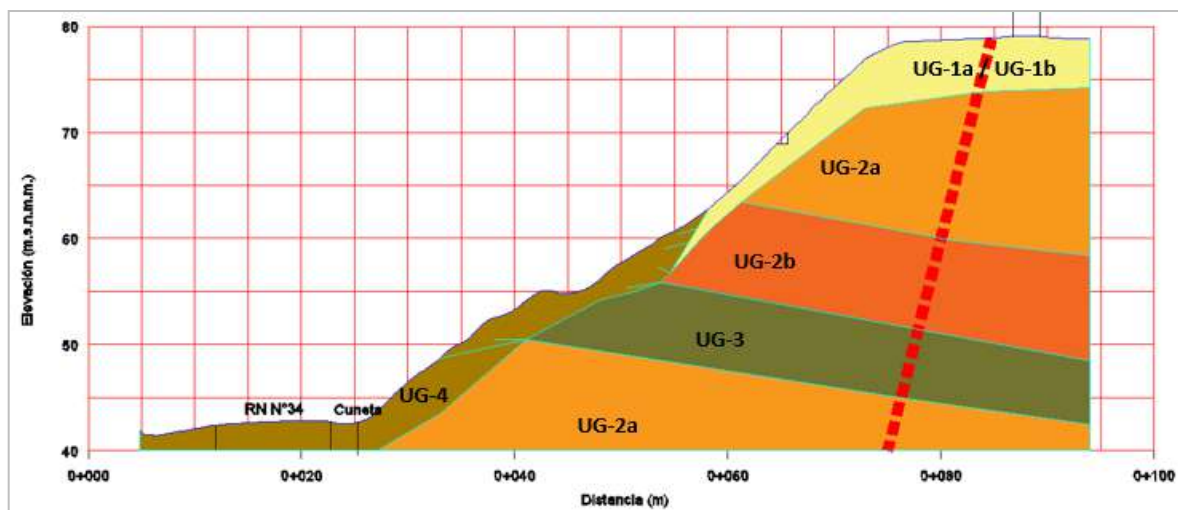


Figura 2.27. Identificación de las unidades geotécnicas

Fuente: Elaboración propia

2.4.6. Modelación numérica del sitio y análisis de resultados

En este apartado se hará uso del *software* Slide, cuya versión es del año 2018 de los desarrolladores Rocscience, el cual será de utilidad para modelar el comportamiento en cuando a análisis de la estabilidad del talud se refiere.

El análisis se realizó mediante el análisis de un corte transversal del talud, en donde sus unidades geotécnicas fueron establecidas, su topografía y las condiciones estáticas y pseudoestáticas, según el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica (CGTYLCR – 2015).

2.4.7. Premisas para la definición del factor de seguridad

Se definen los criterios a emplear para el caso del análisis de estabilidad, tomando en cuenta lo que establece el CGTYLCR (2015). En primera instancia, se define el nivel de riesgo a considerar en el análisis, tomando en cuenta los criterios de riesgo contra pérdida de vidas humanas, así como el riesgo contra daños económicos y ambientales. El detalle se muestra en las Tabla 2.9 y Tabla 2.10.

Tabla 2.9. Definición del nivel de riesgo contra pérdida de vidas humanas

Riesgo Alto	Ejemplo: Área y edificaciones con movilización intensa y permanencia de personas: edificios residenciales, urbanizaciones, edificios comerciales, edificios industriales, edificios destinados a la educación, hospitales, sistemas de distribución de combustibles, bodegas donde se almacenen materiales tóxicos o explosivos. Ferrovías y carreteras de tránsito alto.
-------------	---

Fuente: Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, 2015

Tabla 2.10. Definición del nivel de riesgo contra daños económicos y ambientales

Riesgo Alto	Ejemplo: Carreteras de tránsito intenso, ferrovías, servicios esenciales que se vean interrumpidos por períodos prolongados (por ejemplo: agua, electricidad, entre otros)
-------------	--

Fuente: Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, 2015

Según las Tabla 2.9 y Tabla 2.10, se considera un nivel de riesgo contra pérdidas de vidas humanas alto y el nivel de riesgo contra daños económicos y ambientales alto. Con la definición de ambos tipos de riesgos, se procede a establecer los factores de seguridad que se utilizarán en el análisis de estabilidad, tanto para el escenario estático como el pseudo-estático, tal y como se muestra en la Tabla 2.11.

Tabla 2.11. Establecimiento de los factores de seguridad para el análisis de taludes y laderas

Condición de análisis	Riesgo de pérdidas de vidas	Riesgo de pérdidas económicas
Estática	Alto	1,50
Seudoestática	Alto	1,10

Fuente: CGTYLCR, 2015

2.4.7.1. Definición de los coeficientes seudo-estáticos de análisis

Este método fue el escogido para el análisis de la componente sísmica, como parte de las fuerzas inestabilizantes del talud. En este método, las cargas de sismo son simuladas como cargas estáticas horizontales y verticales y se ignora la naturaleza cíclica de un sismo. Esta fuerza estática adicional consiste puntualmente en una fuerza lateral (horizontal) actuando a través del centroide de la masa deslizando del talud, con una orientación hacia afuera y hacia adentro del talud. Para llevar a cabo esta metodología y aplicarla al análisis de la estabilidad de la ladera, se necesita definir los coeficientes seudo-estáticos horizontal y vertical, para lo cual se utiliza la información que se obtuvo producto de la investigación geológica y geotécnica realizada anteriormente, así como la zonificación sísmica que establece el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-2010).

El sitio de estudio se ubica en el cantón de Osa de la provincia de Puntarenas, en el cual está clasificado por el CSCR (2010), que se encuentra en la zona sísmica IV. Por otra parte, y al tomar en consideración los resultados obtenidos de la investigación efectuada para definir

el modelo geotécnico, se puede concluir que el tipo de sitio corresponde a un S_3 , tal y como se muestra en la Tabla 2.12.

Tabla 2.12. Parámetros geotécnicos para definir el tipo de sitio de cimentación para los primeros 30 m superficiales

Tipo de sitio	N	V_s (m/s)	c_u (kg/cm ²)
S_3	15 – 35	180 – 350	0,50 – 0,75

Fuente: CSCR, 2015

Para la determinación del coeficiente pseudoestático horizontal, se utiliza la información anterior y la información indicada en el CGTYLCR (2015), tal y como se muestra en la Tabla 2.13.

Tabla 2.13. Coeficiente pseudo-estático horizontal

Tipo de sitio	Zona IV
S_3	0,20

Fuente: CGTYLCR, 2015

Para el caso del coeficiente pseudoestático vertical, se utilizará el 50% del coeficiente pseudoestático horizontal, como criterio externado por la Ing. María Laporte, para la consecución del análisis de estabilidad tanto para taludes como para laderas.

De esta manera, para el caso del sismo de diseño, se procede a utilizar un coeficiente pseudo-estático horizontal de 0,25g, mientras que el coeficiente pseudoestático vertical corresponde a 0,125g. Para el caso de un sismo con un período de retorno de 150 años, como se indica en la tabla

2.4.7.2. Definición de los criterios de falla

El análisis de estabilidad sobre la ladera en estudio, se realiza tanto para una superficie de falla circular como no circular, con el fin de obtener la condición de análisis crítica.

También se emplean los métodos rigurosos de Spencer y de Morgenster-Price, para la obtención del factor de seguridad, tanto circular como no circular, según sea el caso de análisis.

Por último, se emplea el criterio de falla de Mohr-Coulomb para la caracterización de los materiales a utilizar en el análisis geotécnico de estabilidad.

2.4.8. Análisis geotécnico de estabilidad

2.4.8.1. Resultados del análisis de estabilidad de la ladera natural sometida a un sismo con un período de retorno de 475 años.

En primera instancia se efectúa una revisión del talud sin la consideración de ningún tipo de sostenimiento sobre la ladera natural, lo cual, permita obtener los factores de seguridad de los análisis de estabilidad tanto estático como pseudo-estático.

Para el caso pseudo-estático se revisa la incidencia del sismo de diseño con el coeficiente pseudo-estático vertical actuando en ambos sentidos (a favor y en contra de la gravedad), y se evalúa la generación de una envolvente de falla circular como no circular.

En la Tabla 4.11 se presentan los factores de seguridad obtenidos del análisis realizado en el Slide, y aquellos que se encuentran en color rojo, son los que no alcanzaron los factores de seguridad mínimo esperados; sin embargo, es importante indicar que la ladera se encuentra en una condición de equilibrio, y cualquier cambio en las condiciones actuales o

eventos extraordinarios, podrían ocasionar la falla del talud. En la Figura 2.28, Figura 2.29 y Figura 2.30 se presentan los datos de salida del software Slide.

Tabla 2.14. Factores de seguridad obtenidos en la revisión de la estabilidad de la ladera natural ante los escenarios estático y pseudo-estático, sin soporte y con la aplicación del sismo de diseño

Análisis	Modo de falla	Factores de seguridad de las metodologías de análisis		Factor de seguridad según el CGTYLCR (2015)	Condición
		Spencer	Morgenstern & Price		
Estático	Circular	1,460	1,464	1,50	No cumple
	No circular	1,347	1,326		
Seudoestático	Circular kv+	1,151	1,151	1,10	Cumple
	Circular kv-	1,026	0,985		No cumple
	No circular kv+	1,010	0,990		
	No circular kv-	0,928	0,928		

Fuente: Elaboración propia a partir de los resultados del Slide.

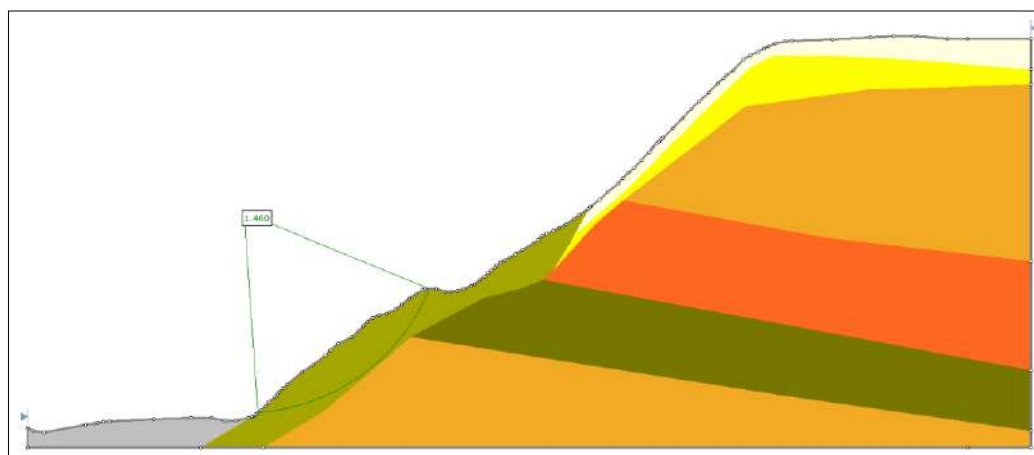


Figura 2.28. Superficie crítica del análisis de estabilidad de la ladera natural bajo una condición sin sismo y ante la ocurrencia de una falla circular según el método de Spencer

Fuente: Elaboración propia a partir de los resultados del Slide.

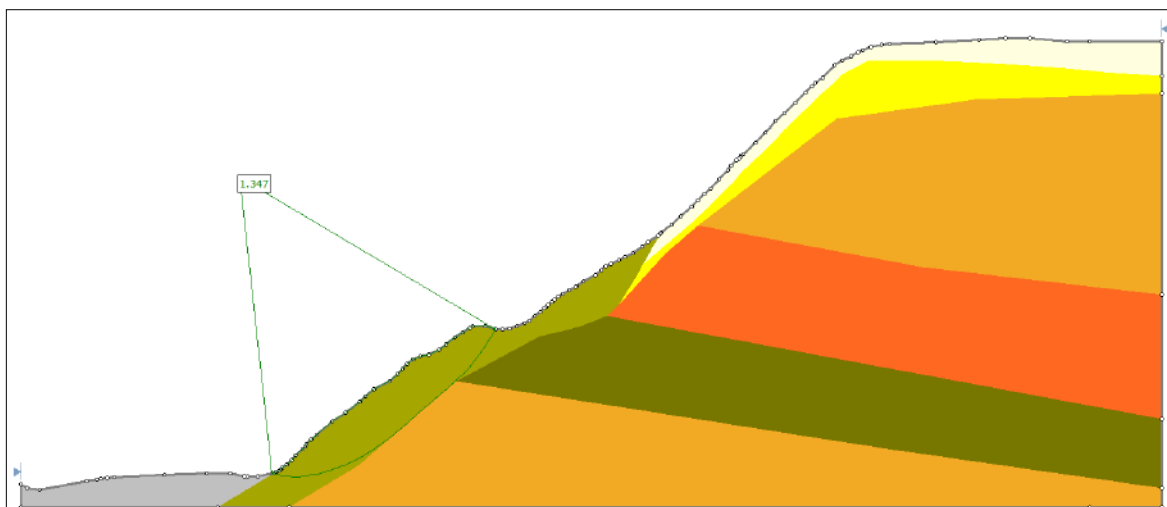


Figura 2.29. Superficie crítica del análisis de estabilidad de la ladera natural bajo una condición sin sismo y ante la ocurrencia de una falla no circular según el método de Spencer

Fuente: Elaboración propia a partir de los resultados del Slide.

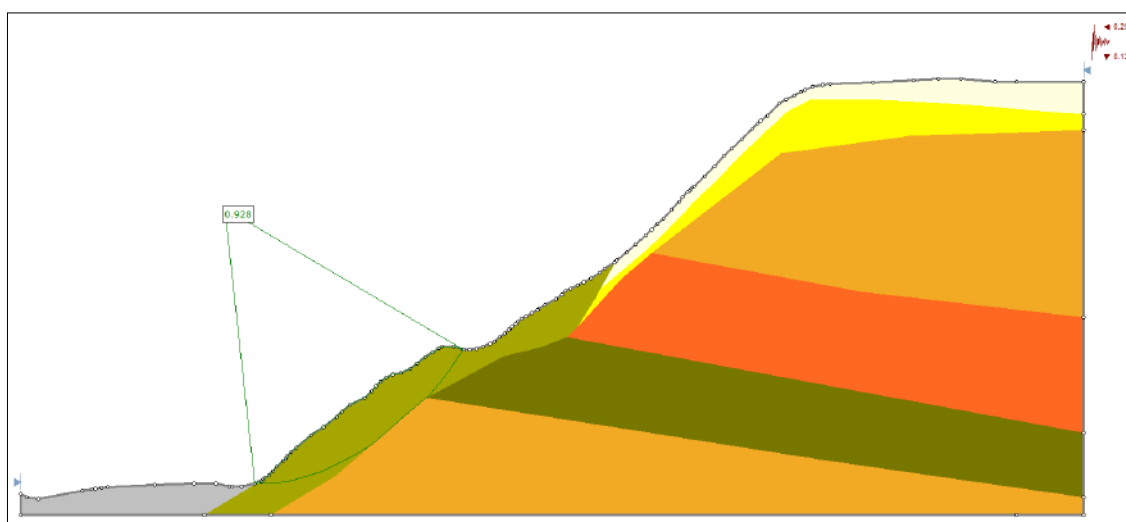


Figura 2.30. Superficie crítica del análisis de estabilidad de la ladera natural bajo una condición con sismo y ante la ocurrencia de una falla no circular según el método de Spencer

Fuente: Elaboración propia a partir de los resultados del Slide.

2.5. Diseño de la obra

2.5.1. Muro de soilnailing

2.5.1.1. Revisión de la propuesta de sostenimiento

Posterior a verificar las condiciones de estabilidad de la ladera bajo su condición natural, se logra demostrar que, ante las condiciones de sismo, existe una alta probabilidad de presentarse afectaciones en la ladera, por lo que se deben implementar sistemas de estabilización efectivos.

Es por esta razón que se realizará en diseño del muro mediante la metodología constructiva denominada *soilnailing* la cual consiste en el uso de anclajes de barra colocados espacialmente sobre la ladera, acompañado de una pantalla de concreto lanzado reforzada, ya sea mediante malla electro-soldada o bien por medio de fibras de acero o sintéticas; como ejemplo de esto se muestra la ver Figura 2.31.

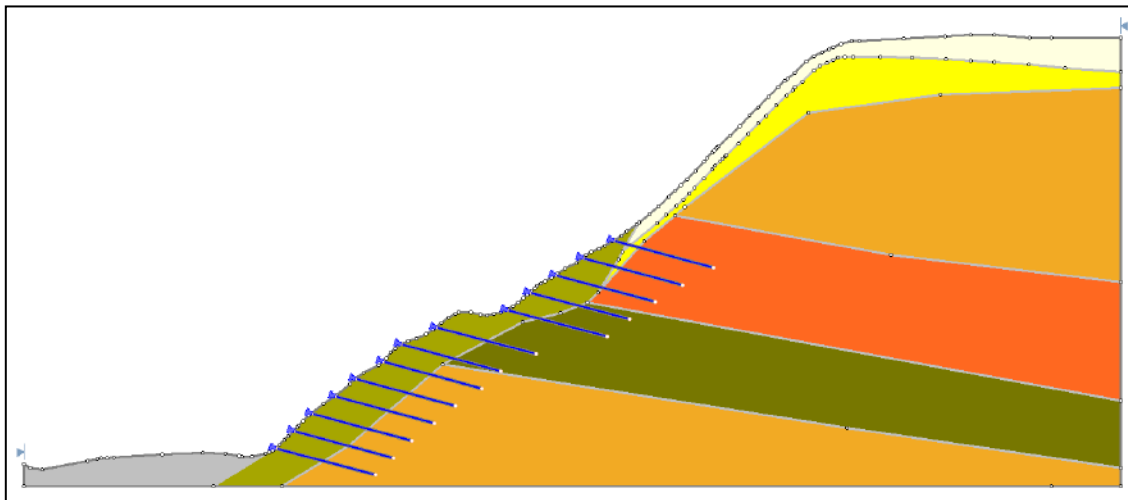


Figura 2.31. Sección transversal del talud y refuerzo en la UG-4

Fuente: Elaboración propia mediante el uso del Slide.

El muro de *soilnailing* se modeló en el software Slide (2018), y se consiguieron obtener distintos factores de seguridad según las siguientes premisas de aplicación o no, de la carga de sismo:

- 1) Condición estática, superficie de falla circular
- 2) Condición estática, superficie de falla no circular
- 3) Condición pseudoestática con la carga vertical aplicada hacia abajo, superficie de falla circular
- 4) Condición pseudoestática con la carga vertical aplicada hacia abajo, superficie de falla no circular
- 5) Condición pseudoestática con la carga vertical aplicada hacia arriba, superficie de falla circular
- 6) Condición pseudoestática con la carga vertical aplicada hacia arriba, superficie de falla no circular

Además de las premisas anteriormente mencionadas, se consideró analizar el talud natural reforzado con anclajes y diámetros de varilla específicos; los resultados de este análisis se muestran en la Tabla 2.15, Tabla 2.16 y Tabla 2.17.

Tabla 2.15. Factores de seguridad obtenidos del análisis de equilibrio límite anclajes de varilla N°6 de 7,00 m de longitud

Superficie de falla		Anclajes en ambas direcciones							
		1,5 m		2,0 m		@ 2,5 m		@ 3,0 m	
		Spencer	M&P	Spencer	M&P	Spencer	M&P	Spencer	M&P
Condición estática									
circular		1,836	1,826	1,619	1,619	1,524	1,525	1,469	1,468
no circular		1,631	1,621	1,491	1,475	1,439	1,409	1,379	1,366
Condición dinámica									
kv-	circular	1,262	1,253	1,177	1,103	1,11	1,036	1,059	0,997
	no circular	1,152	1,363	1,035	1,016	0,984	0,984	0,945	0,934
kv+	circular	1,363	1,138	1,209	1,208	1,225	1,130	1,160	1,086
	no circular	1,270	1,240	1,115	1,106	1,059	1,04	1,019	1,008

Fuente: Elaboración propia a partir de los resultados del Slide.

Tabla 2.16. Factores de seguridad obtenidos del análisis de equilibrio límite anclajes de varilla N°7 de 7,00 m de longitud

Superficie de falla		2,0 m		2,5 m		@ 3,0 m	
		Spencer	M&P	Spencer	M&P	Spencer	M&P
Condición estática							
circular		1,702	1,707	1,585	1,581	1,505	1,502
no circular		1,554	1,542	1,464	1,446	1,401	1,388
Condición dinámica							
kv-	circular	1,166	1,166	1,167	1,075	1,103	1,022
	no circular	1,084	1,065	1,014	1,178	0,974	0,958
kv+	circular	1,354	1,279	1,274	0,995	1,212	1,114
	no circular	1,173	1,162	1,098	1,080	1,044	1,030

Fuente: Elaboración propia a partir de los resultados del Slide.

Tabla 2.17. Factores de seguridad obtenidos del análisis de equilibrio límite anclajes de varilla N°8 de 7,00 m de longitud

Superficie de falla		2,5 m		3,0 m	
		Spencer	M&P	Spencer	M&P
Condición estática					
circular		1,827	1,829	1,715	1,720
no circular		1,564	1,556	1,494	1,481
Condición dinámica					
kv-	circular	1,248	1,181	1,212	1,110
	no circular	1,095	1,083	1,038	1,021
kv+	circular	1,351	1,316	1,341	1,235
	no circular	1,206	1,182	1,136	1,119

Fuente: Elaboración propia a partir de los resultados del Slide.

Asimismo, las Figura 2.32 y Figura 2.33 muestran la información de la Tabla 2.15, Tabla 2.16 y Tabla 2.17, con el fin de facilitar el análisis de la información.

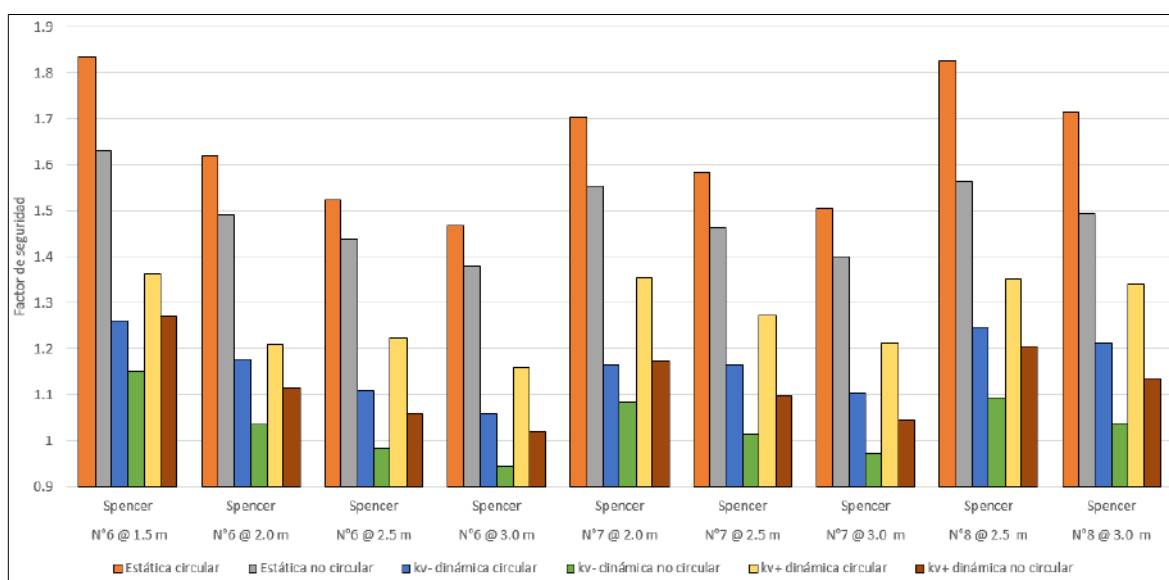


Figura 2.32. Factores de seguridad obtenidos del análisis de equilibrio límite (Spencer)

Fuente: Elaboración propia a partir de los resultados del Slide.

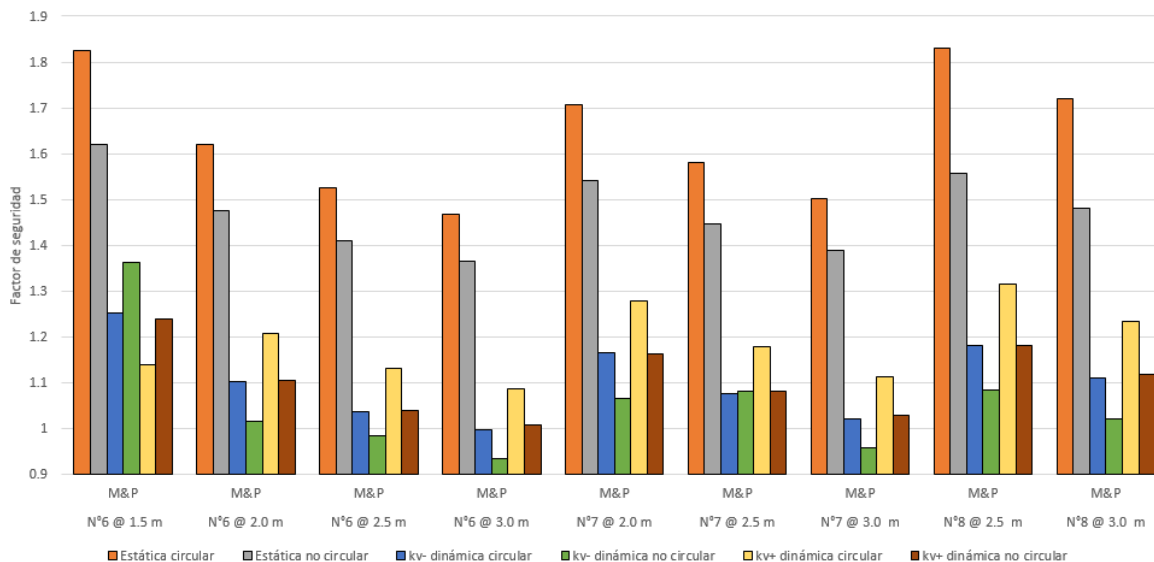


Figura 2.33. Factores de seguridad obtenidos del análisis de equilibrio límite (Morgensten & Price)

Fuente: Elaboración propia a partir de los resultados del Slide.

Al revisar la información anterior, únicamente los taludes que se modelaron con anclajes de varilla N°8 @ 2,5 m cumplen para la condición estática circular y no circular bajo la metodología de Spencer y Morgensten & Price; sin embargo, en el caso de la condición pseudo-estática, ninguno de los modelos cumple. Es por eso que se propone una modificación leve a la topografía del talud, así como también un incremento en el número de anclajes, tal y como se muestra en la Figura 2.34.

La modificación al talud consiste en excavar una berma de 4,00 m de ancho a 12,00 m de altura a partir del nivel de calle, para mejorar las condiciones de estabilidad del talud; además, se propone el reforzamiento del talud con anclajes de varilla N°8 de 7,00 m de longitud a cada 2,5 m tanto en la UG-1, así como también anclajes de varilla N°8 de 4,00 m de longitud a cada 2,5 m en la UG-4.

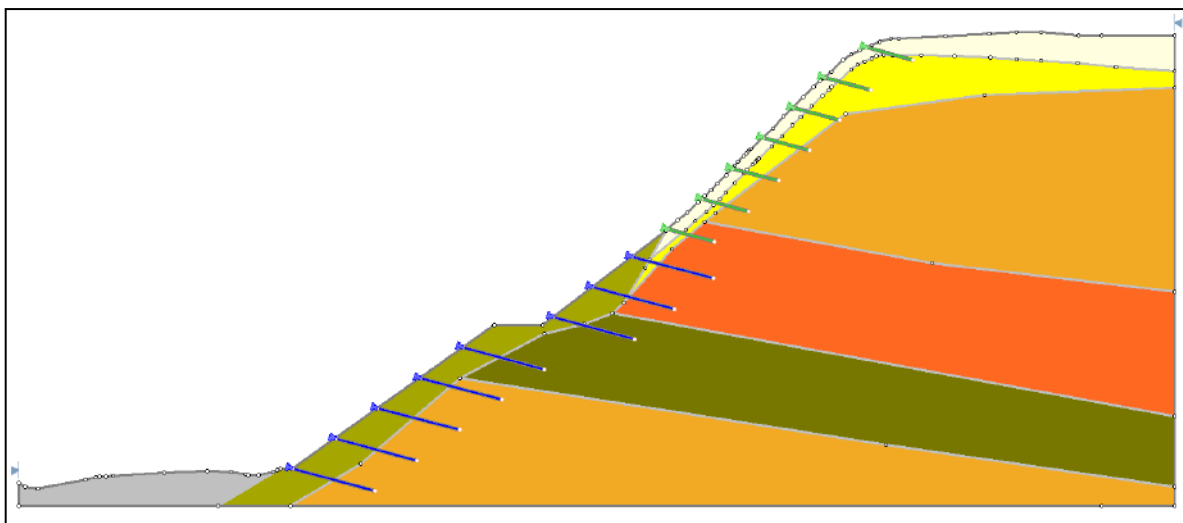


Figura 2.34. Sección transversal del talud y refuerzo en la UG-1 y UG-4

Fuente: Elaboración propia mediante el uso del Slide.

Una vez realizado el análisis en el *software* Slide (2018) al revisar los factores de seguridad obtenidos del análisis de equilibrio límite, se verifica que, en la condición estática, los factores de seguridad son mayores a 1,5, y en la pseudoestática son mayores a 1,1, por lo tanto propuesta de sostenimiento del talud cumple con los factores de seguridad recomendados en el CGTYLCR (2015). Esta información se encuentra en la Tabla 2.18 y Figura 2.35.

Tabla 2.18. Factores de seguridad obtenidos del análisis de equilibrio límite para talud modificado – refuerzo en la UG-1 y UG-4

		N°8 @ 2,5 m	
		Spencer	M&P
Estática	Circular	1,811	1,815
	No circular	1,791	1,787
Dinámica kv-	Circular	1,207	1,200
	No circular	1,201	1,198
Dinámica kv+	Circular	1,316	1,303
	No circular	1,303	1,298

Fuente: Elaboración propia

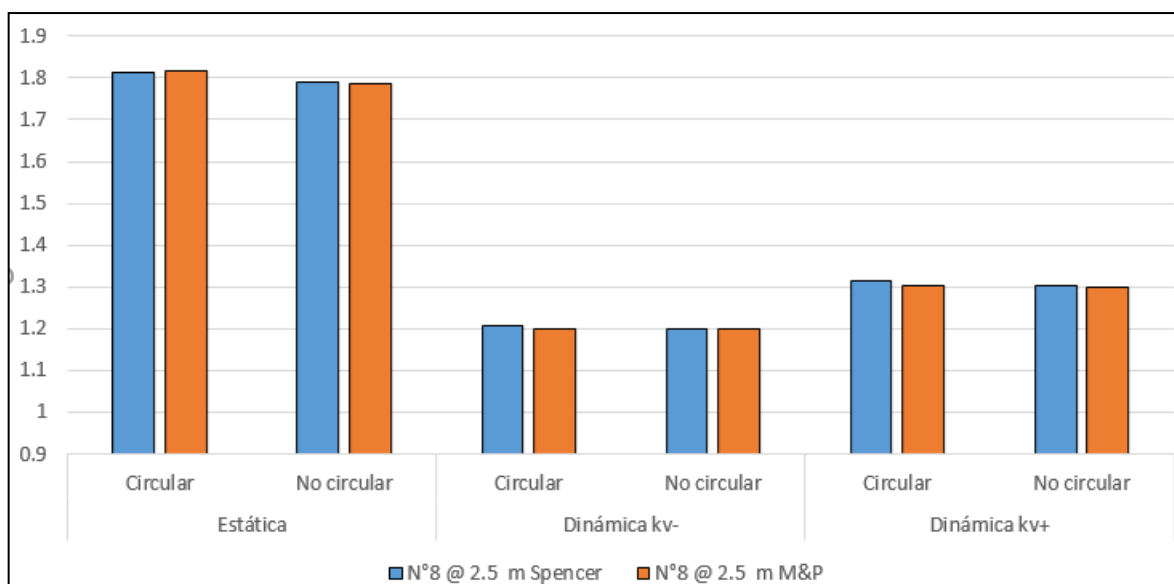


Figura 2.35. Factores de seguridad obtenidos del análisis de equilibrio límite refuerzo en la UG-1 y UG-4

Fuente: Elaboración propia

2.5.1.2. Verificación de la capacidad de los elementos del muro de *soilnailing*

En el apartado anterior se hizo una revisión general de la estabilidad del talud con la propuesta de sostenimiento. Una vez obtenida esa información, se procede a la revisión de la capacidad ante las cargas de los diferentes elementos que compondrán el muro de *soilnailing*. Esta revisión se hará según las recomendaciones de la FHWA (2015), tal y como se explicó en el marco teórico del presente documento.

- **Diseño de anclajes – arrancamiento.** En la Tabla 2.19 y Tabla 2.20 se muestran los cálculos realizados para la determinación de la resistencia ante las fuerzas de arrancamiento de los anclajes.

Tabla 2.19. Resultados del diseño de los anclajes de 7,00 m de longitud - arrancamiento

$r_{PO} = \pi * q_u * D_{DH}$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
q_u	adherencia anclaje - lechada - suelo	28.70	kN/m ²
D_{DH}	diámetro de la perforación	0.076	m
r_{PO}	Resistencia nominal por arrancamiento de cada perno	6.85	kN/ml
$R_{PO} = r_{PO} * L_p$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
r_{PO}	Resistencia nominal por arrancamiento de cada anclaje	35.00	kN/m ²
L_p	Longitud del anclaje	7.00	m
R_{PO}	Resistencia nominal por arrancamiento de cada anclaje	769.69	kN/ml
$CDR = \frac{\phi_{PO} * R_{PO}}{\gamma * T_{m\acute{a}x}} \geq 1,0$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
ϕ_{PO}	Factor de resistencia por arrancamiento - estático	0.65	
R_{PO}	Resistencia nominal por arrancamiento de cada anclaje	769.69	m
γ	$\gamma_{EV} = 1.35$	1.35	kN/ml
$T_{m\acute{a}x}$	Fuerza de tensión máxima nominal	42.49	kN
CDR	Razón de capacidad bajo demanda	8.72	adim

Fuente: Elaboración propia

Tabla 2.20. Resultados del diseño de los anclajes de 4,00 m de longitud - arrancamiento

$r_{PO} = \pi * q_u * D_{DH}$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
q_u	adherencia anclaje - lechada - suelo	28.70	kN/m ²
D_{DH}	diámetro de la perforación	0.076	m
r_{PO}	Resistencia nominal por arrancamiento de cada perno	6.85	kN/ml
$R_{PO} = r_{PO} * L_p$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
r_{PO}	Resistencia nominal por arrancamiento de cada anclaje	35.00	kN/m ²
L_p	Longitud del anclaje	4.00	m
R_{PO}	Resistencia nominal por arrancamiento de cada anclaje	439.82	kN/ml
$CDR = \frac{\phi_{PO} * R_{PO}}{\gamma * T_{m\acute{a}x}} \geq 1, 0$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
ϕ_{PO}	Factor de resistencia por arrancamiento - estático	0.65	
R_{PO}	Resistencia nominal por arrancamiento de cada anclaje	439.82	m
γ	$\gamma_{EV} = 1.35$	1.35	kN/ml
$T_{m\acute{a}x}$	Fuerza de tensión máxima nominal	42.49	kN
CDR	Razón de capacidad bajo demanda	4.98	adim

Fuente: Elaboración propia

- **Diseño de anclajes – tensión.** Con respecto a la revisión de la capacidad del anclaje a resistir las fuerzas a tensión, en la Tabla 2.21 se muestra un resumen del cálculo realizado con dicha comprobación, tanto para los anclajes de 7,00 m como para los anclajes de 4,00 m.

Tabla 2.21. Razón de capacidad bajo demanda - tensión

$R_T = A_t * f_y$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
f_y	resistencia nominal del anclaje (fuerza por área)	411894.00	kN/m ²
A_t	área de la sección transversal del perno	0.00051	m ²
R_t	Fuerza de tensión resistente para cada anclaje	659.94	kN/ml
$CDR = \frac{\phi_T * R_T}{\gamma * T_{m\acute{a}x}} \geq 1,0$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
ϕ_T	Factor de resistencia a la tensión	0.75	
R_T	Fuerza de tensión resistente para cada anclaje	659.94	kN/ml
γ	$\gamma_{EV} = 1.35$	1.35	kN/ml
$T_{m\acute{a}x}$	Fuerza de tensión máxima nominal	42.49	kN
CDR	Razón de capacidad bajo demanda	8.63	adim

Fuente: Elaboración propia

Diseño del muro – flexión. En la Tabla 2.22 se muestran los cálculos realizados para la determinación de la resistencia a la flexión del muro, tanto en la mitad de su espesor como en el sector donde irá colocada la cabeza del perno, en la dirección vertical y horizontal.

Tabla 2.22. Resistencia a flexión

$m_{vm} = a_{vm} * f_{y,w} * \left(\frac{h_i}{2} - \frac{a_{vm} * f_{y,w}}{1.7 * f'c} \right)$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
a_{vm}	área de la sección transversal del refuerzo vertical en la mitad del vano	1.06	cm ²
		0.000106	m ²
$f_{y,u}$	resistencia del acero de refuerzo de la malla	490350.00	kN/m ²
h_i	espesor de la cara inicial	0.10	m
f_c	resistencia a la compresión del concreto	34324.50	kN/m ²
m_{vm}	resistencia vertical del muro en la mitad del vano por unidad de longitud	2.55	kN/ml
$m_{vn} = a_{vn} * f_{y,w} * \left(\frac{h_i}{2} - \frac{a_{vn} * f_{y,w}}{1.7 * f'c} \right)$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
a_{vn}	área de la sección transversal del refuerzo horizontal en la cabeza del perno	1.06	cm ²
		0.000106	m ²
$f_{y,u}$	resistencia del acero de refuerzo de la malla	490350.00	kN/m ²
h_i	espesor de la cara inicial	0.10	m
f_c	resistencia a la compresión del concreto	34324.50	kN/m ²
m_{vn}	resistencia vertical del muro en la mitad del vano por unidad de longitud	2.55	kN/ml
$m_{hm} = a_{hm} * f_{y,w} * \left(\frac{h_i}{2} - \frac{a_{hm} * f_{y,w}}{1.7 * f'c} \right)$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
a_{hm}	área de la sección transversal del refuerzo horizontal en la mitad del vano	1.06	cm ²
		0.000106	m ²
$f_{y,u}$	resistencia del acero de refuerzo de la malla	490350.00	kN/m ²
h_i	espesor de la cara inicial	0.10	m
f_c	resistencia a la compresión del concreto	34324.50	kN/m ²
m_{hm}	resistencia vertical del muro en la mitad del vano por unidad de longitud	2.55	kN/ml
$m_{hn} = a_{hn} * f_{y,w} * \left(\frac{h_i}{2} - \frac{a_{hn} * f_{y,w}}{1.7 * f'c} \right)$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
a_{hn}	área de la sección transversal del refuerzo horizontal en la cabeza del perno	1.06	cm ²
		0.000106	m ²
$f_{y,u}$	resistencia del acero de refuerzo de la malla	490350.00	kN/m ²
h_i	espesor de la cara inicial	0.10	m
f_c	resistencia a la compresión del concreto	34324.50	kN/m ²
m_{hn}	resistencia vertical del muro en la mitad del vano por unidad de longitud	2.55	kN/ml

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 2.23 y Tabla 2.24 se realizó el cálculo de la resistencia nominal a la flexión, en el sentido horizontal y vertical.

Tabla 2.23. Resistencia nominal a flexión – sentido horizontal

$R_{FF} = C_F * (m_{hm} + m_{hn}) * \left(\frac{8 S_V}{S_H} \right)$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
C_F	Factor efecto de un suelo no uniforme actuando en la cara	2	adim
m_{hm}	resistencia horizontal mitad vano	2.55	kN*ml
m_{hn}	resistencia horizontal cabeza	2.55	kN*ml
S_V	espaciamiento vertical	0.25	m
S_H	espaciamiento horizontal	0.25	m
R_{FF}	Resistencia nominal a la flexión	81.68	kN*ml

Fuente: Elaboración propia

Tabla 2.24. Resistencia nominal a flexión – sentido vertical

$R_{FF} = C_F * (m_{vm} + m_{vn}) * \left(\frac{8 S_H}{S_V} \right)$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
C_F	Factor efecto de un suelo no uniforme actuando en la cara	2	adim
m_{vm}	resistencia vertical mitad vano	2.55	kg*ml
m_{vn}	resistencia vertical cabeza	2.55	kg*ml
S_V	espaciamiento vertical	0.25	m
S_H	espaciamiento horizontal	0.25	m
R_{FF}	Resistencia nominal a la flexión	81.68	kN*ml

Fuente: Elaboración propia

En este caso los valores de RFF tanto de la Tabla 2.23 como Tabla 2.24 son iguales, por lo tanto, se calculó la razón de capacidad bajo demanda con cualquiera de los valores, tal y como se muestra en la

Tabla 2.25.

Tabla 2.25. Razón de capacidad bajo demanda – flexión

$CDR = \frac{\phi_{FF} * R_{FF}}{\gamma * T_o} \geq 1,0$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
R_{FF}	Resistencia nominal a la flexión	81.68	kN
ϕ_{FF}	Factor de resistencia por flexión	0.90	adim
γ	$\gamma_{EV} = 1.35$	1.35	kN/ml
T_o	Fuerza de tensión máxima	42.49	kN
CDR	Razón de capacidad bajo demanda	1.28	adim

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente se procedió a cuantificar la razón de refuerzo por flexión, cuyo cálculo se muestra en la Tabla 2.26.

Tabla 2.26. Razón de refuerzo - flexión

$a_{vn} = \left(a_{vm} + \frac{A'_{VN}}{S_H} \right)$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
S_H	espaciamiento horizontal de las varillas	0.25	m
$f_{y,R}$	resistencia a la fluencia del acero de refuerzo	274596	kN/m ²
$f_{y,w}$	resistencia a la fluencia de la malla electrosoldada	49035	kN/m ²
A_{VN}	area transversal de las varillas adicionales para cubrir la cabeza del perno	0.00026	m ²
A'_{VN}	$(f_{y,r}/f_{y,w}) * A_{VN}$	0.00144	m ²
a_{vm}	área de la sección transversal del refuerzo en la mitad del vano	0.00011	m ²
a_{vn}	área de la sección transversal del refuerzo en la cabeza del perno	0.00589	m ²
$a_{hn} = \left(a_{hm} + \frac{A'_{HN}}{S_V} \right)$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
S_V	espaciamiento vertical de los pernos	0.25	m
$f_{y,R}$	resistencia a la fluencia del acero de refuerzo	274596	kN/m ²
$f_{y,w}$	resistencia a la fluencia de la malla electrosoldada	49035	kN/m ²
A_{VN}	area transversal de las varillas adicionales para cubrir la cabeza del perno	0.00026	m ²
A'_{HN}	$(f_{y,r}/f_{y,w}) * A_{HN}$	0.00144	m ²
a_{hm}	área de la sección transversal del refuerzo en la mitad del vano	0.00011	m ²
a_{hn}	área de la sección transversal del refuerzo en la cabeza del perno	0.00589	m ²
$\rho_{ij} = \left(\frac{a_{ij}}{0.5 * h} \right) * 100$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
a_{ij}	razón del área de la sección transversal del refuerzo por unidad de ancho	0.00000	m ²
h	espesor de la cara que se está diseñando	0.10	m
ρ_{ij}	razón de refuerzo	0.00	adim
ρ_{vn}	Razón de refuerzo - sentido vertical	11.77	%
ρ_{hn}	Razón de refuerzo - sentido horizontal	11.77	%

Fuente: Elaboración propia

Diseño del muro – punzonamiento. En la Tabla 2.27 se muestran los cálculos realizados para la determinación de la resistencia del muro ante cargas que ejerzan fuerzas de punzonamiento al muro.

Tabla 2.27. Razón de capacidad bajo demanda - punzonamiento

$V_F [kip] = 0.58 * \sqrt{f'_c} [psi] * \pi * D'_c [ft] * h_c [ft]$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
L_{BP}	ancho de la placa	8.20	ft
h_c	profundidad efectiva de la superficie cónica = h_i = espesor de la capa inicial	0.02	ft
D'_c	diámetro equivalente de la superficie cónica de falla = $L_{BP} + h_i$	8.22	ft
f_c	resistencia a la compresión del concreto	350.00	kg/cm ²
		34324.50	kPa
		4977.00	psi
V_F	Fuerza resistente al punzonamiento	22.01	kip
		97.95	kN
$CDR = \frac{\phi_{FFP} * R_{FFP}}{\gamma * T_o} \geq 1,0$			
Símbolo	Descripción	Valor	Unidades
C_p	factor de contribución al cortante del suelo debajo de la cabeza	1.00	adim
V_F	Fuerza resistente al puzonamiento	97.95	kN
R_{FFP}	Resistencia nominal por arrancamiento de cada perno	97.95	kN
ϕ_{FFP}	Factor de resistencia por arrancamiento - estático	0.90	
γ	$\gamma_{EV} = 1.35$	1.35	kN/ml
T_o	Fuerza de tensión máxima nominal en la cabeza del perno	41.78	kN
CDR	Razón de capacidad bajo demanda	1.56	adim

Fuente: Elaboración propia

Es así como, una vez verificados la razón de capacidad bajo demanda de los anclajes bajo fuerzas de tensión y del muro bajo la influencia de los momentos flexionantes y las fuerzas de punzonamiento, es que se verifica que los valores son mayores a la unidad, por lo que se espera que el muro de *soilnailing* se desempeñe de manera satisfactoria a lo largo de su vida útil.

2.5.2. Manejo de las aguas de escorrentía superficial

Es necesario efectuar un manejo adecuado de las aguas de escorrentía superficial para garantizar el funcionamiento del sistema de estabilización permanente planteado para el talud carretero.

Para el diseño de los sistemas colectores de las aguas de escorrentía, se utilizó la información procedente de la Curva de Intensidad Duración y Frecuencia (IDF) de una estación meteorológica cercana (ver Figura 2.36).

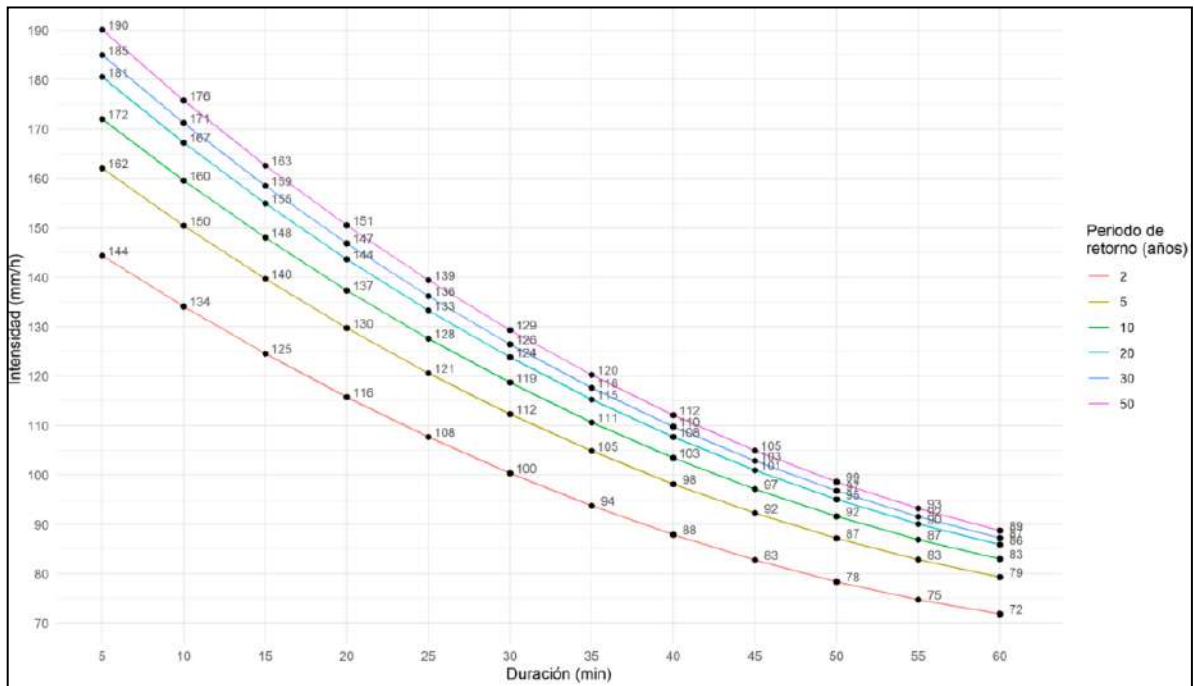


Figura 2.36. Curva IDF de una estación meteorológica cercana

Fuente: Internet

Posteriormente se definieron las sub-cuencas que aportan agua de escorrentía, las cuales corresponden a las superficies comprendidas en el sector con pendientes mínimas posterior a la corona del talud y la superficie del talud. Los valores de las áreas de cada una de estas sub-cuencas se presentan en la Figura 2.37.

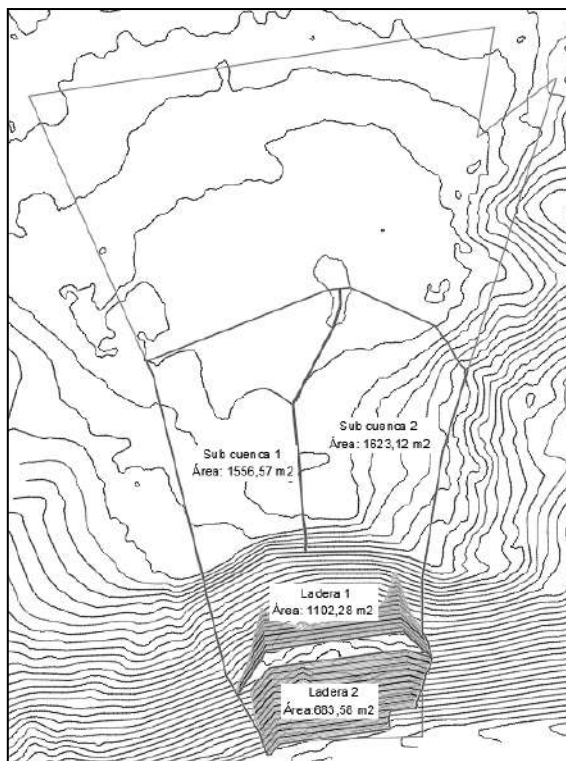


Figura 2.37. Sub-cuencas definidas en el sitio de estudio

Fuente: Elaboración propia

Se trazaron cunetas dentro de los linderos del sitio de estudio, con el fin de evitar que las aguas de escorrentía de ésta última, drenaran hacia los terrenos vecinos y al talud. Por lo anterior, se plantean 5 tipos de cunetas que entre ellas forman el sistema colector de aguas de escorrentía, las cuales se muestran en la Tabla 2.28. El detalle del sistema colector de las aguas de escorrentía, se presenta en la Figura 2.38 y así como también en el plano 7 del anexo A.



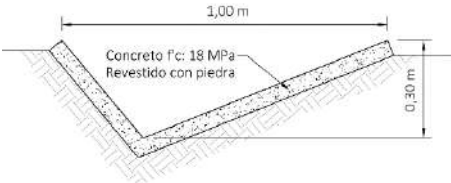
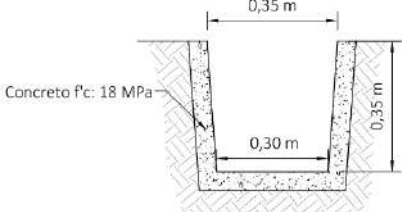
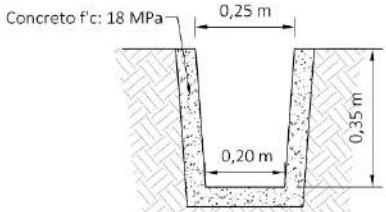
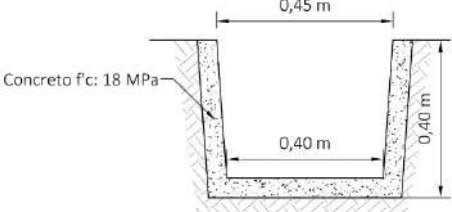
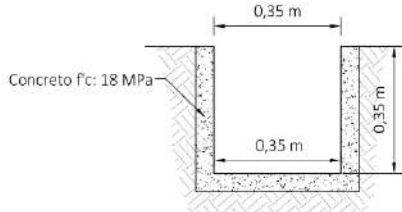
Figura 2.38. Sistema colector de aguas de escorrentía superficial

Fuente: Elaboración propia

Tal y como se mencionó con anterioridad, en la Tabla 2.28 se presenta el detalle de cada una de las cunetas propuestas; también se indicó el caudal del agua de escorrentía para el cual ellas tienen que drenar, así como también la capacidad de drenaje de cada una.

Es importante indicar que la revisión de la capacidad de drenaje de las cunetas, se utilizó el Método Racional, el cual es uno de los más usados para la estimación del caudal máximo asociado a una determinada lluvia de diseño. Se utiliza normalmente en el diseño de obras de drenaje urbano y rural.

Tabla 2.28. Secciones transversales del sistema colector de aguas de escorrentía

CUNETETA TIPO	ESQUEMA (sin escala)	Caudal de diseño (m ³ /s)	Capacidad de drenaje (m ³ /s)	Cumple
1	 <p>1,00 m Concreto f'c: 18 MPa Revestido con piedra 0,30 m</p>	0,0113	0,197	Sí
2	 <p>0,35 m Concreto f'c: 18 MPa 0,30 m 0,35 m</p>	0,0083	0,189	Sí
3	 <p>Concreto f'c: 18 MPa 0,25 m 0,20 m 0,35 m</p>	0,0051	0,105	Sí
4	 <p>Concreto f'c: 18 MPa 0,45 m 0,40 m 0,40 m</p>	0,0372	0,282	Sí
5	 <p>Concreto f'c: 18 MPa 0,35 m 0,35 m 0,35 m</p>	0,0372	0,225	Sí

Fuente: Elaboración propia

2.6. Descripción del proceso constructivo

2.6.1. Sistema de sostenimiento del equipo y de la mano de obra

Para este proyecto en particular, utilizarán dos formas de sostenimiento del equipo que coloca el concreto lanzado: los andamos y el manipulador telescópico o con grúa, cuyos ejemplos se muestran en la Figura 2.39.



Figura 2.39. Sistemas provisionales de sostenimiento del equipo

Fuente: Empresa constructora

El andamiaje tiene la ventaja de que es una estructura especialmente utilizada en lugares de difícil acceso, pues al construirla permite el desplazamiento del equipo y de la mano de obra, sin embargo, la desventaja es que la instalación y desinstalación de este sistema de sostenimiento es un rubro importante a considerar en el presupuesto y los tiempos de duración de la construcción del muro y que lo encarece, debido a que, en este caso en particular, su construcción debe cubrir una altura total de 26,6 m de alto y 85,0 m de ancho.

Por otra parte, el uso del manipulador telescópico o grúa, facilita la construcción del muro en lugares de fácil acceso, con la ventaja de que no se requiere la construcción de estructuras temporales de sostenimiento y el avance es continuo y rápido. La Figura 2.40

muestra una propuesta de construcción de los anclajes y el muro, el cual se puede hacer en los primeros 12,00 m con el manipulador telescópico, y en la altura restante, con un sistema de andamios.

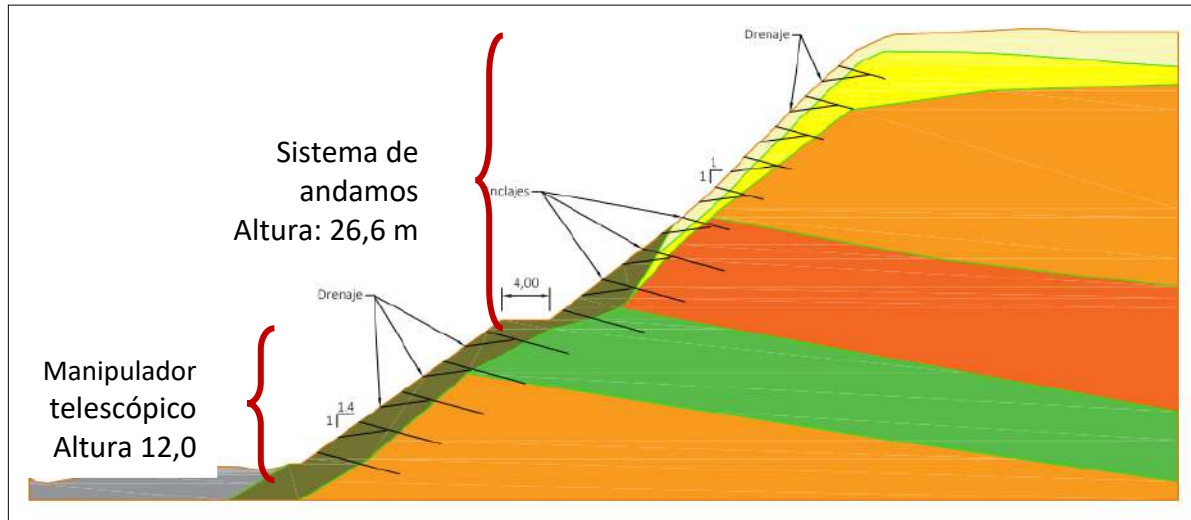


Figura 2.40. Sistemas provisionales de sostenimiento de equipo – configuración en el talud

Fuente: Empresa constructora

2.6.2. Instalación de anclajes

Para la excavación de la perforación donde irá colocado el anclaje, se utilizaría un equipo de rotación, en donde una tubería mediante movimientos rotatorios presiona el taladro con el fin de introducir la tubería en el terreno. Además, este equipo permite la recuperación del material excavado, con el fin de que este hallazgo complemente las investigaciones realizadas previamente en el sitio.

La Figura 2.41 muestra el procedimiento de construcción de anclajes mediante un esquema.

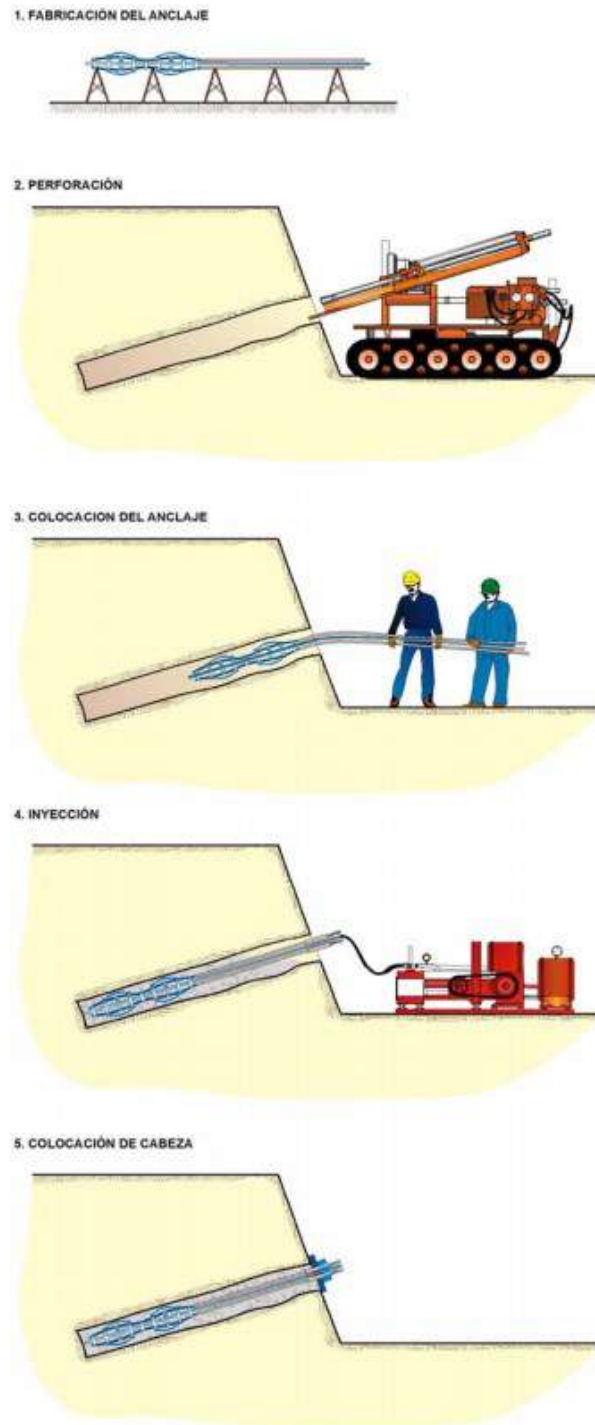


Figura 2.41. Proceso esquemático de construcción de un anclaje
Fuente: <http://www.urielysociados.es/en/img/formacion/ponencia1.pdf>

Es así como se debe alistar el perno, excavar la perforación en el suelo, colocar el anclaje, hacer la inyección de la lechada y, una vez que esté fabricado el muro de concreto lanzado, y finalmente colocar la cabeza del perno.

2.6.3. Muro de concreto lanzado

En cuanto a la técnica de construcción del muro de concreto lanzado se propuso la conocida como “vía húmeda”, debido a que en el sitio existe una fuente de agua potable y el concreto es posible fabricarlo en el sitio. Se escogió debido a que ofrece un mejor ambiente de trabajo, mayor calidad, uniformidad y producción. En un turno de 8 horas, la capacidad promedio de proyección del método por vía húmeda es usualmente de 4 a 5 veces mayor que la del método por vía seca.



Figura 2.42. Equipos – concreto lanzado vía húmeda

Fuente: <https://laboratoriolinea6ferrovial.files.wordpress.com/2015/04/via-humeda.png>

2.7. Especificaciones técnicas

Sobre este tema, la Tabla 2.29 indica la normativa de control de calidad que se deben cumplir los materiales utilizados para la construcción del muro de *soilnailing*, así como la frecuencia del muestreo de estos materiales; lo anterior tiene como objetivo garantizar la calidad de los materiales, así como también que se cumplan las premisas de diseño.

Tabla 2.29. Especificaciones técnicas

Parámetro	Especificación	Unidad de Medida	Norma por Cumplir	Frecuencia del Muestreo
Límite elástico del acero para las barras a utilizar como pernos	420	MPa	ASTM A370	Una muestra cada 50 pernos confeccionados
Resistencia a la extracción de los pernos de anclaje	> 50 para UG1, UG2 y UG3	kN/m	ASTM D4435	2% del total de anclajes
	> 1000 para UG4	kN/m	ASTM D4435	2% del total de anclajes
Extracción y prueba de núcleos de concreto lanzado para estimar su resistencia	21	MPa	ASTM C1604	Cada 7, 14 y 28 días
Densidad de la Lechada A/C: 0,67	15.7	kN/m ³	ASTM D4380	Cada 50 pernos instalados
Viscosidad de la Lechada A/C: 0,67	40	Pa-s	ASTM D6910	Cada 50 pernos instalados
Resistencia de la Lechada a 28 días de edad A/C: 0,67	21	MPa	ASTM C109	Cada 50 pernos instalados

Fuente. ASTM

2.8. Presupuesto

Con respecto al costo total de la obra, se realizó la consulta a una empresa constructora de muros de soilnailing en Costa Rica, cuyas actividades y costos se muestran en la Tabla **2.30**.

Tabla 2.30. Presupuesto de obra

1. MOVIMIENTO DE TIERRA					
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
1,1	Traslado de equipo. Movilizacion y desmovilización de equipos y personal especializado desde nuestro taller a la obra.	m ³	1100	\$ 21 / m ³	\$ 23 100.00
2. MOVILIZACIÓN					
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
2,1	Traslado de equipo. Movilizacion y desmovilización de equipos y personal especializado desde nuestro taller a la obra.	global	1	\$ 4.250,00	\$ 4 250.00
3. CONSTRUCCIÓN DE MURO TIPO SOIL NAILING					
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
3,1	Soil Nailing. Muro de retención tipo Soil Nailing, se proyecta la construcción de un muros de retención, pernos con varilla #8 Grado 60 de 4m y 7m de profundidad, separados a cada 2,50m en sentido horizontal y paramento de concreto lanzado de 0,10m de espesor, con malla electrosoldada #2 y refuerzo de varilla #4 G60 como refuerzo para cada uno pernos. No incluye materiales. Las características del muro a construir fueron indicadas por el cliente.	m ²	1521,0	\$ 199,00	\$302 679.00
3,2	Aditivo tinte concreto. Aditivo tinte concreto "Synthetic Iron Oxide". Considera un 20% de desperdicio.	m ³	183,0	\$ 60,00	\$ 10 980.00

Fuente: Consulta realizada a empresa constructora

Tabla 2.30. Presupuesto de obra - continuación

4. MATERIALES					
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
4,1	Concreto. Concreto para lanzado vía húmeda. Considera un 20% de desperdicio y concreto de 210 kg/cm ² .	m ³	183.00	\$ 200,00	\$ 36 600.00
4,2	Cemento. Cemento para inyección de pernos, hasta 1saco / 3m de pernos.	saco	608.00	\$ 14,00	\$ 8 512.00
4,3	Pernos. Varilla #8 Grado 60 de 9m de longitud. Considera 5% de desperdicio.	unidad	144.00	\$ 45,00	\$ 6 480.00
4,4	Pernos. Varilla #8 Grado 60 de 6m de longitud. Considera 5% de desperdicio.	unidad	227.00	\$ 35,00	\$ 7 945.00
4,5	Refuerzo. Malla electrosoldada #2 para refuerzo del muro. Considera 15% desperdicio.	unidad	171.00	\$ 60,00	\$ 10 260.00
4,6	Refuerzo. Varillas #4 Grado 60 de 6m para refuerzo de pernos. Considera 15% de desperdicio.	unidad	618.00	\$ 12,00	\$ 7 416.00
4,7	Pines. Varillas #3 Gr.60 de 6m para pines. Considera 15% desperdicio.	unidad	205.00	\$ 10,00	\$ 2 050.00
4,8	Drenes. Tubos PVC de 2 pulgadas de diámetro, para drenes. Considera 5% de desperdicio.	unidad	176.00	\$ 22,00	\$ 3 872.00

5. IMPREVISTOS					
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
5,1	Sobreconsumo de inyección. Sobreconsumo en la inyección de cemento por encima de 1saco/3m de perforación. No incluye cemento.	saco	eventual	\$ 55,00	-
5,2	Sobreconsumo lanzado. Mano de obra de sobreconsumo de lanzado de concreto por encima al volumen de concreto indicado.	m ³	eventual	\$ 305,00	-
5,3	Encamisado. Uso de sistema ODEX para el encamisado de la perforación por derrumbe de las paredes.	ml	eventual	\$ 90,00	-
5,4	Multas. Tiempo de espera por prestaciones a cargo del cliente.	hr	eventual	\$ 475,00	-
5,5	Re-perforación. Re-perforación debido a condiciones geotecnicas del sitio de obra.	m	eventual	\$ 75,00	-

Fuente: Consulta realizada a empresa constructora

Además del costo total del muro de *soilnailing* se incluye el costo de la construcción del sistema de drenaje de aguas de escorrentía superficial.

Tabla 2.30. Presupuesto de obra - continuación

6. SISTEMA DE CUNETAS					
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
6,1	Cunetas tipo 1	ml	126.8	\$ 94.48	\$ 11 980.06
6,2	Cunetas tipo 2	ml	49.4	\$ 102.08	\$ 5 042.75
6,3	Cunetas tipo 3	ml	34.4	\$ 92.15	\$ 3 169.96
6,4	Cunetas tipo 4	ml	36.3	\$ 105.59	\$ 3 832.92
6,5	Cunetas tipo 5	ml	106.6	\$ 125.22	\$ 13 348.45

Fuente: Consulta realizada a empresa constructora

Al sumar los ítemes 1, 2, 3, 4 y 5 se obtiene el costo total de la obra, el cual asciende a los US\$ 461 518,15 con una duración de 45 días naturales.

2.9. Sostenibilidad

La superficie del muro sobre el talud carretero, sería de aproximadamente 1500 m², lo cual significa una transformación del paisaje en el sitio. Es por ello que dentro del presupuesto se consideró la adición de un tinte de color, con el fin de incorporar el muro como parte del paisaje.

La Figura 2.43 muestra un ejemplo del muro de concreto lanzado, al cual se le adicionó a la mezcla un colorante de color café.



Figura 2.43. Concreto lanzado con pigmento color café

Fuente: Consulta realizada a empresa constructora

La adición de este tinte a la mezcla de concreto lanzado, está considerado dentro del costo total de la obra.

2.10. Conclusiones

Con base en los resultados obtenidos se presentan las siguientes conclusiones en relación a la solución geotécnica de estabilización para el talud carretero

- Al considerar los resultados de los análisis geotécnicos de estabilidad, es necesario la colocación de una alternativa de estabilización, integrada por pernos de anclaje y concreto lanzado, como solución al problema de inestabilidad.
- Los pernos de anclaje serán en barras de acero corrugado N°8, grado 60, las cuales presentan un diámetro nominal de 25,40 mm. Se definieron dos longitudes para los pernos, 7,00 m para ser colocados en la parte inferior y 4,00 m a colocar en la parte superior de la ladera.
- El espaciamiento de los anclajes será de 2,50 m en ambos sentidos, vertical y horizontal, y deberán cubrir el talud en su totalidad, acompañados de concreto lanzado.
- Se plantea la colocación de un total de 8 hiladas de pernos de 7,00 m de longitud, desde el nivel de calle hasta los 12,00 m de alto, y se continuará con un total de 7 hiladas de pernos de 4,00 m de longitud hacia la parte superior del talud, hasta completar un total de 15 hiladas de pernos.
- Los pernos de anclaje deberán de ser inyectados por medio de una lechada de agua con cemento bajo una relación volumétrica de 4 partes de agua para 6 de cemento, buscando alcanzar una resistencia a la compresión simple de al menos 21 MPa a los 28 días de edad. Los anclajes deberán de ser inyectados en toda su longitud.
- Se deberán de instalar drenajes perforados dentro de la pantalla anclada, de una longitud de 3,00 m, colocados bajo la misma separación de los anclajes, en los puntos intermedios a

estos. Los drenajes deberán de ser de al menos 38,1 mm de diámetro y se podrá utilizar tubería perforada envuelta en geotextil NT1600 o superior.

- El concreto lanzado tendrá un espesor constante de 0,10 m, bajo una resistencia a la compresión simple de 21 MPa a los 28 días de edad. El concreto lanzado deberá colocarse con malla electro-soldada.
- La modificación en la parte inferior de la ladera natural obedece al retiro de los materiales más problemáticos identificados en la investigación geotécnica efectuada. Estos materiales son producto de los movimientos superficiales de las unidades geotécnicas superiores y dado su origen corresponden con materiales no consolidados. El retiro parcial de estos materiales, mejora los resultados del análisis geotécnico de estabilidad realizado.
- Es necesario previo a efectuar cualquier trabajo de estabilización, el retiro de la capa de material orgánico, integrada por maleza, arbustos, vegetación y hasta árboles, que han crecido a lo largo del tiempo sobre la ladera natural. Se debe de garantizar una adecuada adherencia del concreto lanzado con respecto a los materiales presentes en el sitio, para garantizar el adecuado funcionamiento de la pantalla anclada.
- El volumen de materiales en banco por excavar corresponden a 1096 m³, por lo que es necesario evaluar y considerar un sitio cercano para el respectivo manejo y depósito de estos materiales estériles.
- Bajo un área aproximada de 35 m de largo por 30 m de ancho y bajo un espesor del orden de 1,50 m, es posible lograr el acomodo de los materiales resultantes de la propuesta de excavación.
- Las condiciones encontradas en el sitio en cuanto al manejo de las aguas de escorrentía, demandan la implementación de un diseño de un sistema colector que permitan encausar

aquellas aguas que discurren hacia el talud. Se han propuesto un total de 5 tipos de cunetas, que en su conjunto permitirán entregar las aguas al pie de la ladera.

- El costo total de la obra asciende a los US\$ 461 518,15 con una duración de 45 días naturales.
- Como elemento mitigador del impacto ambiental de esta obra, se propone el abordaje del impacto visual, al aplicar al concreto lanzado un aditivo de un color ideal que combine con el paisaje de la zona.
- Los detalles del sistema de estabilización y especificaciones de los materiales se presentan en el anexo A en el presente documento.

2.11. Referencias

Asociación Costarricense de Geotecnia. (2015). Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Asociación Costarricense de Geotecnia. (2009). Código de Cimentaciones de Costa Rica. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.



Braja, Das. (2012) Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Cengage Learning.

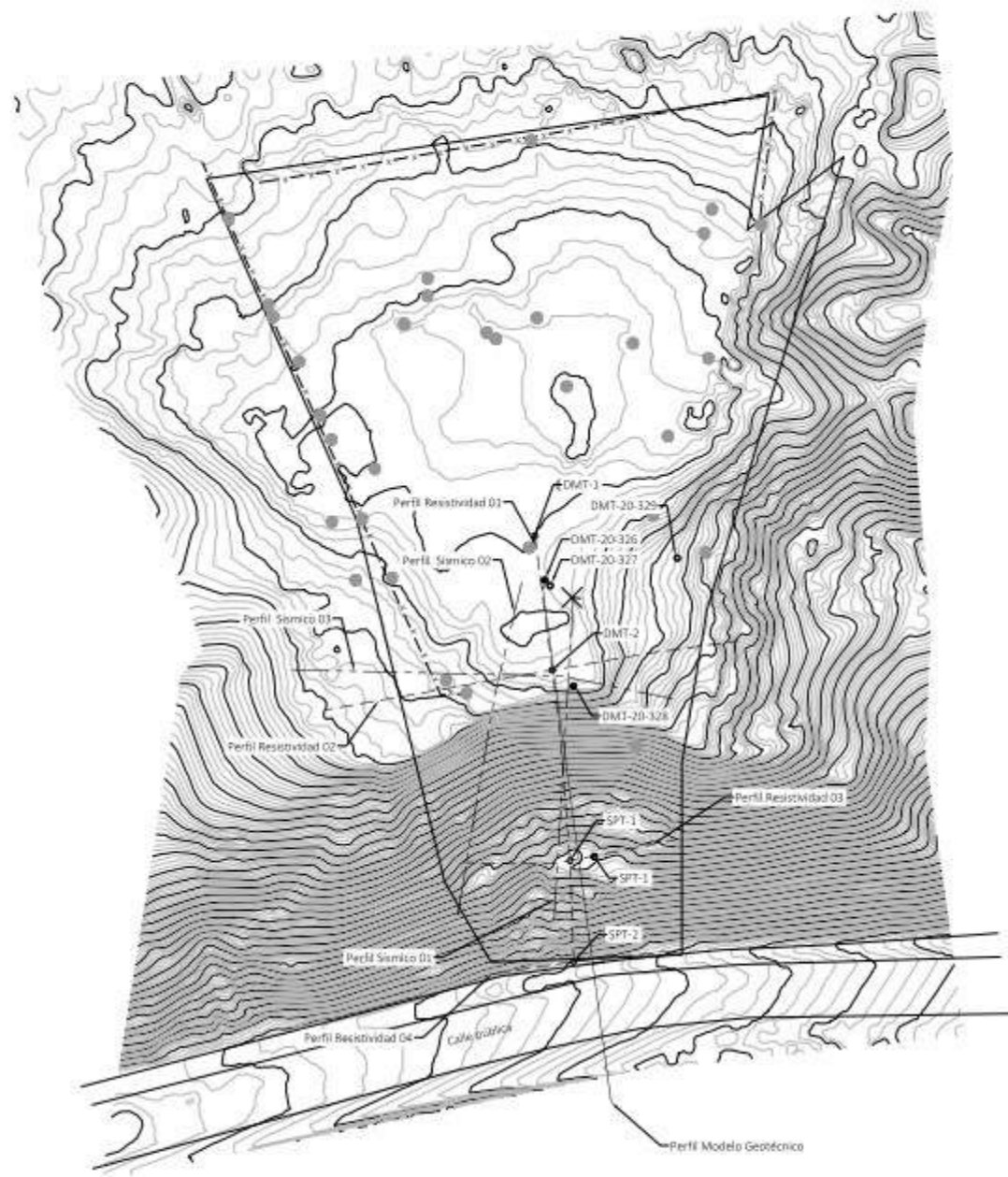
CFIA. (2014). Código Sísmico de Costa Rica - Revisión 2014. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Suarez, J. <https://www.erosion.com.co/deslizamientos-y-estabilidad-de-taludes-en-zonas-tropicales/>

U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. (2015). Soil Nail Walls – Reference Manual.

2.12. Anexo A: Planos constructivos

<p>UNIVERSIDAD DE COSTA RICA</p> <p>MAESTRÍA PROFESIONAL EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA</p> <p>CURSO: TALLER APLICADO II PF-2001</p> <p>PROFESOR: ING. OSCAR CALVO CARRANZA, MSc.</p> <p>ESTUDIANTE: ING. FLORIA QUESADA CALVO</p> <p>1° SEMESTRE</p> <p>2021</p>	<p>PROYECTO FINAL DEL TALLER APLICADO II</p>								
	<p>OBRA:</p> <p>TALUD CARRETERO – ZONA SUR</p>								
	<p>INDICE DE LÁMINAS</p> <p>LÁMINA 1 – PORTADA LÁMINA 2 – ENSAYOS REALIZADOS LÁMINA 3 – MODELO GEOTÉCNICO LÁMINA 4 – DISEÑO DE EXCAVACIÓN LÁMINA 5 – PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN LÁMINA 6 – DETALLES CONSTRUCTIVOS LÁMINA 7 – CUNETAS LÁMINA 8 – NOTAS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS</p>								
 <p>UNIVERSIDAD DE COSTA RICA</p>  <p>SEP Sistema de Estudios de Posgrado</p>	<p>TALUD CARRETERO</p> <p>PORTADA</p> <table border="1" data-bbox="2355 1562 2697 1665"> <tr> <td>DISEÑO: Ing. Floria Quesada Calvo</td> <td>LÁMINA N°</td> </tr> <tr> <td>DIBUJO: Ing. Floria Quesada Calvo</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>REVISÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>APROBÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza</td> <td></td> </tr> </table>	DISEÑO: Ing. Floria Quesada Calvo	LÁMINA N°	DIBUJO: Ing. Floria Quesada Calvo	1	REVISÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza	8	APROBÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza	
DISEÑO: Ing. Floria Quesada Calvo	LÁMINA N°								
DIBUJO: Ing. Floria Quesada Calvo	1								
REVISÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza	8								
APROBÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza									



- NOTAS:
1. Elevación en metros sobre el nivel del mar (msnm).
 2. Curvas de nivel a cada 0,25 m. Levantamiento topográfico con escáner.

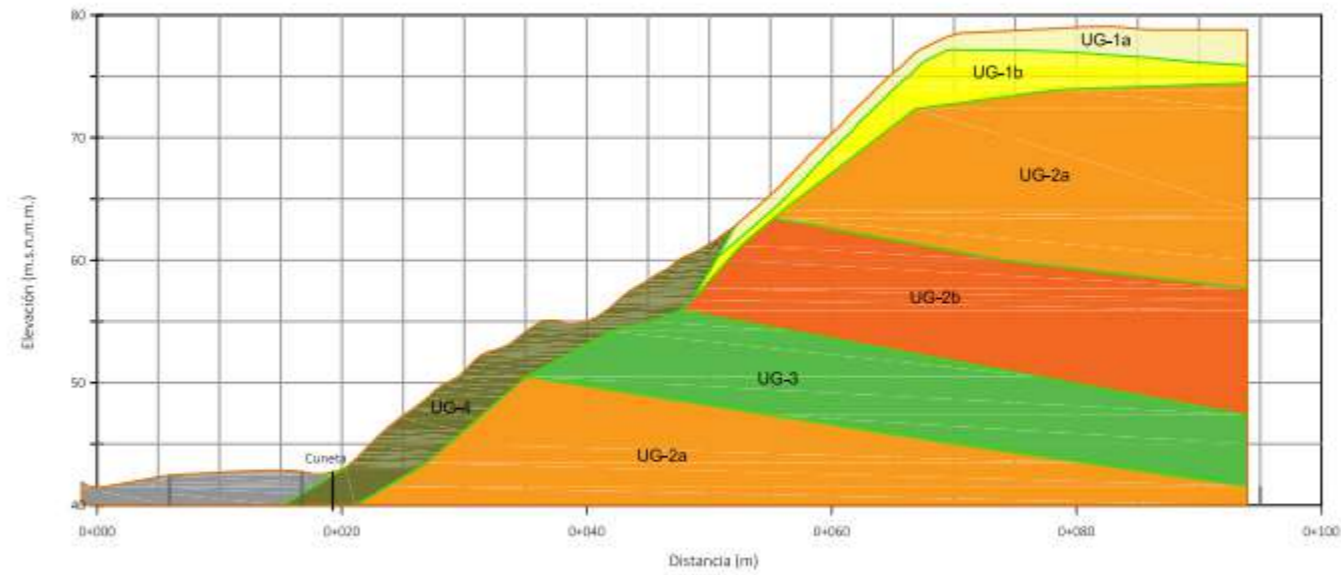
PLANTA CON LA INVESTIGACIÓN DESARROLLADA
ESCALA 1:1000



SEP Sistema de Estudios de Posgrado

TALUD CARRETERO
PLANTA - ENSAYOS REALIZADOS

DISEÑO: Ing. Floria Quezada Calvo	LAMINA N°
DIBUJO: Ing. Floria Quezada Calvo	2
REVISO: Ing. Oscar Calvo Carranza	8
APROBO: Ing. Oscar Calvo Carranza	



PERFIL MODELO GEOTÉCNICO
ESCALA 1:500

MODELO GEOTÉCNICO DE LOS MATERIALES ENCONTRADOS EN EL TALUD CARRETERO								
UNIDAD GEOTÉCNICA	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS OBTENIDOS							
	γ_{sat} (kN/m ³)	COHESIÓN (kPa)	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	E (MPa)	VP (m/s)	VS (m/s)	RESISTIVIDAD (Ωm)	ν
UG-1a	15.7 - 18.6	25 - 45	19 - 20	11.2 - 38.8	255 - 356	110 - 145	15 - 200	0,39
UG-1b	16.7 - 17.7	32 - 68	19 - 20	7.6 - 38.6				
UG-2a	16.7 - 21.1	80 - 130	18	27.4 - 163.3	1116 - 1281	570 - 660	15 - 40	0,33
UG-2b	18.6 - 21.1	80 - 130	18	62.4 - 109.5				
UG-3	20.6 - 21.1	479 - 671	23	177.9 - 276.9	1943 - 2248	1025 - 1210	<15	0,31
UG-4	16.8 - 19.4	16.7 - 45	19 - 22	1.5 - 4.6	-	-	-	-

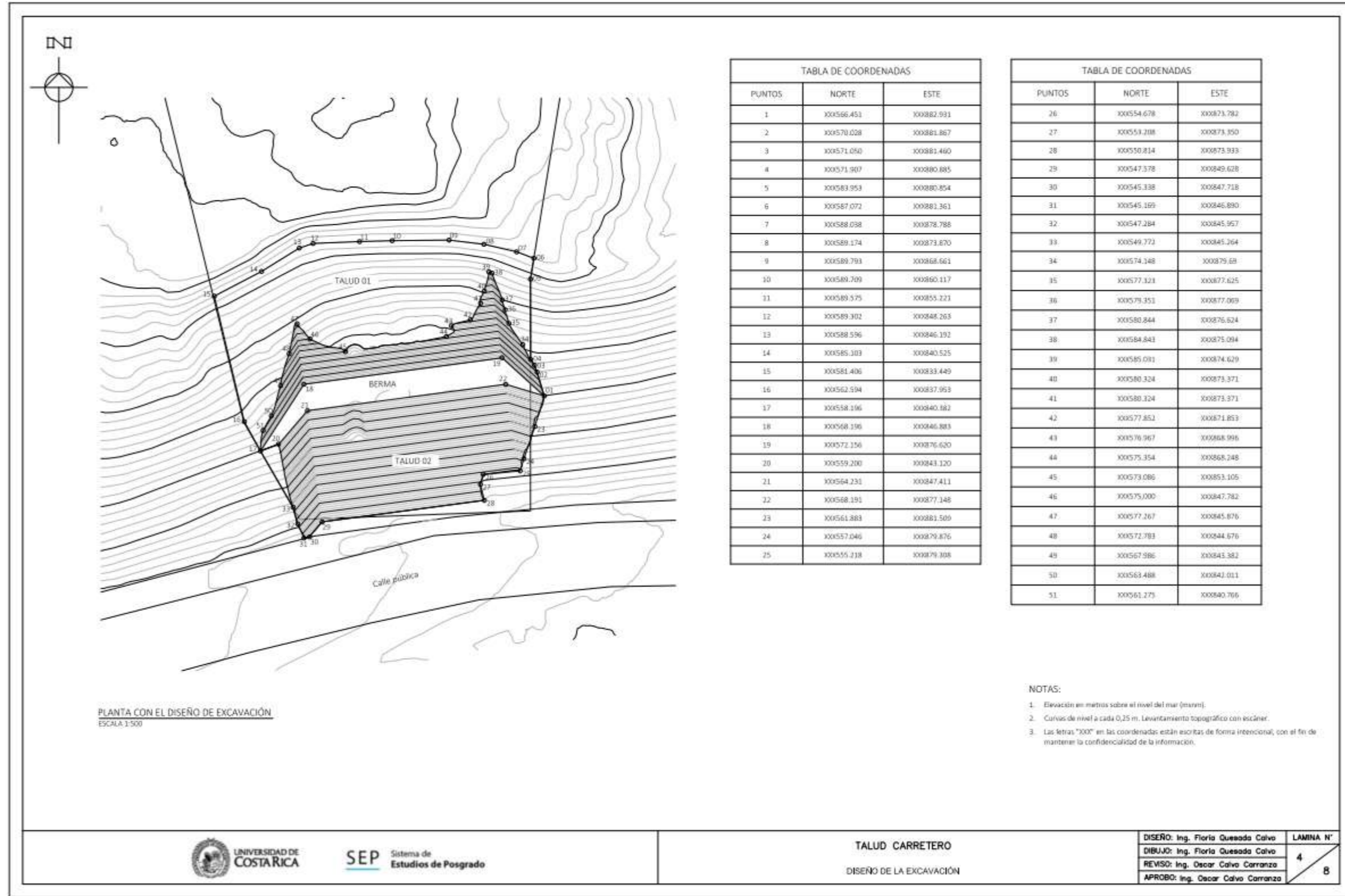
DESCRIPCIÓN DE LAS UNIDADES GEOTÉCNICAS IDENTIFICADAS EN EL TALUD CARRETERO	
UG-1a	Corresponden con una capa de suelo coluvio aluvial, de espesor variable entre los 2,5 m y los 8,0 m. Presentan un comportamiento más a un limo arenoso y en algunos casos arenas limosas.
UG-1b	Corresponden con una capa de suelo coluvio aluvial, de espesor variable entre los 2,5 m y los 8,0 m. Según las muestras enviadas a laboratorio, la clasificación del suelo SUCS arroja un limo elástico con partículas de grava, MH. De acuerdo al sistema de clasificación AASHTO, corresponde con suelos arcillosos, clasificando como un suelo A-6 con un índice de grupo de 25. Presentan un comportamiento más limoso.
UG-2a	Corresponden con materiales sedimentarios alterados y meteorizados, intercalaciones entre areniscas de grano fino y de grano medio, con coloraciones gris a gris oscuro.
UG-2b	Corresponden con materiales sedimentarios más consolidados, siendo areniscas finas estratificadas. Se ven fracturadas, con coloraciones gris a gris oscuro.
UG-3	Corresponden con materiales sedimentarios del tipo lutitas y areniscas intercaladas, meteorizadas, con presencia de fracturas, mejoran a profundidad.
UG-4	Corresponden con suelos regolíticos limo arenosos de las unidades geológicas superiores. Son producto de los deslizamientos superficiales que se pudieron haber presentado en el pasado. Se ubican al pie de la ladera.



SEP Sistema de Estudios de Posgrado

TALUD CARRETERO
MODELO GEOTÉCNICO

DISEÑO: Ing. Floria Quesada Calvo	LAMINA N°
DIBUJO: Ing. Floria Quesada Calvo	3
REVISÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza	8
APROBÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza	



PLANTA CON EL DISEÑO DE EXCAVACIÓN
ESCALA 1:500

TABLA DE COORDENADAS		
PUNTOS	NORTE	ESTE
1	XXX566.451	XXX882.931
2	XXX570.028	XXX881.867
3	XXX571.050	XXX881.460
4	XXX571.907	XXX880.885
5	XXX583.953	XXX880.854
6	XXX587.072	XXX883.361
7	XXX588.038	XXX878.788
8	XXX589.174	XXX873.870
9	XXX589.793	XXX868.661
10	XXX589.709	XXX860.117
11	XXX589.575	XXX855.221
12	XXX589.302	XXX848.263
13	XXX588.596	XXX846.192
14	XXX585.303	XXX840.525
15	XXX581.406	XXX833.449
16	XXX562.594	XXX837.953
17	XXX558.196	XXX840.582
18	XXX568.196	XXX846.883
19	XXX572.156	XXX876.620
20	XXX559.200	XXX843.120
21	XXX564.231	XXX847.411
22	XXX568.191	XXX877.148
23	XXX561.883	XXX881.509
24	XXX557.046	XXX879.876
25	XXX555.218	XXX879.308

TABLA DE COORDENADAS		
PUNTOS	NORTE	ESTE
26	XXX54.678	XXX873.782
27	XXX53.208	XXX873.350
28	XXX50.814	XXX873.933
29	XXX47.378	XXX849.628
30	XXX45.338	XXX847.718
31	XXX45.169	XXX846.890
32	XXX47.284	XXX845.957
33	XXX49.772	XXX845.264
34	XXX54.148	XXX879.68
35	XXX77.321	XXX877.625
36	XXX79.351	XXX877.009
37	XXX80.844	XXX876.624
38	XXX84.841	XXX875.094
39	XXX85.091	XXX874.629
40	XXX80.324	XXX873.371
41	XXX80.324	XXX873.371
42	XXX77.852	XXX871.853
43	XXX76.967	XXX868.996
44	XXX75.354	XXX865.248
45	XXX73.086	XXX853.105
46	XXX75.000	XXX847.782
47	XXX77.267	XXX845.876
48	XXX72.783	XXX844.676
49	XXX67.986	XXX843.382
50	XXX63.488	XXX841.011
51	XXX61.275	XXX840.766

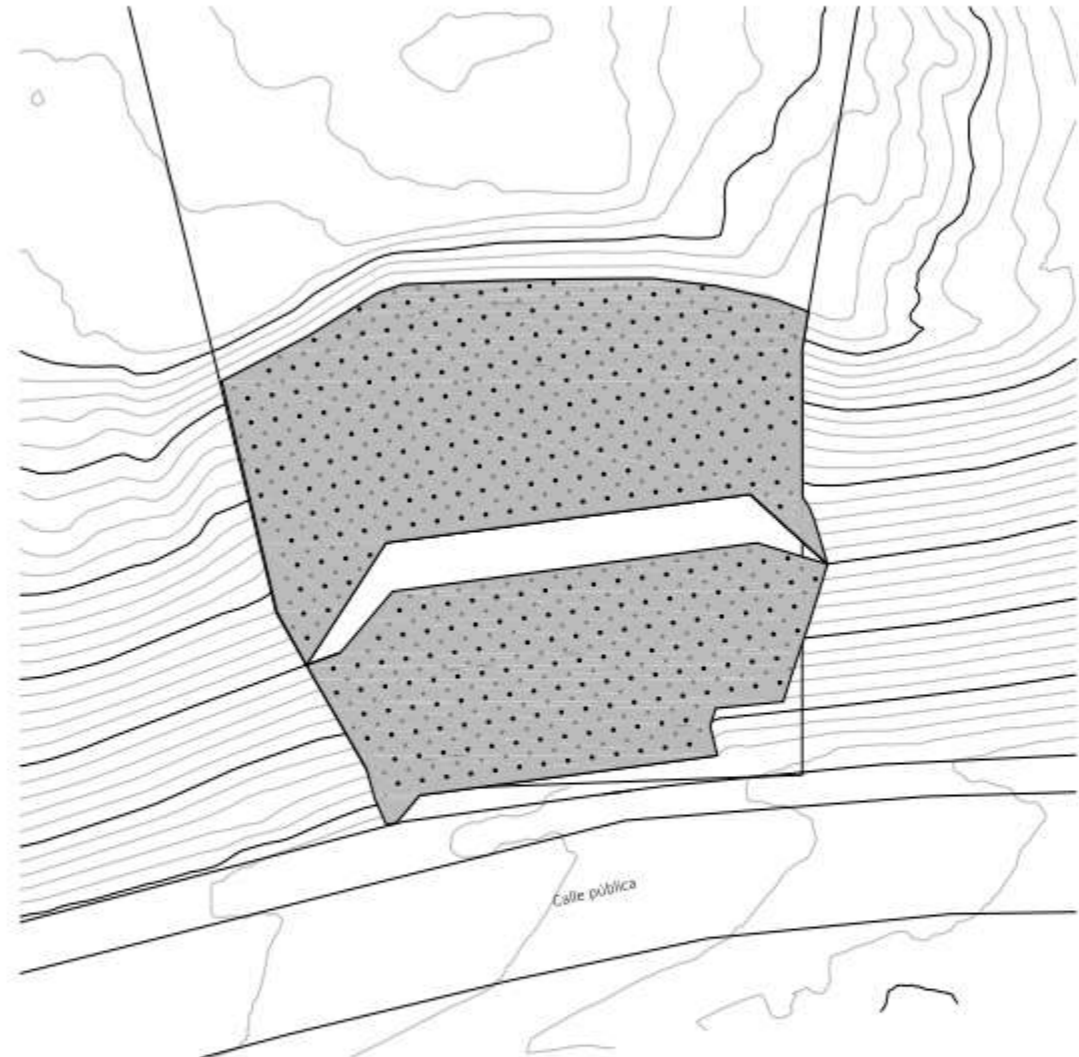
- NOTAS:
1. Elevación en metros sobre el nivel del mar (msnm).
 2. Curvas de nivel a cada 0,25 m. Levantamiento topográfico con escáner.
 3. Las letras "XXX" en las coordenadas están escritas de forma intencional, con el fin de mantener la confidencialidad de la información.



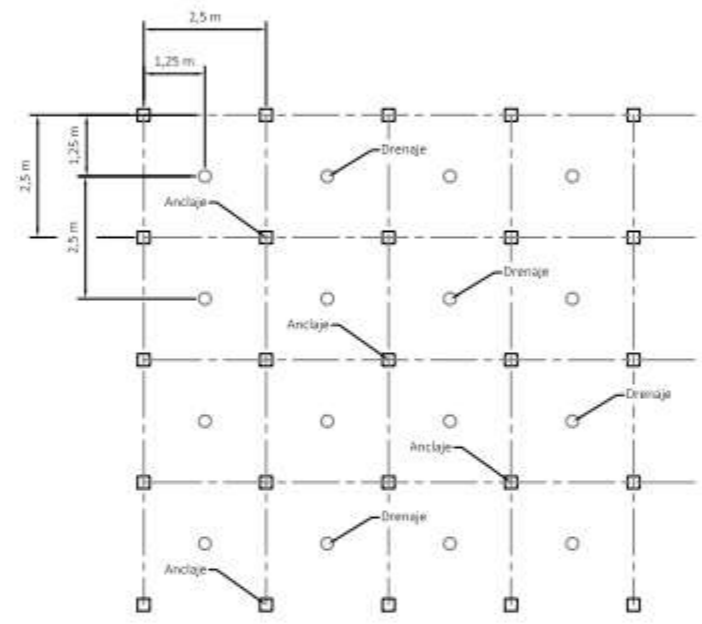
SEP Sistema de Estudios de Posgrado

TALUD CARRETERO
DISEÑO DE LA EXCAVACIÓN

DISEÑO: Ing. Floria Quesada Calvo	LAMINA N° 4 8
DIBUJO: Ing. Floria Quesada Calvo	
REVISÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza	
APROBÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza	

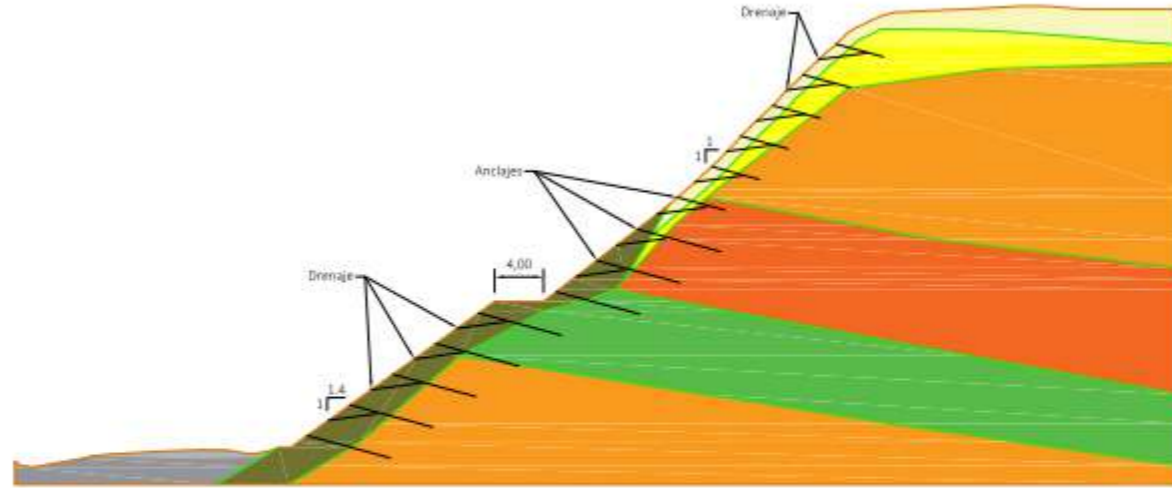


PLANTA PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN
ESCALA 1:500

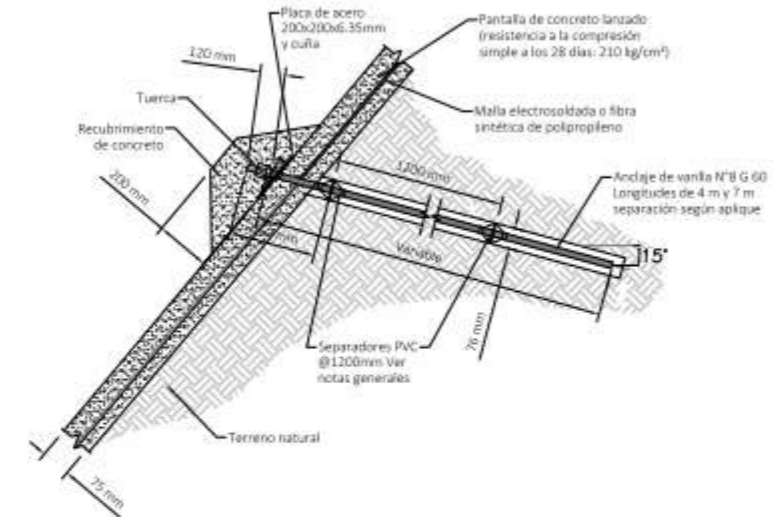


DETALLE DE DISTRIBUCIÓN DE DRENAJES Y ANCLAJES
ESCALA 1:100

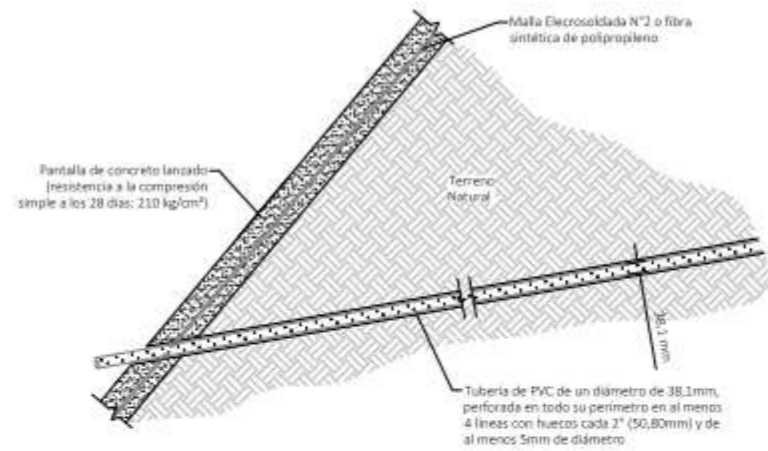
- NOTAS:
1. Elevación en metros sobre el nivel del mar (msnm).
 2. Curvas de nivel a cada 0,25 m. Levantamiento topográfico con escáner.



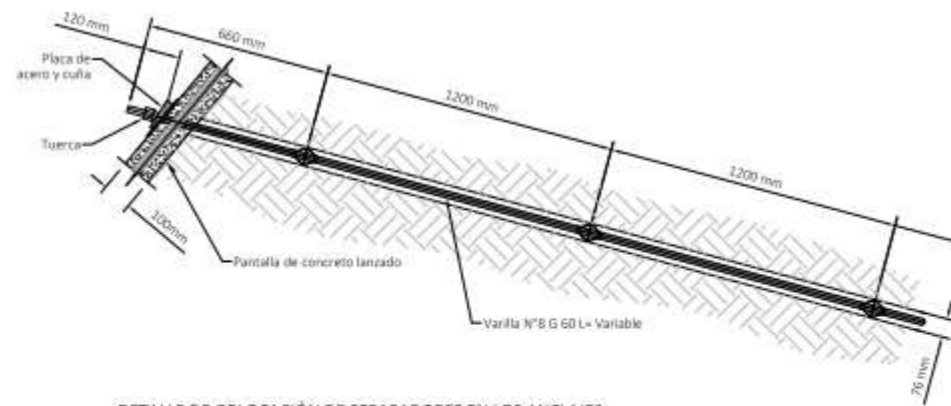
PERFIL UBICACIÓN ANCLAJES Y DRENAJES
ESCALA 1:500



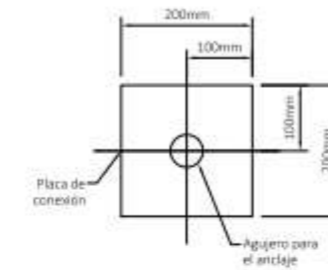
DETALLE PARA LOS ANCLAJES PASIVOS
ESCALA 1:20



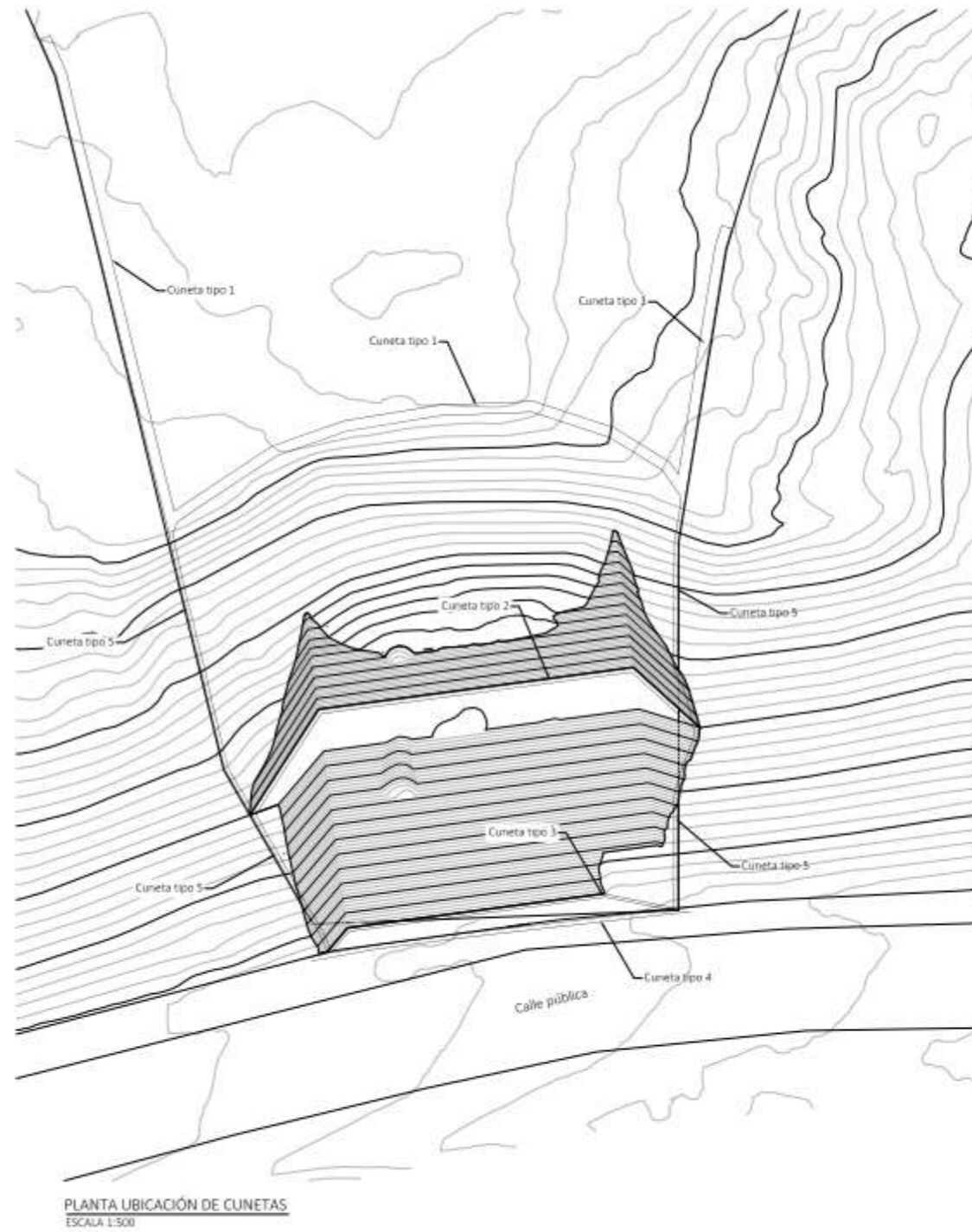
DETALLE DEL DRENAJE EN TUBERÍA DE PVC
VER NOTAS GENERALES
ESCALA 1:20



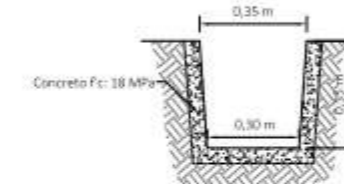
DETALLE DE COLOCACIÓN DE SEPARADORES EN LOS ANCLAJES
ESCALA 1:20



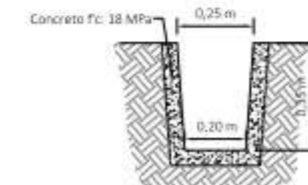
DETALLE DE PLACA DE CONEXIÓN
ESCALA 1:20



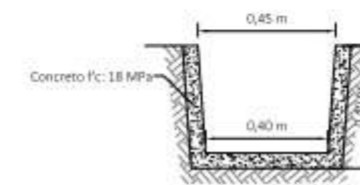
SECCIÓN DE LA CUNETA TIPO1
ESCALA 1:20



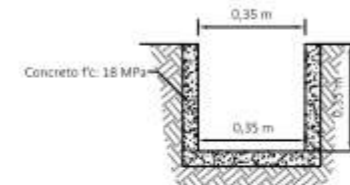
SECCIÓN DE LA CUNETA TIPO2
ESCALA 1:20



SECCIÓN DE LA CUNETA TIPO3
ESCALA 1:20



SECCIÓN DE LA CUNETA TIPO4
ESCALA 1:20



SECCIÓN DE LA CUNETA TIPO5
ESCALA 1:20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y NOTAS GENERALES PARA EL SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN

1. La modificación en la parte inferior de la ladera natural obedece al retiro de los materiales más problemáticos identificados en la investigación geotécnica efectuada. Estos materiales son producto de los movimientos superficiales de las unidades geotécnicas superiores y dado su origen corresponden con materiales no consolidados.
2. Es necesario previo a efectuar cualquier trabajo de estabilización, el retiro de la capa de material orgánico, integrada por maleza, arbustos, vegetación y hasta árboles, que han crecido a lo largo del tiempo sobre la ladera natural. Se debe de garantizar una adecuada adherencia del concreto lanzado con respecto a los materiales presentes en el sitio, para garantizar el adecuado funcionamiento de la pantalla anclada.
3. Es necesario retirar un espesor de capa de material orgánico de alrededor de 1 m de profundidad de forma horizontal, desde la parte inferior de la ladera, sobre la elevación 43 msnm, modificando la pendiente de corte, bajo una inclinación de 1,4H:1,0V desde la parte baja hasta la elevación 55 msnm, donde se propone una bermá.
4. La bermá se establece con un ancho de 4 m, lo cual permita realizar los trabajos de estabilización, así como de manejo de las aguas de escorrentía. Se replantea la pendiente de la ladera natural para el tramo que va de la bermá generado hacia la parte superior, siendo un corte bajo una inclinación aproximada de 1,0H:1,0V hasta interceptar con la pendiente de la ladera natural.
5. El volumen de materiales en banco por excavar corresponden a 1100 m³, por lo que es necesario evaluar y considerar un sitio cercano para el respectivo manejo y depósito de estos materiales estériles.
6. Los pernos de anclaje serán en barras de acero corrugado N°8, grado 60, las cuales presentan un diámetro nominal de 25,40 mm. Se definirán dos longitudes para los pernos, 7 m para ser colocados en la parte inferior y 4 m a colocar en la parte superior de la ladera.
7. Se colocarán un total de 8 hiladas de pernos de 7 m de longitud, desde la parte inferior de la ladera en la elevación 44 msnm y se continuará con un total de 7 hiladas de pernos de 4 m de longitud hacia la parte superior de la ladera, hasta completar un total de 15 hiladas de pernos. El detalle de la colocación de los pernos se resume en los siguientes cuadros:

N° Fila	1	2	3	4	5	6	7	8
Δ (°)	15	15	15	15	15	15	15	15
L (m)	7	7	7	7	7	7	7	7

N° Fila	9	10	11	12	13	14	15
Δ (°)	15	15	15	15	15	15	15
L (m)	4	4	4	4	4	4	4

8. El espaciamiento de los pernos de anclaje será de 2,50 m en ambos sentidos, vertical y horizontal. Es necesario que cubran toda la ladera, acompañados de concreto lanzado.
9. Los pernos de anclaje deberán de ser inyectados por medio de una lechada de agua con cemento bajo una relación volumétrica de 4 partes de agua para 6 de cemento, buscando alcanzar una resistencia a la compresión simple de al menos 21 MPa a los 28 días de edad. Los anclajes deberán de ser inyectados en toda su longitud y deberán de contar con espaciadores a cada 1200 mm.
10. Acompañando los anclajes, se deberán de instalar drenajes perforados dentro de la pantalla anclada, de una longitud de 3 m, colocados bajo la misma separación de los anclajes, en los puntos intermedios a estos. Los drenajes deberán de presentar un diámetro de al menos 38,1 mm y se podrá utilizar tubería perforada de forma radial, cubierta por un geotextil no tejido del tipo PAVCO NT1600 o similar.

11. El concreto lanzado tendrá un espesor constante de 100 mm, bajo una resistencia a la compresión simple de 21 MPa a los 28 días de edad. El concreto lanzado deberá colocarse con malla electrosoldada o bien, la misma podrá ser sustituida por fibra sintética, bajo dosificaciones que usualmente rondan entre el 1% y el 2% del volumen de la mezcla de concreto, según la recomendación que brinde el proveedor seleccionado.
12. En caso de utilizar malla electrosoldada como refuerzo a temperatura dentro del concreto lanzado, la misma deberá de colocarse en punto medio del espesor de la pantalla y se deberá de utilizar una malla con una separación de 150 mm en ambos sentidos horizontal y vertical. El diámetro de la varilla que conforma la malla deberá de ser de 6,35 mm.
13. La placa y cabeza de los anclajes, deberán de ser recubiertos en su totalidad por un concreto bajo la misma dosificación del concreto lanzado. Se podrá utilizar el mismo concreto lanzado para envolver tanto la placa de acero como la cabeza del perno.
14. La placa a utilizar en la confección de los anclajes deberá de ser de acero A36, bajo una sección cuadrada con dimensión de lado de 200 mm. El espesor de la placa a utilizar deberá ser de 6,35 mm.
15. La unión de la placa de acero y el perno de anclaje deberá ser por medio de 2 tuercas de acero, para lo cual es necesario realizar un tornado a la punta de la barra de acero a utilizar como anclaje.
16. Como parte del control de calidad de la obra, se recomienda se tomen muestras del concreto lanzado a utilizar en la confección de la pantalla anclada. Para ello se deberán de extraer y probar núcleos de concreto según la norma ASTM C1604 para 7, 14 y 28 días de edad. La toma de los núcleos de concreto se recomienda al menos 1 vez cada 3 días de colocación de concreto lanzado.
17. Como parte del control de calidad de la obra, se recomienda se tomen muestras de las barras de acero a utilizar como pernos de anclaje. Se deberá de evaluar el límite elástico de las barras de acero, con una muestra por cada 50 pernos confeccionados, de acuerdo al procedimiento que establece la norma ASTM A370.
18. Como parte del control de calidad de la obra, se recomienda se tomen muestras de la lechada a utilizar en la inyección de los anclajes. Se deberán de controlar los parámetros de la densidad, viscosidad y resistencia. Se recomienda tomar una muestra para enviar al laboratorio por cada 40 pernos inyectados. Se deberá de seguir el procedimiento de la norma ASTM D4380 para el caso de la densidad de la lechada, de la norma ASTM D6910 para el caso de la viscosidad de la lechada y finalmente de la norma ASTM C109 para el caso de la resistencia de la lechada a los 28 días de edad.
19. Se deberán de realizar pruebas de extracción de los anclajes de acuerdo al procedimiento que establece la norma ASTM D4435 para al menos el 2% del total de la población de los pernos.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y NOTAS GENERALES PARA EL MANEJO DE LAS AGUAS DE ESCORRENTÍA

1. Se establecieron un total de 5 tipos de cunetas para el manejo de las aguas de escorrentía. La resistencia a la compresión simple del concreto a utilizar en la confección de las cunetas será de 18 MPa a los 28 días de edad.
2. Para el caso de la cuneta tipo 1 se solicita recubrir el perímetro mojado de la cuneta por medio de bloques de roca limpios, redondeados, sanos y con un diámetro máximo de 150 mm, inmersos dentro del concreto (un "empedrado").
3. Para el caso de la cuneta tipo 5 sobre los linderos de la propiedad, se deberán de colocar bloques disipadores de energía a lo largo de toda la longitud de la cuneta, para disminuir las velocidades y la energía del flujo del agua.



UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

SEP Sistema de Estudios de Posgrado

TALUD CARRETERO
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

DISEÑO: Ing. Floria Quesada Calvo	LAMINA N°
DIBUJO: Ing. Floria Quesada Calvo	8
REVISÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza	
APROBO: Ing. Oscar Calvo Carranza	8

3. CAPÍTULO 3: DISEÑO DE SOPORTE TEMPORAL DE UN TÚNEL PARA MODERNIZACIÓN DE PLANTA HIDROELÉCTRICA EN PANAMÁ

Resumen

Este trabajo presenta el caso de una planta hidroeléctrica, ubicada en la provincia de Chiriquí, Panamá. Este proyecto, cuyas principales obras son el embalse, el túnel de conducción, la tubería forzada y la casa de máquinas, y que entró en operación en noviembre de 2010, quiere ser ampliado con el fin de generar mayor electricidad amigable con el medio ambiente. Para lograr este objetivo, se propuso la construcción de un segundo túnel y paralelo al primero, debido a que se cuenta con la información de las litologías presentes en el sitio y sus características. Es importante mencionar que este nuevo túnel tendrá 683 m de longitud, y coberturas mínimas despreciables, pero máximas de 140 m en ciertos puntos del trazado.

Con el fin de que la excavación del túnel sea estable, se definió la sección transversal que éste debería tener y se diseñó el sostenimiento temporal, mediante métodos empíricos y también por medio de la utilización de softwares de elemento finito. Después de haber realizado este análisis, se estableció que el túnel, el cual fue dividido en 10 secciones para un mejor detalle de las características de cada una de ellas, tendría ya sea un sostenimiento temporal con concreto lanzado, arcos W8x31 y pernos, dependiendo de la sección que se estuviera analizando.

Finalmente, una vez definida la configuración del sostenimiento temporal de túnel, se redactaron el sistema constructivo recomendado, las especificaciones técnicas, planos y presupuesto del mismo.

Abstract

This paper presents a hydroelectric plant, located in the province of Chiriquí, Panama. This project, whose main sites are the reservoir, the conduction tunnel, the penstock and the powerhouse, and which began its operation in November 2010, it is wanted to be expanded in order to generate more environmentally friendly electricity. To achieve this objective, the construction of a second tunnel (parallel to the first) was, due to the fact that the information on the lithologies present at the site and their characteristics are available. It is important to mention that this new tunnel will be 683 m long, 3 m diameter, with negligible minimum covers, but maximum 140 m at certain points along the route.

In order for the tunnel excavation to be stable, the cross section that it should have was defined and the temporary support was designed, using empirical methods and also through the use of finite element software. This analysis was done to the 10 sections that the tunnel was divided in order to get a better detail of the characteristics of each one of them, would have either a temporary support with shotcrete, W8x31 arches and bolts, depending on the the section being analyzed.

Finally, once the configuration of the temporary tunnel support was defined, the recommended construction system, technical specifications, plans and budget were drawn up.

3.1. Aspectos Generales

3.1.1. Antecedentes

Según el BID, la energía eléctrica es en la actualidad la fuente más importante en la matriz eléctrica latinoamericana, y las proyecciones indican que continuará siéndolo en las siguientes décadas. Sin embargo, su rol está cambiando y pasará a ser de una fuente de base, a una fuente de respaldo. Lo anterior debido a que apoyará la diversificación de la matriz eléctrica con otras energías renovables intermitentes, tales como la energía solar y la eólica.

A pesar de que la energía hidroeléctrica es una tecnología eficiente en su costo, la construcción de nuevos centros de generación hidroeléctricos genera controversia en la sociedad debido al impacto ambiental y social.

La Asociación Internacional de la Hidroelectricidad (IHA, en inglés) realizó una publicación en donde se reportaba que en el año 2018 entraron en operación en Latinoamérica cerca de 5 GW de nuevas centrales, impulsado principalmente por la entrada en operación de 3.055 Mega-watts (MW) de las unidades de Belo Monte (central de 11.000 MW) en Brasil.

De este modo es que Brasil se ha convertido en el segundo país con mayor capacidad instalada en el mundo, con 104 GW, detrás de China que tiene 352 GW. Adicionalmente, se reporta de otras plantas hidroeléctricas latinoamericanas que entraron en operación: 556 MW en Ecuador, 111 MW en Perú, 111 MW en Colombia, 110 MW en Chile, 61 MW en Guatemala, 55 MW en Bolivia, 46 MW en Argentina y 17 MW en Panamá. Además, se encontraban en proceso de construcción varios miles de MW en Brasil, Colombia, Bolivia, Ecuador y otros países.

La Agencia Internacional de Energía (IEA por sus siglas en inglés), apuntan a que la energía hidroeléctrica seguirá siendo una parte esencial de la matriz energética mundial, al 2040,

particularmente para garantizar la seguridad de suministro energético, y al mismo tiempo lograr las metas de reducción de emisiones de carbono, previstas por el acuerdo de París.

De acuerdo con la Agencia Internacional de Energías Renovables (IRENA), en el 2018 las centrales de generación hidroeléctricas fueron una fuente de suministro eléctrico con un costo eficiente, más barata que las energías provenientes de combustibles fósiles e incluso más barata que la energía eólica y solar (ver Figura 3.1). Este dato es importante, pues menos del 50% del potencial hidroeléctrico latinoamericano ha sido aprovechado, y donde existe una creciente demanda de energía, en donde se estiman incrementos del 2,6% al 3,7% anualmente hasta el 2040.

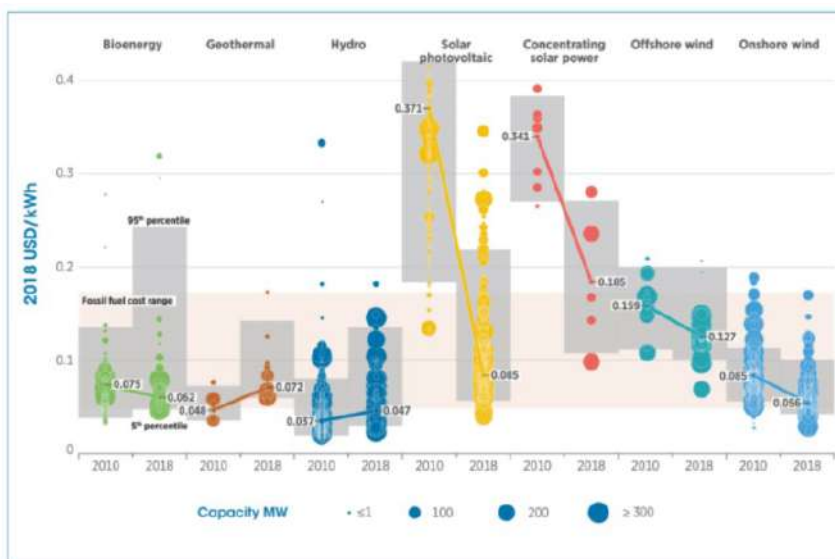


Figura 3.1. Costos de generación de energía renovable en el año 2018 en América Latina
Fuente: [Las hidroeléctricas en Latinoamérica, ¿dónde estamos? y ¿hacia dónde vamos? - Energía para el Futuro \(iadb.org\)](#)

Es importante indicar que además de proveer y almacenar energía, las centrales hidroeléctricas pueden proveer agua para riego, agua potable y control de inundaciones, rubro que no siempre se consideran al comparar costos del megavatio-hora de la energía

hidroeléctrica con el costo de otras tecnologías. Se dice que no todos los kilowatts-hora son creados iguales, unos traen más beneficios que otros.

En cuanto a la planificación de los sistemas, es necesario pensar de forma integral, en donde se busque encontrar una combinación óptima de tecnologías de generación de electricidad que sean de bajas emisiones, bajo costo y bajo impacto, a fin de maximizar los beneficios para la sociedad. En ese ámbito, el rol de la energía hidroeléctrica está cambiando, de una generación firme y de base, a una generación flexible y complementaria a la generación eólica y solar.

Según el BID, en ese contexto de restricciones para nuevos embalses por motivos medioambientales y sociales, es esencial que la región pueda mantener, rehabilitar y modernizar su parque hidroeléctrico para complementar en los próximos años el desarrollo de otras fuentes de energía, como la eólica y la solar.

3.1.1.1. Generación de electricidad: caso Panamá

Según IRENA, el suministro de energía de Panamá ha dependido históricamente en gran medida del petróleo y sus derivados. La Figura 3.2 muestra la evolución de las fuentes energéticas principales del país, en donde el petróleo y sus derivados constituye alrededor del 60% y alcanza cerca del 80% en ciertos puntos del gráfico.

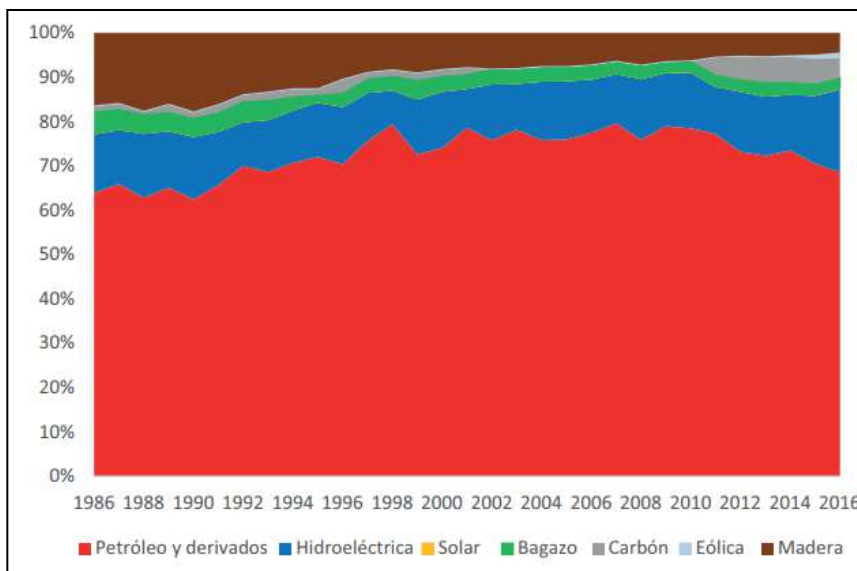


Figura 3.2. Suministro total principal de energía de Panamá (porcentaje por fuente, 1986 – 2016)

Fuente: <https://www.irena.org/publications/2018/May/Renewables-Readiness-Assessment-Panama-ES>

Esta producción de energía eléctrica se origina por el consumo que generan cuatro sectores principales: residencial, comercial y público, industrial y transporte. En la Figura 3.3 se muestra que los sectores de transporte e industrial son los principales consumidores de petróleo y sus derivados, mientras que la Figura 3.4, muestra los porcentajes de consumo de energía eléctrica por parte de los sectores comercial y público y residencial, quienes son los mayores consumidores.

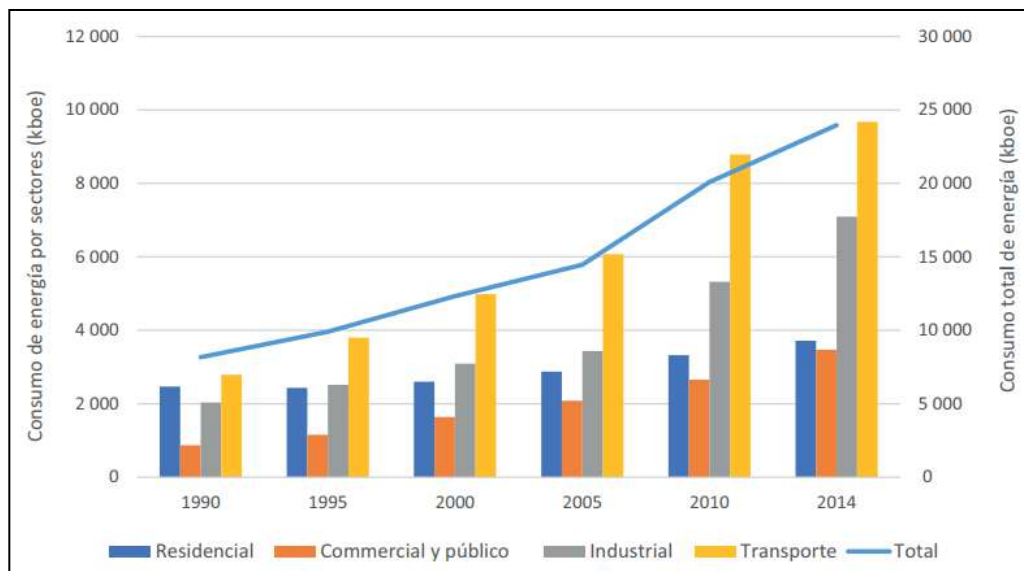


Figura 3.3. Consumo total de energía por sectores (1990 – 2014)

Fuente: <https://www.irena.org/publications/2018/May/Renewables-Readiness-Assessment-Panama-ES>

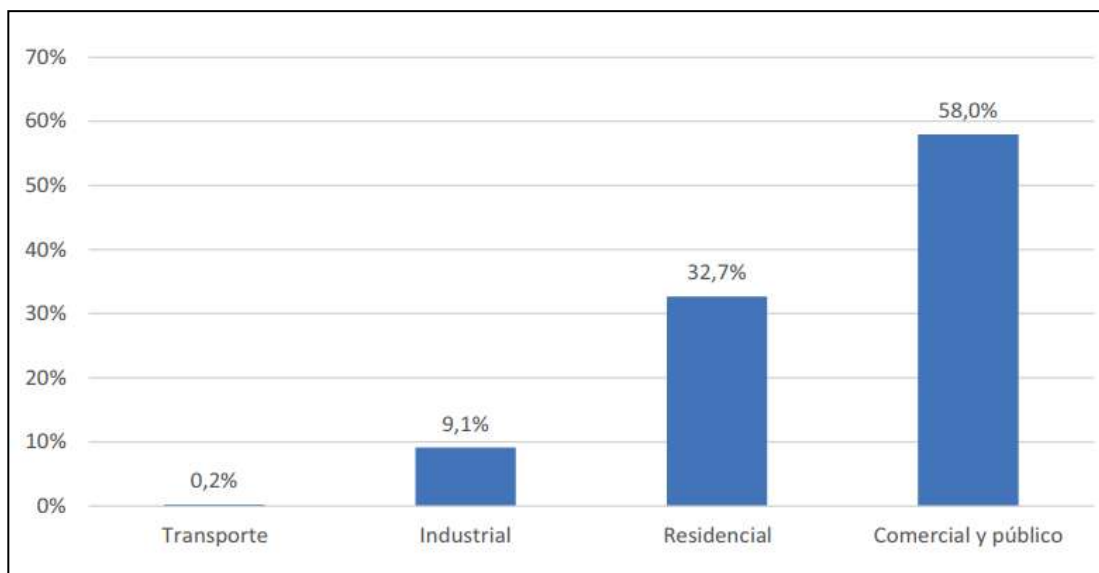


Figura 3.4. Proporción del consumo de electricidad por sector (2014)

Fuente: <https://www.irena.org/publications/2018/May/Renewables-Readiness-Assessment-Panama-ES>

3.1.2. Panorama del sector energético panameño

La demanda de electricidad en el Sistema Interconectado Nacional (SIN) de Panamá, ha tenido un crecimiento continuo (ver Figura 3.5), y alcanzó una demanda pico de más de 1 600 megavatios (MW) en 2015.

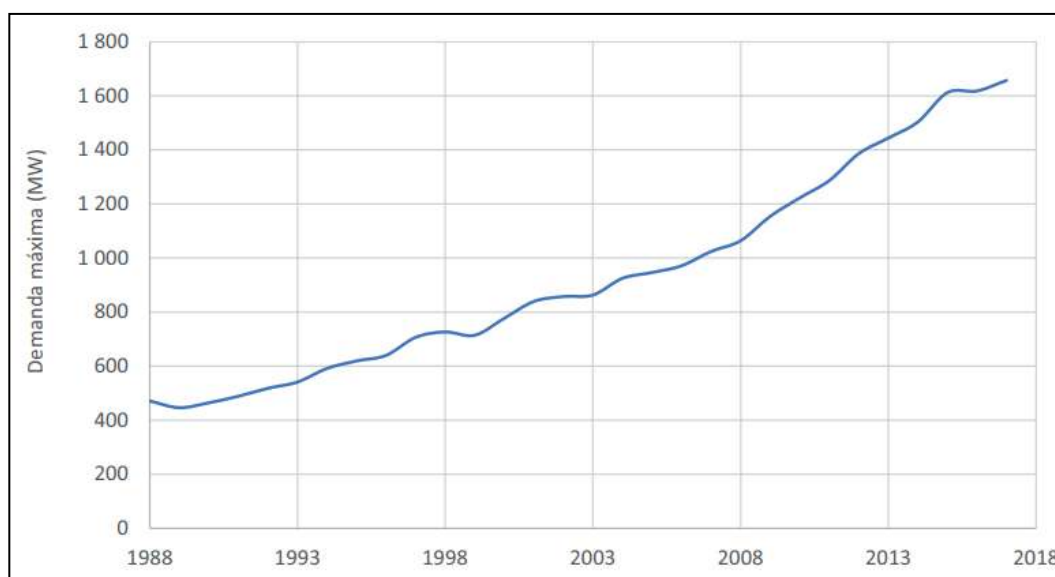


Figura 3.5. Demanda máxima de electricidad en Panamá (1988 – 2017)

Fuente: <https://www.irena.org/publications/2018/May/Renewables-Readiness-Assessment-Panama-ES>

Por otra parte, la generación de energía se ha ido incrementando, hasta alcanzar los 3 379 MW en 2016 (ver Figura 3.6).

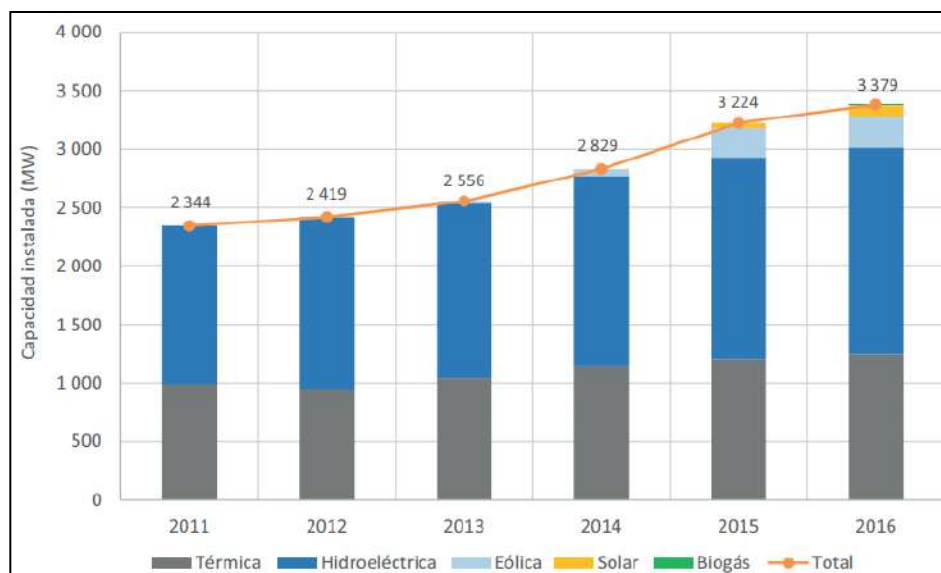


Figura 3.6. Capacidad de energía instalada en Panamá (2011 – 2016)

Fuente: <https://www.irena.org/publications/2018/May/Renewables-Readiness-Assessment-Panama-ES>

Según la Figura 3.6, se produce mayoritariamente energía hidroeléctrica, seguida de la generación térmica, en donde se consumen derivados del petróleo y carbón. Las energías eólica y solar entraron en línea en 2013, y para el año 2016, Panamá tenía una capacidad de energía eólica instalada de 270 MW y una capacidad de energía solar instalada de 90 MW. Adicionalmente, el biogás fue implementado en el año 2016, con una capacidad instalada de 8,1 MW.

Tal como se ilustra en la Figura 3.7, en Panamá, la energía hidroeléctrica ha dominado a la generación de electricidad. A partir del 2013 entraron en operación plantas de generación de energía eólica y solar, energías que produjeron en el año 2016 625,2 GWh y 71,4 GWh respectivamente. El carbón se utiliza tan solo desde el año 2011, y corresponde a un promedio del 7% de la generación bruta de electricidad entre los años 2011 y 2016. En cuanto al consumo de combustibles fósiles para la producción de electricidad, éste se ha reducido del 37% en 2014 al 27% en 2016, pero continúa siendo la segunda mayor fuente de generación de electricidad del país, después de la energía hidroeléctrica.

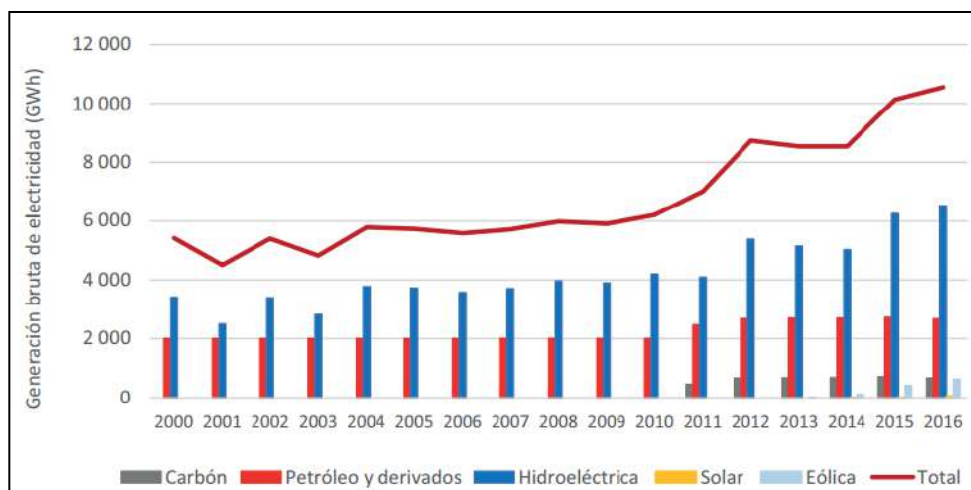


Figura 3.7. Generación bruta de electricidad en Panamá por fuente de energía (2000 – 2016)

Fuente: <https://www.irena.org/publications/2018/May/Renewables-Readiness-Assessment-Panama-ES>

Ante este panorama, y en aras de cumplir el acuerdo de París suscrito por Panamá en el año 2016, es que se deben implementar las acciones tales como las recomendadas por el BID, que instan a mantener, rehabilitar y modernizar los parques de generación de energía hidroeléctrica, en vez de optar por la construcción de plantas nuevas.

Esta es la base que motivó a buscar la modernización de un proyecto hidroeléctrico ubicado en la provincia de Chiriquí, república de Panamá, que comenzó a generar en noviembre de 2010.

3.1.2.1. Modernización de un proyecto hidroeléctrico

Tal y como se señalaba en el apartado anterior, en donde se busca mantener, modernizar y rehabilitar las plantas hidroeléctricas existentes, es que se planteó el objetivo de realizar estas labores en una planta de generación hidroeléctrica ubicada en la provincia de Chiriquí, república de Panamá (ver Figura 3.8). El proyecto se encuentra a 10 km al oeste del volcán Barú o Chiriquí, el cual forma parte de la cordillera de Talamanca, y es la cima más alta de

Panamá, con 3 474 msnm (ver Figura 3.9). El proyecto aprovecha las aguas del río Chiriquí Viejo.



Figura 3.8. Ubicación de la zona del proyecto
Fuente: Google Earth (03/03/2021)



Figura 3.9. Volcán Barú
Fuente: USGS (2007)

Este proyecto hidroeléctrico tiene una capacidad instalada de 6,12 MW y está compuesto por un embalse, una presa de concreto, un túnel de 683 m de longitud, 2 turbinas tipo Francis y 2 generadores de 3,06 MW de capacidad instalada cada uno que entraron en operación en noviembre de 2010, una nueva subestación de 34,5 kV y una línea de transmisión de 3,5 km. El caudal medio anual del río es de 6,17 m³/s), tal y como se muestra en la Tabla 3.1 y la Figura 3.10.

Tabla 3.1. Datos del proyecto

Características	Actuales	Con la modernización
Capacidad instalada	6.12 MW	12 MW
Generación anual	42 889 MWh	85 000 MWh
Caída bruta	111,50 m	
Caída neta	79,60 m	
Caudal de diseño	4,23 m ³ /s	9 m ³ /s
Caudal promedio época seca	6,17 m ³ /s	
Caudal promedio época lluviosa	8,53 m ³ /s	
Número de unidades	2 turbinas Francis	2 turbinas Francis
Características de la presa	7,25 m de alto, 18 m de largo, material: concreto	
Canal	410 m	

Fuente: <https://cdm.unfccc.int/filestorage/9/A/V/9AV2OGDW65QSL3X0BJR8UEPZKYICH7/0669-%20PDD%20Clean.pdf?t=T2h8cXpqOW14fDAJpdNlmod-5EwddNC2cli>

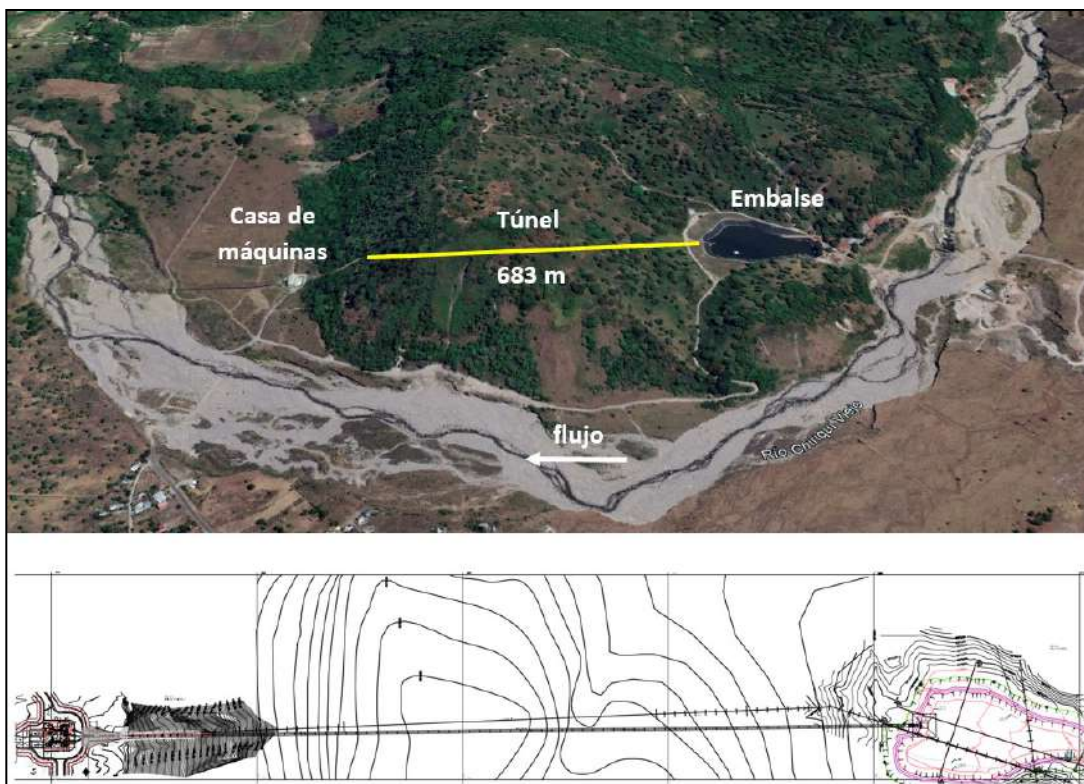


Figura 3.10. Partes del proyecto hidroeléctrico

Fuente: Google Earth (03/03/2021) y propietario del proyecto hidroeléctrico

A la fecha, el proyecto ha contribuido al desarrollo sostenible de las siguientes formas:

- Generar energía limpia que se abastecerá principalmente a hogares rurales.
- A través del aumento de la electricidad en la red de Panamá que conduzca a un suministro más estable, mejorar la calidad de vida de los hogares afectados y aumentar la productividad en la comunidad.
- A través de una mayor productividad, permitir un mayor crecimiento económico en las comunidades.
- Crear puestos de trabajo temporales y permanentes para la zona.
- Fortalecer la economía nacional y local contribuyendo con empleo, electricidad e impuestos adicionales.
- Demostrar tecnología de energía limpia replicable.
- Contribuir a la reforestación de los alrededores.

- Reducir las emisiones de gases de efecto invernadero (GEI) desplazando la energía de las centrales térmicas.

La planta hidroeléctrica en cuestión produce 42 889 MWh por año, lo cual tiene un efecto positivo en el medio ambiente, pues reduce directamente las emisiones de gases de efecto invernadero en 27 192 toneladas de CO₂ por año al reemplazar a combustibles fósiles para generación de electricidad que se utilizan actualmente en Panamá, por lo que la idea de ampliar la actual planta, e incrementar el caudal de diseño de 9 m³/s, toma importancia.

Es así como se planea construir una casa de máquinas con 2 turbinas Francis adicionales (cuatro en total) y un túnel adicional que permita el flujo del caudal. Actualmente el túnel existente cuenta con una sección transversal en forma de herradura, de 3 m de alto y un radio de 2,09 m, tal y como se muestra en la Figura 3.11; el nuevo túnel se diseñaría paralelo al actual, cuyo objetivo sería ampliar el caudal el cual movería las dos nuevas turbinas.

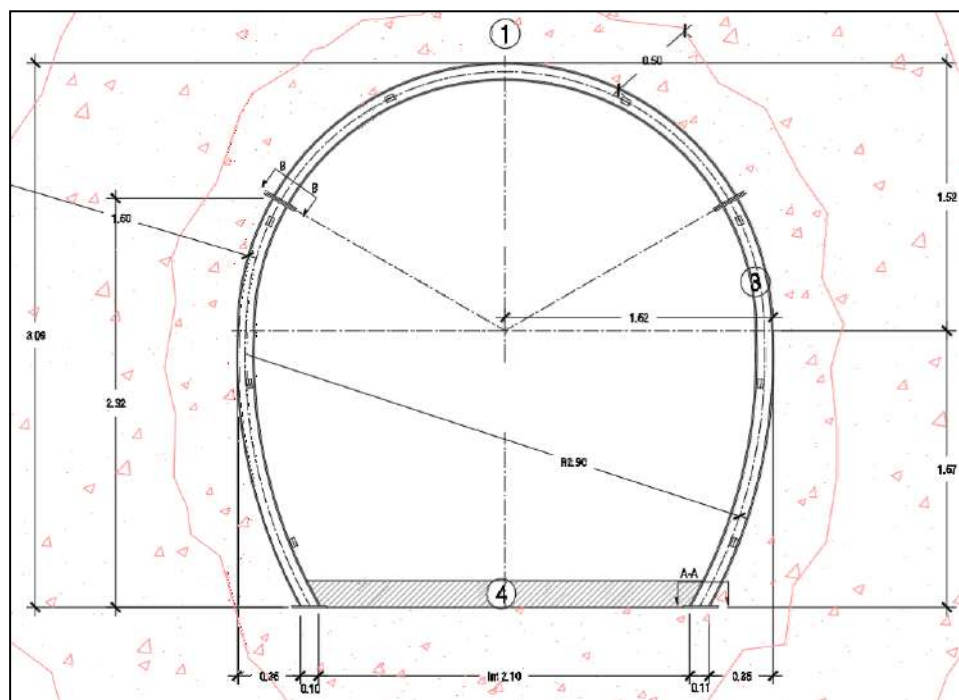


Figura 3.11. Sección transversal del túnel

Fuente: Propietario del proyecto hidroeléctrico

3.1.3. Objetivos

3.1.3.1. Objetivo General

Diseñar la excavación y sostenimiento temporal del túnel a construir.

3.1.3.2. Objetivos específicos

9. Realizar la caracterización geomecánica del macizo rocoso que atraviesa la línea de túnel del proyecto hidroeléctrico, con base en la información de los estudios realizados y los materiales encontrados en el sitio de excavación.
10. Diseñar el soporte temporal del túnel, mediante la utilización de métodos empíricos y la modelación en un programa de elemento finito.
11. Definir las especificaciones técnicas y presupuesto de la obra.
12. Determinar el proceso constructivo, al considerar la excavación y la maquinaria idónea para este caso.

3.1.4. Importancia

Como se mencionó con anterioridad, el proyecto tiene una gran importancia desde el punto de vista medioambiental, pues se requiere sustituir el uso de hidrocarburos para la generación de energía eléctrica en Panamá.

De esta manera se disminuirían los gases de efecto invernadero, con el fin de combatir el cambio climático y acelerar e intensificar las acciones e inversiones necesarias para un futuro sostenible con bajas emisiones de carbono, tal y como fue pactado en el Acuerdo de París, en donde Panamá figura como uno de los países que aceptaron el acuerdo el 22 de abril de 2016.

Es por ello que buscar la modernización de este proyecto hidroeléctrico impactaría positivamente el medio ambiente, así como las obras que se vayan a construir, como por ejemplo, un nuevo túnel.

3.1.5. Limitaciones

Entre las limitaciones que se tienen para realizar el presente diseño, se enumeran las siguientes:

- No se hizo una visita al sitio debido a su lejanía.
- El análisis de deformaciones de las secciones transversales del túnel se realizará mediante la utilización de elemento finito, mediante el programa Phase 2 de Rocscience.

3.1.6. Alcance

En el presente trabajo de diseño se hace la caracterización de los materiales presentes a lo largo del trazado del túnel, donde se utiliza como insumo los datos recogidos de los ensayos de campo, perforaciones hechas en el macizo rocoso, donde posteriormente se caracterizaron los materiales y se obtuvo las propiedades de la roca intacta para cada una de las unidades geotécnicas identificadas.

Es importante mencionar que el programa RocLab se utilizó para realizar la caracterización geotécnica, de donde también se obtuvo los valores de la cohesión y ángulo de fricción del criterio de ruptura de Mohr-Coulomb.

La información generada se utilizó para generar modelos para el análisis por medio de elemento finito, donde se utilizó el software Phase 2, de las deformaciones en las secciones transversales y del desempeño del sostenimiento temporal propuesto.

Los materiales que compondrán el sostenimiento temporal, consistirían en acero estructural rolado en caliente para formar arcos, concreto lanzado en diferentes espesores, pernos de fricción mecánicos.

Además, se realizaron planos, presupuesto y especificaciones técnicas para la ejecución de la propuesta de estabilización necesaria para la construcción segura del túnel para el transporte de agua para la generación de electricidad.

3.1.7. Exclusiones

Como principal exclusión del presente trabajo, es que, no se realizará el diseño del soporte permanente del túnel, ni tampoco el diseño de los portales de entrada y salida.

3.1.8. Metodología

La Figura 3.12 muestra la metodología que se seguirá para el diseño del túnel del presente trabajo.

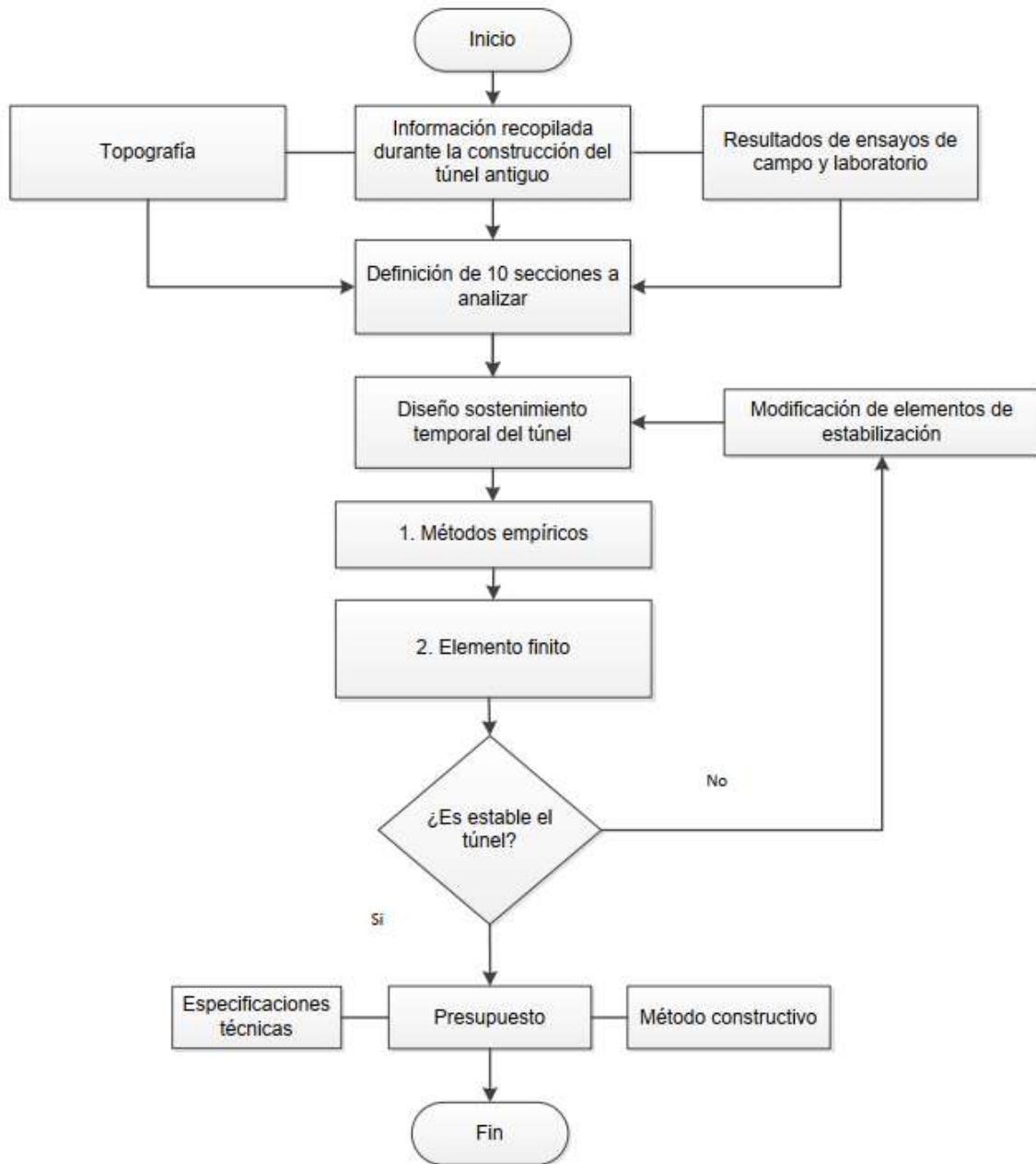


Figura 3.12. Metodología empleada
Fuente. Elaboración propia

3.2. Marco teórico

3.2.1. Caracterización del macizo rocoso

Según González de Vallejo (2002), la resistencia de una roca homogénea, además de los valores de la cohesión y el ángulo de fricción, depende de otras condiciones, como la magnitud de esfuerzos confinantes, las presiones intersticiales o la velocidad de aplicación de las cargas.

3.2.1.1. Criterios de ruptura

Según González de Vallejo (2002), el comportamiento mecánico de los materiales rocosos depende principalmente de su resistencia y de los esfuerzos aplicados sobre él, lo que determina su tensor de esfuerzos. Este tensor queda definido por las tensiones principales que lo componen: σ_1 , σ_2 y σ_3 , dependiendo principalmente de la magnitud de estas tensiones, y también de su dirección, se producirían deformaciones en las rocas y, en caso de alcanzarse un determinado valor de esfuerzo, la falla.

Un criterio de ruptura se define como una predicción aproximada del comportamiento del macizo, en donde se asume las propiedades físicas y mecánicas de éste son homogéneas e isotrópicas; se define como criterio de ruptura la superficie f , que delimita en el espacio de esfuerzos principales (σ_1 , σ_2 y σ_3) un cierto dominio que se expresa por la Ecuación 3.1.

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0 \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Pero debido a las limitaciones físicas existentes en cuanto a ensayos de campo y laboratorio, y la influencia mínima del esfuerzo intermedio intermedia (σ_2), el criterio de ruptura generalmente se define en función de los esfuerzos mayor (σ_1) y menor (σ_3), tal y como se muestra en la Ecuación 3.2.

$$f(\sigma_1, \sigma_3) = 0 \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Los puntos que están fuera de este dominio, son puntos que se encuentran en falla.

3.2.1.2. Criterio de ruptura de Mohr - Coulomb

Este criterio expresa la resistencia al corte de un plano expuestos a condiciones de esfuerzos confinantes, en donde se obtiene la relación entre el esfuerzo normal (σ_n) y tangencial (τ) en el momento de la falla a partir de una expresión que involucra la cohesión (c) y el ángulo de fricción (ϕ), tal y como se muestra en la Ecuación 3.3.

$$\tau = c + \sigma_n * \tan \phi \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Entonces entre mayor magnitud del esfuerzo normal, mayor será el esfuerzo cortante que causará la falla; cuando se logre la resistencia límite del material, la fractura se dará por los esfuerzos cortantes (ver Figura 3.13).

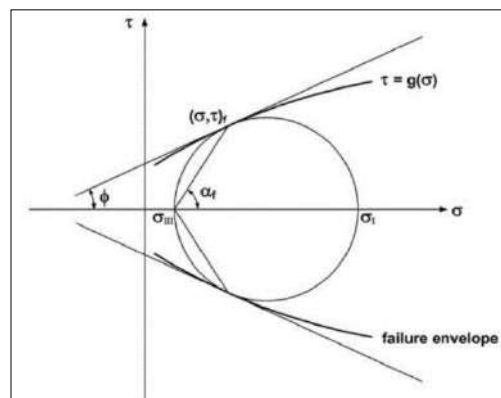


Figura 3.13. Círculo de Mohr y envolventes de falla

Fuente. Tapia (2021)

La intersección entre la envolvente de falla y el eje del esfuerzo tangencial τ proporcionan el valor de la cohesión c , mientras que el ángulo de fricción interno ϕ lo define por el ángulo

que forma la envolvente de falla con respecto al esfuerzo normal σ . El coeficiente de fricción interna se determina mediante la Ecuación 3.4.

$$\tau = c + \sigma_n * \tan \varphi \quad \text{Ecuación 3.4}$$

El criterio puede expresarse en función de los esfuerzos principales mayor y menor, lo cual permite estimar la resistencia en cualquier plano definido por θ , mediante la Ecuación 3.5.

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 * (\text{sen } 2\theta + \tan \varphi * (1 - \cos 2\theta))}{\text{sen } 2\theta - \tan \varphi * (1 + \cos 2\theta)} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Donde:

$$\theta \quad \text{plano crítico de ruptura} = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Para este mismo plano se debe cumplir la Ecuación 3.7.

$$\sigma_1 = \frac{(2c \cos \varphi) + \sigma_3(1 + \text{sen } \varphi)}{1 - \text{sen } \varphi} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Si se considera que $\sigma_3 = 0$, se obtiene la Ecuación 3.8, que corresponde al valor de la resistencia a la compresión uniaxial (σ_c)

$$\sigma_c = \frac{(2c \cos \varphi)}{(1 - \text{sen } \varphi)} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Por lo tanto, la resistencia a la tensión σ_t se expresa en la Ecuación 3.9.

$$\sigma_t = \frac{(2c \cos \varphi)}{(1 - \text{sen } \varphi)} \quad \text{Ecuación 3.9}$$

3.2.1.3. Criterio de ruptura de Hoek y Brown

El criterio de ruptura no lineal de Hoek y Brown (1980), se basa en datos empíricos que fueron obtenidos mediante investigaciones *in situ* en donde se realizaron ensayos de fracturación de roca intacta, así como también de estudios del comportamiento del macizo rocoso. Este criterio de ruptura, originalmente desarrollado en el año 1980 como un

criterio para macizos rocosos competentes, permite determinar la resistencia de un macizo rocoso para el diseño de excavaciones subterráneas y taludes.

El mismo se muestra en la Ecuación 3.10.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m * \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0,5} \quad \text{Ecuación 3.10}$$

Donde:

- σ'_1, σ'_3 Esfuerzos efectivos principales mayor y menor en el momento de la falla
- σ_{ci} Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta
- s Constante que indica la medida de disminución de la resistencia la compresión simple debido a la fracturación.
- m Constante que influye en la resistencia al corte del material.

Tanto el valor de s como el de m se determinan mediante la clasificación geomecánica *Rock Mass Rating* (RMR) desarrollada por Bieniawski (1974).

Asimismo, la falla para la roca intacta se puede calcular si en la ecuación anterior el valor de s es igual a la unidad (1), que corresponde a una roca sin fracturación (ver Ecuación 3.11).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m * \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0,5} \quad \text{Ecuación 3.11}$$

En 1988 se realiza una revisión del criterio de ruptura de Hoek y Brown de 1980, por lo que se plantean nuevas ecuaciones para determinar las constantes m y s , las cuales dependen de la perturbación que ha sufrido el macizo rocoso (ver Ecuación 3.12 y Ecuación 3.13).

$$m = m_i * e^{\left(\frac{RMR-100}{14}\right)} \quad \text{Ecuación 3.12}$$

$$s = e^{\left(\frac{RMR-100}{6}\right)} \quad \text{Ecuación 3.13}$$

La Ecuación 3.14 y la Ecuación 3.15, se desarrollaron para rocas no perturbadas por la excavación:

$$m = m_i * e^{\left(\frac{RMR-100}{28}\right)} \quad \text{Ecuación 3.14}$$

$$s = e^{\left(\frac{RMR-100}{9}\right)} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Al utilizar el RMR, así como el índice Q de Barton, existe una dependencia del parámetro RQD; es por ello que en 1992 se desarrolló un nuevo sistema de clasificación cuyo objetivo son las características geológicas básicas del material estudiado. Este sistema de clasificación se denomina como GSI (*Geological Strength Index*). Una vez realizado el desarrollo del criterio de ruptura de Hoek y Brown y la introducción del GSI, se introdujo el Criterio de Ruptura Modificado, que consideraba una corrección del criterio original mediante la modificación de las constantes s y a para calidades de GSI del macizo menores a 25.

Para macizos rocosos con $GSI \geq 25$, el cálculo del valor de s se realiza con la Ecuación 3.16, y el valor de a con la Ecuación 3.17.

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9}\right)} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

$$a = 0,50 \quad \text{Ecuación 3.17}$$

Para macizos rocosos con $GSI < 25$, el criterio modificado (1997) utiliza la Ecuación 3.18 para el cálculo de s y la Ecuación 3.19 para el cálculo del valor de a.

$$s = 0 \quad \text{Ecuación 3.18}$$

$$a = 0,65 - \frac{GSI}{200} \quad \text{Ecuación 3.19}$$

En el año 2002 se planteó el Criterio de Hoek y Brown Generalizado, en donde se utilizan la Ecuación 3.20, Ecuación 3.21, Ecuación 3.22 y Ecuación 3.23.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b * \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad \text{Ecuación 3.20}$$

$$m_b = m_i * e^{\left(\frac{RMR-100}{28}\right)} \quad \text{Ecuación 3.21}$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad \text{Ecuación 3.22}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} * \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad \text{Ecuación 3.23}$$

Donde:

- σ'_1, σ'_3 Esfuerzos efectivos principales mayor y menor en el momento de la falla
- m_b Valor relacionado con la constante del material m_i
- GSI Índice de resistencia geológica (Hoek et al., 1995)
- s, a Constantes del macizo rocoso.
- D Factor de disturbancia (*disturbance factor*)

3.2.1.4. Consideraciones geomecánicas

- Excavabilidad del macizo

Se define como la facilidad que presenta un terreno para ser excavado. La elección del método de excavación debe considerarse previamente al cálculo de los parámetros del criterio de ruptura, puesto que la posterior del valor de disturbancia del macizo rocoso vendrá condicionada por la elección de este factor.

Según Franklin (1971), la excavabilidad de un macizo rocoso puede definirse en base a la resistencia a la compresión simple de la roca intacta y el espaciamiento de las discontinuidades del macizo rocoso (ver Figura 3.14).

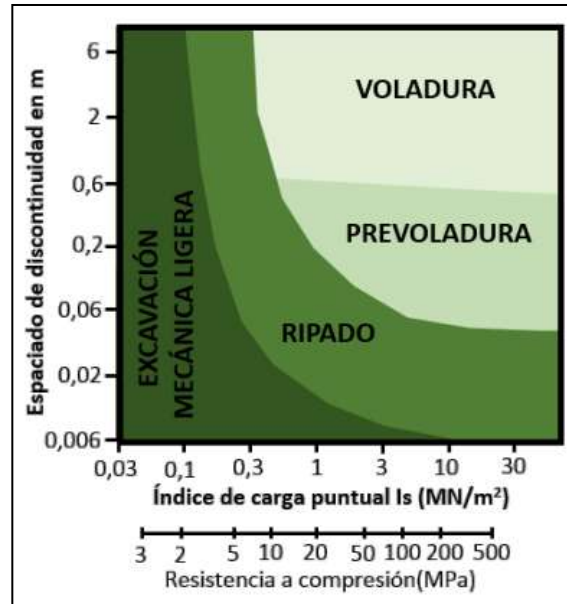


Figura 3.14. Excavabilidad del macizo rocoso

Fuente. Franklin, 1971

- Factor de disturbancia

En la Tabla 3.2 se presenta el factor de disturbancia D , que es el grado de alteración al que ha sido sometido el macizo por efecto de voladuras, excavaciones o relajación de esfuerzos, en donde si el macizo se encuentra en una condición inalterada $D = 0$, y si el macizo está muy alterado $D = 1$. Este factor de disturbancia tiene un gran efecto sobre el criterio de ruptura.

Tabla 3.2. Estimación del factor de disturbancia D

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	<p>Excelente control de calidad de la voladura o excavación con TBM, que resulta en una mínima perturbación del macizo rocoso que se encuentra alrededor del túnel.</p>	<p>D = 0</p>
	<p>Excavación mecánica o manual en macizos de baja calidad (sin voladura), resulta en una mínima perturbación del macizo alrededor del túnel. Cuando la deformación por flujo plástico (<i>squeezing</i>) resulta en un levantamiento de la solera, la deformación puede ser importante a menos de que se coloque una contrabóveda o invert temporal.</p>	<p>D = 0 D = 0,50</p>
	<p>Voladura de muy mala calidad en túneles con rocas competentes, resulta en daños severos, que pueden extenderse de 1 a 3 m alrededor del túnel.</p>	<p>D = 0,80</p>

Fuente. Hoek 2002

También en la Figura 3.15 se muestra el gráfico para la determinación del grado de disturbancia “D” del macizo rocoso próximo a la excavación en función de la relación entre

los módulos de deformación elástica del macizo rocoso y la roca intacta (ordenadas), y el GSI (abscisas).

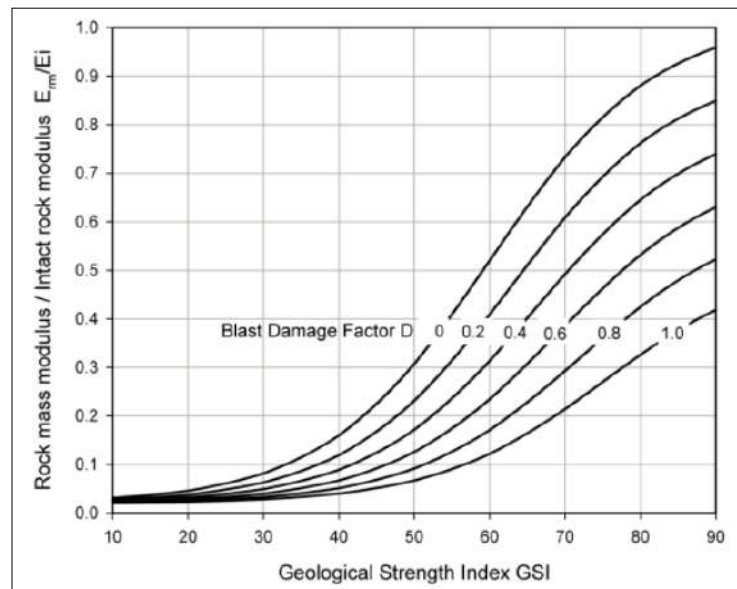


Figura 3.15. Gráfico para la determinación de la perturbación “D”
Fuente. Hoek 2012

- **Estimación de la resistencia a la compresión uniaxial - criterio de ruptura de Hoek y Brown:**

Según el criterio de ruptura de Hoek y Brown (2002), para estimar la resistencia a la compresión uniaxial, es necesario igualar $\sigma'_3 = 0$, tal y como se muestra en la Ecuación 3.24:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} * s^a \quad \text{Ecuación 3.24}$$

Y si se representa la condición de tensión biaxial en donde se igualan los esfuerzos efectivos principales σ'_1 y σ'_3 , se obtiene que la resistencia a la tracción uniaxial es igual a la resistencia a la tracción, o sea $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$ (Hoek, 1983), tal y como se presenta en la Ecuación 3.25.

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{ci} * s}{m_b} \quad \text{Ecuación 3.25}$$

La resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso es un parámetro particularmente útil para evaluar los potenciales problemas de flujo plástico o *squeezing* en un túnel. Mediante la Ecuación 3.26 (Marinos y Hoek, 2000), se puede calcular una aproximación muy cercana del valor de la resistencia de la compresión uniaxial del macizo (σ_{cm}) a partir de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (σ_{ci}) la constante (m_i) y el Índice de Resistencia Geológica (GSI).

$$\sigma_{cm} = 0,0034 m_i^{0,8} * \sigma_{ci} * (1,029 + 0,025 * e^{-0,1m_i})^{GSI} \quad \text{Ecuación 3.26}$$

También Hoek et al. (2002) definieron el concepto de “resistencia global” del macizo rocoso, que interpreta el comportamiento general del macizo y sirve para la comparación de la resistencia a la compresión del mismo, para un esfuerzo de confinamiento σ_3 entre 0 y $0,25 * \sigma_{ci}$. La resistencia a la compresión del macizo rocoso se puede calcular mediante la Ecuación 3.27

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} * \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s)) * (\frac{m_b}{4 + s})^{a-1}}{2 * (1 + a) * (2 + a)} \quad \text{Ecuación 3.27}$$

3.2.1.5. Parámetros de deformabilidad y resistencia del macizo rocoso

Es importante determinar qué tanto se deforma y cuál es la resistencia del macizo rocoso. Es por ello que los parámetros básicos necesarios para definir el comportamiento mecánico del macizo rocoso son el módulo de elasticidad, E_m y la relación de Poisson, ν_m , para la deformabilidad y, cuando se quiere definir la resistencia de macizo rocoso, se utiliza el criterio de ruptura de Mohr-Coulomb, que se compone de la cohesión c_m y el ángulo de fricción interna ϕ_m .

Es caro y complicado obtener la información de la exploración de campo y laboratorio idónea para la obtención adecuada de los parámetros mecánicos. En el caso particular de una excavación subterránea en roca, en donde se toman muestras del material y se ensayan en el laboratorio, cobra mayor importancia hacer la diferencia entre los parámetros que definen el comportamiento de la roca intacta (E_i , ν_i , c_i y ϕ_i) y los que definen el comportamiento del macizo rocoso (E_m , ν_m , c_m y ϕ_m).

Es posible aproximarse a valores representativos de los parámetros de la roca matriz, si se efectúa una buena campaña de ensayos de campo y de laboratorio, y también si se utilizan los métodos estadísticos adecuados para procesar la información recopilada. Sin embargo, si se opta por no realizar la suficiente investigación de campo y laboratorio, y se extrapolan valores al macizo rocoso, se puede incurrir en errores que llegarían a determinar parámetros equivocados.

Es importante no olvidar que entre más grande la muestra, el comportamiento diferirá cada vez más de aquél que presentó el material en el laboratorio; en otras palabras, realizar el modelo del comportamiento de una obra subterránea se convierte en un trabajo riguroso, debido a que hay que involucrar factores y fenómenos físicos que rigen las condiciones del macizo rocoso, y es por ello que se implementan una amplia gama de herramientas geotécnicas y matemáticas.

- **Estimación de las propiedades de deformabilidad del macizo E_m y ν_m**

Existen diversas correlaciones disponibles en la literatura, sin embargo, para este trabajo se utilizarán el RMR de Bieniawski (1989), el GSI de Hoek (1995) y el índice Q de Barton (1974). Para hacer más fácil la sensibilización respecto a la variación de E_m con la calidad del macizo, en los gráficos que se presentan más adelante se emplea únicamente el índice RMR. Debido a que algunas de las correlaciones entre E_m y la calidad emplean el Q y el GSI, primero se estableció la relación que existe entre el RMR y estos dos índices, tal y como se describe en la Ecuación 3.28 y Ecuación 3.29

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * \sqrt{\frac{\sigma_c^i}{100} * 10^{\frac{GSI-10}{40}}} \quad \text{Para } \sigma_c^i < 100 \text{ MPa} \quad \text{Ecuación 3.28}$$

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad \text{Para } > 100 \text{ MPa} \quad \text{Ecuación 3.29}$$

Donde:

D Es el factor de disturbancia o daño producido al macizo por la excavación

Bieniawski, 1978 (RMR):

$$E_m = 2 \text{ RMR} - 100 \text{ (GPa)} \quad \text{Para RMR} > 55 \quad \text{Ecuación 3.30}$$

Serafim y Pereira, 1983 (RMR):

$$E_m = 10^{\frac{\text{RMR}-10}{40}} \quad \text{Para } 10 < \text{RMR} < 50 \quad \text{Ecuación 3.31}$$

Barton, 1992 (Q):

$$E_m = 25 \log_{10} Q \text{ (GPa)} \quad \text{Ecuación 3.32}$$

Barton, 2002 (Q, σ'_c):

$$E_m = 10 \left(Q * \frac{\sigma'_c}{100} \right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} \text{ (GPa)} \quad \text{Ecuación 3.33}$$

Hoek, 2004 (GSI)

$$E_m = 0,33 * e^{0,075 \text{ RMR}} \text{ (GPa)} \quad \text{Ecuación 3.34}$$

Hoek y Brown, 1997 (GSI)

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma'_c}{100} * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}} \text{ (GPa)} \quad \text{Ecuación 3.35}$$

De todos los criterios citados, posiblemente el menos recomendable es el de Bieniawski (1978), no sólo por ser antiguo, sino porque, además, es excesivamente simplista (lineal), abarca un rango muy limitado de calidades ($RMR > 55$) y, por la época en la que fue propuesto, está basado en un número escaso de datos de medición. Por otro lado, el criterio de Hoek (2002), aunque tiende a ser muy conservador, está basado no sólo en mediciones *in situ*, sino que además considera la relación que existe entre la resistencia a la compresión simple de la roca matriz y el factor de daño que se aplica al proceso de excavación (voladuras o mecánico).

Barton (2002) propone un criterio más moderno, apoyado en un gran número de datos y que también considera la resistencia a la compresión simple de la roca matriz. Las fórmulas de Hoek (2002), Hoek (2004) y Barton (2002) requieren del conocimiento del valor representativo de la resistencia a la compresión simple de la roca matriz, σ_i ; Hoek (2002) a su vez toma en cuenta el factor de disturbancia, D , producido al macizo según la técnica de excavación, ya sea utilizando explosivos o de forma mecánica. En la Figura 3.16 se muestra la relación entre el índice RMR de Bieniawski y el módulo de Young del macizo para cada una de las correlaciones mencionadas anteriormente. En esta misma figura también se incluyen los datos de mediciones *in situ* publicadas en varios trabajos.

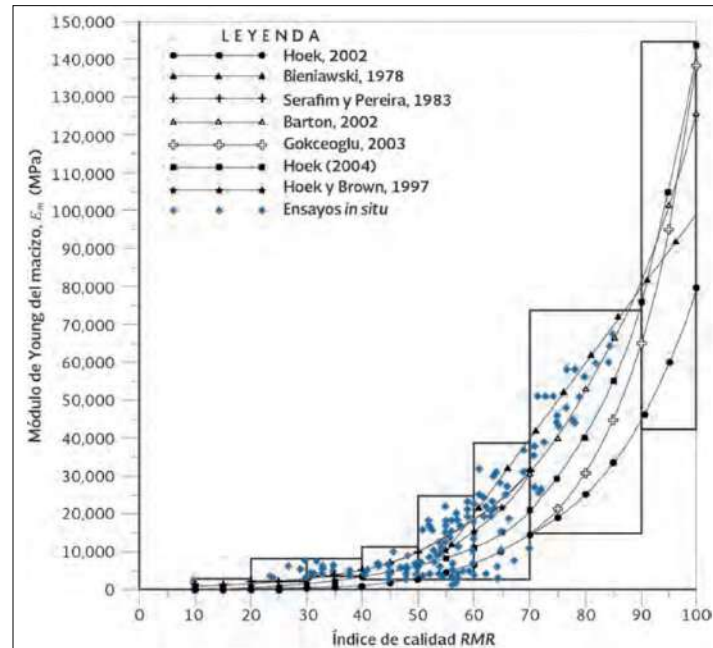


Figura 3.16. Correlación entre el módulo de elasticidad del macizo y el índice RMR
Fuente. Barton (2000)

Como puede verse en la Figura 3.16, la dispersión de los valores de E_m medidos in situ es muy amplia, así como también las correlaciones; esto es una muestra de lo que ocurre en la naturaleza, ya que existen múltiples factores que influyen en la deformabilidad de una masa de roca (fracturamiento, resistencia y deformabilidad de la roca intacta, espaciamiento y condición de las discontinuidades, así como también la orientación, la profundidad del terreno, las condiciones de agua subterránea, la alteración del macizo, entre otros), y dependiendo de la correlación empleada, se toman en cuenta o se descartan algunos de éstos. Los rectángulos de la misma figura representan los conjuntos de valores que entran dentro de cada rango de calidad RMR.

3.2.2. Clasificaciones geomecánicas

3.2.2.1. RQD

El índice RQD (*Rock Quality Designation*) define la calidad de la roca de forma cuantitativa, de manera directa con base en de los núcleos extraídos de los sondeos mecánicos. Este

índice correlaciona la frecuencia de las discontinuidades en un afloramiento o frente de roca o mediante correlaciones con velocidades de onda sísmica v_p . Se define como la relación en porcentaje de la longitud total de núcleos enteros (sin discontinuidades) de 10 cm o más de longitud en un tramo de 1,00 m de sondeo. Para la determinación del RQD, la ISRM recomienda que el diámetro de los núcleos extraídos sean al menos 54.7 mm (NX) y obtenidos broca de diamante. Se recomienda que las fracturas artificiales producidas por las perforaciones, se ignoren (ver Figura 3.17).

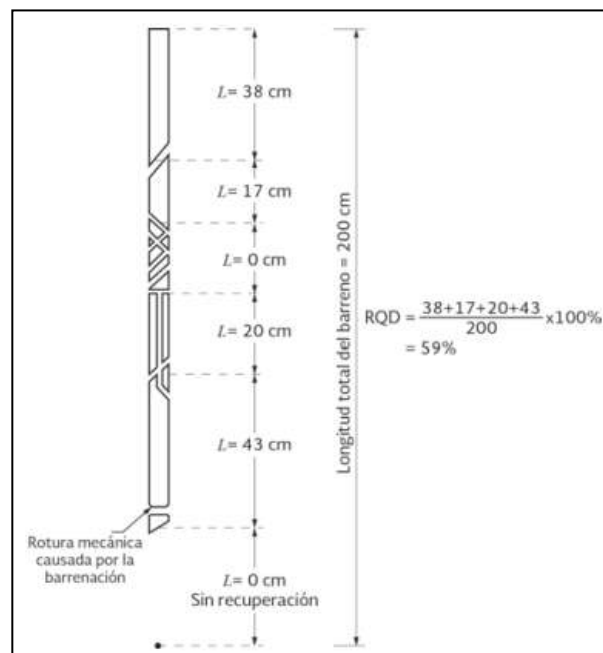


Figura 3.17. Procedimiento para medición del RQD

Fuente. Deere (1966)

3.2.2.2. Clasificación RMR Bieniawski (1989)

Bieniawski desarrolló la clasificación RMR los años 1972 a 1989, y se basa en mediciones de campo de más de 300 casos de túneles, cavernas y cimentaciones en el mundo. Esta clasificación toma en cuenta seis parámetros básicos que son:

1) Resistencia de la roca intacta, para lo cual se usa la clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial.

- 2) Estado de las discontinuidades (apertura, continuidad, rugosidad, estado de las paredes, relleno en fisuras).
- 3) Espaciamiento de las fisuras.
- 4) El RQD. (índice de la calidad de la roca, Deere).
- 5) Las condiciones del agua subterránea.
- 6) La orientación de las discontinuidades respecto a la excavación.

Cada uno de estos parámetros tiene un valor numérico que se suma o resta definiendo cinco categorías de calidad de roca, de acuerdo con la Tabla 3.3.

Tabla 3.3. Escala de calidades de la clasificación RMR

RMR	Clase	Calidad	Tiempo de estabilidad	Longitud de vano (m)	Cohesión (MPa)	Rozamiento (°)
100 a 81	I	Muy buena	20 años	15	>0,4	> 45
80 a 61	II	Buena	1 año	10	0,30 – 0,40	35 – 45
60 a 41	III	Mediana	1 semana	5	0,20 – 0,30	25 – 35
40 a 21	IV	Mala	10 horas	2,50	0,1 – 0,2	15 – 25
<20	V	Muy mala	30 minutos	1	< 0,1	< 15

Fuente. Bieniawski (1989)

La versión 1989 de la clasificación completa de Bieniawski, se muestra en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4. Parámetros de la clasificación RMR

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	>250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25-5	5-1	<1
Puntuación			15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2m	0,6 - 2 m	0,2 - 0,6 m	0,06-0,2 m	<0,06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	>20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	>5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5 mm	Relleno duro >5 mm	Relleno blando <5 mm	Relleno blando >5 mm		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	<10 litros/min	10-25 litros/min	25 - 125 litros/min	>125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/tensión principal mayor	0	0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	>0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
	Puntuación		15	10	7	4	0		
Corrección por la orientación de las discontinuidades									
Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables			
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12			
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25			
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60			

Fuente. Bieniawski (1989)

En ella se incluyen:

- Las puntuaciones para cada rubro en particular
- Los parámetros que definen el estado de las discontinuidades

- La corrección por orientación de discontinuidades
- Los diferentes tipos de obra a los que es aplicable esta clasificación

Para cada clase de roca, Bieniawski propone en la Tabla 3.5, en donde se especifican las cantidades, tipos de sostenimiento y un método de excavación. Este cuadro es aplicable a túneles excavados en roca mediante perforación y voladura, con un ancho comprendido entre 5 y 10 m.

Tabla 3.5. Sostenimiento según Bieniawski

RMR	Excavación	Pernos	Concreto lanzado	Arcos
>81	Frente completo –3 m de avance	No son necesarios a menos de que existan bloques sueltos		
61 – 80	Frente completo 1 – 15 m de avance. Sostenimiento completo a 20 m del frente.	Pernos locales de 3 m en la corona, espaciados a 2,5 m con malla de forma ocasional	50 mm en la corona donde sea requerido.	No se necesitan
41 – 60	Excavación en el tope y banco 1,5 a 3 m de avance en la excavación. Iniciar con el sostenimiento después de cada voladura. Completar el sostenimiento a 10 m del frente	Pernos sistemáticos de 4 m de longitud, espaciados 1,50 – 2,0 m en la corona y en las paredes, con malla en la corona.,	50 a 100 mm en la corona y 30 mm en las paredes	No se necesitan
21 – 40	Excavación en el tope y banco 1,0 – 1,5 m de avance en la excavación. Iniciar	Pernos sistemáticos de 4 a 5 m de longitud espaciados 1 a 1,5 m en la	100 a 150 mm en la corona y 100 mm en las paredes	Ligeros a medianos con espaciamiento de 1,50 m

		corona y en las paredes con malla.		
< 20		Pernos sistemáticos de 5 a 6 m de longitud espaciados de 1 a 1,5 m en la corona y en las paredes. Pernos en el piso.	150 a 200 mm en la corona y 150 mm en las paredes y 50 mm en el frente	Pesados con espaciamiento de 0,75 m

Fuente: Bieniawski, 1989

3.2.2.3. Sistema NGI (Q)

El índice de calidad “NGI” o sistema Q de Barton (1974) (ver Figura 3.18), está basado en la evaluación de seis parámetros, cuyos rangos de valores están definidos de acuerdo a sus características y expresados matemáticamente de la siguiente manera mediante la Ecuación 3.36.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} + \frac{J_r}{J_a} + \frac{J_w}{SRF} \quad \text{Ecuación 3.36}$$

Donde:

- Q Índice de calidad del macizo
- RQD Índice de calidad de la roca
- J_n Número de sistemas de juntas
- J_r Número de la rugosidad de las fisuras
- J_a Número de alteración de las fisuras
- J_w Factor de reducción por la presencia de agua en las juntas
- SRF Factor de reducción por esfuerzos

En la Tabla 3.6 se presentan las escalas de calidad geotécnica para esta clasificación, y los valores para determinar el valor del índice Q indicado en la Ecuación 3.36, se indican en la Tabla 3.6, Tabla 3.7, Tabla 3.8, Tabla 3.9, Tabla 3.10 y Tabla 3.11.

Tabla 3.6. Escala de calidades de la clasificación Q

Q	Calidad
400 - 1000	Excepcionalmente buena
100 – 400	Extremadamente buena
40 – 100	Muy buena
10 – 40	Buena
4 – 10	Regular
1 – 4	Mala
0,1 – 1	Muy mala
0,01 – 0,1	Extremadamente mala
0 – 0,01	Excepcionalmente mala

Fuente. NGI (1974)

Tabla 3.7. Obtención del J_n

Descripción	Valor
Roca masiva	0.5 – 1.0
Una (1) familia de discontinuidades	2
Una (1) familia de discontinuidades + otras ocasionales	3
Dos (2) familias de juntas	4
Dos (2) familias de juntas + otras ocasionales	6
Tres (3) familias de juntas	9
Tres (3) familias de juntas + otras ocasionales	12
Cuatro (4) o más, roca fracturada	15
Roca triturada	20

Nota 1) para portales de entrada considerar $2 J_n / 2$ para intersecciones en túneles tomar $3 J_n$

Fuente. NGI (1974)

Tabla 3.8. Obtención del J_r

Descripción		Valor
Contacto entre las paredes de roca o contacto con cizallamiento de 10 cm	Juntas discontinuas	4,0
	Ondulada, rugosa, irregular	3,0
	Ondulada ligeramente, espejo de falla discontinuo	2,0
	Espejo de falla ondulada	1,5
	Irregular, rugosa, plana	1,5
	Lisa, plana	1,0
	Planas con espejo de falla	0,5
Sin contacto entre paredes de roca después del cizallamiento	Relleno arcilloso	1,0
	Relleno de arena, grava y roca triturada	1,0

Notas: 1) Datos de la familia principal. / 2) Sumar 1,0 si el espaciamiento entre juntas es mayor a 3 m. / 3) $J_r = 0,50$ para juntas planas con espejo de falla en alineaciones con orientación favorable

Fuente: NGI (2000)

Tabla 3.9. Obtención del J_a

Descripción		Valor	Ángulo de rozamiento (°)
Contacto entre las paredes de la roca	Muy cerrado, duro relleno de cuarzo e epidota, impermeable.	0,75	25 - 35
	Paredes no alteradas sin relleno	1	25 - 30
	Ligeramente alteradas, rellenos arenosos no blandos	2	25 - 30
	Rellenos de limo o arena arcillosa, poca arcilla	3	20 - 25
	Relleno arcilloso, caolín, mica, clorita, yeso y grafito, pequeñas cantidades de arcilla expansiva (2)	4	8 - 16
Contacto con movimiento de cizallamiento menor de 10 cm	Relleno de arena sin arcilla	4	25 - 30
	(A) Relleno arcilloso fuertemente sobreconsolidado, sin minerales arcillosos (3)	6	16 - 24
	(B) Relleno arcilloso blando, medianamente o poco consolidado, espesor menor a 5 mm (3)	8	12 - 16
	(C) Relleno arcilla expansiva, con presencia de agua, J_r depende del contenido de arcilla expansiva	8 - 12	6 - 12
Sin contacto entre paredes de roca, después de cizallamiento	Zonas de relleno de roca triturada o desintegrada de arcilla, según tipo (A), (B) o (C)	6, 8, 8 - 12	6 - 24
	Zonas de relleno arenosos, arcillosos o limosos, poca arcilla	5	6 - 24
	Relleno arcilloso, ancho y continuo según el tipo de arcilla (A), (B) o (C)	10, 13, 13 - 20	6 - 24

Notas: 1) Datos de la familia principal. / 2) Recubrimientos discontinuos de las paredes de espesor entre 1 a 2 mm o menos. / 3) Recubrimientos continuos de las paredes, de espesor menor a 5 mm

Fuente: NGI (2000)

Tabla 3.10. Obtención del J_w

Descripción	Valor	Presión agua (MPa)
Seco o pequeña entrada local	1	< 0,1
Mediano flujo o presión, lavado ocasional de relleno de juntas	0,66	0,1 – 0,25
Gran flujo o alta presión de agua, roca competente sin relleno en las juntas	0,50	0,25 – 1,00
Gran flujo o alta presión de agua, lavado del relleno en juntas considerable	0,33	0,25 – 1,00
Flujos muy fuertes o presión muy elevada que disminuye con el tiempo	0,20 -0,10	> 0,10
Flujos muy fuertes o presión muy elevada que no disminuye con el tiempo	0,10 – 0,05	> 0,10

Notas: 1) Los índices tercero a sexto son estimaciones gruesas. Se puede aumentar el J_w si hay medidas de drenaje. / 2) No se considera formación de hielo

Fuente: NGI (2000)

Tabla 3.11. Datos para determinación del SRF

Descripción		Valor		
Excavación atravesada por zonas blandas de roca que pueden ocasionar descompresión o desprendimiento de rocas al excavar el túnel	Muchas zonas débiles, con arcillas o roca desintegrada, roca muy descomprimida.	10,0		
	Zonas individuales débiles, con arcilla o roca triturada, profundidad ≤ 50 m	5,0		
	Zonas individuales débiles, con arcilla o roca triturada, profundidad > 50 m	2,50		
	Muchas zonas de cizallamiento en roca competente, sin arcilla o roca descomprimida	7,50		
	Zonas individuales de cizallamiento en roca competente sin arcilla, profundidad ≤ 50 m	5,0		
	Zonas individuales de cizallamiento en roca competente sin arcilla, profundidad > 50 m	2,50		
	Juntas abiertas, con muchas discontinuidades	5,0	R_c / σ_1	R_t / σ_3
Roca competente, problemas de tensión en la roca	Baja tensión, cerca de la superficie	2,50	>200	>13
	Tensión media	1,00	10 - 200	0,66 - 13
	Alta tensión, roca resistente	0,50 - 2,00	10 - 5	0,33 - 0,66
	Explosiones en roca masiva de rocas pequeñas	5,00 - 10,00	5 - 2,50	0,16 - 0,33
	Explosiones grandes de roca masiva	10,00 - 20,00	$< 2,50$	$< 0,16$
Roca fluyente o plástica	Poca presión de fluencia	5 - 10		
	Presión grande de fluencia	10 - 20		
Roca expansiva	Poca presión de hinchamiento	5 - 10		
	Presión grande de hinchamiento	10 - 5		

Notas: 1) R_c : Resistencia a la compresión simple, R_t : Resistencia a la tensión. 2) σ_3 : Tensión principal mayor del macizo (de compresión). 3) Considerar SRF un 25 - 50 % si las zonas débiles influyen, pero no intersecan la excavación 4) Para campos tensionales anisotrópicos, aplicar un factor de 0,80 a R_c y 0,80 a R_t para $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$ o 0,60 R_t si $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ 5) SRT = 2,50 - 5,00 si la cobertura es menor al ancho del túnel

Fuente: NGI (2000)

Para la estimación de los sostenimientos a partir del Q se definen los siguientes parámetros:

$$\text{Diámetro equivalente del túnel} = \frac{\text{anchura, diámetro o altura (m)}}{ESR} \quad \text{Ecuación 3.37}$$

Donde:

ESR Excavation support ratio, factor que depende del tipo de excavación, cuyos valores se indican en la Tabla 3.12.

Tabla 3.12. Índice ESR del sistema Q

Tipo de excavación		ESR
A	Labores mineras de carácter temporal, etc.	2 – 5
B	Galerías mineras permanentes, túneles centrales hidroeléctricas (excluyendo galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica.	1,60 – 2,00
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y de ferrocarril, túneles de acceso.	1,20 – 1,30
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, portales e intersecciones de túneles	0,90 – 1,10
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, túneles para tuberías principales de gas	0,50 – 0,80

Fuente. NGI (2000)

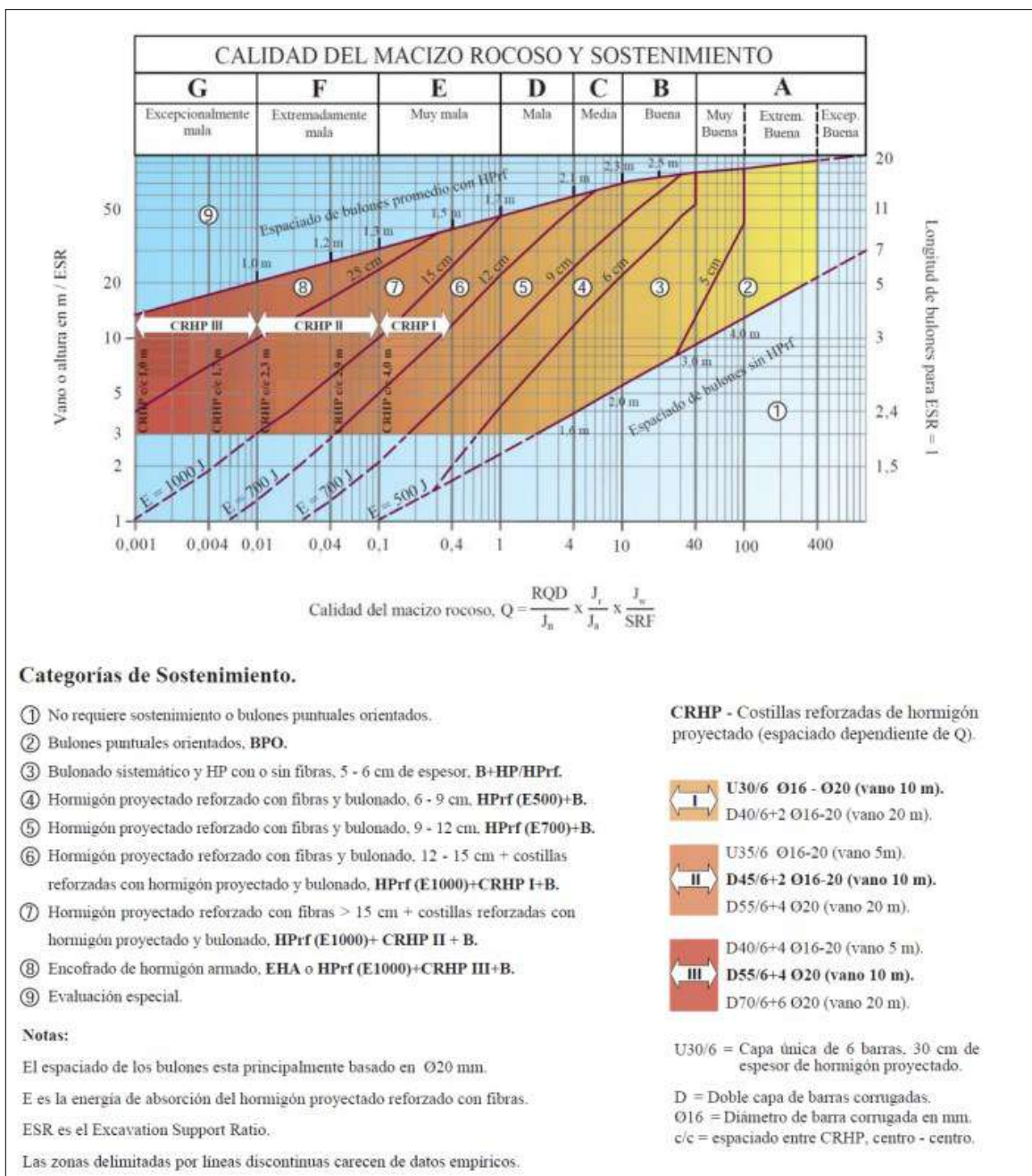


Figura 3.18. Sostenimiento según el índice Q

Fuente. Barton (2000)

3.2.2.4. Geological Strength Index, GSI (Hoek, 1985)

Debido a la existencia de estructuras geológicas en el macizo rocoso, tales como fracturas, fallas o estratos, se necesita definir consideraciones con respecto al efecto que causa la

influencia combinada de los bloques individuales de roca y las discontinuidades y su reacción al ser alterado, como por ejemplo, cuando éste se excava.

El problema que existe es que la mayoría de los ensayos que se realizan durante una campaña de investigación, se realizan a la roca intacta, debido a que son más económicos. Dependiendo de la magnitud de la obra a construir, los presupuestos justifican la implementación de pruebas *in situ*, las cuales son más costosas.

Es por eso que se han desarrollado sistemas de clasificación basados en métodos empíricos, que son el eslabón entre lo que puede observarse y medirse en un macizo rocoso y sus propiedades mecánicas, en donde uno de los más utilizados es el índice GSI, el cual es una de las referencias obligatorias en la industria de túneles para la estimación de los parámetros geomecánicos.

En un inicio los parámetros del criterio de ruptura de Hoek y Brown se basaban en el criterio de ruptura según el índice RMR de Bieniawski, pero posteriormente se hizo evidente que se presentaban rangos de calidad del RMR para los cuales la aplicabilidad del criterio de ruptura se veía muy limitada. Es por ello que Hoek desarrolló el GSI como una caracterización basada más en observaciones geológicas fundamentales que propiamente información cuantitativa (Hoek, 1985).

En la versión del año 2002, el criterio de ruptura de Hoek y Brown incluye una revisión de la correspondencia entre parámetros e índices de calidad y se presentan correlaciones que permiten aproximar las constantes de cálculo a partir de bases más sólidas. La Tabla 3.13 corresponde a la tabla de donde se obtiene el índice GSI basado en descripciones geológicas.

Tabla 3.13. Obtención del índice GSI

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX, GSI, PARA ROCAS FRACTURADAS (Hoek y Marinos, 2000) A partir de la litología, la estructura y las condiciones de las discontinuidades, estimar el valor promedio del GSI. No intentar ser demasiado precisos, establecer un rango entre 33 y 37 es más realista que GSI = 35. Nótese que la tabla no tiene en cuenta las fallas estructuralmente controladas. En los casos en los que existan planos débiles con orientación desfavorable a la excavación, éstos dominarán el comportamiento de la masa. La resistencia de discontinuidades susceptibles al intemperismo se verá reducida si hay presencia de agua en el medio. En rocas de muy mala calidad y en presencia de agua conviene mover las categorías a la derecha.		CONDICIONES DE LOS PLANOS DE LAS DISCONTINUIDADES				
ESTRUCTURA		MUY BUENA Muy rugosas, inalteradas, frescas	BUENA Rugosas, poco alteradas, algo de óxido	REGULAR Onduladas, moderadamente intemperizadas y alteradas	MALA Pulidas y/o falladas, muy alteradas, conteniendo rellenos compactos de materiales angulosos	MUY MALA Pulidas y/o falladas, muy alteradas, conteniendo relleno arcilloso u otros rellenos blandos
		CALIDAD DE LOS PLANOS DISMINUYE →				
	ROCA INTACTA O MASIVA-especímenes de roca intacta o masiva <i>in situ</i> con algunas discontinuidades ampliamente espaciadas	90			N/A	N/A
	BLOQUIZADA-masa de roca no tectonizada formada por bloques cúbicos con buena trabazón entre ellos formados por 3 familias de discontinuidades	80	70			
	MUY BLOQUIZADA- masa de roca parcialmente tectonizada formada por múltiples bloques angulosos con regular trabazón y definidos por más de 4 familias de discontinuidades		60	50		
	BLOQUIZADA/TECTONIZADA/PLEGADA-formada por bloques angulosos con múltiples sistemas que se intersectan. Persistencia de planos de estratificación o esquistosidad			40	30	
	DESINTEGRADA- trabazón pobre, roca altamente fracturada con una combinación de fragmentos angulosos y redondeados				20	
	LAMINADA/CIZALLADA- no forma bloques debido al escaso espaciamiento de débiles planos de esquistosidad o de cizalla	N/A	N/A			10

Fuente. Hoek (1995)

3.2.3. Tensor de esfuerzos

Según González Vallejo (2002), durante la excavación de un túnel, los esfuerzos que se generan en el macizo rocoso pueden ser de dos tipos: esfuerzos naturales o esfuerzos inducidos por la excavación. En el diseño de obras subterráneas se deben conocer la

magnitud y dirección de los esfuerzos previos generados mayormente como consecuencia de procesos tectónicos y gravitacionales.

Existen diferentes formas de determinar los esfuerzos existentes en el medio, que son los empíricos (métodos indirectos) y los métodos que requieren ensayos de campo (métodos directos). En el caso de este último el costo es alto y requieren equipo especializado, por lo que para este trabajo se utilizará el método empírico.

- **Método empírico**

Con el fin de estimar el estado tensional del macizo, se requiere conocer previamente el campo de esfuerzos que actúa sobre el terreno, por lo que es necesario calcular el valor de las tensiones máximas vertical (σ_v) y horizontal (σ_H). La Ecuación 3.38 determina el esfuerzo vertical al que está sometido un punto del macizo rocoso a una profundidad determinada.

$$\sigma_v = p * g * z = \gamma * z \quad \text{Ecuación 3.38}$$

Donde:

- γ peso unitario de la roca (de 20 a 30 kN/m³)
- z profundidad desde la superficie en metros
- p carga litostática de la columna de roca
- g aceleración de la gravedad

La Ecuación 3.38 se puede simplificar según la regresión lineal de las mediciones en sitio realizadas en los últimos 40 años, sin tomar en cuenta las circunstancias geológicas excepcionales, tal y como se muestra en la Ecuación 3.39.

$$\sigma_v = 0,027 * z \quad \text{Ecuación 3.39}$$

La Ecuación 3.39 presenta mayor dispersión a baja profundidad, probablemente debido a que las mediciones de estos valores están en el límite de la precisión de los instrumentos(ver Figura **3.19**).

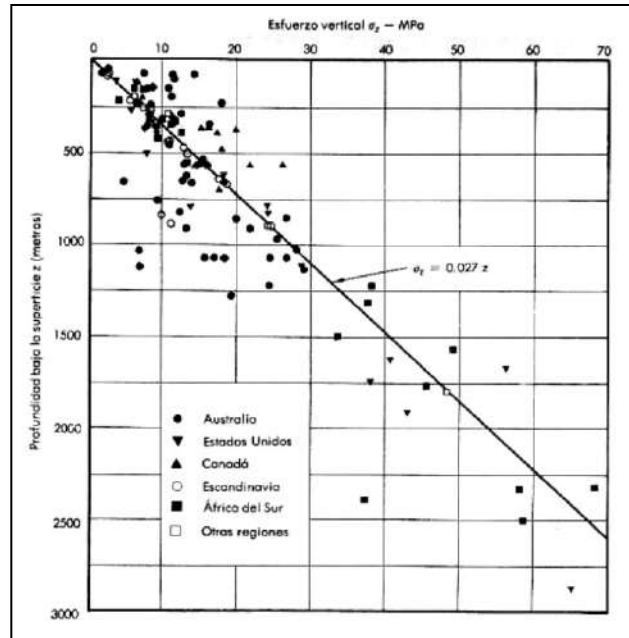


Figura 3.19. Profundidad vrs. distribución de esfuerzos verticales

Fuente. Hoek y Brown (1986)

Además, se tiene que según Hoek y Brown (1980), a profundidades menor a 500 m, las tensiones horizontales son mayores que las verticales, pudiendo oscilar entre valores de K_0 , pero a partir de profundidades superiores a 1000 m la tendencia del modelo obtenido es a que los esfuerzos verticales y horizontales sean iguales, tal y como se plantea en la Ecuación 3.40.

$$0,3 + \frac{100}{z} < K_0(z) < 0,5 + \frac{1500}{z} \quad \text{Ecuación 3.40}$$

Donde:

z profundidad desde la superficie en metros

K_0 razón entre el esfuerzo horizontal y el esfuerzo vertical

En la Figura 3.20 se muestra la gráfica de la Ecuación 3.40.

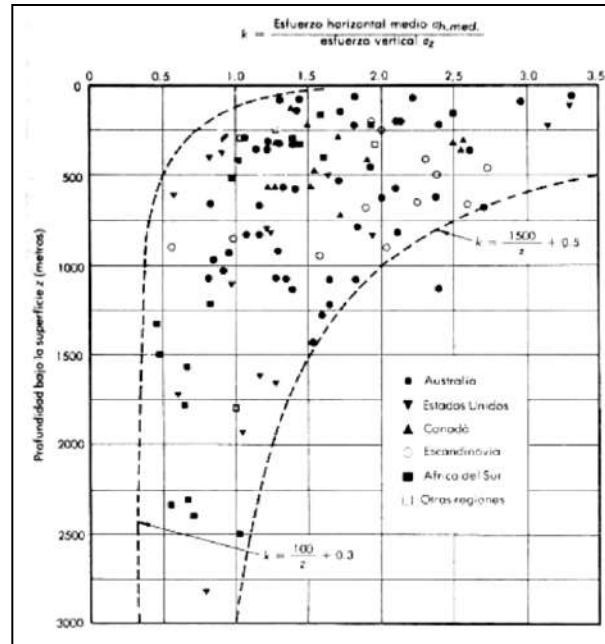


Figura 3.20. Profundidad vs. Relación K_0
Fuente. Hoek y Brown (1986)

3.2.4. Determinación del vano máximo mediante métodos empíricos

Barton determinó la siguiente ecuación mediante métodos empíricos, la cual tiene el objetivo de estimar el vano máximo sin colocar el sostenimiento temporal.

$$v_{m\acute{a}x} = 2 * ESR * Q^{0,4} \quad \text{Ecuación 3.41}$$

Donde:

- $v_{m\acute{a}x}$ máximo vano sin sostenimiento o longitud de pase (m)
- ESR índice que depende del tipo de excavación (excavation support ratio)
- Q índice Q de Barton

El valor que se escoja para el caso del índice ESR se determina a partir del tipo de excavación, según se detalla en la Tabla 3.14.

Tabla 3.14. Valores del índice ESR

	Tipo de excavación	ESR
A	Labores mineras de carácter temporal, etc.	2 – 5
B	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas excluyendo las galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica.	1,5 – 2,0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias de ferrocarril, túneles de acceso.	
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles.	
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, túneles para tuberías principales de gas.	

Fuente. Adaptado de Barton (2000)

Para el caso de las obras subterráneas del proyecto, se considera que corresponden al tipo B, asociado a un túnel hidroeléctrico, principalmente por el uso que tendrá la obra subterránea de transportar agua.

3.2.5. Tiempo de auto sostenimiento a partir de métodos empíricos

Bieniawski (1989) propuso la gráfica de la Figura 3.21 en donde se puede estimar el tiempo de permanencia estable de la excavación sin la colocación de ningún tipo de sostenimiento. a partir de la longitud del vano propuesto por Barton.

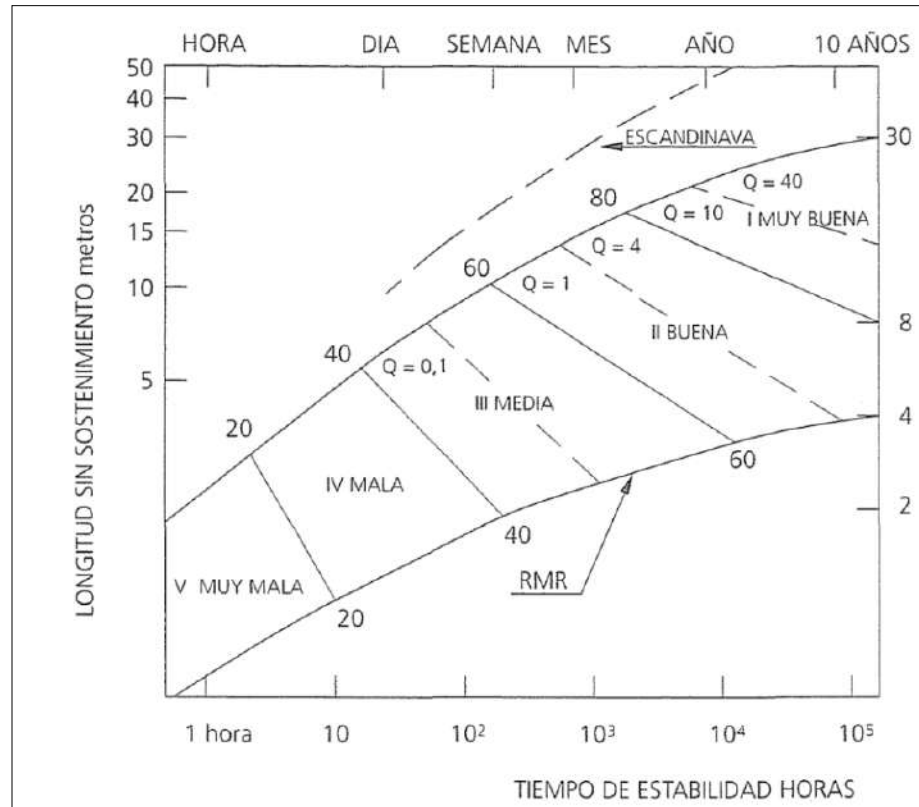


Figura 3.21. Longitud y tiempos de estabilidad sin sostenimiento
Fuente. Bieniawski (1989)

3.2.6. Caracterización del proyecto y modelo geotécnico

3.2.6.1. Tectónica del área

Según O’Dea (2007) la formación geológica del Istmo de Panamá unió a Suramérica con Centro y Norteamérica, produciendo el “gran intercambio biológico americano” de plantas y animales terrestres y simultáneamente, cortó la vía marítima que había conectado el Pacífico oriental con el Atlántico occidental por muchos millones de años (Jackson y Budd 1996).

La formación del puente terrestre que hoy se conoce, es el resultado de dos procesos geológicos interconectados: la tectónica de placas y el vulcanismo. El movimiento de las distintas placas tectónicas que forman parte de Centro y Suramérica movieron la base ígnea

del Istmo a su actual posición, mientras que el vulcanismo, provocado por la subducción de las placas del Pacífico, agregó material al arco insular que es la espina dorsal del Istmo (Coates y Obando 1996).

Poco a poco, y tal y como se muestra en la Figura 3.22, la vía marítima entre el arco de Panamá y Suramérica se volvió más estrecha debido al movimiento de la placa suramericana en dirección noreste, hasta que a finales del mioceno (10 millones de años atrás), el arco de Panamá colisionó con Suramérica, y las presiones que se generaron deformaron al istmo dándole su característica forma de S.



Figura 3.22. Formación del Istmo de Panamá durante los últimos 10 Ma.
 (Las flechas indican la dirección del principal flujo de agua a través de la vía marítima centroamericana)

Fuente. O'Dea et al. (2007)

Según Escalante et al. (1994) el sur de América Central conforma el límite suroeste de la Placa Caribe, y se caracteriza por la presencia de bloques tectónicos limitados por fallas que marcan movimientos relativos entre sí.

Costa Rica y el oeste de Panamá conforman una provincia geológica bien definida, el denominado Bloque Chorotega, el cual pertenece a la parte sur de América Central y es una de las provincias geológicas más complejas, pues interactúa con cuatro placas tectónicas: la Placa Caribe, al norte; la Placa de Nazca, al sur; la Placa del Coco, al sudoeste y la Placa Suramericana, al este (ver Figura 3.23).



Figura 3.23. Placas tectónicas - Panamá

Fuente. <http://georem.blogspot.com/2017/10/las-placas-tectonicas-situacion-de.html>

El límite norte está conformado por una zona de cabalgamiento conocida como el Cinturón Deformado del Norte de Panamá. El límite occidental lo conforma una zona de falla siniestral, que atraviesa el Valle Central de Costa Rica conectándose en el Caribe con el Cinturón Deformado del Norte de Panamá, y en el Pacífico con la zona de Fractura de Costa Rica.

3.2.6.2. Geología regional

Según O’Dea (2007), debido a que el Istmo es fundamentalmente un arco insular volcánico creado por la subducción de las placas de Cocos y Nazca, la roca de la que está hecha la espina central del arco está constituida por una roca intrusiva llamada granodiorita, que se origina del enfriamiento del magma. La Figura 3.24 muestra la geología generalizada del istmo de Panamá, donde se muestra la extensión aproximada de las rocas sedimentarias versus las rocas volcánicas e intrusivas.

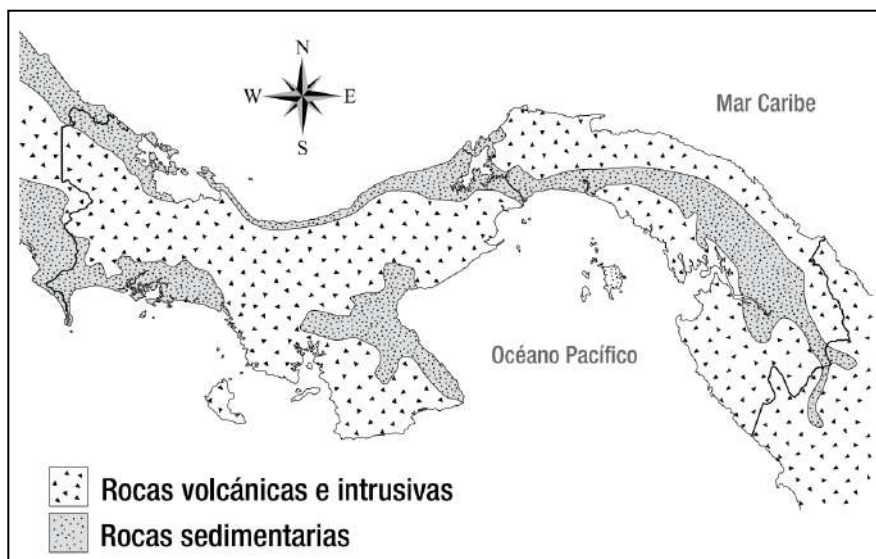


Figura 3.24. Geología generalizada – Panamá

Fuente: O’Dea (2007)

3.2.6.3. Geología local

El sitio de estudio se encuentra a 10 km al oeste del volcán Barú (ver Figura 3.9 y Figura 3.25). Según el USGS (2007), los flujos piroclásticos han sido comunes durante erupciones de volcán Barú, entre los más frecuentes se tienen, flujos de bloques y ceniza, originados por el desprendimiento de las cuestas escarpadas de la cima del domo de lava.

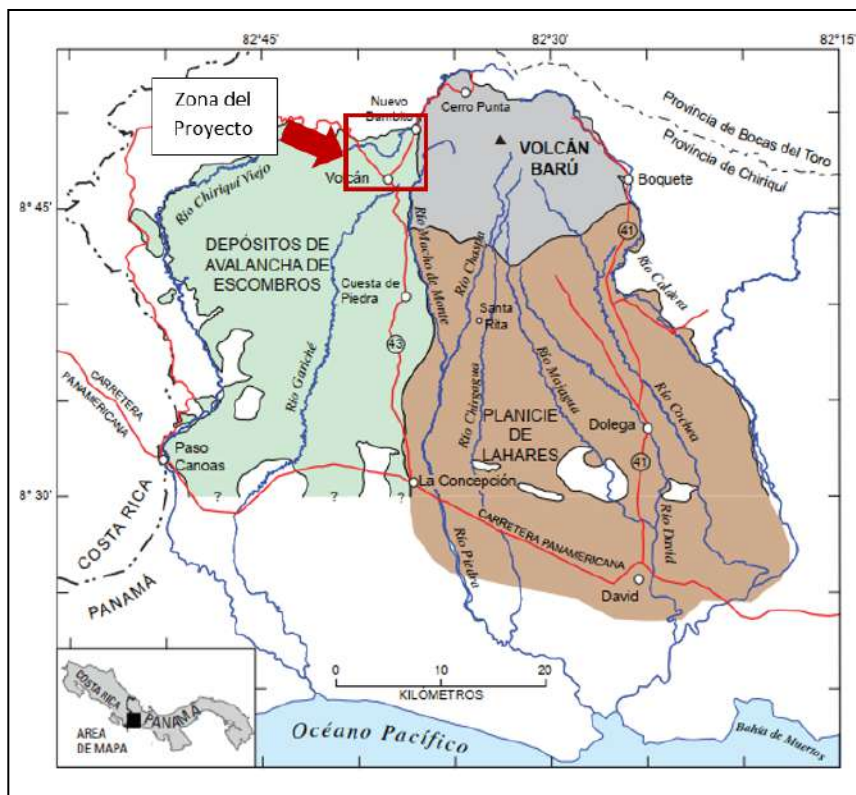


Figura 3.25. Ubicación de la zona del proyecto y la geología local
Fuente: USGS (2007)

Los flujos de bloques y ceniza de los últimos 1,600 años han descendido hacia el área oeste de la cumbre dirigiéndose hacia donde hoy día está la población de Volcán, el cual fue construido sobre depósitos de flujo de bloques y cenizas de muchos metros de espesor. Estos flujos de bloques y ceniza se limitan a un área a 15 km desde su fuente en la cima del domo.

Por otra parte, un estudio de la EPR (2004) indica que el volcán Barú se asienta en el período terciario mioceno de la formación Virigua, donde se destacan los siguientes tipos de rocas: andesitas (ver Figura 3.26) y basaltos con un intenso grado de fracturación y meteorización esferoidal, que poco a poco desarrollan suelos pardo rojizos y arena arcillosos.



Figura 3.26. Andesitas altamente meteorizadas

Fuente: EPR (2007)

EPR (2004) indica que, en cuanto a la descripción geomorfológica del lugar, en la zona las rocas volcánicas desarrollan un relieve de colinas altas, vertientes disectadas con pendientes que varían entre 30° a 35° (ver Figura 3.27).



Figura 3.27. Montañas en roca volcánica, pendientes de 30° a 35°

Fuente: EPR (2007)

Falla Longitudinal: En Costa Rica se extiende desde el norte de Parrita hasta el noroeste de Paso Canoas, pero su traza continúa por varios kilómetros en la región panameña en donde, según Alvarado (2005), es denominada como falla Regional Chiriquí, falla Longitudinal-Celmira o Ballena-Celmira. En cuanto a su longitud, es la falla más larga del país dentro de Costa Rica. Según Montero et al., (1998) y Arroyo (2001) presenta una extensión de 184 km. Sin embargo, Alvarado (2005) estima una longitud mayor de 300 km, extendiéndola hacia Panamá. Alvarado (2005) estima que la falla puede generar sismos de magnitudes entre 7,0 hasta 7,5 en alguno de sus segmentos en Costa Rica. Además, aclara que, si se toma en cuenta la ruptura de un tramo hipotético de 100 km, podrían alcanzar magnitudes de hasta 8,1 y estima una tasa de movimiento de 15 mm/año, mientras que Montero et al., (1998) sugieren una tasa mayor a los 5 mm/año. Arroyo (2001) le asigna una tasa de movimiento de 15 mm/año, basado en Cowan et al. (1997).

Falla Canoas:

Se localiza en el cantón de Corredores, provincia de Puntarenas. Se extiende de norte a sur, desde el poblado fronterizo de Río Sereno (al este de Sabalito de Coto Brus) teniendo un cambio de rumbo al atravesar la falla Longitudinal, cerca del poblado de San Isidro de Corredores y luego continúa hacia el sur, pasando por Laurel, hasta el poblado de Los Potreros, del lado panameño (Cowan et al, 1998). Su longitud es de 50 Km aproximadamente. A partir de su extensión y geometría, ésta puede generar sismos de hasta $M_w = 7,2$ y se estima que tiene un deslizamiento entre 5 y 8 cm/año, siendo el más alto hasta ahora medido dentro del territorio costarricense (Cowan et al, 1997).

Falla Tigra:

Se ubica en el extremo este de la provincia de Puntarenas, en la parte este del cantón de Coto Brus, frontera con Panamá y dentro de la Cordillera Talamanca. Esta falla tiene una longitud de 10 km aproximadamente y se desconoce su potencial.

Falla Alturas:

Se ubica en la zona fronteriza entre Costa Rica y Panamá, hacia el flanco sur de la Cordillera de Talamanca y tiene una extensión aproximada de 45 km. Se desconoce su tasa de deslizamiento, pero mediante relaciones empíricas se determinó que el potencial sísmico es de 7,0 Mw.

3.2.6.5. Sismicidad

Camacho (2009) indica que al igual que en el arco volcánico de los otros países de Centroamérica, en las tierras altas de Chiriquí, ocurren sismos superficiales con magnitudes tan pequeñas como M_w 5,7, que llegan a alcanzar intensidades de hasta VIII MM a pocos kilómetros del epicentro, mientras que los sismos que se originan en el mar hacia la zona de subducción, con magnitudes menores a M_w 7,0, no producen intensidades mayores a VI MM en tierra firme.

La Figura 3.29 es el mapa con la información de la distribución espacial de sismos registrados por la red sísmica de la Universidad de Panamá, del año 2000 al 2008.

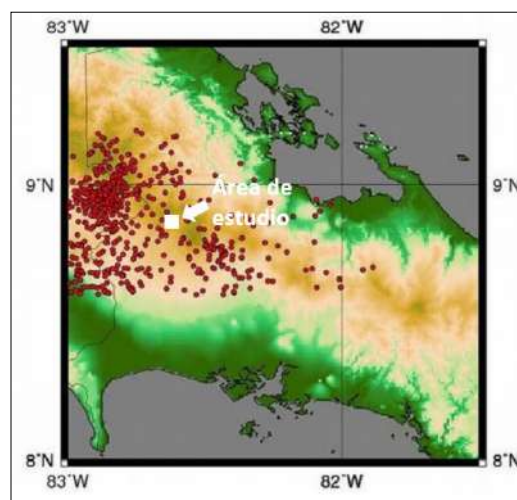


Figura 3.29. Sismicidad en las tierras altas de Chiriquí

Fuente: Camacho (2009)

En el mismo informe de Camacho (2009) indica que la actividad sísmica de la zona es relativamente baja, pero que periódicamente se dan sismos y secuencias que logran alcanzar intensidades de hasta VII MM.

3.2.7. Estudio geotécnico

3.2.7.1. Estudio geofísico

Según Oconitrillo (2011) para este estudio se desarrollaron 4 perfiles. A lo largo de la línea del túnel se observan alteraciones de tipo laterítico de las unidades andesíticas, en forma de arcillas de color rojizo con bloques y megabloques de composición volcánica (ver Figura 3.30).

Tramo 1: Corresponde al portal de entrada cercano al embalse. Este talud, cuya pendiente es 1H:2V, provee al inicio del túnel una cobertura de 12 m e intercepta al terreno natural a una distancia horizontal de 16 m donde la cobertura vertical es del orden de 26 m. A esta profundidad bajo la superficie del terreno se encuentra roca de moderada a buena condición física, ya que la velocidad de onda compresiva es del orden de 2.1 km/s.

Tramo 2: Este tramo se caracteriza por mantener las condiciones geomecánicas de la roca fracturada, con una velocidad de onda compresiva de 2,1 km/s a 2,15 km/s. La cobertura del volcán varía en el orden de 26 m a 104 m, con una presión hidrostática interna prácticamente constante, del orden de 10 mca, lo que provee una relación de carga hidrostática interna a cobertura no menor a 2,6, lo cual es aceptable para evitar el fenómeno de hidrofracturamiento.

Tramo 3: Las condiciones geomecánicas desmejoran pues los estudios indican una roca con mayor grado de fracturación, con una velocidad de onda compresiva del orden de 1,70 km/s a 1,90 km/s, la cobertura del túnel varía entre 46 a 146 m, mientras que la presión hidrostática se mantiene prácticamente constante en el orden de los 10,4 mca, proveyendo una adecuada relación de cobertura a presión interna. Al final de este tramo se señala la

existencia de un escarpe prácticamente vertical, posiblemente relacionado con la zona de fallamiento regional.

Tramo 4: Corresponde al final del túnel y al inicio de la tubería de presión. La superficie del terreno es una ladera de fuerte pendiente que se considera corresponde con un escarpe de falla regional. Las rocas de este sector muestran una calidad física de pobre a moderada, y se hace notar que la velocidad de propagación de la onda compresiva en la unidad de andesitas decrece conforme se acerca al talud de la tubería de presión. Se indica una velocidad de onda compresional del orden de los 1,80 km/s- La cobertura máxima del terreno es de 25 m y varía hasta conformar el portal de salida del túnel y la estructura de conexión con la tubería forzada.

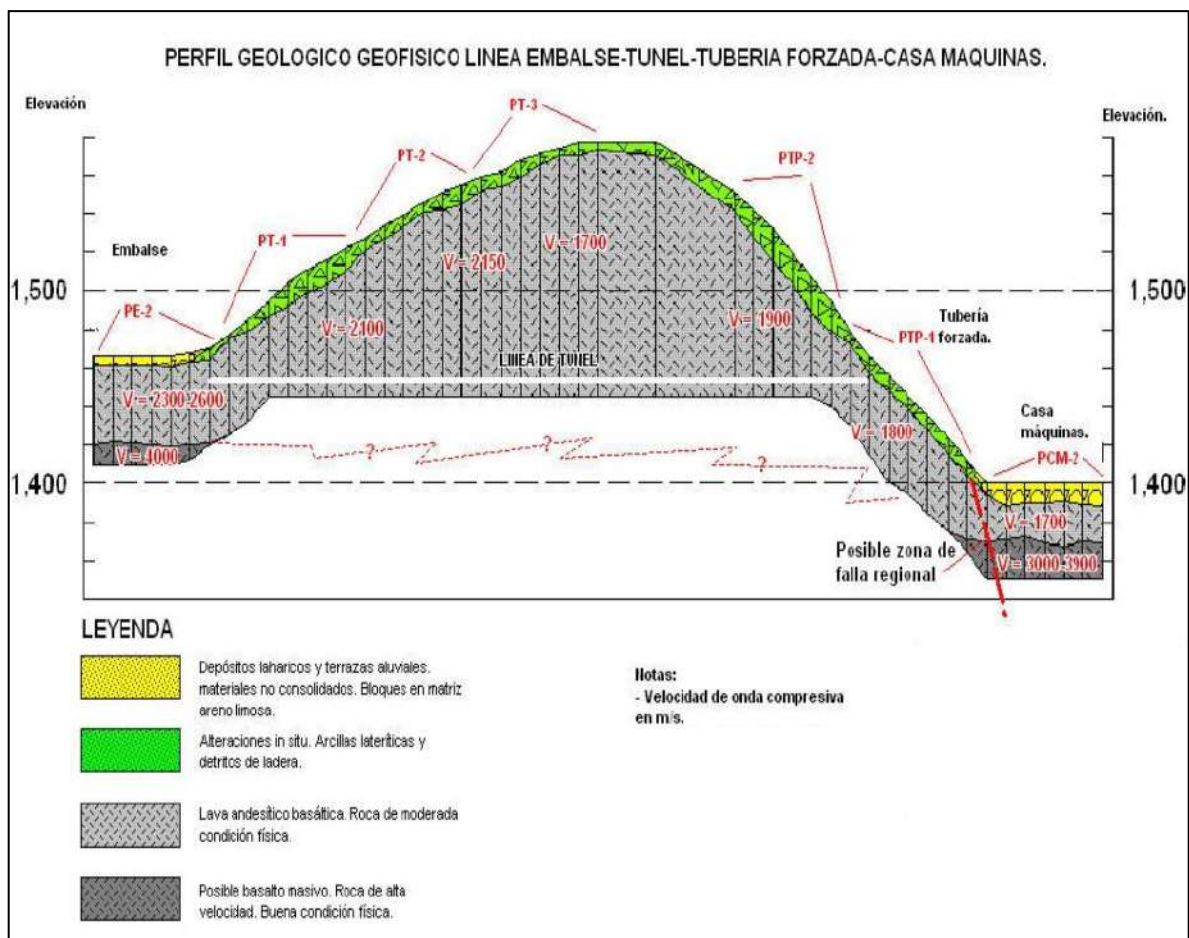


Figura 3.30. Geofísica a lo largo de la línea del túnel

Fuente. Propietario del proyecto (2005)

Según Oconitrillo (2011), a lo largo de la línea del túnel se hicieron tres perforaciones mediante equipo mecánico de rotación, los cuales se identificaron como PPA-1, PPA-2 y PPA-3; se alcanzaron profundidades de 20,40 y 25 m respectivamente.

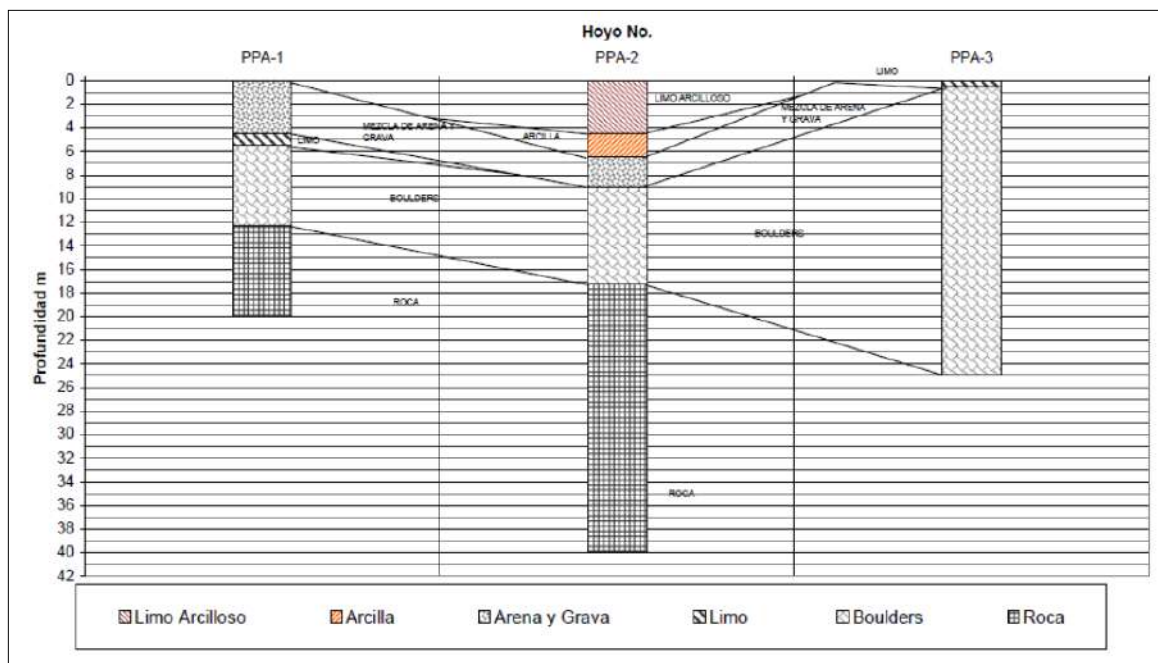


Figura 3.31. Perfil geológico de los sitios de túnel y casa de máquinas

Fuente. Propietario del proyecto (2005)

Estas perforaciones no alcanzaron la profundidad de la línea del túnel, por lo que su información no es de aplicación directa para conocer las condiciones del medio, pero fueron consideradas para caracterizar al macizo rocoso.

Perforación PPA-1: Con una profundidad de 20 m, está ubicado a 150 m a la derecha del tramo inicial del túnel. A 12,3 m de profundidad, se encontró el estrato de roca compuesto por andesita porfírica débilmente meteorizada, con evidencia de oxidación y lixiviación, masa rocosa en bloques, fracturada, juntas sin relleno, color variable de gris verdoso a lila. Este estrato presenta pérdidas de flujo de perforación a profundidades de 14,3 m y 15.5 m.

El índice de calidad de la roca RQD varió entre 39,50 (mala) a 71,9 (regular), siendo predominantemente regular.

Perforación PPA-2: La profundidad total alcanzada fue de 40 m y está ubicada a una distancia de 300 m a la derecha, en la parte intermedia de la longitud del túnel. El estrato de roca aparece a 17,25 m y se compone de andesita hornbléndica. El estrato es de textura porfirítica, presenta evidencia de oxidación, masa rocosa fracturada, en algunos tramos triturados, donde el color varía de morado claro a gris. La roca presenta valores de RQD que varían de 0 (muy mala) a 78 (buena), pero es predominantemente mala a muy mala.

Perforación PPA-3: Con una profundidad de 25 m, está ubicada a una distancia de 140 m aguas abajo del portal de salida del túnel, a 15 m a la derecha de la línea de centro de la tubería de presión. En esta perforación los primeros 0,50 m corresponde a un limo, seguido se encuentra la zona de bloques o *boulders*, compuestos por andesita porfirítica, masa rocosa en bloque, muy fracturados, con minerales de hornblendas y feldespatos, evidencia de oxidación a distintas profundidades hay evidencia de arenas en unos casos, y en otros, presencia de arcilla.

Es importante indicar que, ni en las perforaciones ni durante la construcción del túnel que actualmente está en operación, se encontraron evidencias de nivel freático, pues la excavación siempre estuvo seca.

3.2.7.2. Ensayos de laboratorio

A las muestras obtenidas se realizaron los siguientes ensayos: ensayos de densidad seca, densidad saturada, humedad de saturación, peso saturado superficie seca y carga puntual. Los resultados de los mismos se presentan en la Tabla 3.15, Tabla 3.16, Tabla 3.17 y Tabla 3.18.

Tabla 3.15. Resultados ensayos de densidad – muestras perforación PPA-1

Perforación PPA-1	Profundidad	
	M1: 12,3 m – 13,3 m	M2: 17,0 m – 18,5 m
Parámetros obtenidos		
Diámetro (cm)	4,75	4,75
Altura (cm)	10,10	7,85
Peso seco (kg)	419,6	279,2
Peso saturado superficie seca (kg / cm ²)	428,9	300,5
Densidad seca (kg/cm ³)	2,34	2,01
Densidad saturada (kg/cm ³)	2,40	2,16
Humedad de saturación (%)	2,22	7,63

Fuente. Propietario del proyecto (2005)

Tabla 3.16. Resultados ensayos de densidad - muestras perforación PPA-2

Perforación PPA-2	Profundidad		
	M1: 24,75 m	M2: 35,5 m	M3: 38,5 m
Parámetros obtenidos			
Diámetro (cm)	4,75	4,75	4,75
Altura (cm)	8,50	7,70	5,80
Peso seco (kg)	372,2	329,1	223,9
Peso saturado superficie seca (kg / cm ²)	380,5	335,9	236,0
Densidad seca (kg/cm ³)	2,47	2,41	2,18
Densidad saturada (kg/cm ³)	2,53	2,46	2,30
Humedad de saturación (%)	2,23	2,07	5,40

Fuente. Propietario del proyecto (2005)

Tabla 3.17. Resultados ensayos de densidad – muestras perforación PPA-3

Perforación PPA-3	Profundidad
Parámetros obtenidos	M1: 0,00 m – 1,50 m
Diámetro (cm)	4,70
Altura (cm)	9,65
Peso seco (kg)	394,8
Peso saturado superficie seca (kg / cm ²)	408,1
Densidad seca (kg/cm ³)	2,36
Densidad saturada (kg/cm ³)	2,44
Humedad de saturación (%)	3,37

Fuente. Propietario del proyecto (2005)

Tabla 3.18. Resultados ensayos de carga puntual

Muestra	Parámetros obtenidos			
	Carga de rotura (kg)	Diámetro (cm)	Is (MPa)	RCU (MPa)
1	1090,91	4,75	0,33	7,33
2	486,36		0,15	3,27
3	1000,00		0,31	6,72
4	1204,55		0,37	8,10
5	590,81		0,18	3,97
6	681,82		0,21	4,58

Fuente. Propietario del proyecto (2005)

3.2.8. Modelo geotécnico

Para determinar de las unidades geotécnicas que componen el macizo rocoso, se revisó la información generada durante la construcción del túnel que actualmente se encuentra en operación, en donde se realizó un levantamiento de las litologías presentes a lo largo del túnel.

Con esta información y la topografía del mismo (ver Tabla 3.19), se determinaron las diferentes secciones, compuestas por diferentes unidades geotécnicas, que permitirían realizar el análisis de la estabilidad de la excavación y así determinar el sostenimiento temporal, si se requería.

Tabla 3.19. Definición de las secciones del túnel

Estación	0	50	75	80	100	120	130	175	200	210	300	400	500	510	520	600	650	663
Nivel de cobertura	2-75 m																	
	25 m - 75 m																	
	0 m - 25 m																	
Recubrimiento (m)	0	20	30	35	40	45	50	85	75	60	100	140	100	25	20	05	30	0
Litología	colada de lava andesítica basáltica de moderada a buena condición física	colada de lava andesítica de moderada condición física	lava	colada de lava andesítica de moderada condición física	lava	colada de lava andesítica de moderada condición física	lava	colada de lava andesítica de moderada condición física	lava	colada de lava andesítica de moderada condición física	colada de lava andesítica de moderada condición física	colada de lava andesítica de moderada condición física	colada de lava andesítica de moderada condición física	colada de lava andesítica de moderada condición física	colada de lava andesítica de moderada condición física	colada de lava andesítica de moderada condición física	colada de lava andesítica de moderada condición física	colada de lava andesítica de moderada condición física
SECCIONES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10								

Fuente. Cálculos propios

A continuación, se brinda una descripción de las unidades geotécnicas identificadas en el macizo rocoso.

3.2.8.1. Unidad geotécnica UG1a – Andesita basáltica

Las secciones 1 y 9 están compuestas de lava andesítica basáltica de moderada a buena condición física, sin embargo, la sección 1 tiene un recubrimiento bajo y la sección 9 alto.

3.2.8.2. Unidad geotécnica UG1b – Andesita basáltica

Por otra parte, se encuentran las secciones 2, 4, 6, 8 y 10, las cuales están compuestas por lava andesítica basáltica de moderada condición física; la sección 2 se encuentra en una

zona de baja cobertura, las secciones 4, 6 y 10 en una zona de cobertura intermedia, y finalmente la sección 8 se cuenta con cobertura alta.

3.2.8.3. Unidad geotécnica UG2 – Lahar

Finalmente, las secciones 3, 5, y 7 están compuestas por lahares con coberturas intermedias de 35 m, 50 m, y 75 m respectivamente.

3.2.9. Caracterización geotécnica del macizo rocoso

Para realizar el análisis del comportamiento geomecánico de las diferentes secciones definidas en el apartado anterior, se utilizó el programa RocLab 1.032 de Rocscience, para el cual se utilizaron los siguientes insumos:

- Resistencia a la compresión de la roca intacta
- Peso unitario de los materiales
- *Geological Strength Index (GSI)*
- Factor de disturbancia (D)

Este software permite determinar los parámetros de resistencia del criterio de Mohr – Coulomb, equivalentes al criterio de falla no lineal de Hoek y Brown. El resumen de los resultados se presenta en la Tabla 3.20 y las imágenes con el procesamiento de la información en el software RocLab 1.032 se encuentran en el anexo 1.

Tabla 3.20. Resumen de los resultados del análisis en RocLab

Sección	Insumos						Resultados		
	Litología	Condición	R (m)	GSI	RCU (MPa)	D	Ei (MPa)	C (MPa)	ϕ (°)
1	Andesita	Moderada a buena	20	70	5	0,8	2000	0,121	51,80
2	Andesita	Moderada	25	40	3		1200	0,053	31,61
3	Lahar	Mala	32,5	30	2		800	0,026	18,05
4	Andesita	Moderada	40	40	3		1200	0,071	28,05
5	Lahar	Mala	50	30	2		800	0,033	15,67
6	Andesita	Moderada	60	40	3		400	0,091	25,11
7	Lahar	Mala	75	30	2		800	0,042	13,63
8	Andesita	Moderada	140	40	3		1200	0,151	19,46
9	Andesita	Moderada a buena	125	70	5		2000	0,353	37,85
10	Andesita	Moderada	60	40	3		400	0,091	25,11

Fuente. RocLab (versión 1.032)

Donde:

R recubrimiento (m)

GSI *Geological strenght index* (adimensional)

RCU resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (MPa)

D factor de disturbancia (adimensional)

E_i módulo de elasticidad (MPa)

c cohesión

 ϕ ángulo de fricción (grados)

Posterior al análisis realizado en el software RocLab 1.032, se procedió a la construcción de una tabla tipo “guitarra” (ver Tabla 3.20), que usualmente es la que se utiliza para la presentación del modelo geotécnico de los túneles, debido a que la presentación de los datos se brinda según el estacionamiento del túnel. La información en la guitarra se enumera a continuación:

- Litología geológica: definición del tipo de material que se identificó a lo largo del levantamiento realizado durante la excavación del túnel anterior.
- Unidad geotécnica: codificación del tipo de material
- Cobertura vertical del túnel: determinación de la diferencia de elevación entre la topografía del macizo rocoso y la elevación de la corona del túnel
- Caracterización por métodos indirectos (refracción sísmica)
- Caracterización geotécnica para la roca intacta
- Clasificaciones geomecánicas
- Módulo de elasticidad del macizo rocoso, E_{mr}
- Resistencia al corte del macizo rocoso

Tabla 3.21. Modelo geotécnico a lo largo del trazado del túnel

Estacionamiento		0	50	75	80	100	120	130	175	200	210	300	400	500	510	520	600	650	683	
Nivel de cobertura (m)	Alto: > 75 m										75	80	100	140	130	125	120			
	Medio: 25 m - 75 m			30	35	40	45	50	65	75								65	30	
	Bajo: 0 m - 25 m	0	20																	0
Características geológicas y topográficas	Litología	colada de lava andesítica basáltica de moderada a buena condición física	colada de lava andesítica de moderada condición física	lahar	colada de lava andesítica de moderada condición física	lahar	colada de lava andesítica de moderada condición física	lahar	colada de lava andesítica de moderada condición física						colada de lava andesítica basáltica de	colada de lava andesítica de moderada condición física				
	Unidad geotécnica	1a	1b	2	1b	2	1b	2	1b						1a	1b				
	Sección	1	2	3	4	5	6	7	8						9	10				
Caracterización geotécnica de la roca intacta	σ_c (MPa)	5	3	2	3	2	3	2	3						5	3				
	E_i (Mpa)	2000	1200	800	1200	800	1200	800	1200						2000	1200				
	γ_{sat} (kN/m ³)	23.36		19.00	23.36	19.00	23.36	19.00	23.36											
	V_p (m/s)	2300	2100						2150	1700						1900				
	V_s (m/s)	1328	1212						1241	981						1097				
Sismicidad	Tipo de perfil de suelo	Tipo B - Roca																		
	Coefficiente PGA (A_g)	0.18																		
Clasificaciones geomecánicas	D	0.8																		
	GSI (Hoek y Brown)	70	40	30	40	30	40	30	40						70	40				
	RMR (Bieniawski)	65	35	25	35	25	35	25	35						65	35				
	Q (Barton)	0.063	0.040						0.045	0.016						0.025				
E_{mr} (MPa)	Hoek (2002)	4.24	0.58	0.27	0.58	0.27	0.58	0.27	0.58						4.24	0.58				
	Serafim & Pereira (1983)	23713.74	4216.97	2371.37	4216.97	2371.37	4216.97	2371.37	4216.97						23713.74	4216.97				
	Barton (2007) - Gpa	3981.07	3414.55						3548.13	2511.89						2928.64				
Resistencia al corte del macizo rocoso	σ_{mr} (MPa)	1.408	0.318	0.100	0.318	0.1	0.318	0.1	0.318						1.408	0.318				
	c (Mpa)	0.121	0.053	0.026	0.071	0.033	0.091	0.042	0.151						0.353	0.091				
	ϕ (°)	51.8	31.61	18.05	28.05	15.67	25.11	13.63	19.46						37.85	25.11				
	σ_v (MPa)	540	675	877.5	1080	1282.5	1552.5	1890	2093	2430	3240	3645	3442.5	3307.5	2497.5	1282.5	405	0		
	k	10.300	4.300	3.377	2.800	2.405	2.039	1.729	1.590	1.411	1.133	1.041	1.084	1.116	1.381	2.405	6.967	0		
	σ_h (MPa)	5562.00	156.98	259.85	52.43	533.21	761.35	1093.39	1315.77	1722.05	2858.82	3502.31	3174.82	2962.84	1808.37	533.21	58.13	0		

Fuente. Elaboración propia

3.3. Desarrollo y del diseño y análisis de resultados

3.3.1. Definición del sostenimiento temporal

3.3.1.1. Métodos empíricos

El método propuesto por Gianfranco Perri (2006) permite definir las características del sostenimiento temporal de un túnel mediante métodos empíricos. El método también brinda una clasificación de la cobertura del túnel en tres rangos: bajo, medio y alto; este tipo de clasificación se muestra en Tabla 3.21 (guitarra). En la Tabla 3.22, se presenta un resumen de los cálculos realizados según este método, para cada una de las secciones establecidas, así como también el sostenimiento temporal sugerido por el método.

Tabla 3.22. Definición del tipo de sostenimiento según Perri

Unidad geotécnica ^a	UG-1a (andesita)	UG-1b (andesita)	UG-2 (lahar)	UG-1b (andesita)	UG-2 (lahar)	UG-1b (andesita)	UG-2 (lahar)	UG-1b (andesita)	UG-1a (andesita)	UG-1b (andesita)
Sección	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tipo de cobertura	Baja	Media						Alta		Media
H _{prom} (m)	25.3	62.5	77.5	100	125	152.5	187.5	162.5	122.5	60.3
σ _{cm} (MPa)	1.408	0.318	0.1	0.318	0.1	0.318	0.1	0.318	1.408	0.318
GSI	70	40	30	40	30	40	30	40	70	40
RMR	65	35	25	35	25	35	25	35	65	35
IC _{prom}	0.0304	0.0001	0	0.0001	0	0	0	0	0.0002	0.0068
Tipo de soporte	SP-A	SP-E							SP-A	SP-E
Refuerzo	concreto lanzado = 10 cm	concreto lanzado = 20 cm / arcos = 2 IPN200 @ 0.75 / pernos metálicos 10 x 6 @ par de arcos							concreto lanzado = 10 cm	concreto lanzado = 20 cm / arcos = 2 IPN200 @ 0.75 / pernos metálicos 10 x 6 @ par de arcos

Fuente. Elaboración propia

Según la tabla anterior, para el caso de la UG 1a (secciones 1 y 9), tanto en coberturas bajas como altas, se recomienda la aplicación de concreto lanzado con un espesor de 10 cm. Sin embargo, para las demás secciones que se encuentran en coberturas medias y altas, se recomienda la aplicación de 20 cm de concreto lanzado, arcos IPN200 @ 0,75 m y pernos metálicos 10 x 60 a cada par de arcos.

El método de Perri es útil en etapas preliminares de diseño de túneles, con el fin de calcular de una manera rápida el posible sostenimiento que se requiera aplicar con el fin de estabilizar la excavación.

3.3.1.2. Elemento finito – curvas características

Mediante la utilización de la modelación de la sección transversal del túnel en softwares de elemento finito, tales como el Phase 2 de la marca Rocscience, se obtuvieron las curvas características para cada una de las 10 secciones transversales. Este tipo de análisis es importante, debido a que permite determinar las deformaciones producidas debido a la reducción paulatina de la presión interna en el túnel, que se asemeja al proceso de excavación.

Este procedimiento consiste en simular el proceso de excavación del túnel, en donde originalmente se tienen presiones iguales tanto en la parte externa como en la interna, pero poco a poco esta última se va reduciendo hasta llegar a cero, con lo cual se provoca un incremento en las deformaciones alrededor de la excavación.

La presión interna del túnel se disminuye al aplicar en 15 etapas un factor de reducción; este último correspondería al eje de las ordenadas en un gráfico, y en el eje de las abscisas estaría compuesto por los datos de las deformaciones generadas. En la Tabla 3.23 se indica el factor de reducción que se utilizó en el Phase2, para cada etapa de la excavación, con el fin de obtener la curva característica de cada sección transversal.

*Tabla 3.23. Factores de reducción de presión interna
(curva característica de los materiales)*

Número de Etapa	Factor Reducción Presión Interna
1	1,00
2	0,95
3	0,90
4	0,85
5	0,80
6	0,60
7	0,40
8	0,20
9	0,10
10	0,08
11	0,06
12	0,04
13	0,02
14	0,01
15	0,00

Fuente. Elaboración propia

La curva característica de los materiales se obtuvo para cada una de las 10 secciones transversales a lo largo del trazado del túnel.

3.3.1.3. Curva característica de la sección 1

En la Figura 3.32 se muestra la curva característica de la sección 1, la cual está conformada por materiales de la UG-1a, que corresponden a andesitas de moderada a buena condición física, en una zona de baja cobertura, y donde se utilizó una sección de herradura, tal y como se muestra en la Figura 3.33. Se hicieron las mediciones de las deformaciones en el techo del túnel, debido a que en esa sección transversal fue en donde se detectaron zonas de mayor deformación que en las paredes.

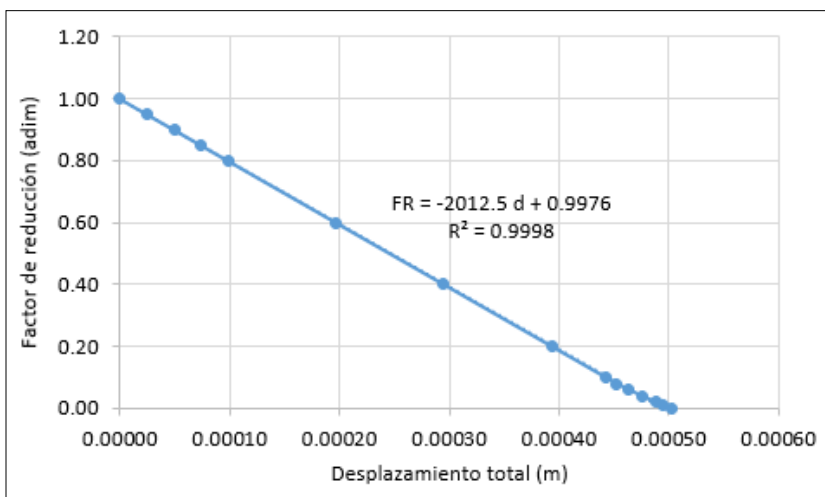


Figura 3.32. Curva característica de los materiales de la sección 1 - techo
Fuente. Elaboración propia

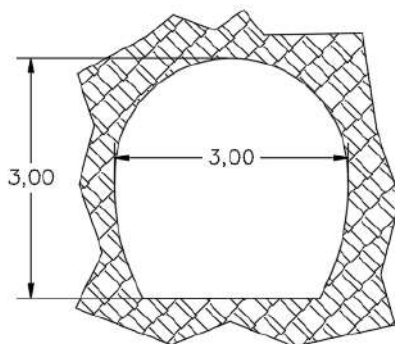


Figura 3.33. Sección transversal de herradura
Fuente. Elaboración propia

De la Figura 3.32 se puede observar que cuando el medio no ha sido excavado, las deformaciones son 0; posteriormente cuando se inicia la excavación estas deformaciones se van incrementado y una vez excavada la sección, la deformación llega a los 0,5 mm. Además, se indicó la ecuación con el fin de calcular las deformaciones, y la cual se ajusta a un modelo de regresión lineal, en donde el R^2 es de 0,99.

3.3.1.4. Curva característica de la sección 2 y 4

En la Figura 3.34 se muestra la curva característica de las secciones 2 y 4, la cual está conformada por materiales de la UG-1b, que corresponden a andesitas de moderada

condición física, en una zona de cobertura baja, y donde se utilizó una sección de herradura, tal y como se mostró en la Figura 3.33. Se hicieron las mediciones de las deformaciones en el techo del túnel, debido a que en esa sección transversal fue en donde se detectaron zonas de mayor deformación que en las paredes.

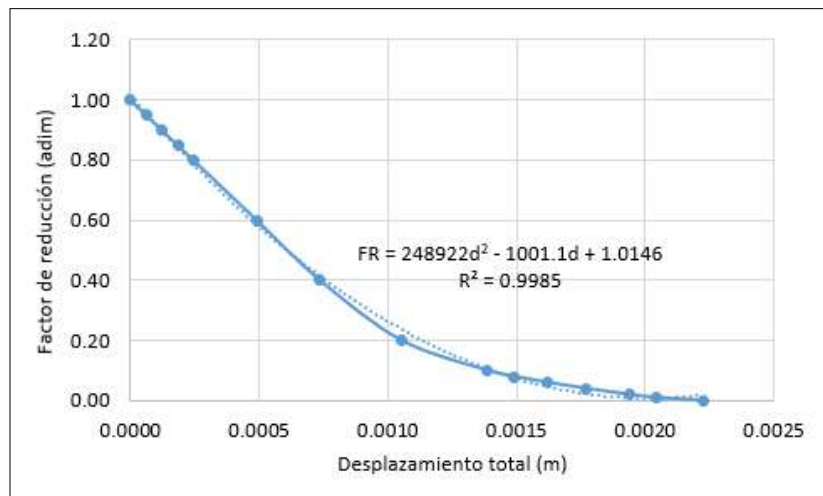


Figura 3.34. Curva característica de los materiales de la sección 2 y 4 - techo
Fuente. Elaboración propia

Al igual que en la sección 1, la convergencia del túnel en la sección 2 se obtuvo en el techo, debido a que en ese punto se presentaban las deformaciones más altas de la sección transversal. En la Figura 3.34 se graficó un modelo polinomial en donde el R^2 es 0,99, y además se indica la ecuación con la que se pueden obtener los valores de deformación. También es importante agregar que los valores de deformación cuando el túnel no ha sido excavado son nulos, pero conforme se disminuye la presión interna del túnel, la deformación se incrementa hasta llegar a 2,22 mm.

3.3.1.5. Curva característica de la sección 3, 5 y 7

En la Figura 3.35 se muestra la curva característica de las secciones 3, 5 y 7, la cual está conformada por materiales de la UG-2 que corresponden al lahar, en una zona de cobertura media, y donde se utilizó una sección de herradura (ver Figura 3.33). Se hicieron las

mediciones de las deformaciones en el techo del túnel, debido a que en esa sección transversal fue en donde se detectaron zonas de mayor deformación que en las paredes.

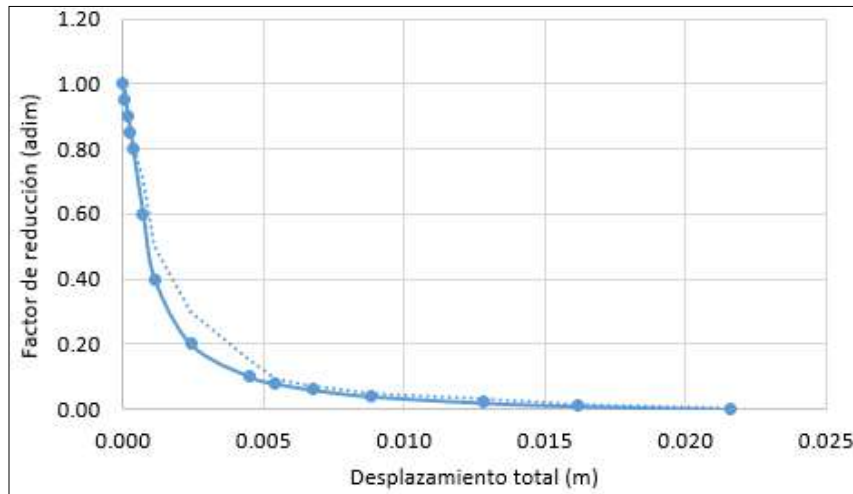


Figura 3.35. Curva característica de los materiales de la sección 3, 5 y 7 - techo
Fuente. Elaboración propia

Al igual que en las secciones anteriores, la convergencia del túnel en la sección 2 se obtuvo en el techo, debido a que en ese punto se presentaban las deformaciones más altas de la sección transversal. En la Figura 3.35 se graficó la media móvil. También es importante agregar que los valores de deformación cuando el túnel no ha sido excavado son nulos, pero conforme se disminuye la presión interna del túnel, la deformación se incrementa hasta llegar a 21 mm.

3.3.1.6. Curva característica de la sección 6

En la Figura 3.36 se muestra la curva característica de la sección 6, la cual está conformada por materiales de la UG-2 que corresponden al lahar, en una zona de cobertura media, y donde se utilizó una sección de herradura (ver Figura 3.33). Se hicieron las mediciones de las deformaciones en el techo del túnel, debido a que en esa sección transversal fue en donde se detectaron zonas de mayor deformación que en las paredes.

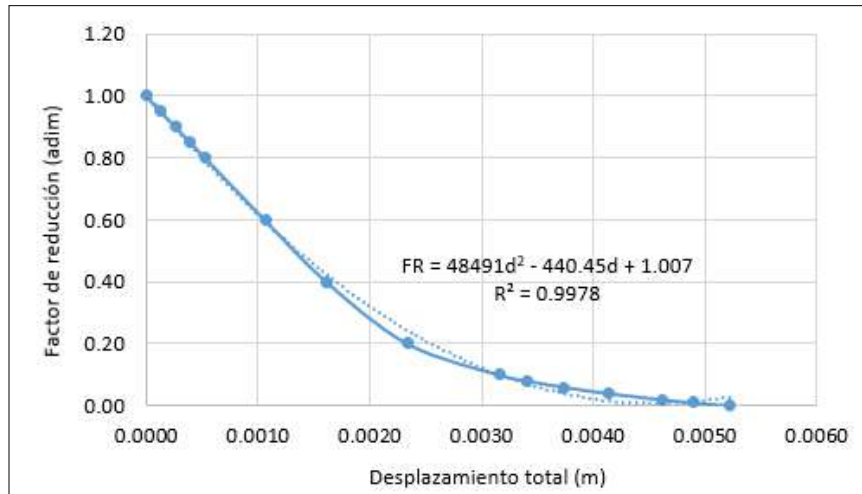


Figura 3.36. Curva característica de los materiales de la sección 6 - techo
Fuente. Elaboración propia

Al igual que en las secciones anteriores, la convergencia del túnel en la sección 6 se obtuvo en el techo, debido a que en ese punto se presentaban las deformaciones más altas de la sección transversal.

En la Figura 3.36 se graficó una curva polinomial con un valor de $R^2 = 1$, de donde se pueden obtener los valores del factor de reducción según la deformación. También es importante agregar que los valores de deformación cuando el túnel no ha sido excavado son nulos, pero conforme se disminuye la presión interna del túnel, la deformación se incrementa hasta llegar a 5 mm.

3.3.1.7. Curva característica de la sección 8

En este apartado se define la curva característica de la sección 8, la cual está conformada por materiales de la UG-1b que corresponde a andesitas de moderada condición física, en una zona de cobertura alta.

Se hicieron las mediciones de las deformaciones en el techo y el piso del túnel, debido a que en esa sección transversal fue en donde se detectaron zonas de mayor deformación.

En la Figura 3.39 se observa que para una sección de herradura, las deformaciones en el techo son de 25 mm, las cuales suceden repentinamente, cuando se pasa del 90% y al 94% del proceso de excavación del túnel.

Es por ello que se buscó la forma de disminuir las deformaciones en el túnel, mediante un cambio en la sección transversal. Este cambio consistió en la evaluación de las deformaciones para una excavación circular de 3,00 m de diámetro (ver Figura 3.37), así como también una sección invert (ver Figura 3.38).

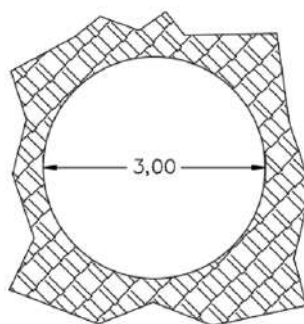


Figura 3.37. Sección transversal circular

Fuente. Elaboración propia

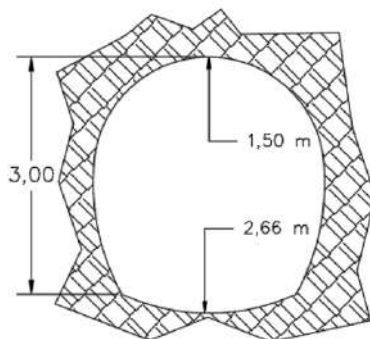


Figura 3.38. Sección transversal invert

Fuente. Elaboración propia

Es así como en la Figura 3.39 se comparan tanto la curva característica de la sección de herradura original, como la sección circular y la invert.

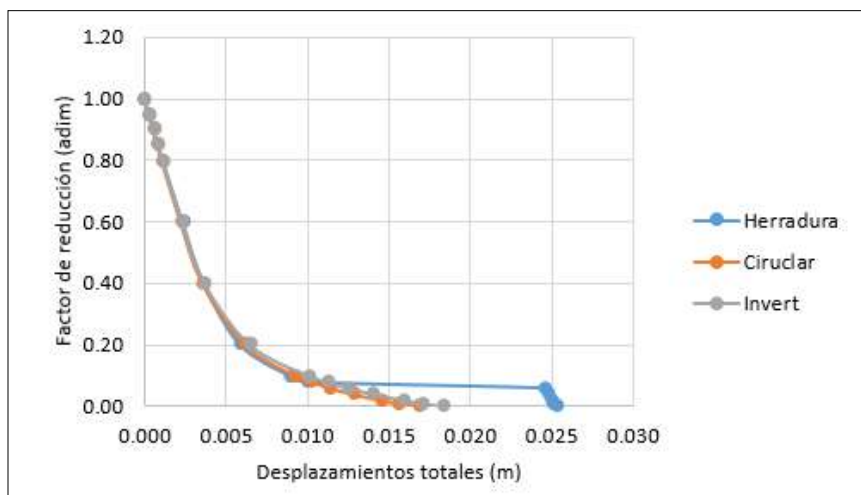


Figura 3.39. Curva característica de los materiales de la sección 8 - techo
Fuente. Elaboración propia

Es así como se evidencia que, en el techo, la sección invert y la circular presentan deformaciones totales del orden de los 16 mm cuando túnel tiene un 100% de la excavación, lo que significa una reducción del 36%, sin que ocurran deformaciones de gran magnitud de forma repentina, como sí ocurría en la sección transversal de herradura.

Con respecto al piso de la sección 8, también se obtuvo la curva característica tanto para la sección de herradura como para la circular e invert, tal y como se muestra en la Figura 3.40.

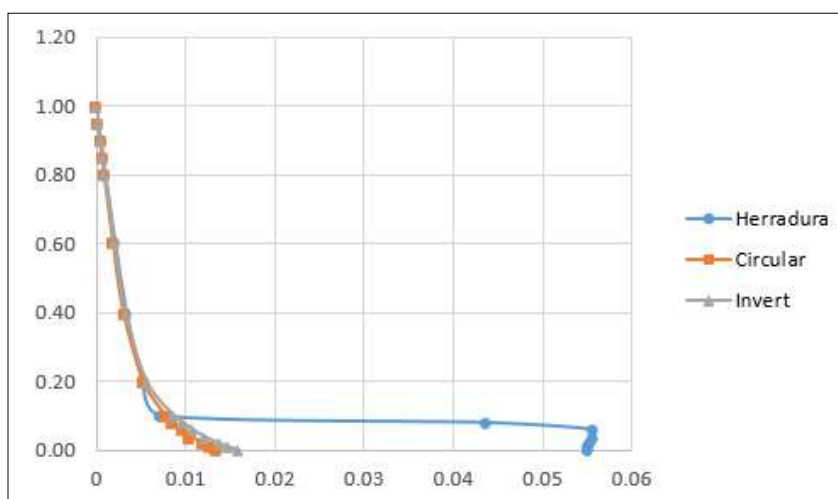


Figura 3.40. Curva característica de los materiales de la sección 8 - piso
Fuente. Elaboración propia

Al cambiar de sección, a una sección invert o a una circular, se evidencia la disminución en la magnitud de las deformaciones, de 55 mm a 15 mm.

3.3.1.8. Curva característica de la sección 9:

La sección 9 está compuesta por la UG-1a, que consiste en andesita de moderada a buena condición física, con un recubrimiento de 125 m. Así como ocurrió en la sección 8, se evaluaron tanto la sección de herradura original, la circular y la invert, con el fin de constatar el desempeño de cada una de las secciones transversales. Las curvas características del techo se muestran en la Figura 3.41 y las del piso en la Figura 3.42.

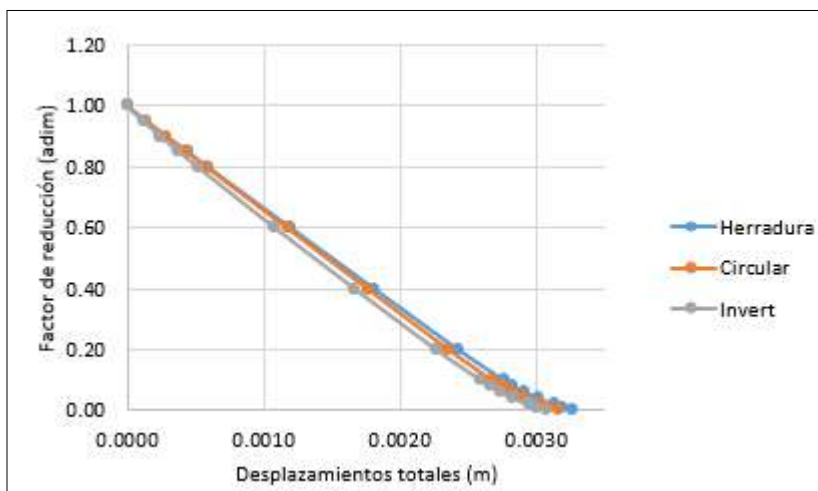


Figura 3.41. Curva característica de los materiales de la sección 9 - techo

Fuente. Elaboración propia

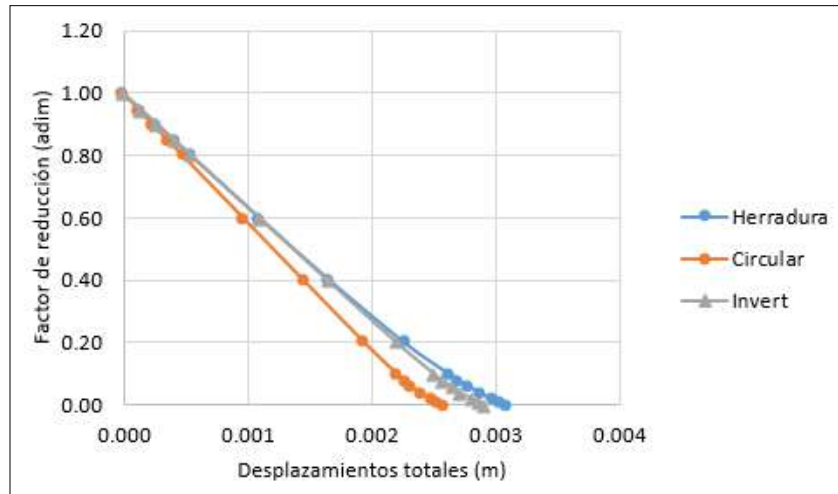


Figura 3.42. Curva característica de los materiales de la sección 9 - piso
Fuente. Elaboración propia

Tal y como se muestra en la Figura 3.41 y Figura 3.42, tanto para el techo y el piso de la sección 9, las deformaciones son del orden de los 3,00 mm. La sección de herradura muestra un desempeño similar a las secciones circular e invert, por lo tanto, cualquiera de este tipo de secciones puede ser escogida.

3.3.1.9. Curva característica de la sección 10:

Finalmente, se hizo el mismo ejercicio para la sección 10, que está compuesta por materiales de la UG- 1b, en otras palabras, por andesita de moderada condición física, con un recubrimiento de medio a bajo, lo que significa que la altura del macizo rocoso es menor a los 65 m. Se obtuvieron las curvas características para las secciones transversales de herradura, circular e invert, tanto para el techo como para el piso de la excavación, tal y como se muestra en las Figura 3.43 y Figura 3.44.

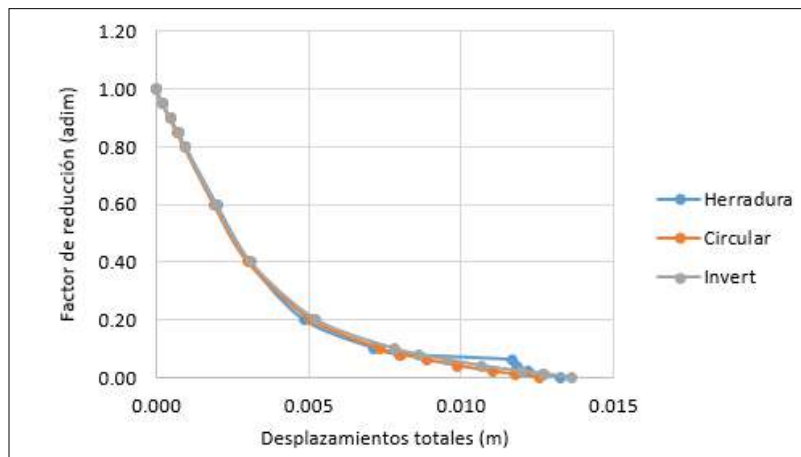


Figura 3.43. Curva característica de los materiales de la sección 10 - techo
Fuente. Elaboración propia

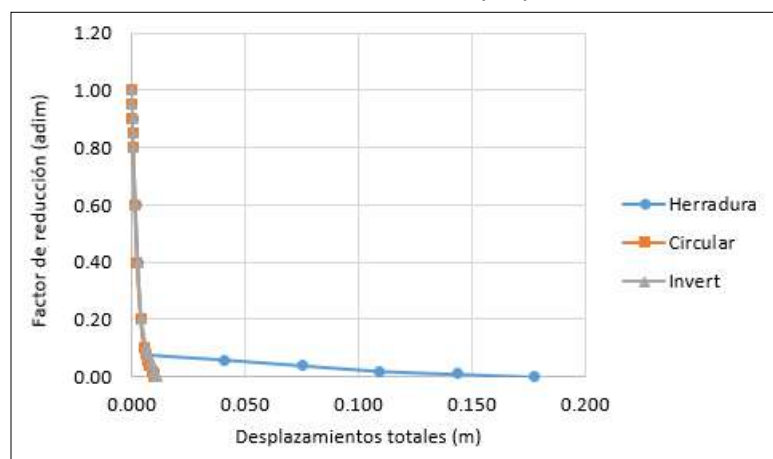


Figura 3.44. Curva característica de los materiales de la sección 10 - piso
Fuente. Elaboración propia

En el techo de las 3 secciones propuestas se presentan deformaciones del orden de los 12,5 mm. Sin embargo, esta situación cambia en el piso, ya que con la sección de herradura se presentan deformaciones que superan hasta en 4 veces las que ocurren en la sección circular o la invert, y que además alcanzan magnitudes de deformación total de 170 mm, cuando el 100% de la excavación se completó, mientras que las secciones transversales circular o invert alcanzan los 11 mm de deformación total.

La Tabla 3.24 muestra un resumen de los desplazamientos registrados para cada sección, y según el tipo de sección transversal a excavar.

Tabla 3.24. Desplazamientos máximos obtenidos

Sección	Tipo de sección transversal					
	Herradura		Circular		Invert	
	Desplazamientos en mm					
	Techo	Piso	Techo	Piso	Techo	Piso
1	0.50	-	-	-	-	-
2	2.22	-	-	-	-	-
3	21.59	-	-	-	-	-
4	5.22	-	-	-	-	-
5	21.59	-	-	-	-	-
6	5.22	-	-	-	-	-
7	21.59	-	-	-	-	-
8	25.27	55.03	16.91	13.61	18.28	15.90
9	3.27	3.09	3.16	2.59	3.08	2.91
10	13.27	177.71	1.26	10.19	13.64	11.54

Fuente. Elaboración propia

Tal y como se aprecia en la tabla anterior, aquellas secciones transversales donde existen coberturas altas experimentan las deformaciones más altas. Es por ello que se hace necesario el cambio en la sección 8, 9 y 10 de sección de herradura a invert, con el fin de minimizar las deformaciones en la excavación, así como también el riesgo de que esta se inestabilice y colapse.

3.3.1.10. Elemento finito – análisis de esfuerzos y deformaciones

Para realizar el análisis de esfuerzos y deformaciones, se utilizó el software Phase 2, el cual permite el modelado del medio y de la sección transversal, mediante elementos finitos. Se analizaron un total de 10 secciones transversales a lo largo del túnel, con las cuales se determinó el sostenimiento temporal bajo las condiciones de carga propias de cada sección y con la aplicación de las fuerzas sísmicas.

En el presente apartado se presentarán los resultados obtenidos para las 10 secciones transversales, y se brindará una explicación del análisis efectuado.

Para cada sección analizada, se obtuvo tres tipos de soporte temporal, donde se evaluaron las características de cada uno de ellos, mediante la comparación de las siguientes variables:

- Radio de la zona plastificada
- Razón entre el radio plástico y el radio de la sección del túnel
- Desplazamiento máximo registrado
- Porcentaje de convergencia obtenido, respecto al diámetro del túnel

Y según los resultados del análisis, se determinó el tipo de sostenimiento temporal.

3.3.1.11. Análisis de esfuerzos y deformaciones – sección 1:

La sección analizada está compuesta por andesita de moderada a buena condición física, ubicada desde el estacionamiento 0+000 a 0+050 en donde se tiene un mínimo de cobertura de 0,00 m hasta un máximo de 0,20 m, y cuyo material forma parte de la UG-1a, la cual está compuesta por andesitas de moderada a buena condición física. La sección transversal propuesta es la sección de herradura que se muestra en la Figura 3.33.

Una capa de concreto lanzado se propone como sostenimiento temporal, como medida para la estabilización del túnel. Al realizar el modelo en el Phase 2, se analizan diferentes espesores de concreto lanzado: 0,075 m, 0,15 m y 0,20 m.

La Tabla 3.25 presenta la información de los resultados del análisis mediante elemento finito, en donde se evaluó el radio de la zona plástica, los desplazamientos máximos y el porcentaje de convergencia de la sección transversal propuesta y la Figura 3.45 presenta las deformaciones obtenidas del Phase 2.

La razón del radio plástico y el radio de la sección transversal, están cerca de la unidad, lo que quiere decir de que la zona que pasó del rango plástico al rango elástico, no es muy amplia. Asimismo, los desplazamientos se redujeron al aplicar la capa de concreto lanzado, los cuales rondan los 9 mm. Asimismo, la tasa de convergencia se redujo drásticamente al aplicar el concreto lanzado.

Tabla 3.25. Resultados del análisis de deformaciones – sección 1

SECCIÓN 1 - HERRADURA				
Elemento de Soporte		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Concreto lanzado		Espesor CL: 0,075 m		
			Espesor CL: 0,15 m	
				Espesor CL: 0,20 m
Radio zona plástica (m)	Sin soporte (m)	2.0060	1.8860	1.9360
	Con soporte (m)	1.9540	1.9240	1.9340
Rp / Ro	Sin soporte	1.34	1.26	1.29
	Con soporte	1.30	1.28	1.29
Desplazamiento máximo (m)	Sin soporte (m)	0.1291	0.1191	0.1090
	Con soporte (m)	0.0091	0.0091	0.0090
Convergencia (%)	Sin soporte (%)	8.61%	7.94%	7.27%
	Con soporte (%)	0.61%	0.61%	0.60%

Fuente. Elaboración propia

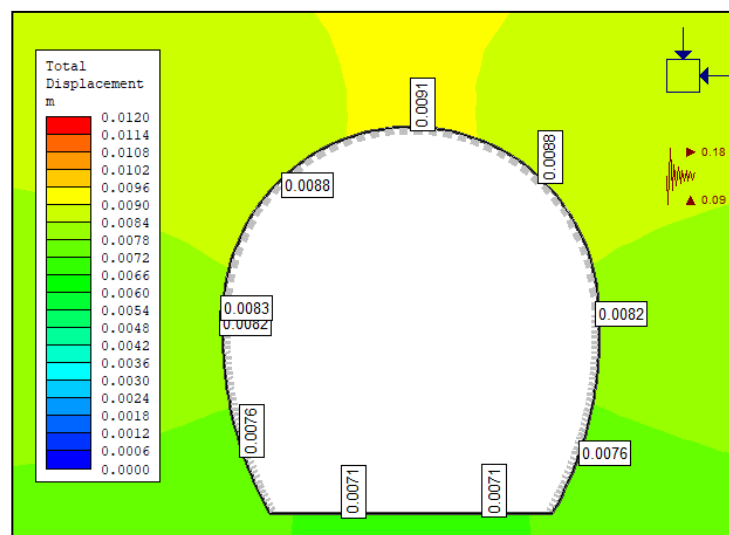


Figura 3.45. Deformaciones sección 1

Fuente. Phase 2

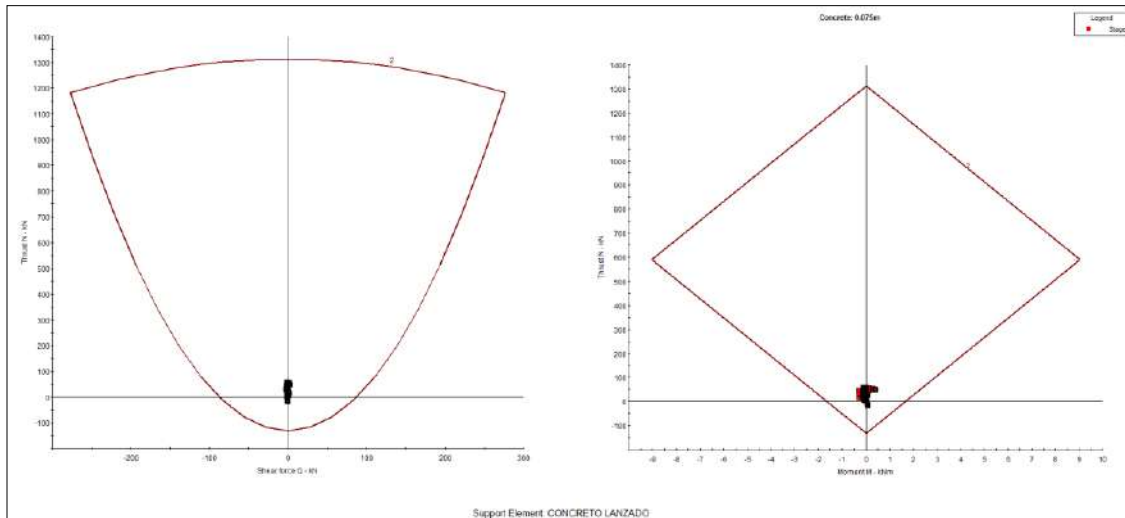


Figura 3.46. Capacidad de soporte admisible sostenimiento temporal – sección 1
Fuente. Phase 2

Es importante mencionar que, para este caso en particular, los diferentes espesores de concreto lanzado prácticamente brindaban los mismos resultados, entonces, con el fin de proporcionar economía al proyecto y optimizar el soporte temporal, se escogió el concreto lanzado de 0,075 m. Asimismo, la Figura 3.46 comprueba que el sostenimiento temporal propuesto, se encuentra dentro de la envolvente admisible de la fuerza cortante y momento flexionante generado, para un factor de seguridad de 2.

3.3.1.12. Análisis de esfuerzos y deformaciones – secciones 2 y 4

Con respecto a las secciones 2 y 4, se encuentran en los estacionamientos 0+050 m a 0+075 m y 0+080 m a 0+120 m, respectivamente. Estas secciones se componen por materiales de la UG-1b descritos como andesitas de moderada condición física, con una cobertura mínima de 30 m hasta una máxima de 45 m. La sección transversal propuesta originalmente para esta sección del túnel fue la de herradura.

Se propuso como sostenimiento temporal la aplicación de concreto lanzado y viga W 8 x 31 a cada 0,75 m; para el modelo en el Phase 2 se hizo una revisión de diferentes espesores de concreto lanzado: 0,075 m, 0,15 m y 0,20 m. Los resultados del análisis se muestran en la Tabla 3.26 y en la Figura 3.47.

Tabla 3.26. Resultados del análisis de deformaciones – secciones 2 y 4 (herradura)

SECCIÓN 2 y 4 - HERRADURA				
Elemento de Soporte		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Concreto lanzado Viga W 8x31		Espesor CL: 0,075 m		
			Espesor CL: 0,15 m	
				Espesor CL: 0,20 m
Radio zona plástica (m)	Sin soporte (m)	4.620	4.620	4.620
	Con soporte (m)	4.120	4.120	4.120
Rp / Ro	Sin soporte	3.08	3.08	3.08
	Con soporte	2.75	2.75	2.75
Desplazamiento máximo (m)	Sin soporte (m)	0.0202	0.0202	0.0202
	Con soporte (m)	0.0211	0.0211	0.0211
Convergencia (%)	Sin soporte (%)	1.35%	1.35%	1.35%
	Con soporte (%)	1.41%	1.41%	1.41%

Fuente. Elaboración propia a partir de los resultados del Phase 2

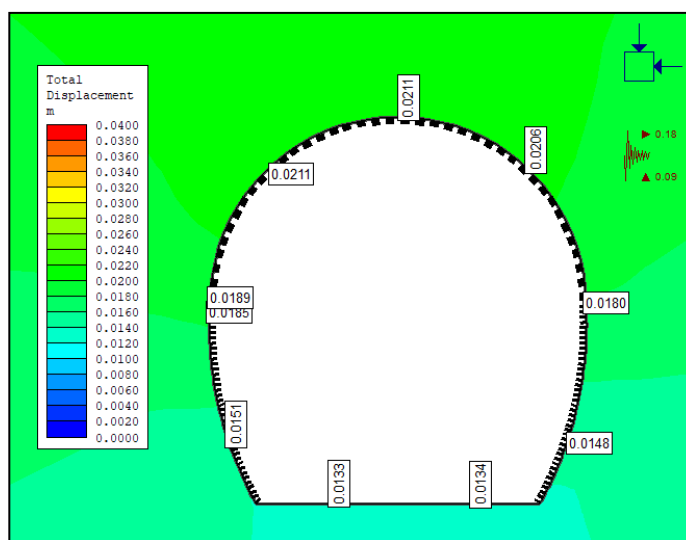


Figura 3.47. Deformaciones secciones 2 y 4 (herradura)

Fuente. Phase 2

También se realizó el análisis para la sección 2, con una excavación tipo invert (ver Figura 3.38), con el fin de comprobar si mejoraban los desplazamientos máximos, y cuyos resultados se muestran en la Tabla 3.27 y Figura 3.48. Deformaciones secciones 2 y 4

(invert). El sostenimiento temporal propuesto consistió en concreto lanzado, y se analizaron diferentes espesores: 0,075 m, 0,15 m y 0,20 m.

Tabla 3.27. Resultados del análisis de deformaciones – secciones 2 y 4 (invert)

SECCIÓN 2 y 4 - INVERT				
Elemento de Soporte		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Concreto lanzado		Espesor CL: 0,075 m		
			Espesor CL: 0,15 m	
				Espesor CL: 0,20 m
Radio zona plástica (m)	Sin soporte (m)	3.716	3.716	3.716
	Con soporte (m)	3.216	3.225	3.236
Rp / Ro	Sin soporte	2.48	2.48	2.48
	Con soporte	2.14	2.15	2.16
Desplazamiento máximo (m)	Sin soporte (m)	0.016	0.016	0.016
	Con soporte (m)	0.0146	0.0144	0.0143
Convergencia (%)	Sin soporte (%)	1.07%	1.07%	1.07%
	Con soporte (%)	0.97%	0.96%	0.95%

Fuente. Elaboración propia a partir de los resultados del Phase 2

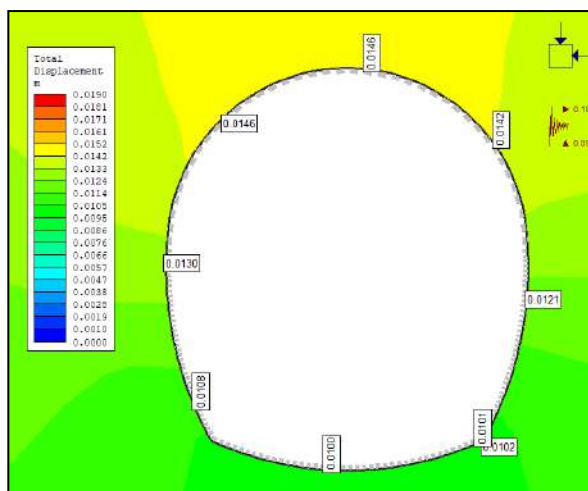


Figura 3.48. Deformaciones secciones 2 y 4 (invert)

Fuente. Phase 2

Al comparar ambos análisis, se puede ver que al hacer el cambio en la sección transversal se mejora la condición de la excavación, debido a la reducción de las deformaciones y una reducción en la razón del radio plástico y el radio de la excavación. Además, esto se traduce en un ahorro en el proyecto, debido a que el cambio de sección transversal, y

consecuentemente de sostenimiento temporal, implica la no utilización de las vigas W8x31 a cada 0,75 m.

Finalmente se optó por la aplicación de concreto lanzado de 0,075 m de espesor, debido a que la mejora en los desplazamientos con las otras dos opciones de 0,15 m y 0,20 m eran prácticamente las mismas.

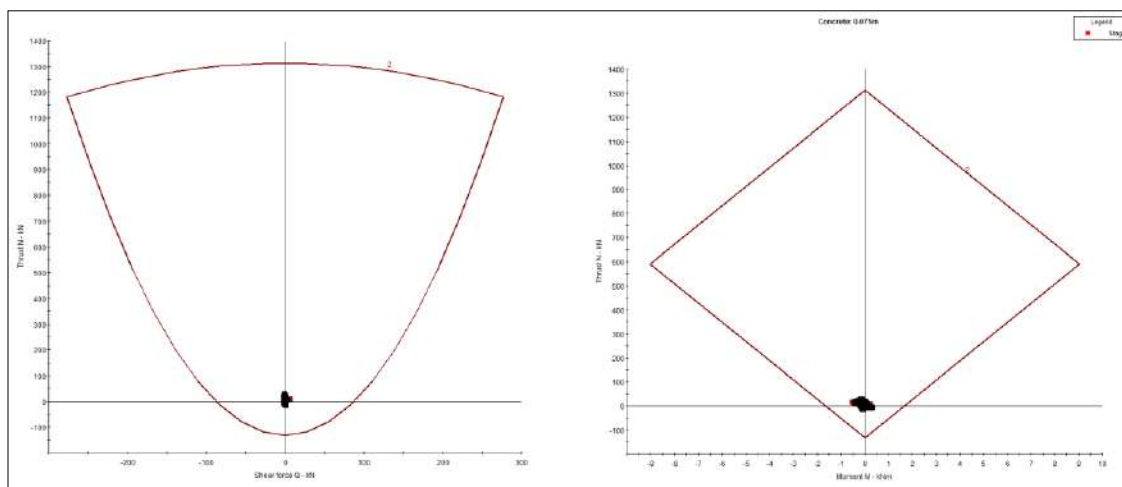


Figura 3.49. Capacidad de soporte admisible sostenimiento temporal – sección 2 y 4 (invert)

Fuente. Phase 2

Es importante agregar que el sostenimiento temporal de 0,075 m de concreto lanzado se encuentra dentro de la envolvente admisible, a la cual se le aplicó un factor de seguridad de 2, para fuerza cortante y momento flexionante (ver Figura 3.49).

3.3.1.13. Análisis de esfuerzos y deformaciones – secciones 3, 5 y 7:

El caso de las secciones 3, 5, y 7 corresponden a los sectores del túnel donde se prevé se encontrará la UG-2, correspondiente al lahar, que es específicamente en los estacionamientos de 0+075 m a 0+080 m, de 0+120 m a 0+130 m, y de 0+175 m a 0+200 m respectivamente. La cobertura encontrada en estos tramos del túnel se clasifica como media, con un promedio de 55 m de elevación sobre el techo del túnel. Asimismo, es

importante indicar que la sección analizada para el túnel fue la sección invert, con un sostenimiento temporal de concreto lanzado con vigas W8x31 a cada 0,75 m.

Tabla 3.28. Resultados del análisis de deformaciones – secciones 3, 5 y 7

SECCIÓN 3,5 Y 7- INVERT				
Elemento de Soporte		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Concreto lanzado Viga W 8x31		Espesor CL: 0,075 m		
			Espesor CL: 0,15 m	
				Espesor CL: 0,20 m
Radio zona plástica (m)	Sin soporte (m)	7.776	7.776	7.776
	Con soporte (m)	7.276	7.276	7.276
Rp / Ro	Sin soporte	5.18	5.18	5.18
	Con soporte	4.85	4.85	4.85
Desplazamiento máximo (m)	Sin soporte (m)	0.016	0.016	0.016
	Con soporte (m)	0.014	0.014	0.014
Convergencia (%)	Sin soporte (%)	1.09%	1.09%	1.09%
	Con soporte (%)	0.93%	0.93%	0.93%

Fuente. Elaboración propia a partir de los resultados del Phase 2

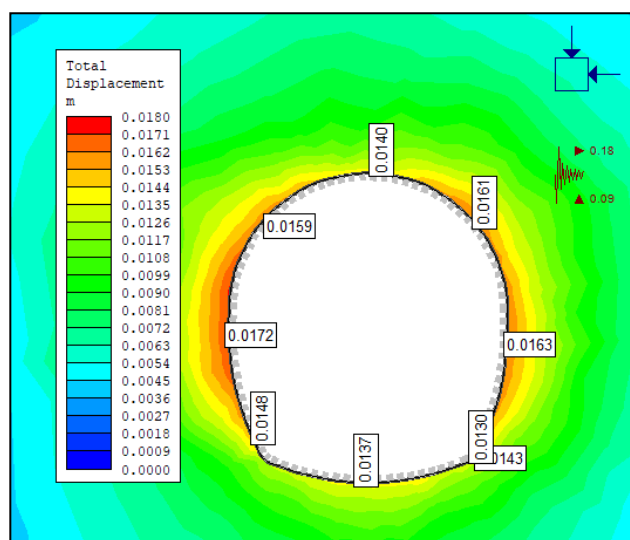


Figura 3.50. Deformaciones secciones 3, 5 y 7

Fuente. Phase 2

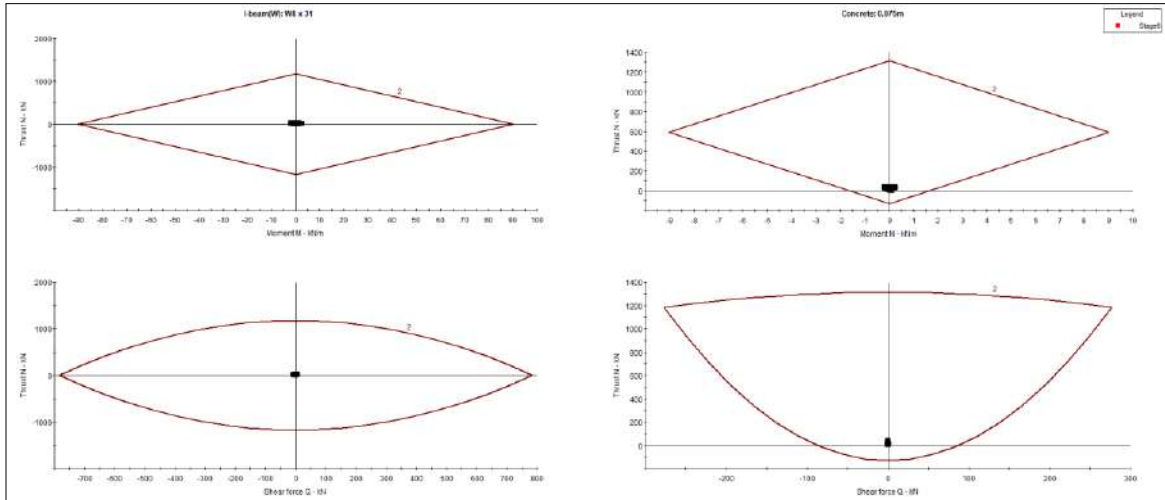


Figura 3.51. Capacidad de soporte admisible sostenimiento temporal – sección 3, 5 y 7
Fuente. Phase 2

Según los resultados de la Tabla 3.28 y Figura 3.50, la razón entre el radio plástico y el radio de la sección transversal se aleja de la unidad, por lo que la zona plastificada alrededor de la excavación es extendida en el medio. Asimismo, los desplazamientos máximos son del orden de los 14 mm con soporte, y la tasa de convergencia de 0,93%. Es importante hacer notar que, sin importar el espesor del concreto lanzado, se obtienen los mismos resultados, por lo que es por ello que se escogió el espesor de 0,075 m.

También es importante señalar que, según la Figura 3.51, el sostenimiento propuesto se encuentra dentro de la envolvente admisible con un factor de seguridad de 2, tanto para las fuerzas cortantes como los momentos flexionantes.

3.3.1.14. Análisis de esfuerzos y deformaciones – sección 6 y 10:

Las secciones 6 y 10 están conformada por material de la UG-1b andesita de moderada condición física, con una cobertura máxima de 65 m sobre el techo del túnel, y cuya ubicación inicia en la estación 0+130 m hasta 0+175 m y luego de la estación 0+520 a 0+683. La sección transversal propuesta fue la sección invert (Figura 3.38), y el sostenimiento

temporal propuesto para el análisis es concreto lanzado de 0,075 m, 0,15 m y 0,20 m, junto con vigas W 8x31 a cada 0,75 m.

La Tabla 3.29 y Figura 3.52 muestra los resultados del análisis del Phase 2, en donde la razón del radio plástico y el radio de la sección transversal se alejan de la unidad, lo que quiere decir que existe un espacio de aproximadamente 1,5 m alrededor de la excavación del túnel que se plastificará o deformará una vez realizada la excavación. Además, los desplazamientos máximos se reducen a 3 mm al aplicar el concreto lanzado de 0,075 m de espesor y las vigas W8x31 a cada 0,75 m. Asimismo, la Figura 3.53 muestra que el sostenimiento propuesto se encuentra desde la envolvente de capacidad admisible con un factor de seguridad de 2.

Tabla 3.29. Resultados del análisis de deformaciones – secciones 6 y 10

SECCIONES 6 y 10 - INVERT				
Elemento de Soporte		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Concreto lanzado W18X31		Espesor CL: 0,075 m		
			Espesor CL: 0,15 m	
				Espesor CL: 0,20 m
Radio zona plástica (m)	Sin soporte (m)	3.901	3.901	3.901
	Con soporte (m)	3.401	3.225	3.236
Rp / Ro	Sin soporte	2.601	2.601	2.601
	Con soporte	2.49	2.52	2.50
Desplazamiento máximo (m)	Sin soporte (m)	0.0210	0.0210	0.0210
	Con soporte (m)	0.0033	0.0028	0.0025
Convergencia (%)	Sin soporte (%)	1.40%	1.40%	1.40%
	Con soporte (%)	0.22%	0.18%	0.17%

Fuente. Elaboración propia a partir de los resultados del Phase 2

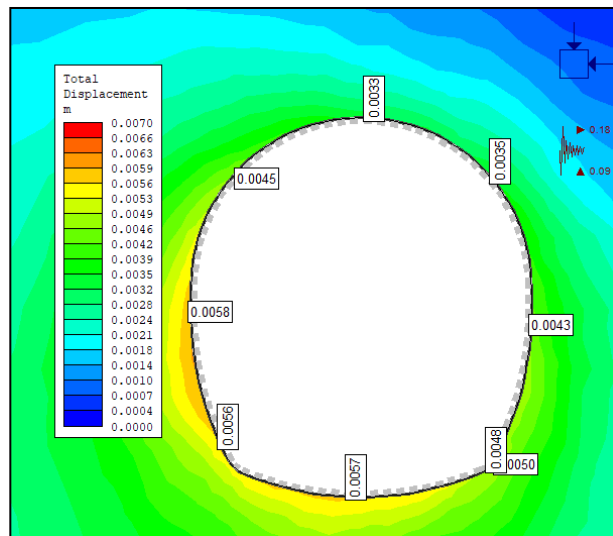


Figura 3.52. Deformaciones secciones 6 y 10
Fuente. Phase 2

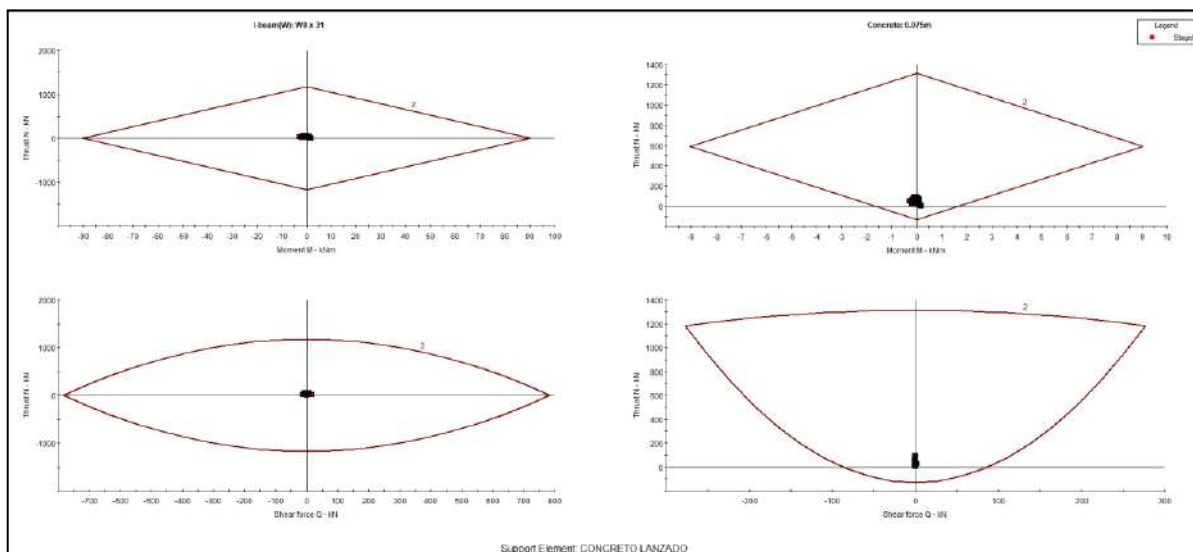


Figura 3.53. Capacidad de soporte admisible sostenimiento temporal – secciones 6 y 10
Fuente. Phase 2

3.3.1.15. Análisis de esfuerzos y deformaciones – sección 8:

La sección 8 se ubica a partir del estacionamiento 0+200 m a 0+520 m, y está compuesta por materiales de la UG-1b andesita de moderada condición física, con recubrimientos altos sobre la corona del túnel, del orden de los 140 m. En el Phase 2 se hizo una modelación con una sección invert, cuyo sostenimiento temporal consistiría en concreto lanzado de 0,075 m, 0,15 m y 0,20 m, con vigas W8x31 a cada 0,75 m.

Bajo este esquema de sostenimiento temporal, se corroboró mediante el análisis que existían zonas de desplazamientos altos, por lo que se implementaron los pernos tipo Swellex de 6 m de largo a cada 0,5 m en el plano de la excavación y a cada 1,00 m de distancia en el plano perpendicular a la excavación del túnel, tal y como lo arrojó la propuesta de sostenimiento temporal a partir de los resultados obtenidos de la aplicación del método empírico propuesto por Perri.

Tabla 3.30. Resultados del análisis de deformaciones – sección 8

SECCIÓN 8 - INVERT				
Elemento de Soporte		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Concreto lanzado Vigas W8x31 Pernos tipo Swellex		Espesor CL: 0,075 m		
			Espesor CL: 0,15 m	
				Espesor CL: 0,20 m
Radio zona plástica (m)	Sin soporte (m)	3.830	3.830	3.830
	Con soporte (m)	3.790	3.700	3.680
Rp / Ro	Sin soporte	2.55	2.55	2.55
	Con soporte	2.53	2.47	2.45
Desplazamiento máximo (m)	Sin soporte (m)	0.100	0.100	0.100
	Con soporte (m)	0.0068	0.0067	0.0064
Convergencia (%)	Sin soporte (%)	6.67%	6.67%	6.67%
	Con soporte (%)	0.45%	0.45%	0.43%

Fuente. Elaboración propia a partir de los resultados del Phase 2

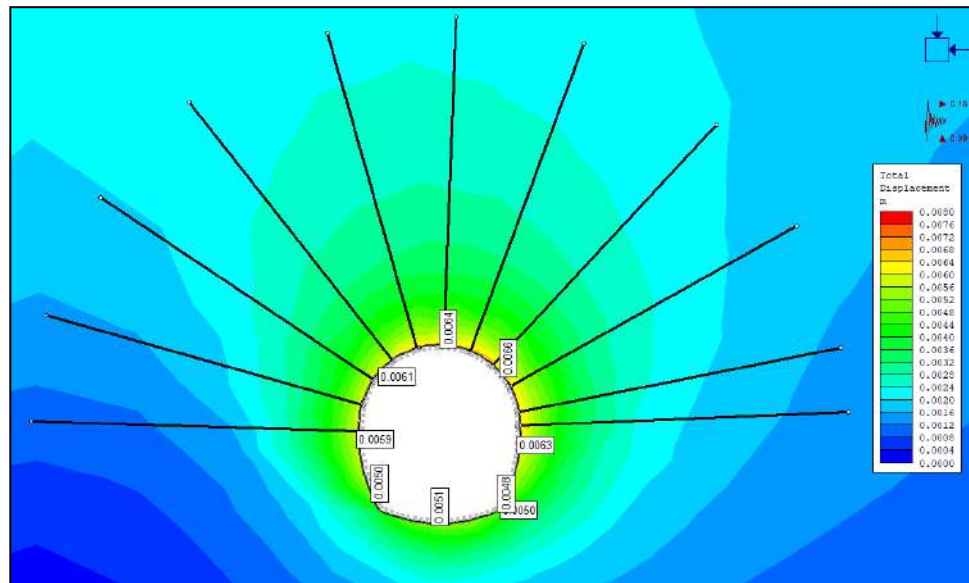


Figura 3.54. Deformaciones sección 8
Fuente. Phase 2

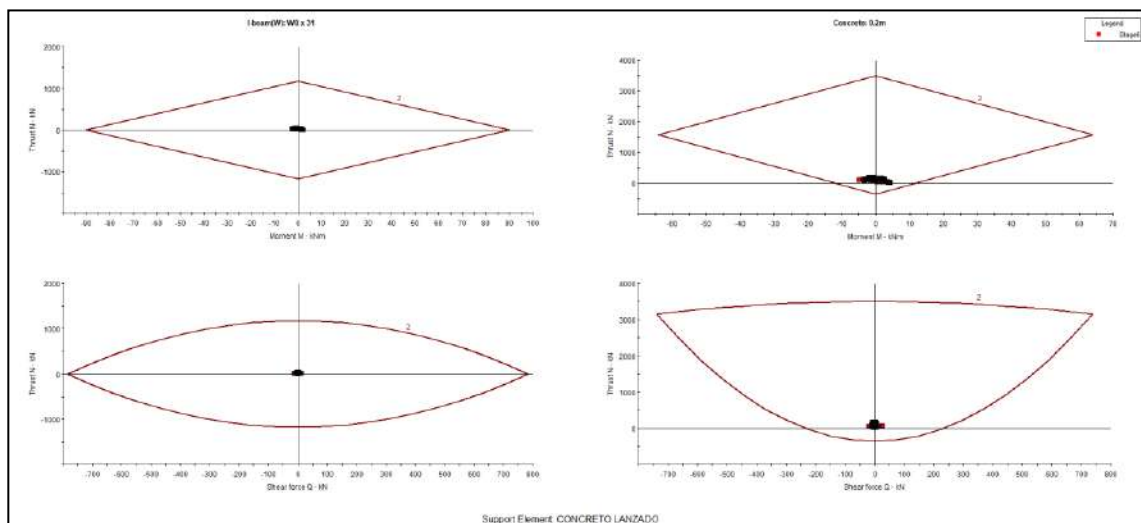


Figura 3.55. Capacidad de soporte admisible sostenimiento temporal – sección 8
Fuente. Phase 2

La Tabla 3.30 y Figura 3.54 muestran los resultados del análisis del Phase 2, en donde la razón del radio plástico y el radio de la sección transversal se alejan de la unidad, lo que quiere decir que existe un espacio de aproximadamente 1,7 m alrededor de la excavación

del túnel que se plastificará o deformará una vez realizada la excavación. Además, los desplazamientos máximos se reducen a aproximadamente 7 mm al aplicar el concreto lanzado de 0,075 m de espesor, las vigas W8x31 a cada 0,75 m y los pernos. Asimismo, la Figura 3.55 muestra que el sostenimiento propuesto se encuentra desde la envolvente de capacidad admisible con un factor de seguridad de 2.

3.3.1.16. Análisis de esfuerzos y deformaciones – sección 9:

La sección 9 está compuesta por la UG-1a que corresponde a lava andesítica de moderada a buena condición física, con un recubrimiento de 125 m sobre la corona del túnel y se ubica en el estacionamiento 0+510 m a 0+520. Para el modelado en el Phase 2 se implementó una sección invert, con un sostenimiento temporal de vigas W8x31 a cada 0,75 m y un recubrimiento de 0,075 m, 0,15 m y 0,20 m, cuyos resultados se muestran en la Tabla 3.31. Resultados del análisis de deformaciones – sección 9 y Figura 3.56.

Tabla 3.31. Resultados del análisis de deformaciones – sección 9

SECCIÓN 9 - INVERT				
Elemento de Soporte		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Concreto lanzado Viga W 8x31		Espesor CL: 0,075 m		
			Espesor CL: 0,15 m	
				Espesor CL: 0,20 m
Radio zona plástica (m)	Sin soporte (m)	2.250	2.250	2.250
	Con soporte (m)	2.140	2.140	2.140
Rp / Ro	Sin soporte	1.50	1.50	1.50
	Con soporte	1.43	1.43	1.43
Desplazamiento máximo (m)	Sin soporte (m)	0.005	0.005	0.005
	Con soporte (m)	0.0042	0.0042	0.0042
Convergencia (%)	Sin soporte (%)	0.32%	0.32%	0.32%
	Con soporte (%)	0.28%	0.28%	0.28%

Fuente. Elaboración propia a partir de los resultados del Phase 2

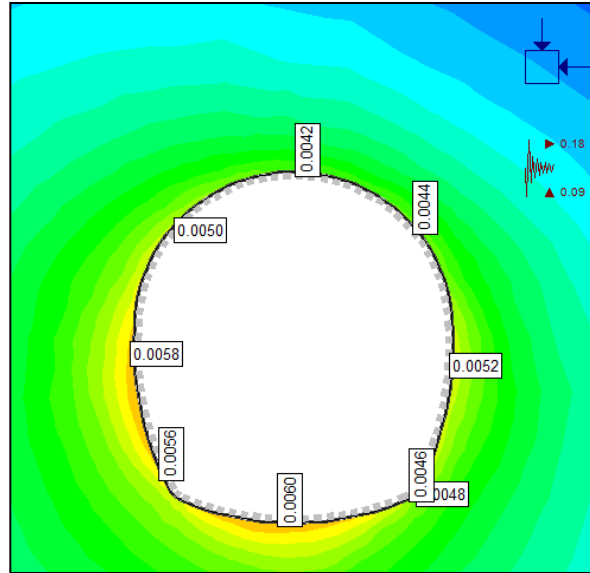


Figura 3.56. Deformaciones sección 9

Fuente. Phase 2

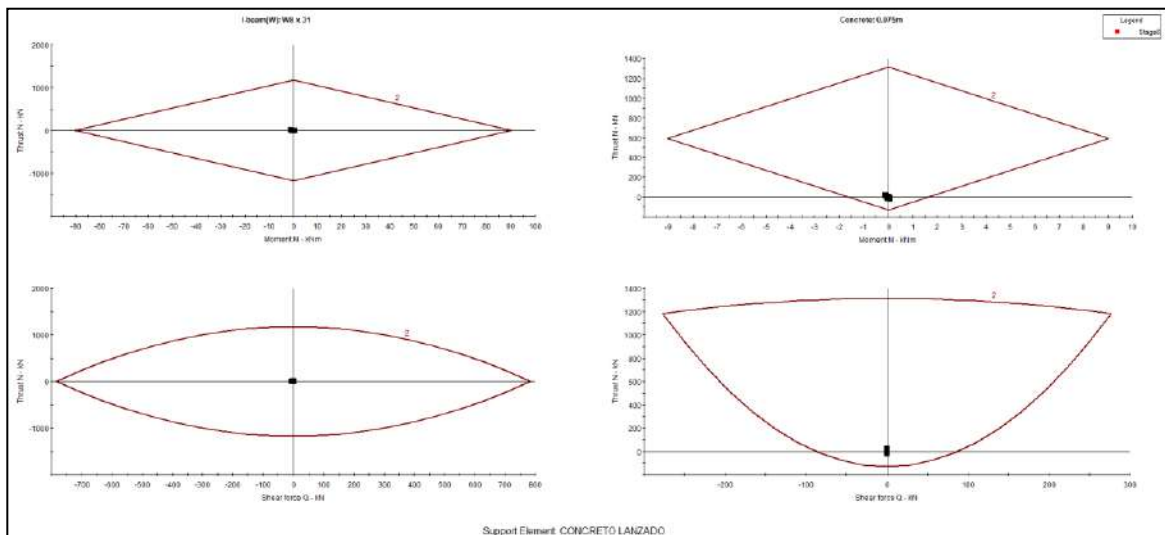


Figura 3.57. Capacidad de soporte admisible sostenimiento temporal – sección 9

Fuente. Phase 2

El radio plástico y el radio de la sección transversal se aproximan a la unidad, lo que quiere decir que existe un espacio reducido alrededor de la excavación del túnel que se plastificará o deformará una vez realizada la excavación. Además, los desplazamientos máximos se reducen a aproximadamente 4 mm al aplicar el concreto lanzado de 0,075 m de espesor y las vigas W8x31 a cada 0,75 m. Asimismo, la Figura 3.57 muestra que el sostenimiento

propuesto se encuentra desde la envolvente de capacidad admisible con un factor de seguridad de 2.

En la Tabla 3.32 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en el análisis anteriormente descrito, para la totalidad de las secciones transversales.

Tabla 3.32. Resumen de resultados de análisis de elemento finito y propuesta de sostenimiento

Unidad geotécnica		UG-1a	UG-1b	UG-2	UG-1b	UG-2	UG-1b	UG-2	UG-1b	UG-1a	UG-1b
Sección		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tipo de cobertura		Baja	Media						Alta		Media
H _{prom} (m)		25.3	62.5	77.5	100	125	152.5	187.5	162.5	122.5	60.3
Sección transversal		Herradura	Invert								
Rp/Ro	con soporte	1.34	2.48	5.18	2.48	5.18	2.60	5.18	2.55	1.50	2.60
	sin soporte	1.30	2.14	4.85	2.14	4.85	2.49	4.85	2.53	1.43	2.49
Desplazamiento	sin soporte (m)	0.1291	0.0160	0.0164	0.0160	0.0164	0.0210	0.0164	0.1000	0.0049	0.0210
	con soporte (m)	0.0091	0.0146	0.0140	0.0146	0.0140	0.0033	0.0140	0.0068	0.0042	0.0033
Convergencia	sin soporte (m)	8.61%	1.07%	1.09%	1.07%	1.09%	1.40%	1.09%	6.67%	0.32%	1.40%
	Con soporte (m)	0.61%	0.97%	0.93%	0.97%	0.93%	0.22%	0.93%	0.45%	0.28%	0.22%
Sostenimiento temporal	concreto lanzado	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.2	0.075	0.075
	vigas	-	-	W8x31	-	W8x31	W8x31	W8x31	W8x31	W8x31	W8x31
	pernos	-	-	-	-	-	-	-	Swelllex	-	-

Fuente. Elaboración propia a partir de los resultados del Phase 2

3.3.1.17. Admisibilidad cinemática

La sección 8 contaba con información sobre las familias de discontinuidades que eventualmente se podrían encontrar durante la excavación. Al haberse definido previamente el sistema de sostenimiento de esta sección del túnel, se procedió a hacer la revisión de la estabilidad de los bloques que se formarían en el techo de la excavación, mediante la utilización del software Unwedge 3.005.

Preliminarmente, la Figura 3.58 presenta la el buzamiento y la dirección de buzamiento de las familias de discontinuidades encontradas.

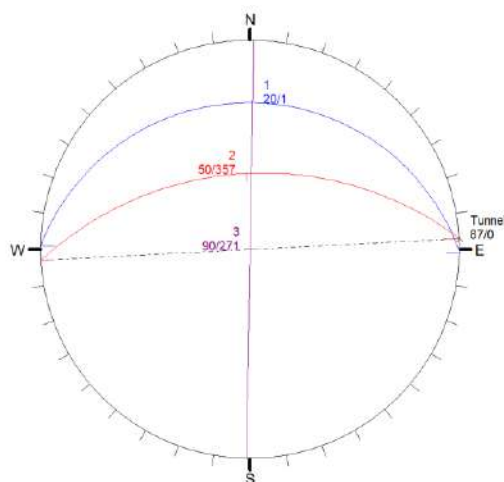


Figura 3.58. Buzamiento y dirección del buzamiento de las familias de discontinuidades – sección 8

Fuente. Unwedge 3.005

En el software, se configuraron las características geomecánicas de la UG-1b de la sección 8, información que se encuentra en la Tabla 3.21, así como el sistema de sostenimiento de esta sección de túnel crítica, por encontrarse en una zona de cobertura alta. La Figura 3.59 muestra los resultados obtenidos

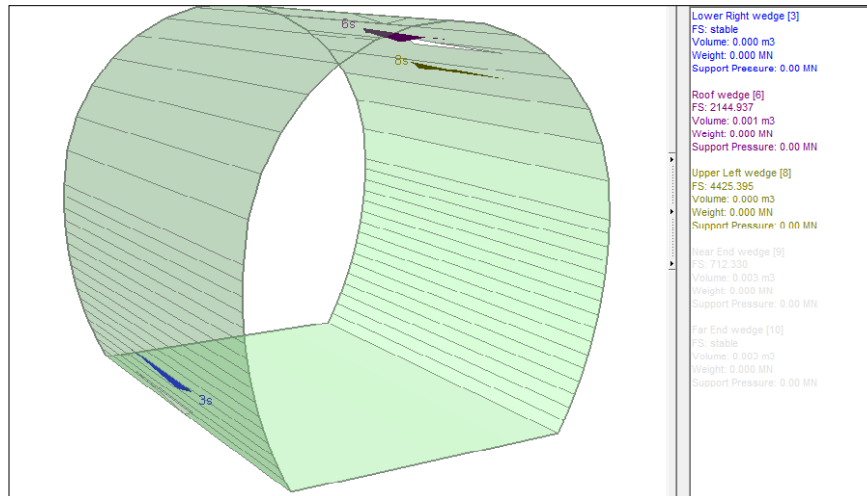


Figura 3.59. Análisis admisibilidad cinemática – sección 8

Fuente. Unwedge 3.005

De los resultados obtenidos con el análisis, se demuestra que en esa sección las cuñas son estables.

3.3.1.18. Estimación del tiempo de auto sostenimiento en función de la longitud y el valor del RMR

Es necesario conocer el tiempo de auto sostenimiento para cada una de las unidades geotécnicas que se encuentran en la excavación del túnel, debido que se estima el tiempo con el que se cuenta para colocar el sostenimiento temporal en la sección transversal del túnel para evitar el colapso de la excavación. Además, permite efectuar una adecuada programación de los ciclos de excavación, la longitud máxima de avance y en general, efectuar una adecuada planificación del proceso constructivo.

En la Tabla 3.33 se presentan los valores estimados del vano máximo o longitud de pase para los valores estimados de Q en cada unidad geotécnica, en donde se utilizó un valor mínimo del ESR (1,60), el cual corresponde al valor más conservador. Asimismo, se utiliza el gráfico elaborado por Bieniawski (ver Figura 3.60) para determinar el tiempo de auto

sostenimiento con que se dispone para instalar el soporte temporal entre ciclos de avance de la excavación del túnel.

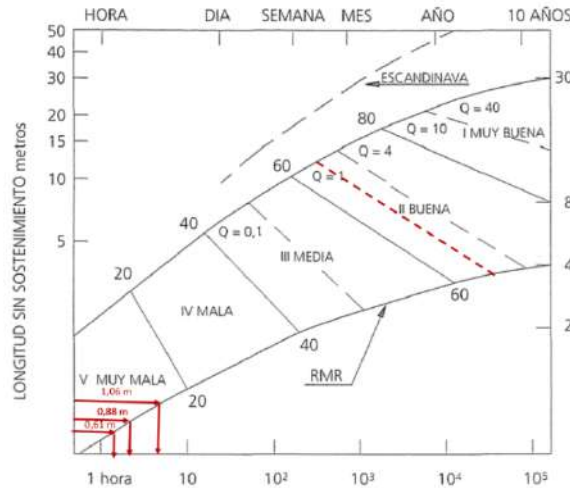


Figura 3.60. Estimación del tiempo de auto sostenimiento

Fuente. Elaboración propia a partir de Bieniawski (1989)

Tabla 3.33. Estimación del tiempo de auto sostenimiento

Unidad geotécnica	UG-1a	UG-1b	UG-2	UG-1b	UG-2	UG-1b	UG-2	UG-1b	UG-1a	UG-1b
Sección	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tipo de cobertura	Baja	Media						Alta		Media
H _{prom} (m)	25.3	62.5	77.5	100	125	152.5	187.5	162.5	122.5	60.3
Sección transversal	Herradura	Invert								
Q	0.06309	0.03981				0.04466		0.01584		0.02511
RMR	65	35	25	35	25	35	25	35	65	35
	II	IV						II		IV
ESR	1.6									
v máx (m)	1.060	0.881				0.923		0.610		0.733
tiempo sostenimiento (horas)	7	3				6		2		2.5

Fuente. Elaboración propia a partir de los resultados del Phase 2

3.3.2. Identificación de los principales riesgos geotécnicos durante la excavación

Giordano Russo (2014) diseñó una gráfica múltiple que permitiera determinar el comportamiento esperado de la excavación y principales riesgos asociados a los materiales y la condición de los mismos en una excavación. Esta gráfica se muestra como ejemplo en la Figura 3.61.

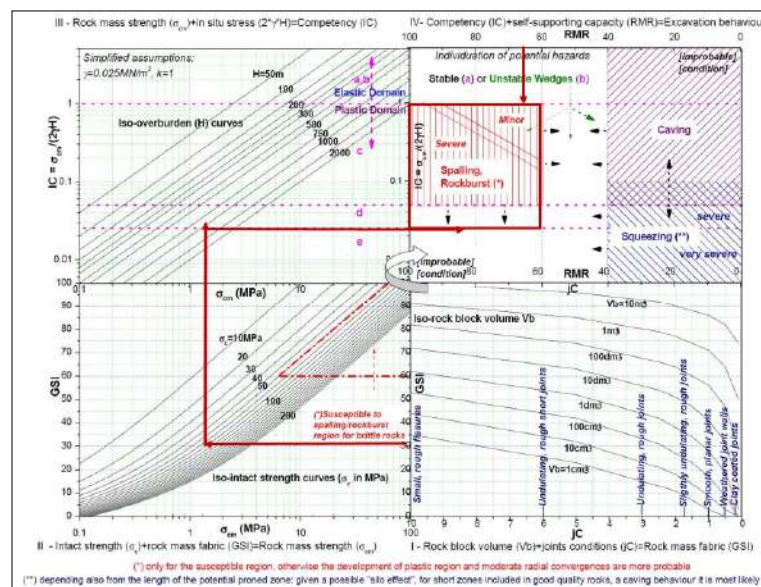


Figura 3.61. Gráfico múltiple de desempeño de la excavación para la sección 1

Fuente. Geodata (2014)

En la figura anterior, se muestra que, para determinar el riesgo de inestabilidad en la excavación, se requieren datos de entrada relacionados con el grado de fracturamiento de la roca asociado al índice GSI, la resistencia a la compresión del macizo rocoso, la cobertura máxima y el RMR. Los resultados del análisis realizado mediante la utilización de estos gráficos, se muestra en la Tabla 3.34, y la utilización directa de los mismos se muestra en el anexo 2.

Tabla 3.34. Definición del tipo de falla según Russo

Unidad geotécnica	UG-1a (andesita)	UG-1b (andesita)	UG-2 (lahar)	UG-1b (andesita)	UG-2 (lahar)	UG-1b (andesita)	UG-2 (lahar)	UG-1b (andesita)	UG-1a (andesita)	UG-1b (andesita)
Sección	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tipo de cobertura	Baja	Media		Alta						Media
H _{prom} (m)	25.3	62.5	77.5	100	125	152.5	187.5	162.5	122.5	60.3
GSI	70	40	30	40	30	40	30	40	70	40
σ_{cm} (MPa)	1.408	0.318	0.1	0.318	0.1	0.318	0.1	0.318	1.408	0.318
IC _{máx}	0.060	0.00014	0.00004	0.00009	0.00002	0.00005	0.00002	0.00005	0.00025	0.01362
RMR	65	35	25	35	25	35	25	35	65	35
Tipo de falla	R	S							R	S
Grado	Sev	MS							Sev	MS

(R): Rockburst (S): Squeezing (Sev) Severo (MS) Muy severo

Fuente. Elaboración propia

De este modo con la metodología de Russo o Geodata, y para este caso particular del túnel que se analiza en el presente trabajo, se pudo determinar que las 10 secciones establecidas, todas experimentarían algún modo de falla, ya sea por *rockburst* o por *squeezing*, de forma severa o muy severa.

3.4. Método constructivo

El método NATM (New austrian tunnelling method) por sus siglas en inglés, fue desarrollado en la década de los años sesenta del siglo XX. Según indica Tapia (2019), la idea principal del método se basa en aprovechar los esfuerzos presentes en la roca intacta, para que la misma se encargue de estabilizar la excavación.

La Figura 3.62 presenta el ciclo del proceso constructivo para el método de perforación y voladura (*drill and blast*).

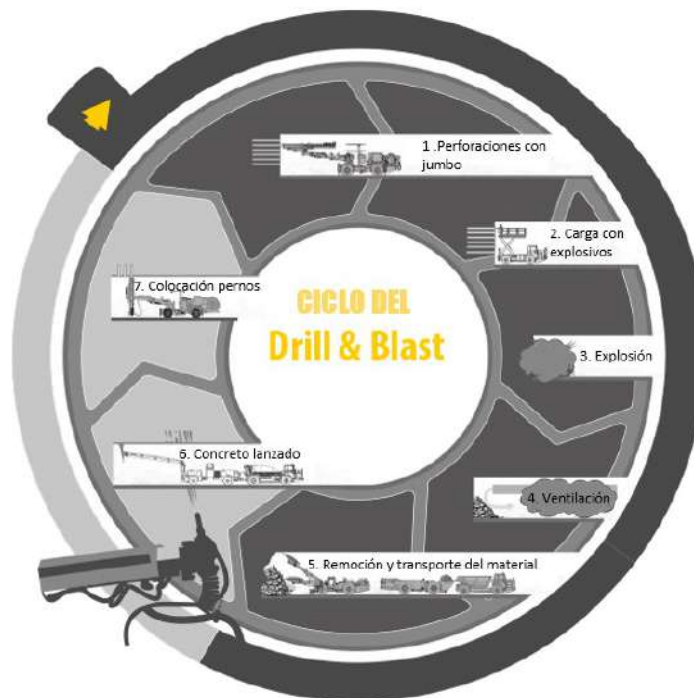


Figura 3.62. Ciclo constructivo de método de perforación y voladura
Fuente. <https://bestsupportunderground.com/shotcrete-drill-blast-cycle>

Este método se considera como el idóneo para la construcción del túnel, debido a que permite la colocación de una serie de elementos adicionales para conseguir la estabilidad de la excavación, tales como concreto lanzado, arcos y pernos.

3.5. Especificaciones técnicas

3.5.1. Materiales

3.5.2. Concreto lanzado y pernos tipo Swellex

Para la construcción del soporte temporal del túnel, se recomienda que se controlen los siguientes parámetros de diseño para asegurar la calidad de los materiales de acuerdo con las consideraciones llevadas a cabo en el diseño.

En la Tabla 3.35 se muestran los parámetros de control para el caso del concreto lanzado, los pernos de acero tipo Swellex y los arcos de acero a utilizar como parte de la propuesta del soporte temporal del túnel.

Tabla 3.35. Especificaciones técnicas

Parámetro	Especificación	Unidades	Normativa	Frecuencia del muestreo
Rotura mínima a tensión – pernos Swellex	160	kN	UNE-EN 10002-1	2% del total de anclajes
Deformación mínima – pernos Swellex	10	%		
Extracción y prueba de núcleos de concreto lanzado para estimar su resistencia	30	MPa	AST C1604	Cada 7, 14 y 28 días
Resistencia a la tensión – fibra de acero	1200	MPa	ASTM A820 – tipo 1	2% de la totalidad de bolsas
Resistencia a la fluencia – acero	345	MPa	ASTM A922	% de la totalidad de los arcos de acero
Elongación máxima del acero	21	%		
Resistencia máxima del acero a tensión	450	MPa		

Fuente. Elaboración propia

3.6. Presupuesto detallado

La Tabla 3.36 muestra los resultados del cálculo que se realizó para determinar el costo del sostenimiento temporal del túnel estudiado en el presente trabajo. Es importante mencionar que no se incluyen instalaciones provisionales ni tampoco el costo del revestimiento estructural final del túnel.

Tabla 3.36. Costo total excavación y construcción del sostenimiento temporal del túnel

Resumen costos	Unidades			Costo unitario	Costo total
	cantidad	ton	m ³		
Excavación (acarreo + colocación en escombrera a una distancia menor a 3 km)			5 324,76	\$ 160,00	\$ 704 494.40
Concreto lanzado (incluye materiales más equipo de colocación)			704 494,40	\$ 295,00	\$ 273 987.99
Fibra de acero (refuerzo del concreto lanzado)		1857,55		\$ 3,80	\$ 7 058 673.66
Arcos de vigas W 8 x 31 (incluye precio y fabricación)	844			\$ 497.10	\$ 944 379.32
Pernos tipo Swellex (L = 6 m, incluye perno, placa e instalación)	3 520			\$ 34.90	\$ 122 848.00
				Subtotal	\$ 9 104 383,37
				Imprevistos	5%
					\$ 422 219,17
				Total	\$ 9 559 602,54
				Tipo de cambio:	¢ 649 / \$
					₡ 6 204 182 050,54

Fuente. Elaboración propia

3.7. Conclusiones y recomendaciones

Como última etapa del presente documento, se presentan las conclusiones a las cuales se llega:

- Las formaciones geológicas que conforman el macizo rocoso, son de origen ígneo principalmente.
- El trazado del túnel transcurre por diferentes tipos de litologías, en las cuales se encuentran andesitas de moderada a buena condición física, andesitas de moderada condición física y lahar.
- Se generó un modelo geológico geotécnico preciso y detallado, que permitió ser utilizado en el diseño geotécnico del soporte temporal del túnel. Se estableció una tabla tipo guitarra, donde se definieron las diferentes secciones, 10 en total, en las cuales se analizaría el túnel, las cuales dependían de la unidad geotécnica y del recubrimiento, y para cada una de estas secciones se incluyó la caracterización geotécnica de la roca intacta, el establecimiento de las clasificaciones geomecánicas, la estimación del módulo de deformabilidad y la resistencia al corte de los materiales, por medio de varias metodologías o criterios.
- El método empírico de Perri (2006) determinó un sostenimiento temporal preliminar, que daría una primera aproximación a lo que sería el sostenimiento temporal definitivo.
- Se determinaron las curvas características de la excavación, para cada una de las 10 secciones que componen el túnel, y de cuyo análisis se pudo determinar que la sección de herradura propuesta originalmente era conveniente para la sección 1 del túnel únicamente, y que, para las demás secciones restantes, lo recomendable era

la aplicación de la sección con invert o contrabóveda, debido a la mejoría en la distribución de esfuerzos alrededor de la excavación.

- El análisis mediante la utilización de elemento finito con el software el Phase 2, fue importante para determinar el sostenimiento temporal a diseñar en cada una de las 10 secciones del túnel, y cuyo objetivo era impedir se dieran deformaciones que pusieran en riesgo el sostenimiento temporal propuesto, el cual debía ser diseñado para un factor de seguridad de 2
- La metodología de Russo (2014) fue útil para la determinación del posible riesgo de falla en el túnel, de la cual se puede concluir, que todas las secciones del túnel analizadas, pueden llegar a sufrir algún tipo de colapso, ya sea por *rockburst* o por *squeezing*, según sea el caso de la sección.
- Se calculó que el costo total de la excavación y construcción del sostenimiento temporal del túnel es de \$ 6 204 182 050,54.
- Se recomienda realizar nuevamente el cálculo del costo del proyecto, debido a la variabilidad de los precios del acero y el cemento.
- Es recomendable la utilización del método constructivo de perforación y voladura, debido a que éste permite la utilización de materiales complementarios que brindan estabilidad a la sección transversal de la excavación, tales como, concreto lanzado, arcos y pernos.

3.8. Referencias

CFIA. (2014). Código Sísmico de Costa Rica - Revisión 2014. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Goodman, R.E. (1989) Introduction to Rock Mechanics. 2nd edition. John Wiley & Sons.

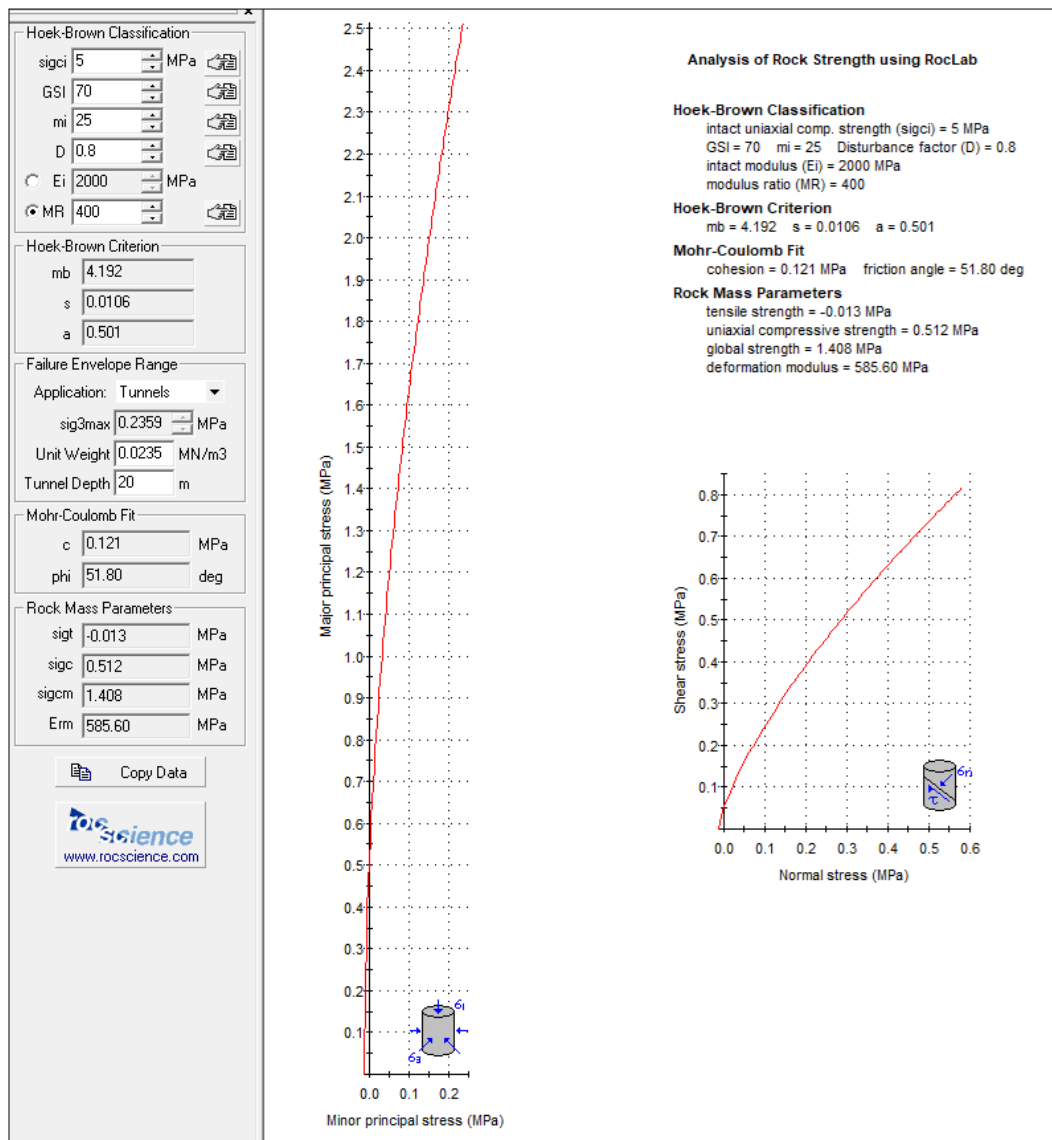
Hoek, E. (2006) Practical Rock Engineering. Rocscience.

Tapia, M. (2004) Conceptos de mecánica de rocas. Inédito. Notas de clase.

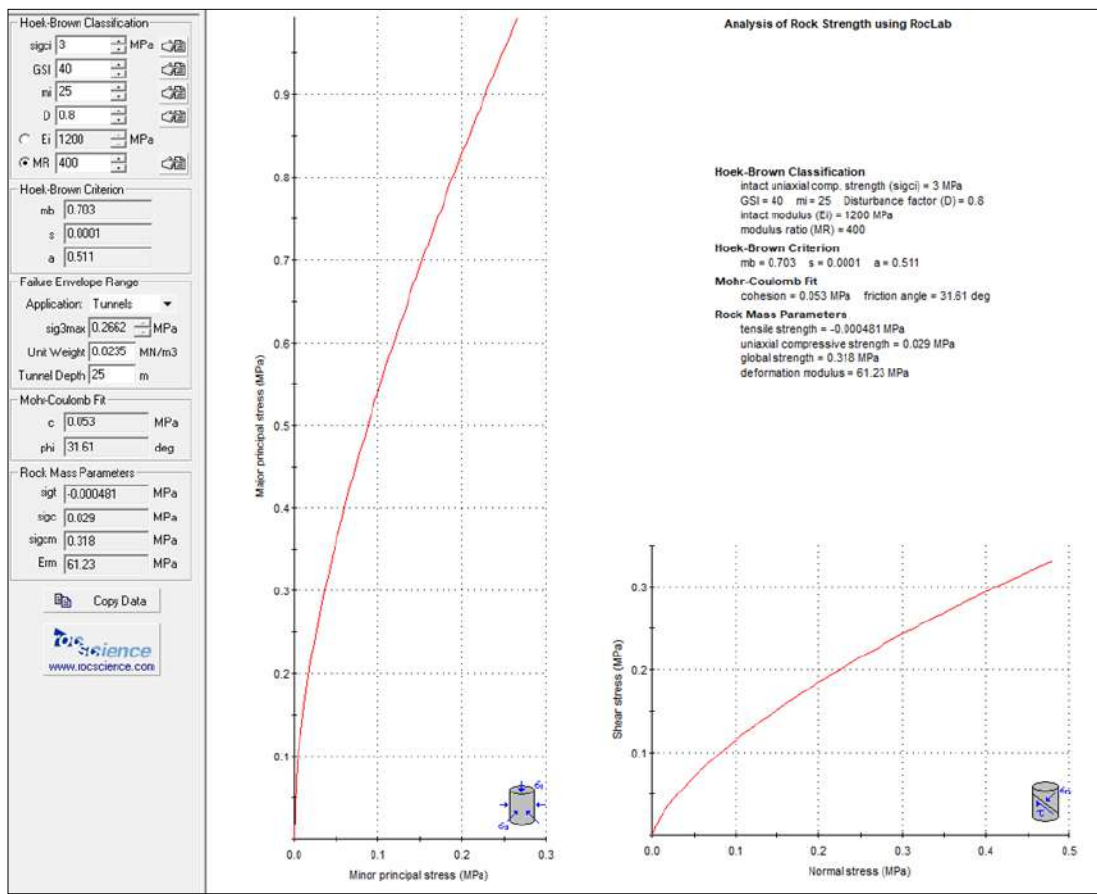
3.9. Anexos

3.9.1. Anexo 1: Resultados obtenidos del Roclab v1.032

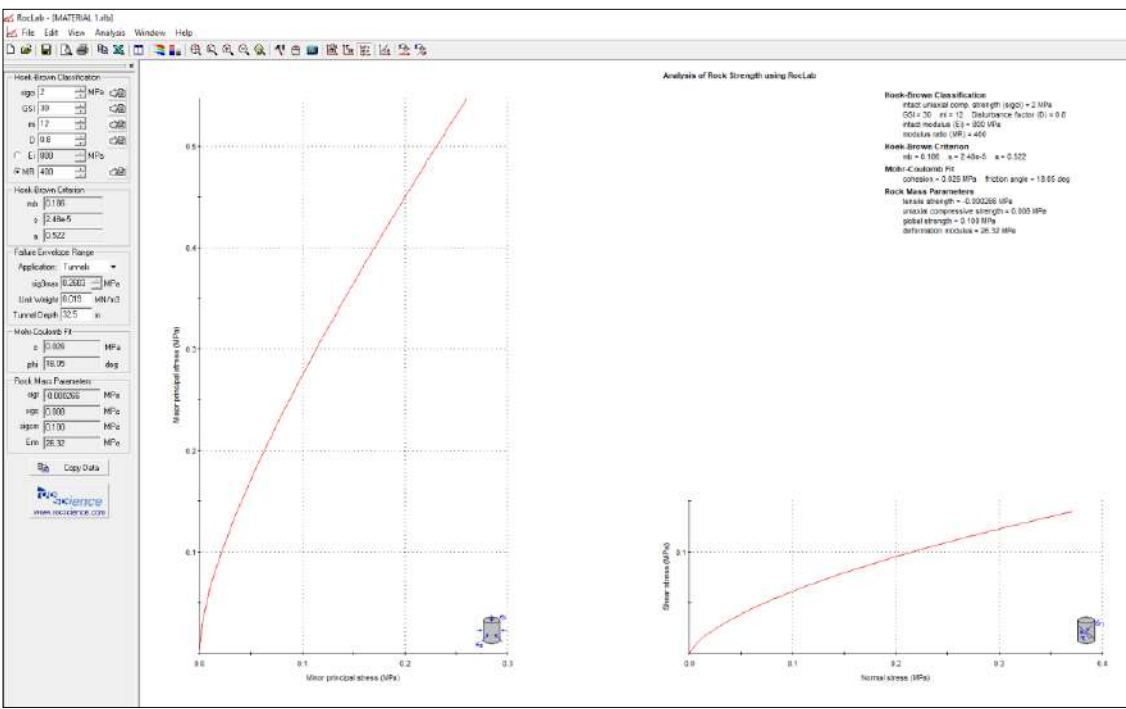
Sección 1



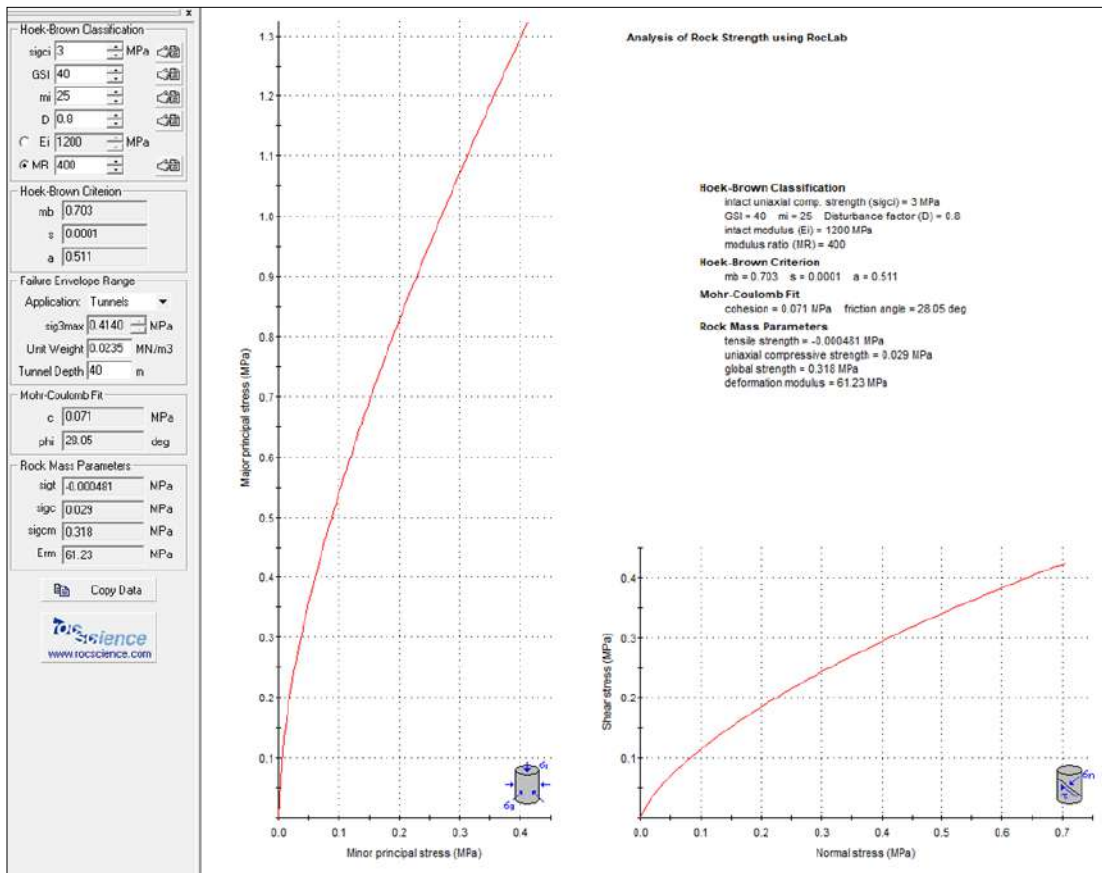
Sección 2



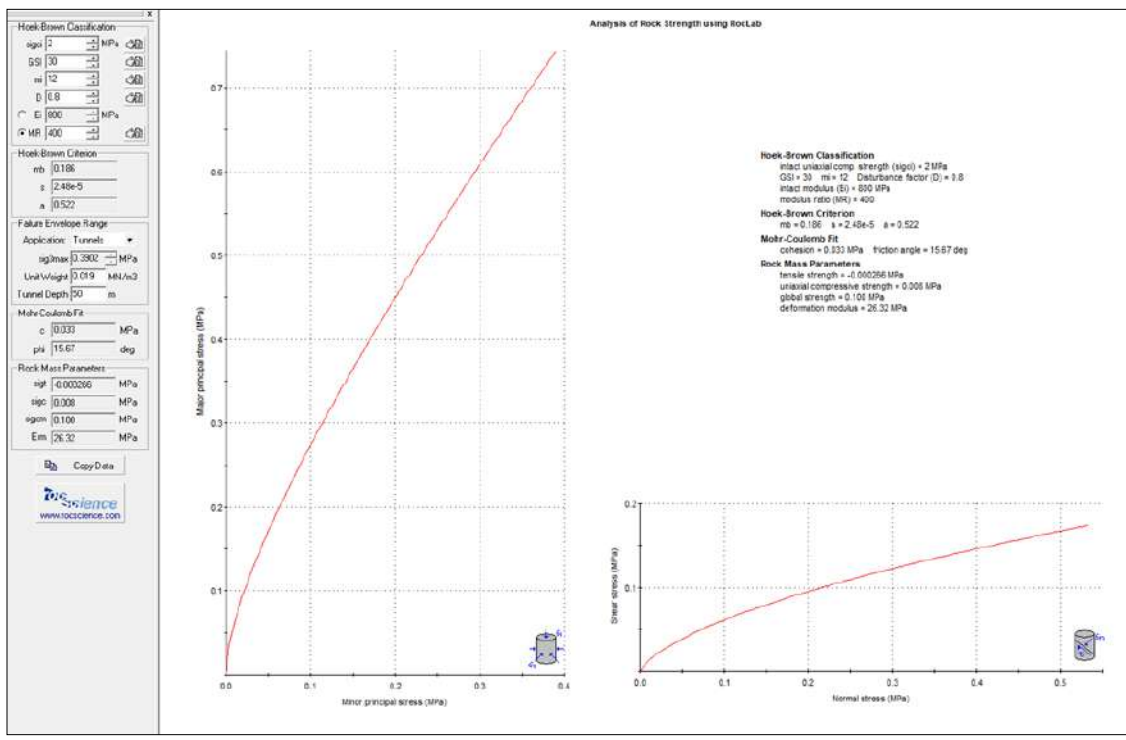
Sección 3



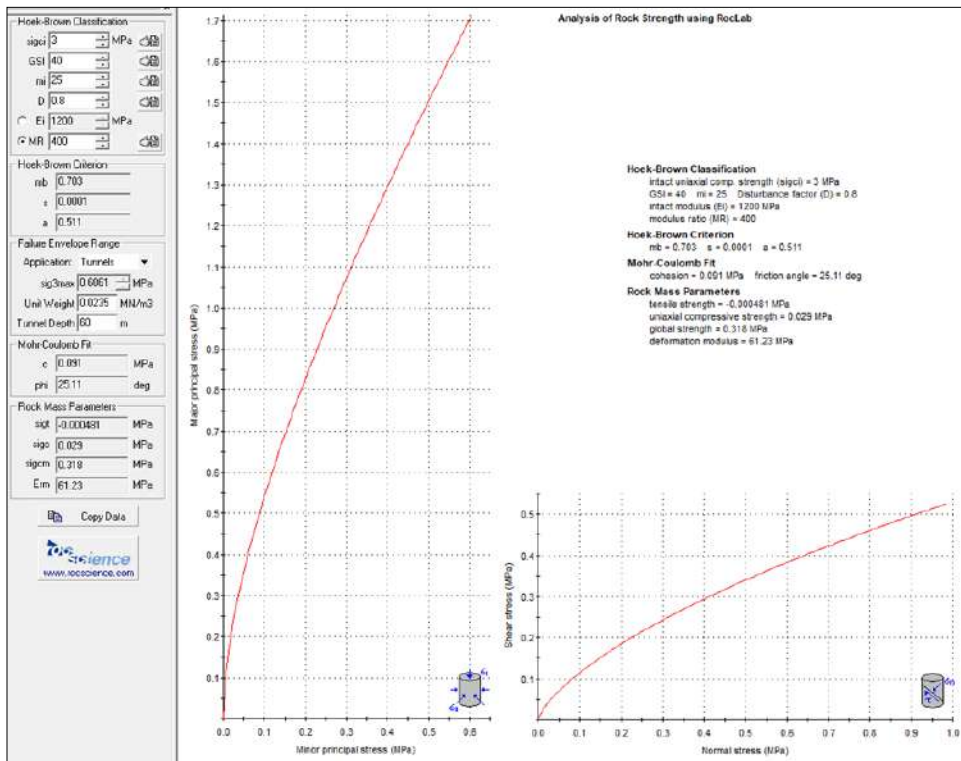
Sección 4



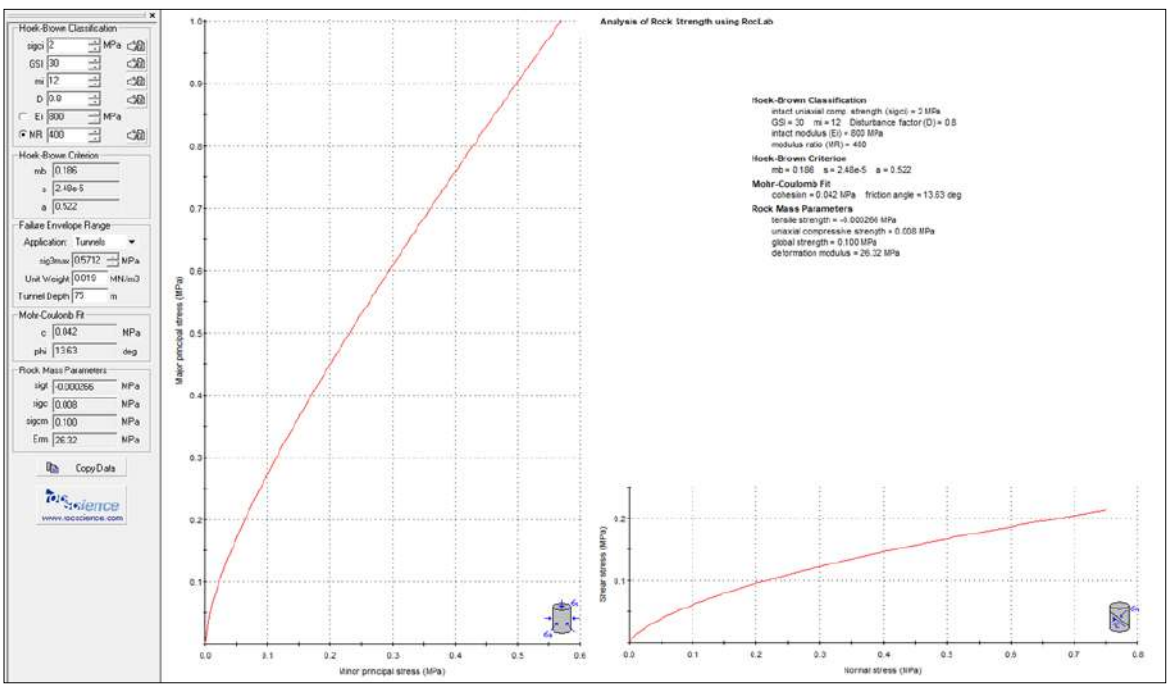
Sección 5



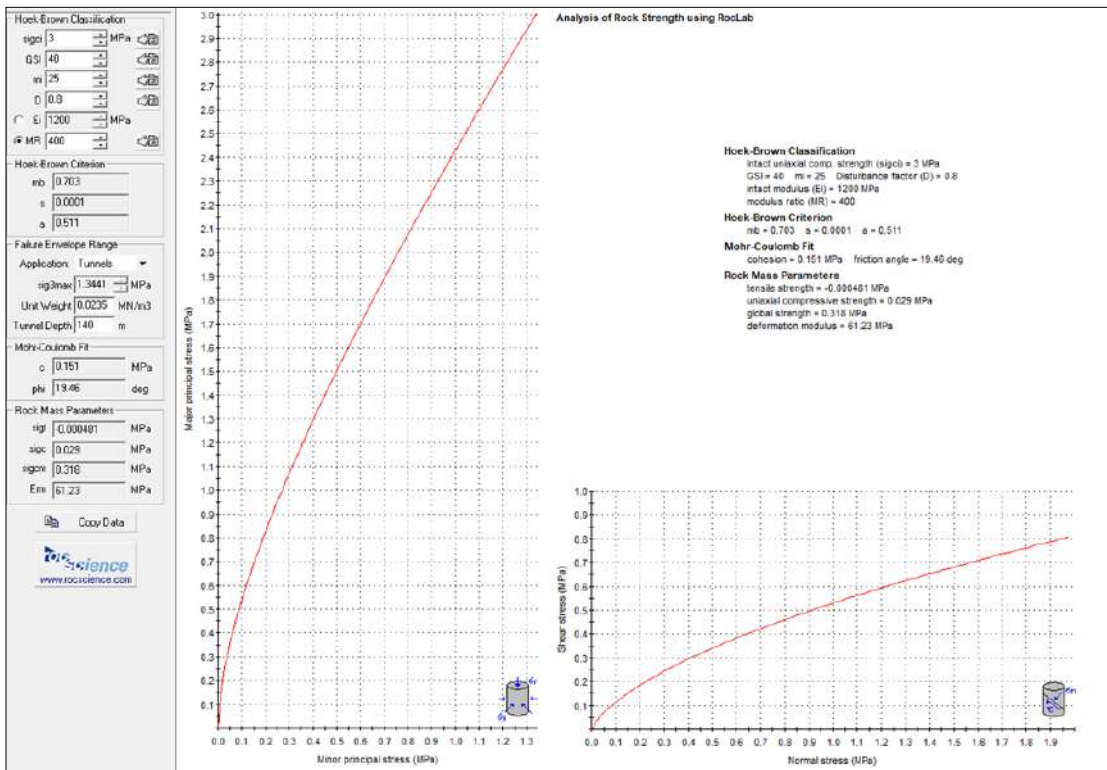
Sección 6



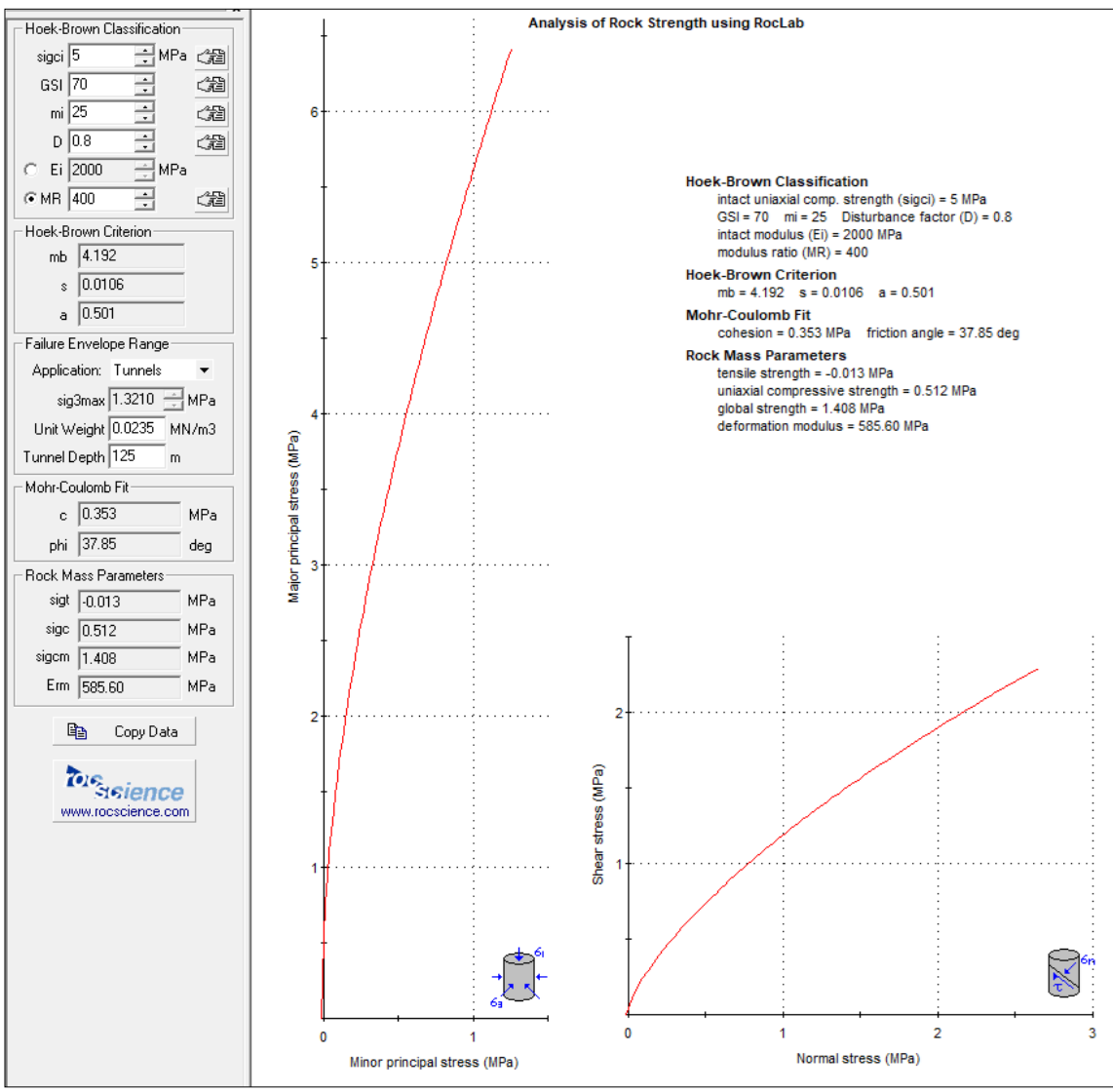
Sección 7



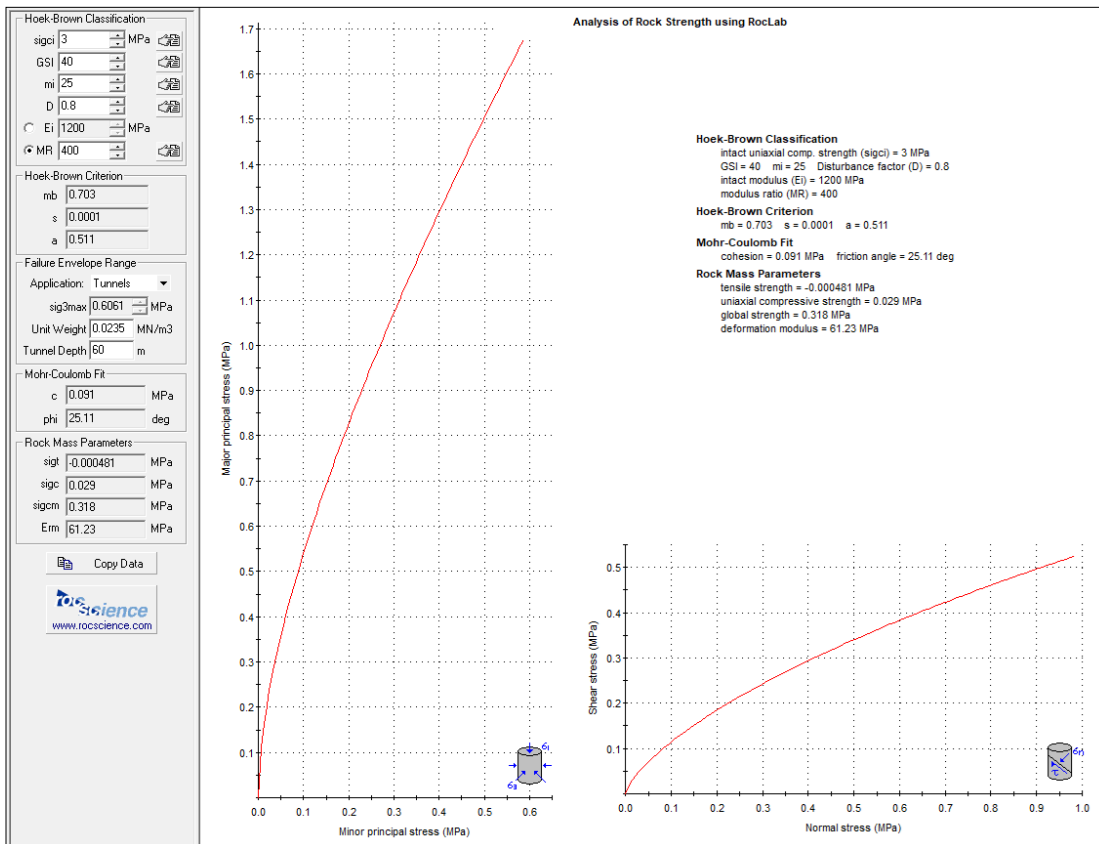
Sección 8



Sección 9



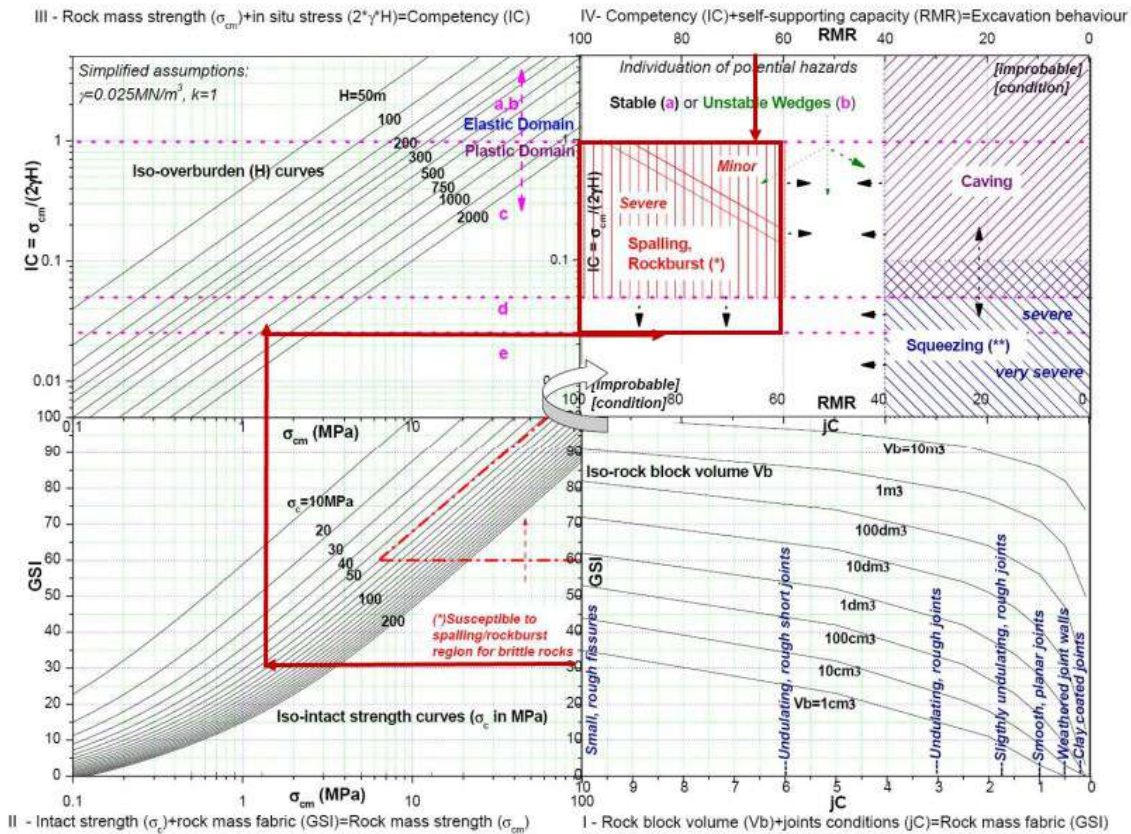
Sección 10



3.9.2. Anexo 2: Resultados de aplicación de multigráfico de Russo para la determinación del desempeño de la excavación

Sección 1

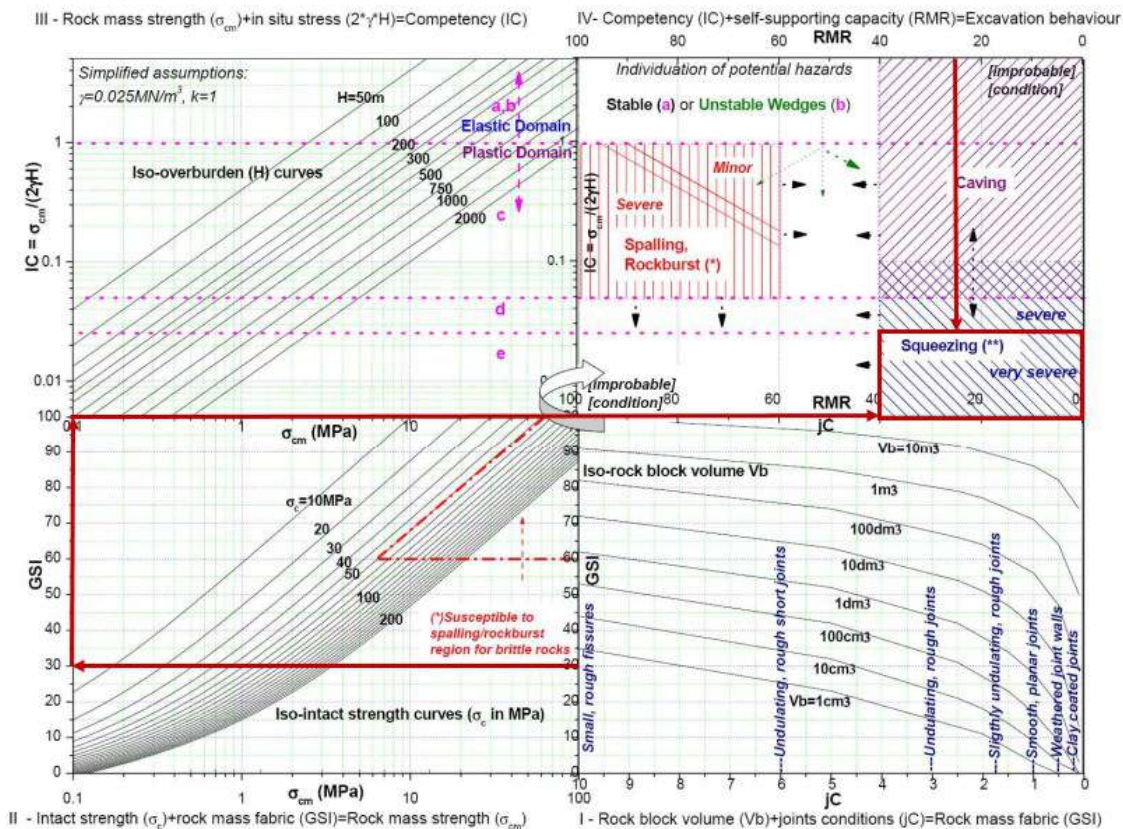
GSI	σ_{cm} (Mpa)	H _{min} (m)	H _{máx} (m)	IC _{mín}	IC _{máx}	RMR
70	0	0.5	50	0.060	0.001	65



(*) only for the susceptible region, otherwise the development of plastic region and moderate radial convergences are more probable
 (**) depending also from the length of the potential pruned zone: given a possible "silo effect", for short zones included in good quality rocks, a caving behaviour it is most likely

Sección 3

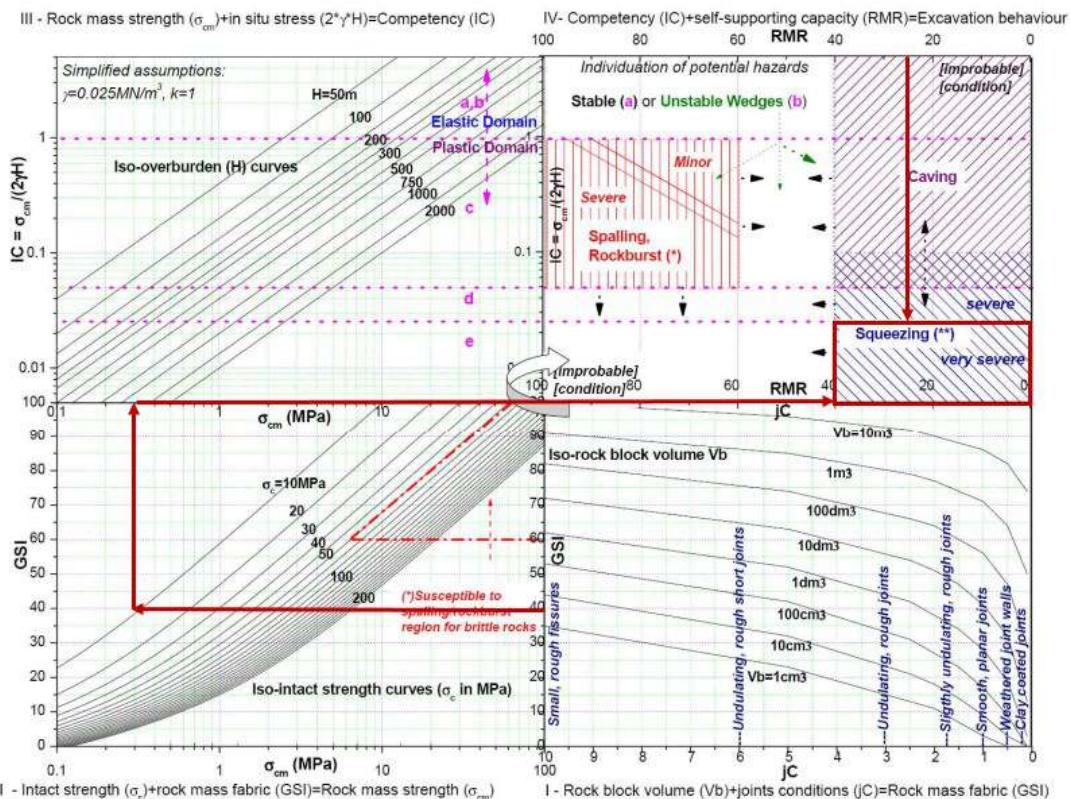
GSI	σ_{cm} (Mpa)	H_{min} (m)	H_{max} (m)	IC _{min}	IC _{max}	RMR
30	0.1	75	80	0.00004	0.00003	25



(*) only for the susceptible region, otherwise the development of plastic region and moderate radial convergences are more probable
 (**) depending also from the length of the potential proned zone: given a possible "silo effect", for short zones included in good quality rocks, a caving behaviour it is most likely

Sección 4

GSI	σ_{cm} (Mpa)	H_{min} (m)	H_{max} (m)	IC _{min}	IC _{max}	RMR
40	0.318	80	120	0.00009	0.00006	35

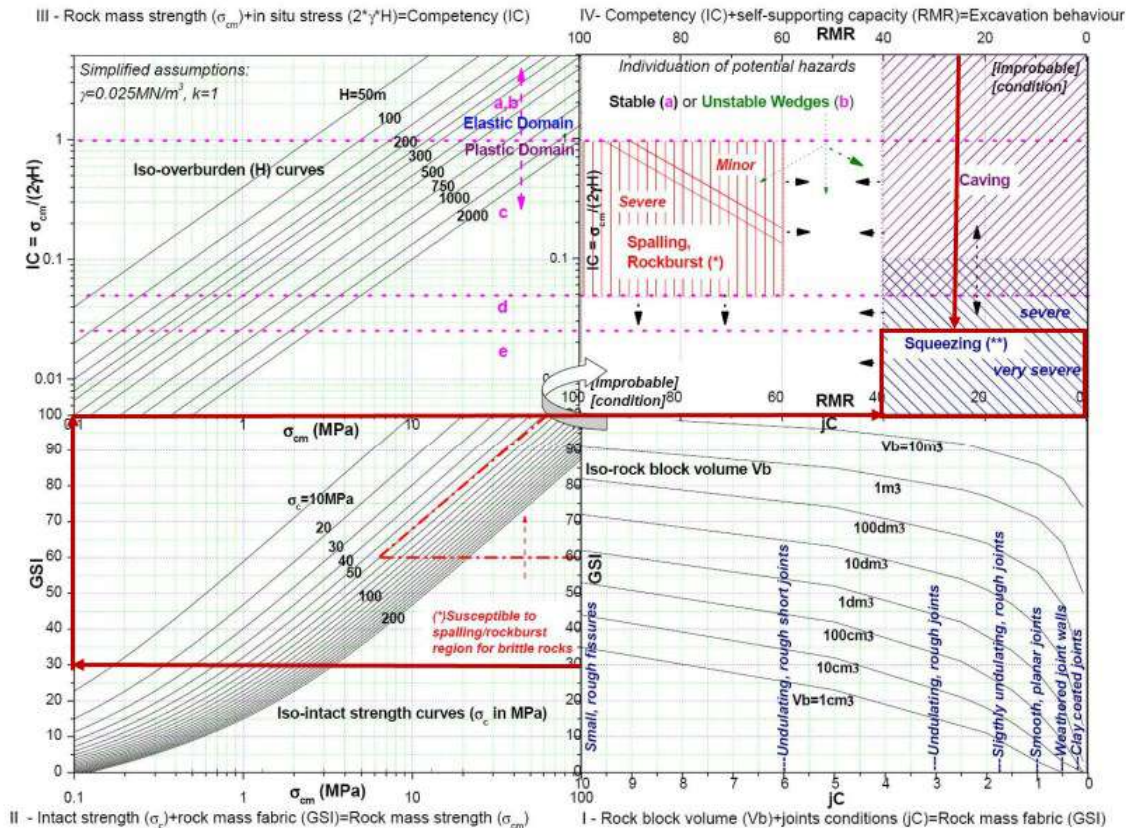


(*) only for the susceptible region, otherwise the development of plastic region and moderate radial convergences are more probable

(**) depending also from the length of the potential pruned zone: given a possible "silo effect", for short zones included in good quality rocks, a caving behaviour it is most likely

Sección 5

GSI	σ_{cm} (Mpa)	H_{min} (m)	H_{max} (m)	IC _{mín}	IC _{máx}	RMR
30	0.1	120	130	0.00002	0.00002	25



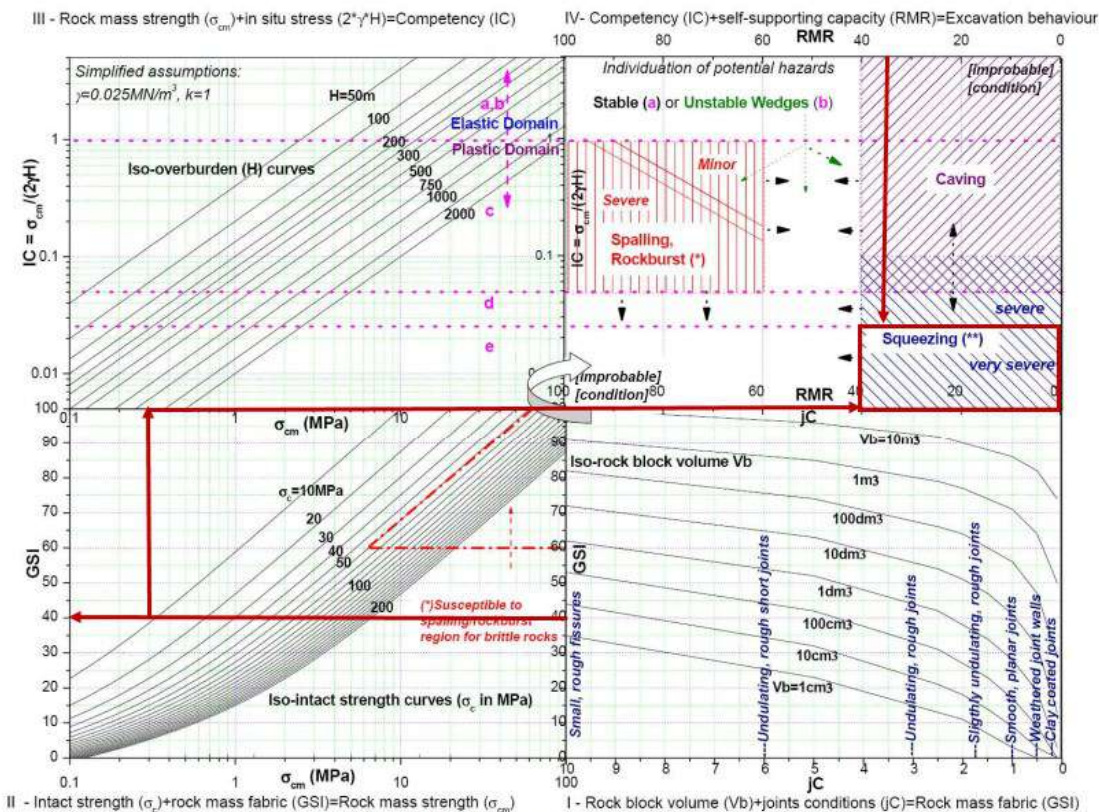
II - Intact strength (σ_c)+rock mass fabric (GSI)=Rock mass strength (σ_{cm}) I - Rock block volume (V_b)+joints conditions (JC)=Rock mass fabric (GSI)

(*) only for the susceptible region, otherwise the development of plastic region and moderate radial convergences are more probable

(**) depending also from the length of the potential proned zone: given a possible "silo effect", for short zones included in good quality rocks, a caving behaviour it is most likely

Sección 6

GSI	σ_{cm} (Mpa)	H_{min} (m)	H_{max} (m)	IC _{min}	IC _{max}	RMR
40	0.318	130	175	0.00005	0.00004	35



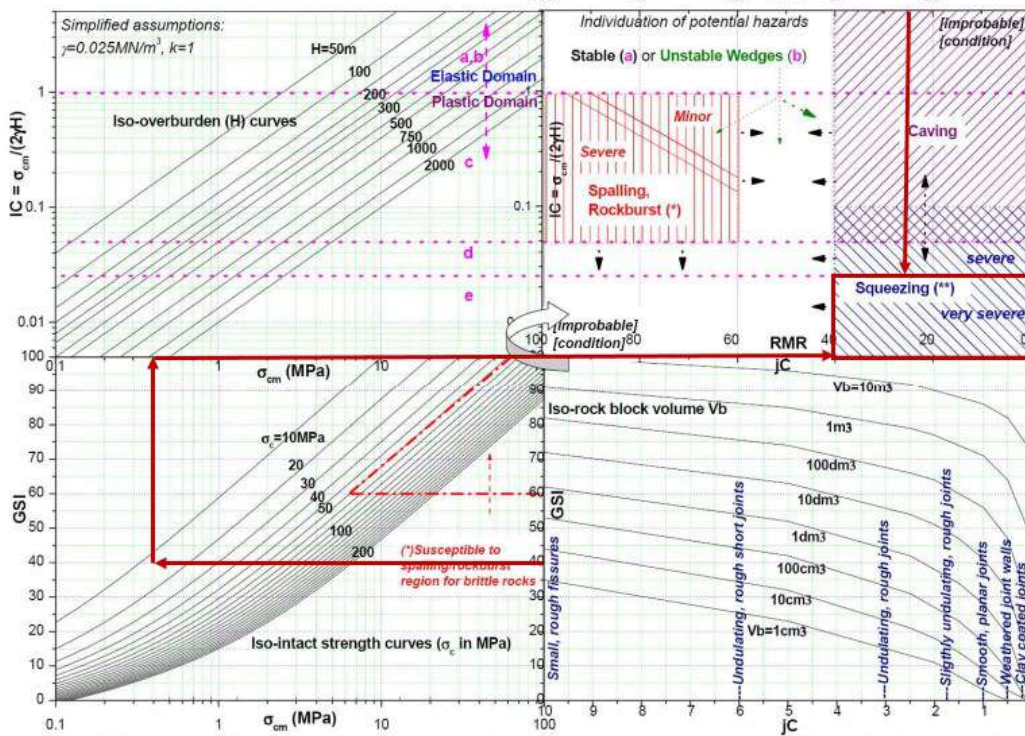
(*) only for the susceptible region, otherwise the development of plastic region and moderate radial convergences are more probable

(**) depending also from the length of the potential pruned zone: given a possible "silo effect", for short zones included in good quality rocks, a caving behaviour it is most likely

Sección 7

GSI	σ_{cm} (Mpa)	H_{min} (m)	H_{max} (m)	IC _{min}	IC _{max}	RMR
30	0.1	175	200	0.00002	0.00001	25

III - Rock mass strength (σ_{cm})+in situ stress ($2 \cdot \gamma \cdot H$)=Competency (IC) IV- Competency (IC)+self-supporting capacity (RMR)=Excavation behaviour



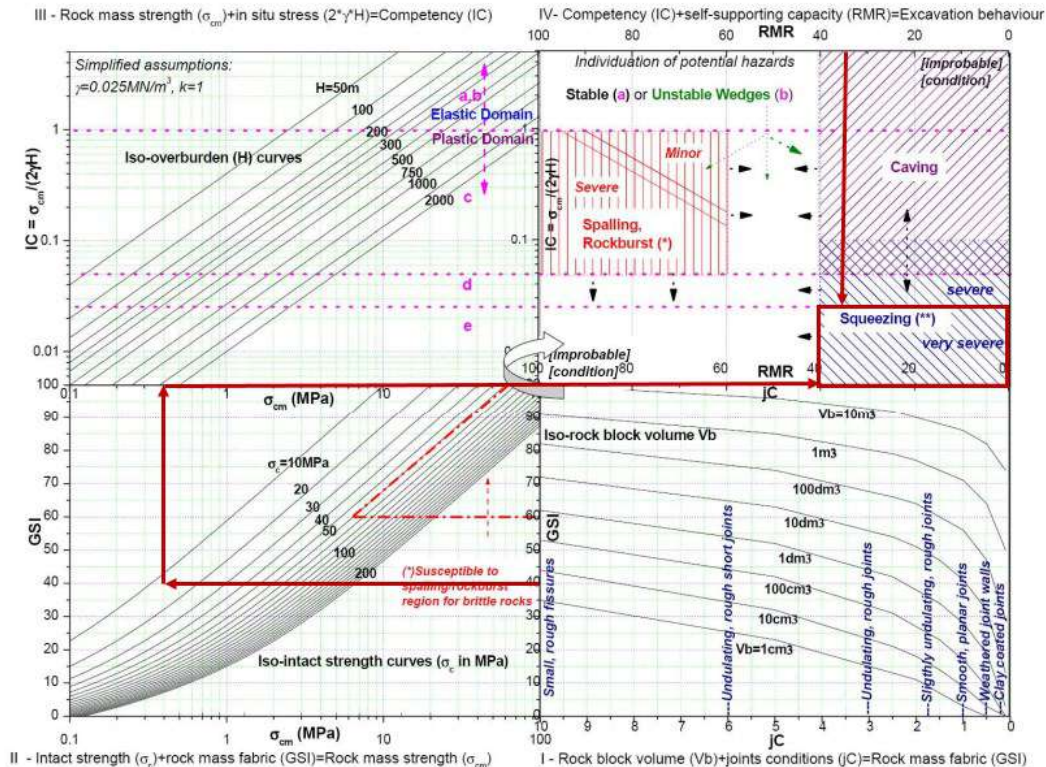
II - Intact strength (σ_c)+rock mass fabric (GSI)=Rock mass strength (σ_{cm}) I - Rock block volume (Vb)+joints conditions (JC)=Rock mass fabric (GSI)

(*) only for the susceptible region, otherwise the development of plastic region and moderate radial convergences are more probable

(**) depending also from the length of the potential pruned zone: given a possible "silo effect", for short zones included in good quality rocks, a caving behaviour it is most likely

Sección 8

GSI	σ_{cm} (Mpa)	H_{min} (m)	H_{max} (m)	IC _{min}	IC _{max}	RMR
40	0.318	125	200	0.00005	0.00003	35



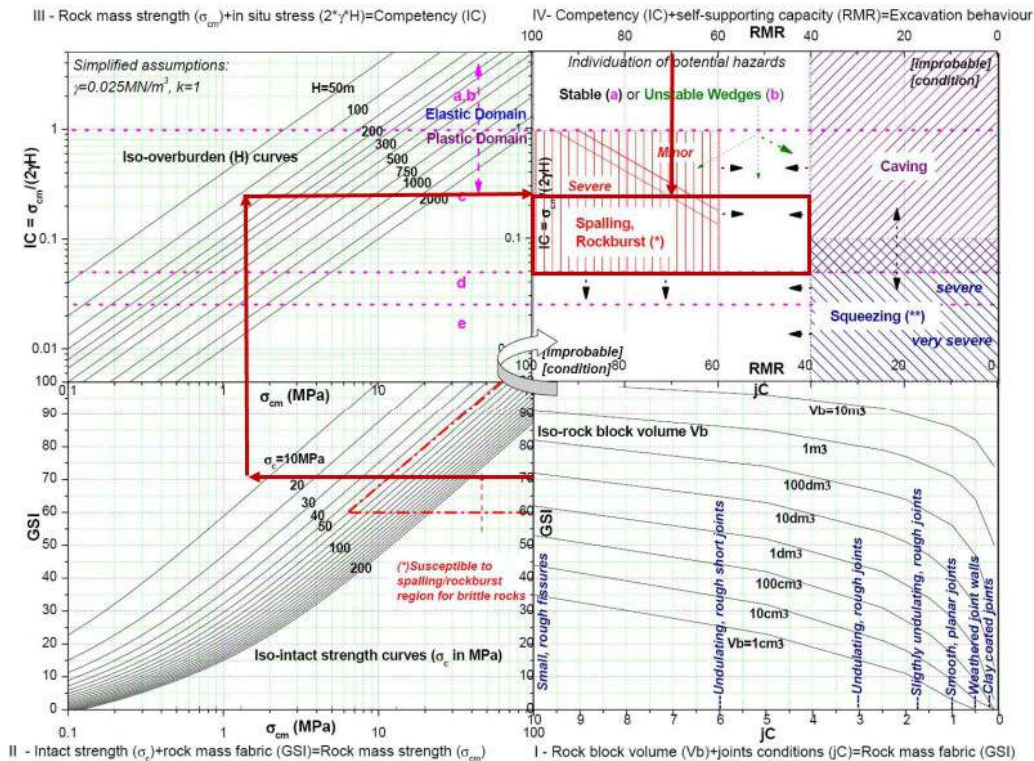
II - Intact strength (σ_c) + rock mass fabric (GSI) = Rock mass strength (σ_{cm}) I - Rock block volume (V_b) + joints conditions (jC) = Rock mass fabric (GSI)

(*) only for the susceptible region, otherwise the development of plastic region and moderate radial convergences are more probable

(**) depending also from the length of the potential pruned zone: given a possible 'silo effect', for short zones included in good quality rocks, a caving behaviour it is most likely

Sección 9

GSI	σ_{cm} (Mpa)	H_{min} (m)	H_{max} (m)	ICmin	ICmáx	RMR
70	1.408	120	125	0.00025	0.00024	65

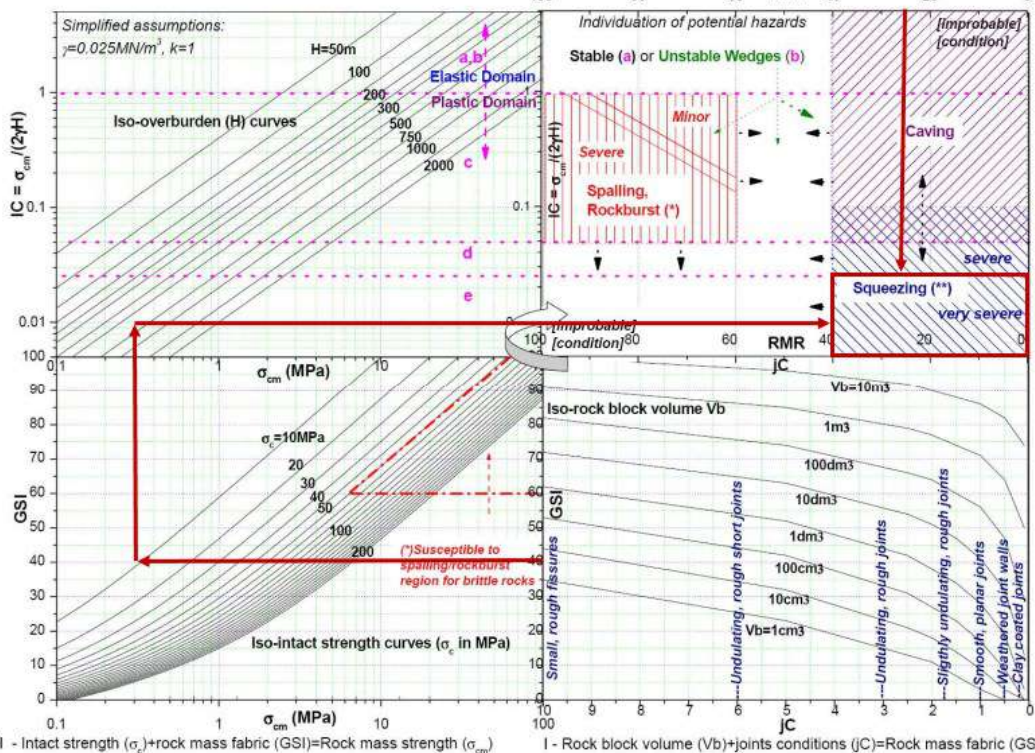


(*) only for the susceptible region, otherwise the development of plastic region and moderate radial convergences are more probable
 (**) depending also from the length of the potential proned zone: given a possible "silo effect", for short zones included in good quality rocks, a caving behaviour it is most likely

Sección 10


GSI	σ_{cm} (Mpa)	H_{min} (m)	H_{max} (m)	ICmin	ICmáx	RMR
40	0.318	0.50	120	0.01362	0.00006	35

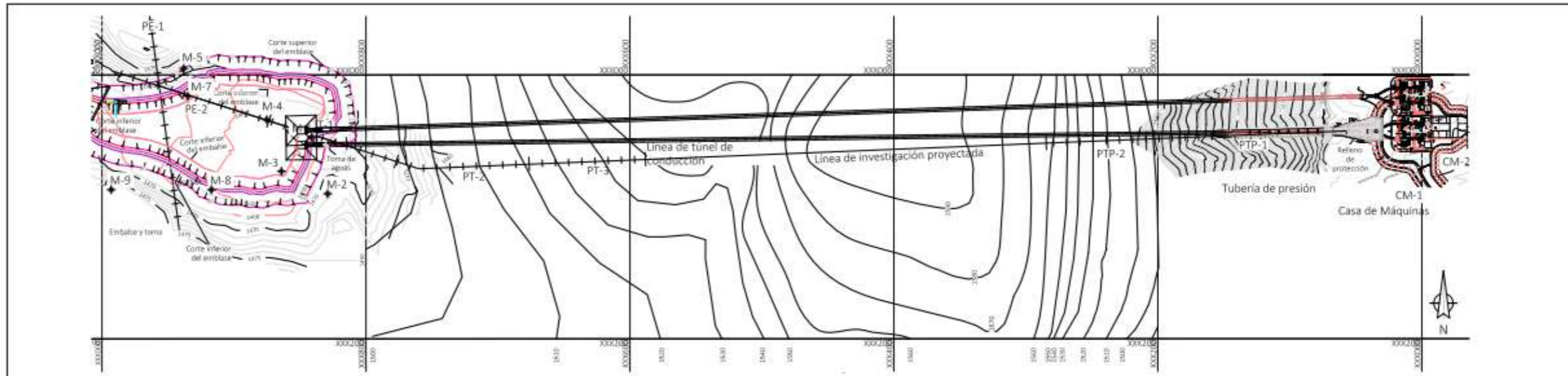
III - Rock mass strength (σ_{cm}) + in situ stress ($2 \cdot \gamma \cdot H$) = Competency (IC) IV - Competency (IC) + self-supporting capacity (RMR) = Excavation behaviour



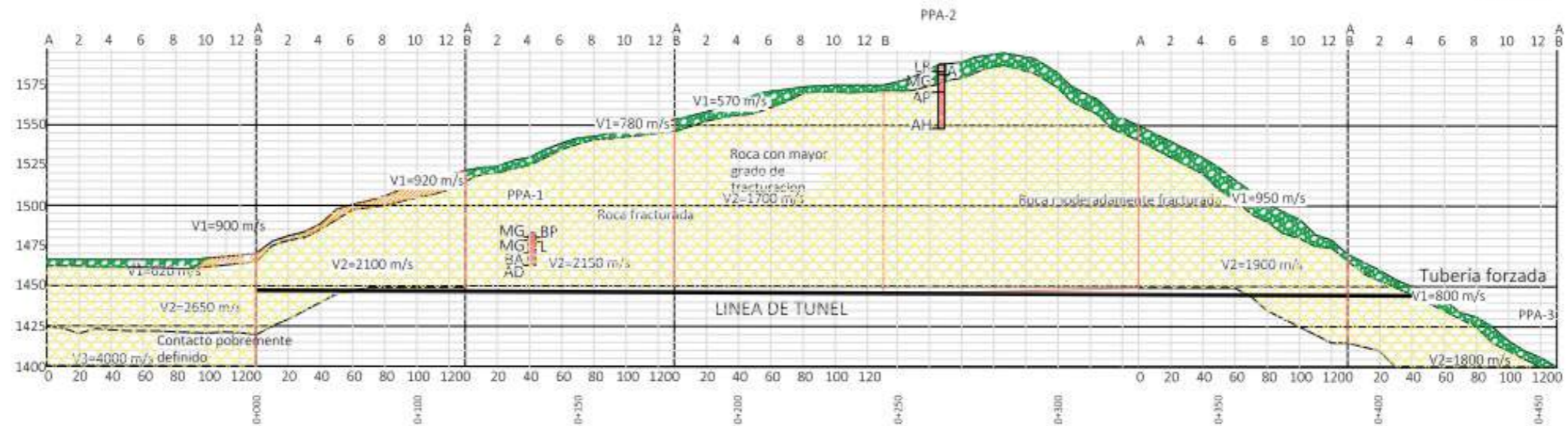
(*) only for the susceptible region, otherwise the development of plastic region and moderate radial convergences are more probable
 (**) depending also from the length of the potential pruned zone: given a possible "silo effect", for short zones included in good quality rocks, a caving behaviour it is most likely

3.9.3. Anexo 3: Planos constructivos

<p style="text-align: center;">UNIVERSIDAD DE COSTA RICA</p> <p style="text-align: center;">MAESTRÍA PROFESIONAL EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA</p> <p style="text-align: center;">CURSO: TALLER DE DISEÑO III PF-2002</p> <p style="text-align: center;">PROFESOR: ING. OSCAR CALVO CARRANZA, MSc.</p> <p style="text-align: center;">ALUMNA: ING. FLORIA QUESADA CALVO</p> <p style="text-align: center;">II SEMESTRE</p> <p style="text-align: center;">2021</p>	<p style="text-align: center;">PROYECTO FINAL</p>												
	<p style="text-align: center;">OBRA: DISEÑO DE TÚNEL PARA MODERNIZACIÓN DE PROYECTO HIDROELÉCTRICO - PANAMÁ</p>												
	<p>INDICE DE LÁMINAS:</p> <p>LAMINA 1 - PORTADA LAMINA 2 - PLANTA PERFIL TÚNEL DE CONDUCCIÓN LAMINA 3 - PLANTA Y PERFIL GEOTÉCNICO LAMINA 4 - SECCIONES DE TÚNEL</p>												
	<p style="text-align: center;">PORTADA</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="font-size: small;">DISEÑO:</td> <td style="font-size: small;">Ing. Floria Quesada Calvo</td> <td style="font-size: small;">LÁMINA N°</td> </tr> <tr> <td style="font-size: small;">DIBUJO:</td> <td style="font-size: small;">Ing. Floria Quesada Calvo</td> <td style="text-align: center;">1</td> </tr> <tr> <td style="font-size: small;">REVISÓ:</td> <td style="font-size: small;">Ing. Oscar Calvo Carranza</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="font-size: small;">APROBÓ:</td> <td style="font-size: small;">Ing. Oscar Calvo Carranza</td> <td style="text-align: center;">4</td> </tr> </table>	DISEÑO:	Ing. Floria Quesada Calvo	LÁMINA N°	DIBUJO:	Ing. Floria Quesada Calvo	1	REVISÓ:	Ing. Oscar Calvo Carranza		APROBÓ:	Ing. Oscar Calvo Carranza	4
DISEÑO:	Ing. Floria Quesada Calvo	LÁMINA N°											
DIBUJO:	Ing. Floria Quesada Calvo	1											
REVISÓ:	Ing. Oscar Calvo Carranza												
APROBÓ:	Ing. Oscar Calvo Carranza	4											



PLANTA DEL TÚNEL DE CONDUCCIÓN
Escala 1:3000



PERFIL DEL TÚNEL DE CONDUCCIÓN
Escala 1:3000

AF	Arena fina	MG	Mezcla de arena y grava	A	Arcilla
AG	Arena gruesa	BA	Boulders, roca adhesiva	AP	Andesita porfírica mezclados con arena y grava
L	Limo	BP	Boulders, roca porosa	AN	Andesita hornbléndica, toba de lapilli a aglomerática, toba andesítica porfírica
LG	Limo con fragmentos de grava	AD	Adesita porfírica		
LA	Limo arenoso	RA	Roca adesita porfírica		
LR	Limo arcilloso	AN	Andesita fracturada		

RESULTADOS DE PERFORACIONES				
SONDA	DESCRIPCIÓN	MUESTRA #1	MUESTRA #2	MUESTRA #3
PPA-1	Profundidad	11.3 m - 11.4 m	12.0 m - 13.5 m	-
	Esfuerzo último de compresión (no confinada) (kg/cm ²)	1063.70	474.20	-
	Humedad seca (kg/cm ³)	2.33	2.10	-
	Humedad saturada (kg/cm ³)	2.77	2.63	-
	Profundidad	14.75 m	35.5 m	38.5 m
PPA-2	Esfuerzo último de compresión (no confinada) (kg/cm ²)	975.10	1174.50	576.20
	Humedad seca (kg/cm ³)	2.27	2.41	2.18
	Humedad saturada (kg/cm ³)	2.51	2.36	2.30
	Humedad de saturación (%)	2.23	1.07	5.30
	Profundidad	0 m - 1.5 m	-	-
PPA-3	Esfuerzo último de compresión (no confinada) (kg/cm ²)	664.80	-	-
	Humedad seca (kg/cm ³)	2.36	-	-
	Humedad saturada (kg/cm ³)	2.44	-	-
	Humedad de saturación (%)	3.37	-	-
	Profundidad	-	-	-

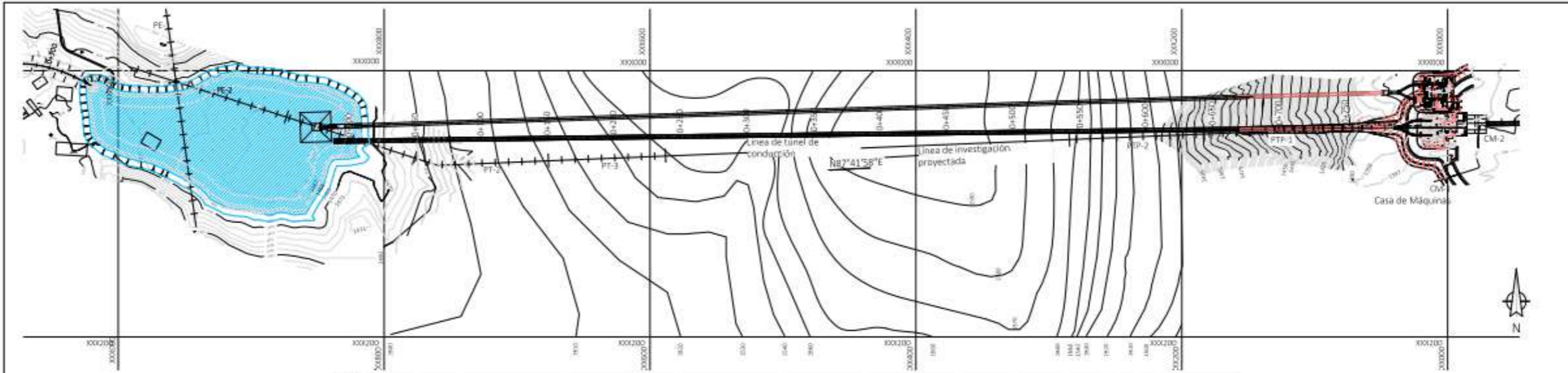


SEP Sistema de Estudios de Posgrado

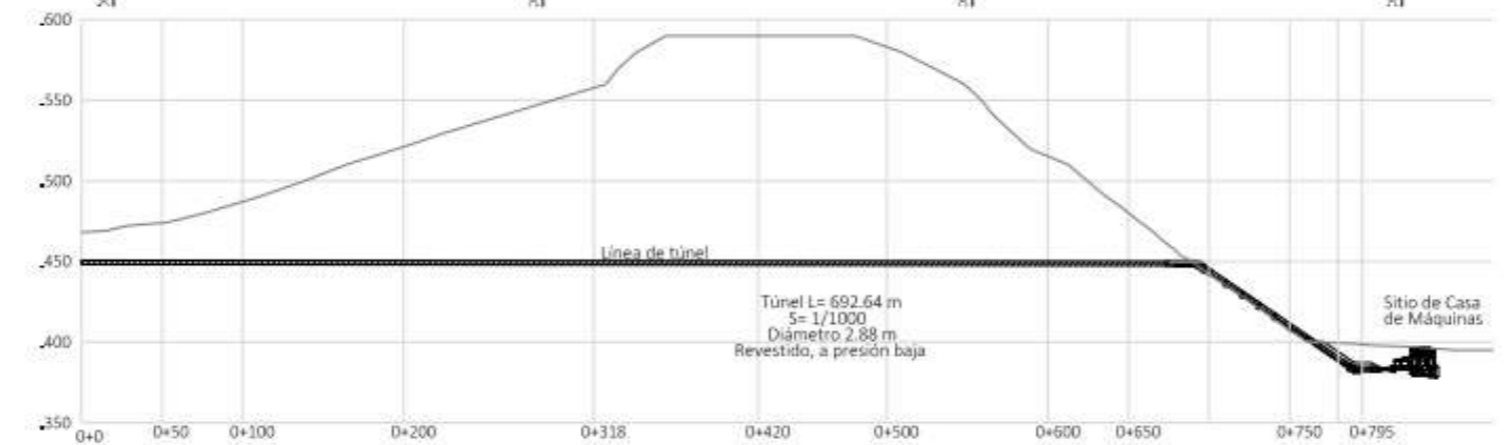
PLANTA PERFIL TUNEL DE CONDUCCIÓN

DISEÑO: Ing. Floria Quesada Calvo
 DIBUJO: Ing. Floria Quesada Calvo
 REVISÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza
 APROBÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza

LAMINA N°
 2
 4



PLANTA DEL TÚNEL DE CONDUCCIÓN
Escala 1:3000



PERFIL DEL TÚNEL DE CONDUCCIÓN
Escala 1:4000

	Estación	0	50	75	80	100	120	130	175	200	210	300	400	500	520	600	650	665		
Nivel de cobertura	+ 75 m																			
	25 m - 75 m																			
	0 m - 25 m																			
Recubrimiento (m)		0	20	30	35	40	45	50	85	75	60	100	140	130	125	120	65	30	0	
Geología	SECCION 1	SECCION 2		SECCION 3		SECCION 4		SECCION 5		SECCION 6		SECCION 7		SECCION 8		SECCION 9		SECCION 10		
	Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas	
	Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas	
	Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas	
	Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas		Cubeta de lava con lavas fragmentadas y cenizas	
Caracterización geotécnica de la roca intacta	σ_c (MPa)	5	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
	E (MPa)	2000	1200	200	1200	250	1200	250	1200	250	1200	250	1200	250	1200	250	1200	250	1200	
	ν (0/m ³)	2400			2100			2150			1700					1900				
	V_p (m/s)	1327.91			1212.44			1261.30			881.50					1096.97				
Clasificación geomecánica	QSI (Hoek y Brown)	70	40	30	40	30	40	30	40	30	40	30	40	30	70	40	30	40	30	
	BMK (Bieniawski)	85	35	25	85	35	25	85	35	25	85	35	25	85	35	25	85	35	25	
	G (Barton)	0.62	0.58	0.19	0.68	0.58	0.19	0.68	0.58	0.19	0.68	0.58	0.19	0.68	0.58	0.19	0.68	0.58	0.19	
	Hoek (2002)	4.24	0.58	0.19	0.58	0.58	0.19	0.58	0.58	0.19	0.58	0.58	0.19	0.58	0.58	0.19	0.58	0.58	0.19	
Esr (MPa)	Serafin & Pereira (1983)	2371.74	4216.97	2371.37	4216.97	2371.37	4216.97	2371.37	4216.97	2371.37	4216.97	2371.37	4216.97	2371.37	4216.97	2371.37	4216.97	2371.37	4216.97	
	Barton (2007) - Gpa	3981.07			3414.55			3548.13			2511.89				2928.64					
Resistencia al corte del macizo rocoso	τ (MPa)	0.121	0.054	0.023	0.071	0.028	0.091	0.035	0.151	0.058	0.023	0.151	0.058	0.023	0.151	0.058	0.023	0.151	0.058	
	ϕ (°)	51.8	31.61	12.56	28.05	11.40	25.11	9.81	19.46	37.85	25.11	19.46	37.85	25.11	19.46	37.85	25.11	19.46	37.85	
	σ_3 (MPa)	0.540	0.075	0.0775	1.00	1.2025	1.5525	1.80	1.8225	2.16	1.133	1.041	1.084	1.118	1.381	2.405	1.2825	0.405	0	
	σ_1 (MPa)	10.5	4.3	1.377	2.8	2.405	2.599	1.729	1.781	1.550	1.133	1.041	1.084	1.118	1.381	2.405	1.2825	0.405	0	
Sostenimiento temporal	α	0.052	0.157	0.260	0.052	0.055	0.761	1.091	1.005	1.394	2.059	3.562	3.175	2.361	1.808	0.535	0.058	0	0	
	concreto lanzado	0.075	0.075		0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	
	vigas			WRx31		WRx31	WRx31	WRx31	WRx31	WRx31	WRx31	WRx31	WRx31	WRx31	WRx31	WRx31	WRx31	WRx31	WRx31	
sección tipo	1	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	

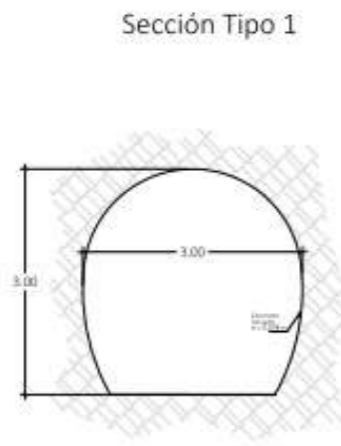


SEP Sistema de Estudios de Posgrado

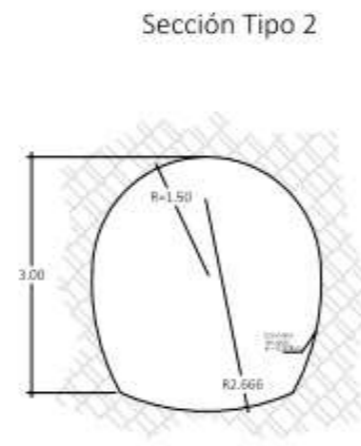
TÚNEL
PERFIL GEOTÉCNICO

DISEÑO: Ing. Floria Quesada Calvo
 DIBUJO: Ing. Floria Quesada Calvo
 REVISÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza
 APROBÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza

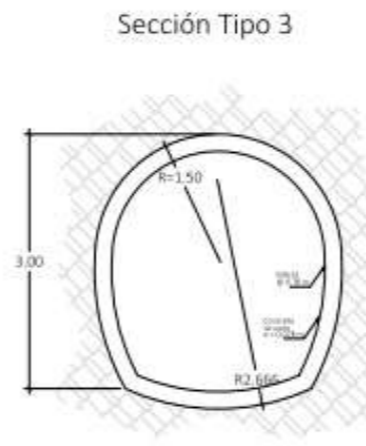
LÁMINA N°
 3
 4



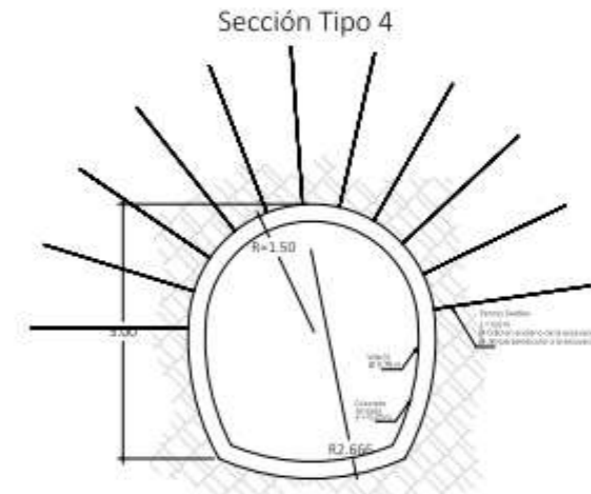
Sección Tipo 1
Sección Herradura:
Concreto lanzado con espesor de 0.075m



Sección Tipo 2
Sección Invert:
Concreto lanzado con espesor de 0.075m



Sección Tipo 3
Sección Invert:
Viga W 8x31 @0.75
Concreto lanzado con espesor de 0.075m



Sección Tipo 4
Sección Invert:
Viga W 8x31 @ 0.20
Concreto lanzado con espesor de 0.20m
Pernos Swellex L = 6 m @ 0,50 en el plano de la excavación y 1,50 m perpendicular al plano

NOTAS GENERALES

1. Las propuestas de soporte primario y las recomendaciones de pre soporte al avance, se establecieron a partir del análisis del modelo geológico - geotécnico elaborado. Sin embargo, podrán establecerse modificaciones a criterio del Ingeniero Geotecnista a cargo del seguimiento al proceso constructivo, según las condiciones reales que presente el macizo rocoso y su comportamiento durante la excavación.
2. Los avances en el proceso de excavación deben de ser acordes con el espaciamiento establecido y el vano máximo libre definido para cada tramo del túnel. Por lo anterior, no se podrá realizar la excavación de un nuevo tramo de avance, sin antes colocar el soporte primario correspondiente con el tramo anterior.
3. La ubicación de cada uno de los tipos de soporte primario establecidos podrá variar, ya que los contactos entre las distintas unidades geotécnicas son inferidos. La posición final dependerá de las condiciones del macizo rocoso que se identifiquen durante el proceso constructivo y según el criterio del Ingeniero Geotecnista a cargo del seguimiento al proceso constructivo.
4. El concreto lanzado será reforzado con fibra sintética en una dosificación entre 3 - 5 kg/m³, según recomendaciones del fabricante seleccionado. La resistencia a la compresión simple a los 28 días de edad del concreto será de 30 MPa.
5. Las mezclas de concreto lanzado deberán de estar conformes con las siguientes especificaciones ACI: ACI 506R Guía para el concreto lanzado. ACI 506.1 Reporte del estado del arte en concreto lanzado reforzado con fibra. ACI 506.2 Especificaciones para la proporción y aplicación de concreto lanzado.
6. Los pernos de anclaje se plantean de manera sistemática y podrán ser colocados de forma perpendicular a la superficie. En casos donde se presenten condiciones particulares de inestabilidad de cuñas, podrán ser dispuestos y direccionados de diferente manera, según el criterio del Ingeniero Geotecnista a cargo del seguimiento al proceso constructivo.
7. Los pernos a utilizar corresponden con los pernos de expansión tipo Swellex, los cuales tendrán una carga mínima de rotura de 120 kN. La perforación por realizar para introducir el perno deberá tener un diámetro entre 38 - 42 mm, con una longitud que como mínimo sobrepase en 100 mm la longitud del perno. Lo anterior quedará a criterio del Ingeniero Geotecnista a cargo del seguimiento al proceso constructivo, en

- función de las condiciones reales que presente el macizo rocoso así como del riesgo geotécnico presente.
8. Cada uno de los pernos, deberá de instalarse con una placa de acero cuadrada de 150 mm de lado y 4 mm de espesor, la cual deberá apoyarse directamente contra la superficie. La calidad del acero corresponde a S275J7/S355MC. Posteriormente, deberá de aplicarse una presión de agua mínima de 30 MPa, de acuerdo a las especificaciones establecidas por el fabricante.
 9. Para la estabilización al frente se requieren pernos de fibra de vidrio, con una carga de ruptura mínima de 190 kN, colocados de acuerdo al detalle de la sección transversal mostrada en planos. La longitud de estos pernos está sujeta a la planificación del proceso constructivo, pero pueden llegar hasta los 6 m de longitud. Se requerirán en aquellos sectores indicados en planos.
 10. Como parte del control de calidad, se deberá de realizar un ensayo de extracción de pernos según la norma ASTM D4435 por cada cien pernos instalados o según criterio del Ingeniero Geotecnista a cargo del seguimiento al proceso constructivo.
 11. De igual forma, como parte del control de calidad, se deberán de tomar muestras del concreto lanzado para evaluar el cumplimiento de la resistencia a la compresión simple especificada, todo de acuerdo con el procedimiento que establece la norma ASTM C-39. El muestreo deberá ser al menos 1 vez por semana.
 12. Se deberán de incluir argollas de convergencias soldadas a los arcos de acero o anclados al macizo rocoso, que permitan estimar los desplazamientos por medio de la cinta invar, de acuerdo a las posiciones A, B y C presentadas en los detalles del tipo de soporte. Las mediciones deben de realizarse según se detalla a continuación. Se debe de prestar atención en aquellos sectores que presentan mayor cobertura vertical, así como en los sectores donde se ha identificado la presencia de una falla geológica.



SEP Sistema de Estudios de Posgrado

TÚNEL SECCIONES TRANSVERSALES

DISEÑO:	Ing. Floria Quesada Calvo	LÁMINA N°
DIBUJO:	Ing. Floria Quesada Calvo	4
REVISÓ:	Ing. Oscar Calvo Carranza	4
APROBÓ:	Ing. Oscar Calvo Carranza	

4. DISEÑO DE UNA ALTERNATIVA PARA IMPERMEABILIZACIÓN CON GEOMEMBRANA PVC PARA UNA SECCIÓN EQUIVALENTE DE UNA PRESA CFRD CLASE I

Resumen

Este trabajo presenta el caso de una presa a construirse en la provincia de Guanacaste de Costa Rica, la cual ya había sido diseñada como CFRD. Los estudios, el diseño y los planos fueron concluidos por el ICE en el año 2018; sin embargo, se hizo necesario presentarle al dueño del proyecto una alternativa de impermeabilización de la cara aguas arriba de la presa, que sustituyera la cara de concreto por un sistema que proporcionara reducir el costo de la obra así como los tiempos de construcción de la misma.

Es por ello que se realizó el presente trabajo de análisis y diseño de la cara aguas arriba de la presa con geomembrana PVC, como alternativa de impermeabilización a una presa de enrocado, en el cual se realizó un modelado de la presa por medio de elemento finito, con el fin de obtener las mismas deformaciones que obtuvo el ICE en el 2018. De esta manera, se verificó el desempeño de la geomembrana, para posteriormente pasar a las etapas de especificación de materiales y elaboración de planos.

Abstract

The case of a dam that was previously planned as a CFRD and was set to be built in Costa Rica's Guanacaste area is discussed in this essay. ICE finished the research, designs, and plans in 2018. However, it was essential to give the project's owner an alternative for waterproofing the upstream face of the dam, which would swap out the concrete face for a system that would lower the cost of the work and shorten the construction period.

Therefore, this essay explains the development of an alternative to a concrete face for waterproofing a rockfill dam, in which the modeling of the dam was done using PVC geomembrane, the current task of analysis and design of the upstream face of the dam was carried out.

4.1. Aspectos Generales

4.1.1. Antecedentes

Según el IMN (Instituto Meteorológico Nacional), cada vez es menor el margen de duda con respecto a que las acciones humanas han sido la causa dominante del calentamiento del aire observado a partir de la segunda mitad del siglo XX en todas las regiones continentales. Existe una creciente concientización por parte de la sociedad civil y de las agencias gubernamentales sobre la amenaza que representa el cambio climático por los sistemas humanos y naturales, en particular en América Latina y el Caribe. Una de las principales prácticas para enfrentar y reducir los efectos negativos del cambio climático, según el IMN, es el de implementar estrategias de adaptación las cuales son determinadas por el análisis de riesgo futuro, en donde el riesgo es una probabilidad de pérdida, daño o impacto en un sistema, siempre y cuando la amenaza se concrete. Ante esta problemática climatológica, Costa Rica se ha preparado para estudiar las zonas que serán más afectadas por el fenómeno del cambio climático, con el fin de establecer las acciones de adaptación, pues el objetivo es minimizar la afectación de la población y la economía de una región con acciones concretas, como por ejemplo, la construcción de obras de infraestructura como una represa para el acaparamiento de agua en la época lluviosa, y su posterior uso en la época seca.

Para iniciar con los estudios del fenómeno del cambio climático en Costa Rica, el IMN realizó el análisis de riesgo futuro, en donde consideró los siguientes aspectos en relación con el componente de amenaza representado por el cambio climático:

- (1) Elaboración de los escenarios de cambio climático regionales para analizar las condiciones actuales y de cambio de las variables climáticas básicas.
- (2) Evaluación de la variabilidad climática, particularmente el análisis de los eventos climáticos externos.

Es importante mencionar también que el IMN recomienda entender que un escenario de cambio climático es una medida de cuánto se diferencia el clima del futuro con respecto al clima actual, y no como un pronóstico, sino de elaborar escenarios de cómo podría eventualmente desarrollarse el clima a futuro, con el fin de establecer un rango de incertidumbre en las proyecciones; todo lo anterior definiría la importancia de la construcción de una presa para almacenamiento de agua como medida de adaptación ante el cambio climático.

El IMN realizó el estudio de los posibles escenarios del clima futuro que se desarrollarían en Costa Rica, como primer paso, dividió el territorio nacional en siete regiones: Valle Central, Zona Norte, Pacífico Norte, Pacífico Central, Pacífico Sur, Caribe Norte y Caribe Sur (ver Figura 4.1); se estableció esta división por zonas debido a que, al analizar el país completo, significaba analizar un dominio muy amplio.



Figura 4.1. Regiones climáticas de Costa Rica

Fuente: IMN

Es así como el estudio realizado por el IMN utiliza el modelo PRECIS (Providing Regional Climates for Impacts Studies o Proporcionando Climas Regionales para los Estudios de Impacto), desarrollado por el Centro Hadley de la Oficina de Meteorología del Reino Unido (UKMO), el cual realiza proyecciones detalladas del clima para una determinada región de interés. En el estudio se estudiaron la temperatura media y lluvia, además de la radiación solar, humedad relativa (%) y velocidad del viento (m/s), los cuales se explicarán a continuación.

4.1.1.1. Escenarios climáticos futuros RCP8.5

El IMN realizó el análisis del escenario de emisiones RCP8.5, que es el de más altas emisiones de gases de efecto invernadero. A continuación, se muestran los resultados del análisis, en referencia a la proyección de la afectación de la lluvia, humedad relativa, velocidad del viento y radiación solar; los resultados de éste análisis son vitales para establecer las acciones a implementar, en una determinada zona geográfica del país, que conduzcan a la mitigación del impacto del cambio climático en la población, como por ejemplo, la construcción de una presa para el abastecimiento de agua en la época seca.

- **Temperatura**

La Figura 4.2, Figura 4.1 y Figura 4.4, muestran el mapeo de las proyecciones de la temperatura media anual para cada uno de los horizontes de tiempo. Las variaciones de un período al otro parecen muy pequeñas debido a los intervalos que se han utilizado, sin embargo, es posible comprobar la tendencia al calentamiento en las cordilleras, donde el cambio de 2040 – 2069 al 2070 – 2099 es más evidente y pronunciado, indicando que esas regiones experimentarían cambios más rápidos en comparación con las zonas más bajas.

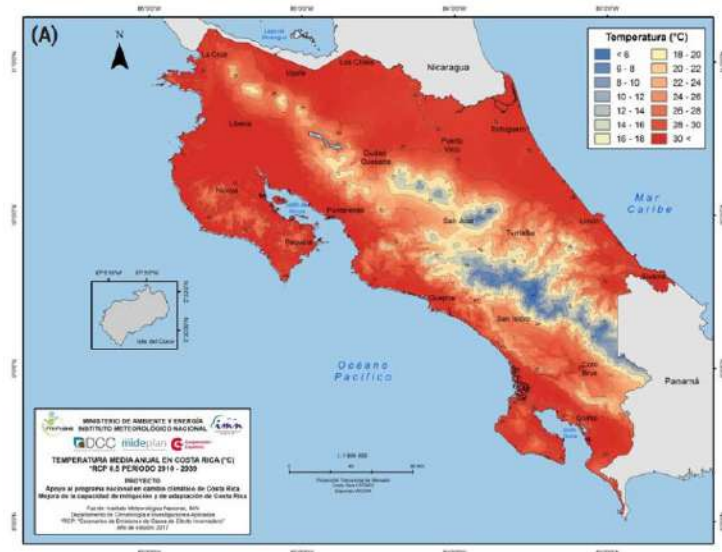


Figura 4.2. Temperatura media anual en Costa Rica (°C) RCP 8.5 Período 2010-2039

Fuente: IMN

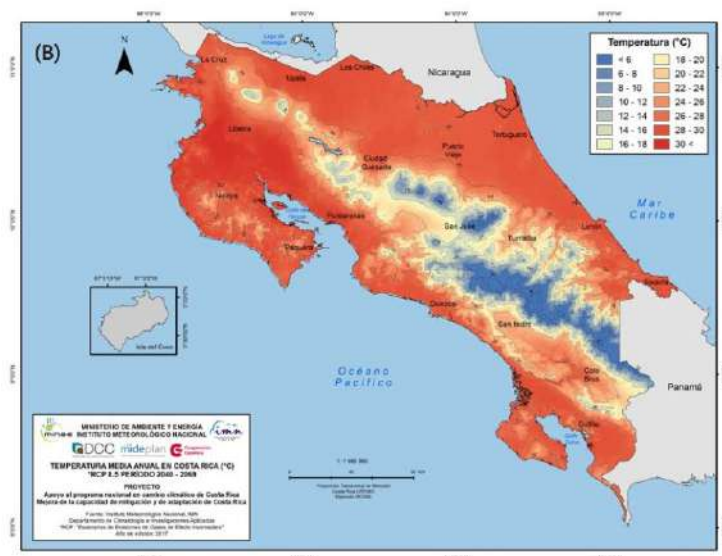


Figura 4.3 Temperatura media anual en Costa Rica (°C) RCP 8.5 Período 2040 - 2069

Fuente: IMN

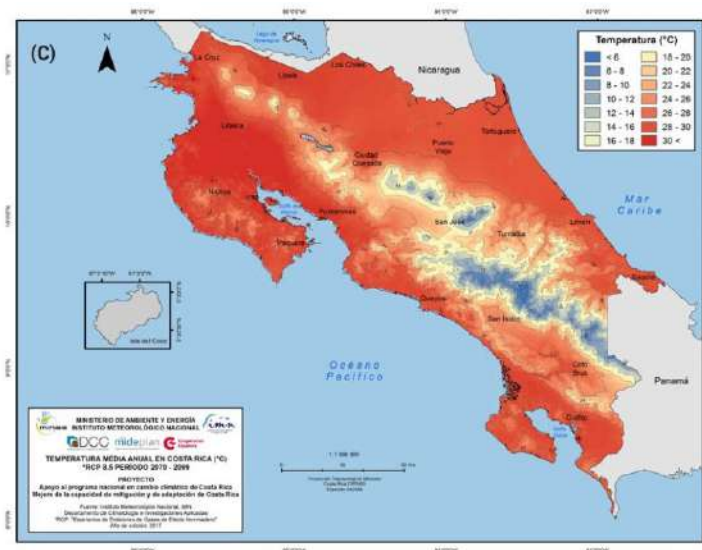


Figura 4.4. Temperatura media anual en Costa Rica (°C) RCP 8.5 Período 2070 - 2099

Fuente: IMN

- **Lluvia**

Los cambios en los patrones de precipitación son un factor determinante en la disponibilidad de agua. Estudios realizados por SENARA indicaron que para el 2014 en los acuíferos de Potrero – Caimital, ubicados en la provincia de Guanacaste, se registraron 7 pozos secos, y para el acuífero Huacas-Tamarindo, 9 casos de pozos secos. En esa oportunidad se concluyó que el posible aumento de la cantidad de pozos secos se debía a la excavación de pozos adicionales para suplir la demanda del recurso para la producción agropecuaria, el abastecimiento público y las zonas turísticas. Los efectos secundarios de esta disminución de la cantidad de agua para aprovechamiento humano, son la disminución de los caudales de producción de los pozos, mayor consumo energético por la explotación, mayor cantidad de pozos secos, desabastecimiento de la población y afectación de la actividad turística (SENARA, 2015). Indudablemente el fenómeno del cambio climático afectará el acceso al agua en las regiones donde disminuyan las precipitaciones.

Las Figura 4.5, Figura 4.6 y Figura 4.7 muestran el mapeo de las proyecciones de lluvia media anual para tres horizontes de tiempo del siglo XXI. Las variaciones de tiempo de un período

al otro parecen pequeñas debido a los intervalos de tiempo utilizados, pero es posible comprobar, aunque sea de manera visual, la disminución de las lluvias en todo el país.

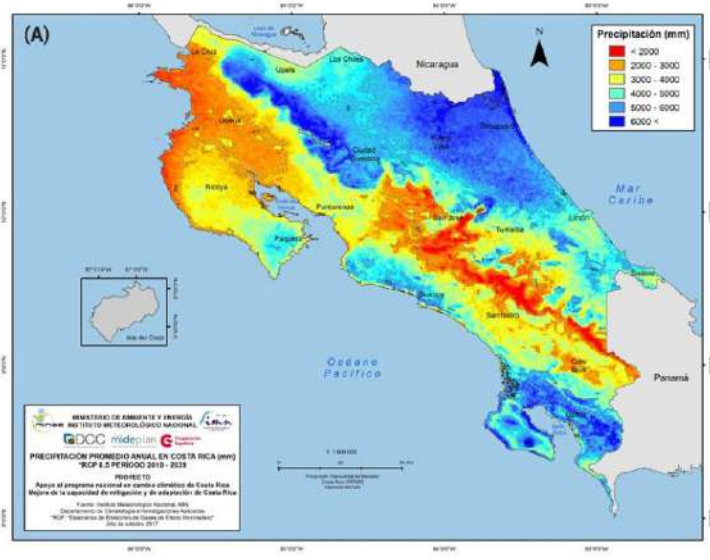


Figura 4.5. Precipitación promedio anual en Costa Rica (mm)
RCP 8.5 Período 2010 – 2039
Fuente: IMN

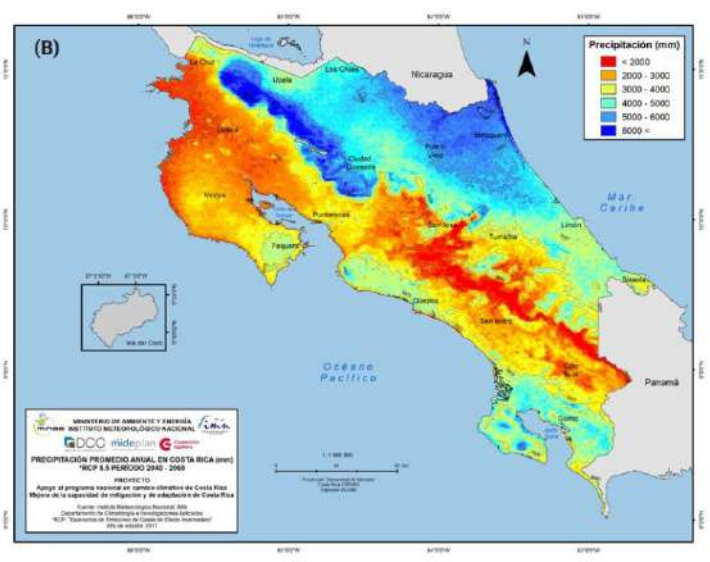


Figura 4.6. Precipitación promedio anual en Costa Rica (mm)
RCP 8.5 Período 2040 – 2069
Fuente: IMN

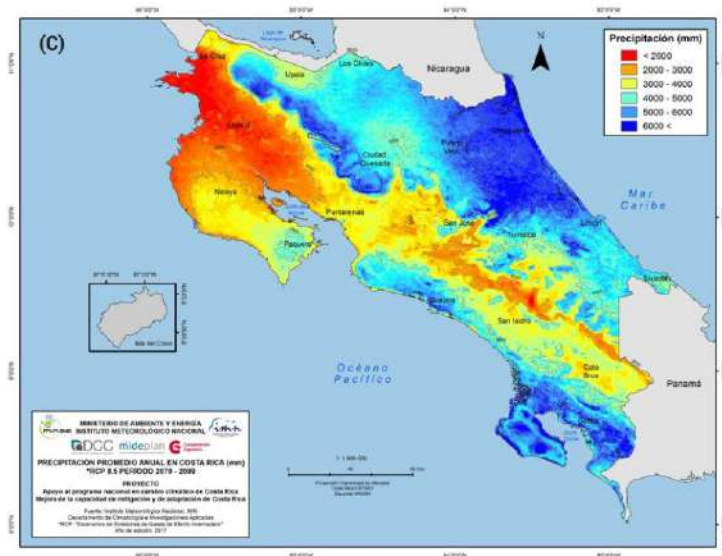


Figura 4.7. Precipitación promedio anual en Costa Rica (mm)

RCP 8.5 Período 2040 – 2069

Fuente: IMN

- **Humedad relativa**

Según el informe anual 2016 del Estado de la Nación, Guanacaste es sin duda la región que se encuentra más comprometida en cuanto a la gestión del recurso hídrico; en los últimos años esta zona del país ha experimentado no solamente conflictos sociales por la disponibilidad y acceso al recurso, debido al alto crecimiento turístico que compite con los pobladores por el uso del recurso, sino también debido a eventos importantes de contaminación (arsénico) y afectaciones potenciadas por el cambio climático. (Herrera, 2016). La Figura 4.8 muestra un mapa con los cantones en el país en donde persiste la contaminación de los acuíferos con arsénico según lo indica el Semanario Universidad; en la provincia de Guanacaste se muestran que los cantones de Bagaces y Cañas presentan una incidencia mayor de presencia de arsénico por encima de lo permitido: 56,20% en el caso del cantón de Bagaces y 50,00% en el caso de Cañas.

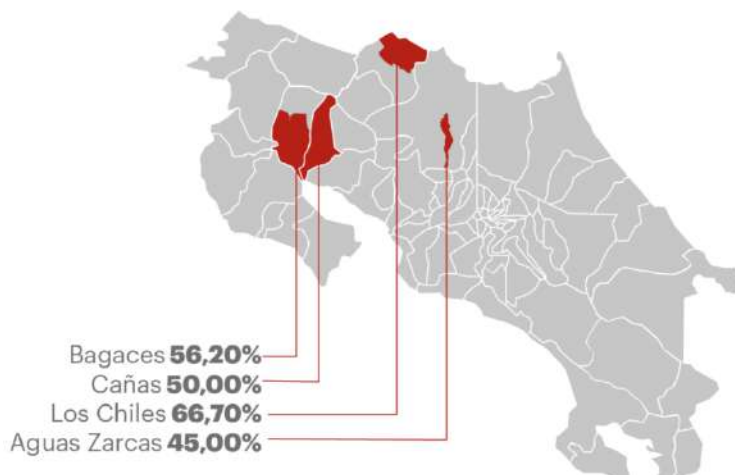


Figura 4.8. Cantones con contaminación de los acuíferos con arsénico

Fuente: <https://semanariouniversidad.com/pais/cientificos-de-una-contradicen-al-aya-y-afirman-que-persiste-contaminacion-de-arsenico-en-zona-norte/>

Por otra parte, el IMN reportó que durante el año 2014, el aumento de la temperatura del mar se registró cercano a 0,5°C por encima del promedio, producto del fenómeno de El Niño (ENOS), lo que ocasionó varios impactos climáticos, entre los cuales se pueden mencionar:

- Entre enero y mayo de 2014 se registraron porcentajes de déficit de lluvia en todo el país, que oscilan entre 20% y 42%. De esta forma, mientras que la vertiente Caribe mostró una relativa recuperación, en Guanacaste se acentuó la falta de lluvia.
- Los modelos predictivos del fenómeno de El Niño analizados por el Instituto Meteorológico Nacional (IMN), señalaron un aumento en el calentamiento de la región del océano Pacífico en los meses siguientes de julio y agosto, mostrando déficits de lluvias entre un 40% y un 60%, lo que se acentuó el impacto que ya existía, que a su vez se extendió a otras regiones del país, como al Valle Central y al Pacífico Central. Para agosto del año 2014, el sector agropecuario de la región Chorotega,

reportó una afectación por sequía en toda la región, que se puede considerar severa en algunos cantones de la provincia.

Estos antecedentes dieron como resultado la publicación de la Declaratoria de Estado de Emergencia para la provincia de Guanacaste, N° 38642-MP-MAG del día 30 de septiembre de 2014, en donde se indicó el faltante de lluvias para la región, en donde el déficit porcentual llegó a ser de un 60% (hasta agosto de 2014) con relación al promedio anual en sectores como Liberia y La Cruz, lo cual la convirtió en una de las zonas más afectadas por la sequía, que fue la más intensa desde 1950. Como ejemplo, la estación meteorológica del IMN en el aeropuerto de Liberia, registró solamente 3 mm de precipitación en julio, lo que representa un déficit del 98%, datos similares se registraron en mayo de ese año, el cual fue declarado como el año más seco en los últimos 30 años.

Es por todo lo anterior que las zonas que experimentarán sequías, tales como Guanacaste, deben prepararse con proyectos que garanticen que el suministro de agua sea constante, tanto para el turismo, ganadería, agricultura y consumo humano. Por este motivo se planea construir un proyecto en la zona de Guanacaste, que contempla la acumulación de agua para abastecer en la época seca a los pobladores, por medio de un embalse y una presa de materiales sueltos CFRD.

Como se mencionó anteriormente, esta presa ya fue diseñada, en la cual se consideró que la impermeabilización de la misma sería por medio de una cara de concreto; sin embargo, el presente trabajo desarrolla el caso de que la impermeabilización de la presa se sustituya por medio de una geomembrana, con el fin de que esto represente una reducción de costos y de tiempo de colocación en comparación con la cortina de concreto reforzado.

La sección transversal máxima de la presa que se propone construir, se muestra en la Figura 4.9.

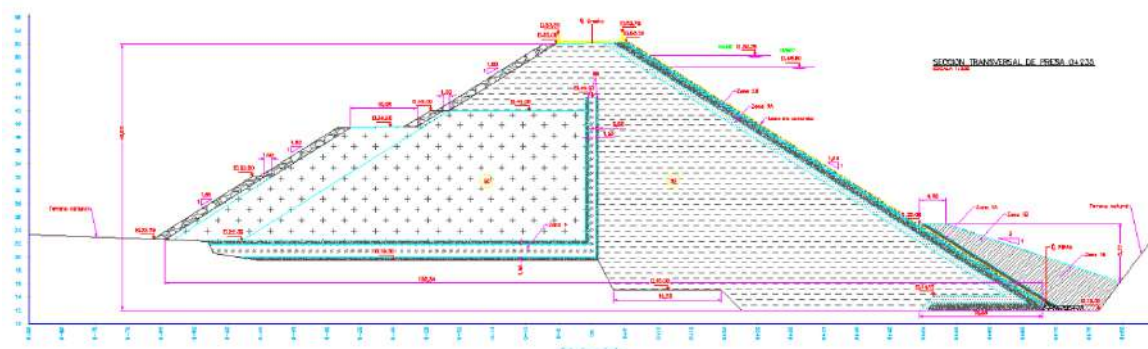


Figura 4.9. Sección transversal máxima de la presa

Fuente: ICE

Talud aguas arriba: 1,6H : 1V

Talud aguas abajo: 1,6H : 1,6V

Nivel máximo de operación: NAMO = 48,50 msnm

Nivel mínimo de operación: NAMINO = 35,00 msnm

Nivel máximo extraordinario: NAME = 50,28 msnm

Nivel de avenida infrecuente: NAIF = 49,00 msnm para 750 años

Nivel coincidente: NCO = 46,40 m (para sismo)

4.1.2. Objetivo general

Diseñar la impermeabilización con geomembrana de PVC de la cara aguas arriba de una presa clase I, la cual se diseñó originalmente como CFRD, mediante la modelación con elemento finito de una sección equivalente.

4.1.3. Objetivos específicos

1. Modelar una sección equivalente de la presa clase I CFRD en un software de elemento finito en 2 dimensiones, sustituyendo la cara de concreto por una geomembrana de PVC.

2. Revisar los resultados de la modelación y determinar si el tipo de geomembrana escogida es capaz de soportar las deformaciones y tensiones generadas.
3. Determinar los beneficios ambientales derivados del cambio del tipo de impermeabilización.
4. Realizar el presupuesto de la colocación de la geomembrana y compararlo con el presupuesto de la impermeabilización con concreto reforzado.
5. Realizar planos constructivos.
6. Elaborar el presupuesto.
7. Redactar las especificaciones técnicas.

4.1.4. Importancia

Como se mencionó con anterioridad, la presa tiene una gran importancia desde el punto de vista socioambiental, pues ella generaría durante la estación lluviosa, un volumen de almacenamiento de agua de 88,1 Hm³, el cual abastecería a 500 000 personas durante 50 años a caudal máximo. El diseño de la presa CFRD original ya fue realizado, sin embargo, es importante ofrecerle al propietario del proyecto una alternativa que permita la reducción de costos. Es por ello que se plantea en el presente trabajo, evaluar el desempeño ante los esfuerzos que se generen de la geomembrana en sustitución a la impermeabilización mediante la cara de concreto.

4.1.5. Limitaciones

Entre las limitaciones que se tienen para realizar el presente diseño, se enumeran las siguientes:

- La lejanía del sitio es una limitante para su visita.

- El diseño de la geomembrana se hará mediante la revisión de su desempeño, en una sección equivalente de la sección transversal máxima de la presa.
- La modelación de la presa se hará en elemento finito bidimensional, en donde se utilizará el software llamado Phase2 de la casa desarrolladora *Rocscience*.

4.1.6. Alcance

En el presente trabajo de diseño se utilizará la misma geometría original de la presa CFRD que fue diseñada con anterioridad, pero únicamente su sección transversal máxima, así como también los mismos materiales que fueron definidos en el diseño original, para modelar los esfuerzos y deformaciones obtenidos en el diseño original, pero sustituyendo la cara de concreto por una geomembrana. Asimismo, se verificarán los factores de seguridad de la presa CFRD, en su sección máxima, al someterla al sismo de diseño.

Además, se elaborarán planos, presupuesto y especificaciones técnicas de ambos tipos de impermeabilización, con el fin de que el dueño del proyecto tenga un mejor punto de comparación de costos y tiempo de colocación, y de otros beneficios asociados a la no utilización del concreto reforzado, como por ejemplo, desabastecimiento de acero a nivel internacional, que se puede traducir en un atraso en la entrada de operación del proyecto, entre otros.

4.1.7. Exclusiones

A continuación, se presenta un listado de las exclusiones del presente trabajo:

- Se excluye el análisis de las redes de flujo a través de la presa.
- No se analizarán otras secciones transversales de la presa.
- Se excluye la modelación de la presa en elemento finito en 3 dimensiones.

- La sección equivalente de la sección máxima de la presa que se modelará en este trabajo, no será sometida a esfuerzos debido al sismo.

4.1.8. Metodología

La Figura 4.9 muestra la metodología que se seguirá para el diseño del túnel del presente trabajo.

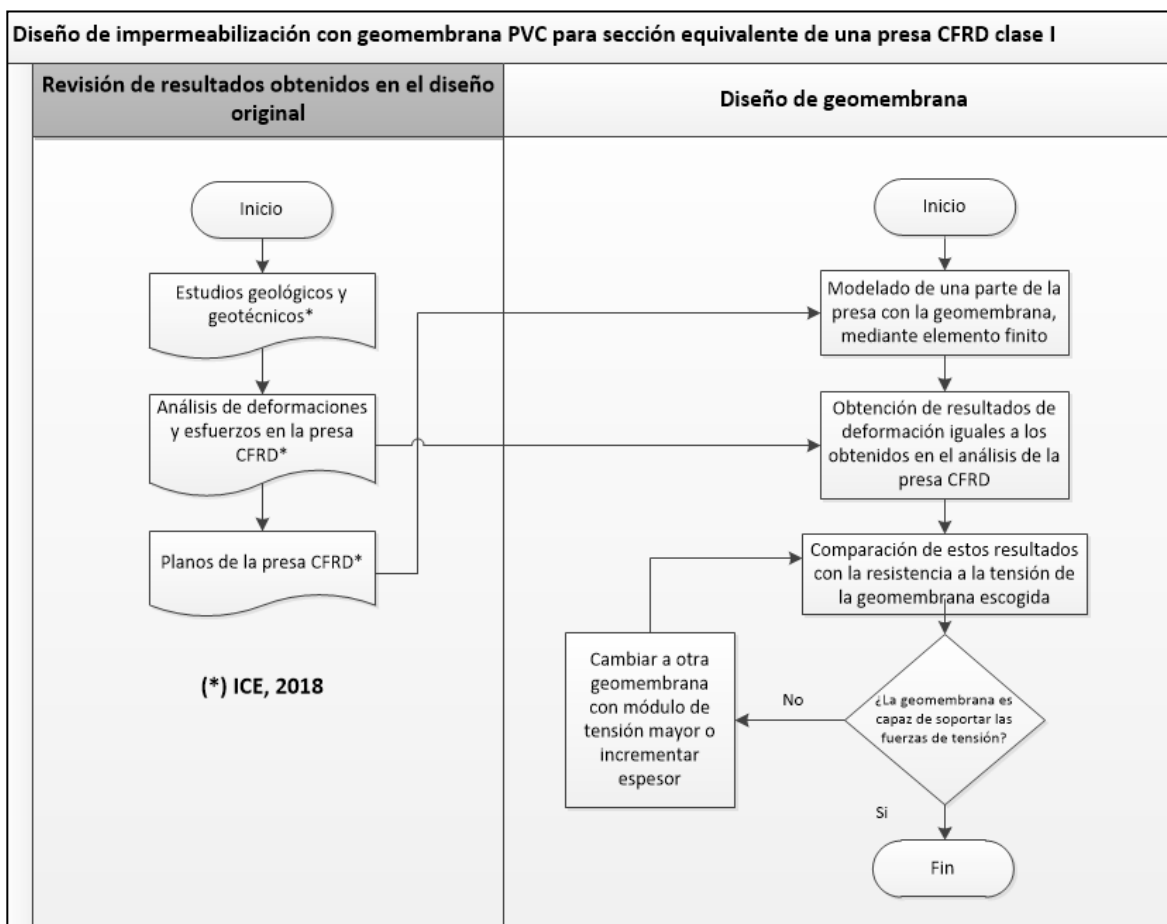


Figura 4.9. Metodología empleada
Fuente: Elaboración propia

Es importante mencionar que el análisis y diseño original de la presa CFRD (ICE, 2018) contempló lo siguiente:

- Definición de las unidades geotécnicas

- Definición de parámetros geomecánicos para cada unidad geotécnica
- Establecimiento del modelo geológico geotécnico
- Revisión de la estabilidad de la presa
- Revisión de la deformación de los rellenos de la presa y el
- Análisis del flujo a través de ésta.

4.2. Marco teórico

4.2.1. Zonificación de una presa de enrocado

Según indican Cruz, Materón, & Freitas (2014), la designación de las zonas del macizo de una presa de enrocado es una de las más importantes contribuciones realizadas por Cooke y Sherard en sus artículos del año 1987. Se presenta a continuación una descripción de las zonas principales de una presa de enrocado. Se emplea como referencia la zonificación que ha sido propuesta por Cooke & Sherard (1987) y que se ilustra en la Figura 4.10.

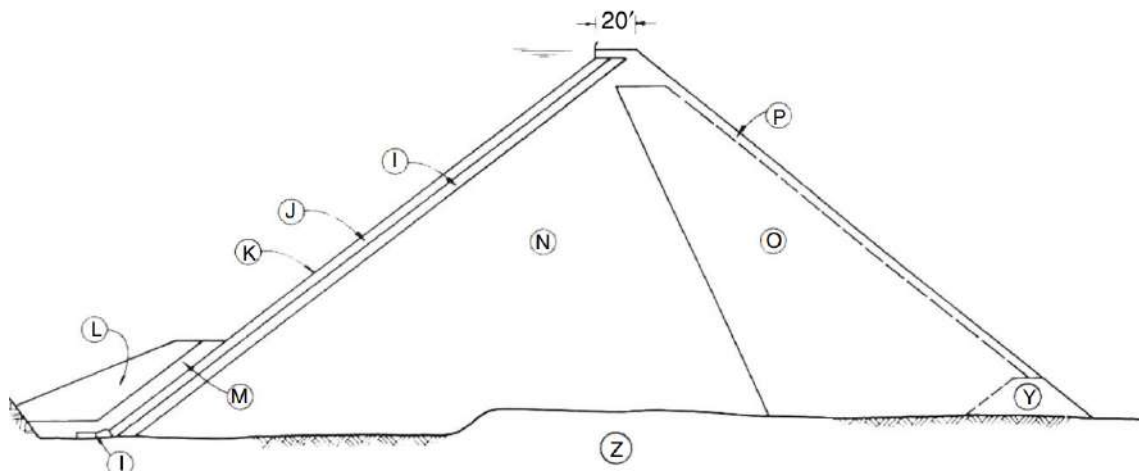


Figura 4.10. Zonificación de presas CFRD construidas sobre una base sólida de roca (adaptado de ICOLD, 1989a).

(I) Zona 2E, roca pequeña seleccionada colocada en el mismo espesor de capa que la Zona 2D, (J) Zona 2D, roca pequeña procesada, (K) Cara de concreto, (L) Zona 1B, al azar, (M) Zona 1A, suelo impermeable, (N) Zona 3A, enrocamiento de cantera o relleno de grava, capas de aproximadamente 1,0 m, (O) Zona 3B, enrocamiento de cantera o relleno de grava, capas de aproximadamente 1,5 m a 2,0 m, (P) Roca de gran tamaño disponible excavada hacia el frente, (S) Eje recto, (T) Alzado de cara, (U) Refuerzo horizontal, (V) Superficie pintada con asfalto, (W) Water stop de cobre, (X) Plataforma de mortero, (Y) Zona 3D, más enrocamiento de 0,3 m, (Z) Sección de presa.

Fuente: Fell, 2015

4.2.1.1. Zona 1A

Indican Cruz, Materón, & Freitas (2014), que los materiales de la zona 1A son aquellos que fueron colocados aguas arriba del talud de la presa, ya sea sobre una losa de concreto o bien sobre una geomembrana. Inicialmente se utilizaba un material impermeable arcilloso, sin embargo, la tendencia actual es utilizar un material del tipo limo con baja a nula plasticidad.

4.2.1.2. Zona 1B

Según Cruz, Materón, & Freitas (2014), corresponde con un material aleatorio usado para confinar el material de la zona 1A. Se compacta con el mismo equipo con que se coloca.

4.2.1.3. Zona 2

Corresponde con un material bien graduado con tamaños máximos entre los 76 mm y los 100 mm. Indican Cruz, Materón, & Freitas (2014) que deben de presentan un porcentaje de arena dentro de su granulometría entre un 35% y un 60%. Además, se considera un pequeño porcentaje de material fino, pasando el tamiz N°200 del orden del 8%.

4.2.1.4. Zona 2A

Según Cruz, Materón, & Freitas (2014), corresponden con un filtro de protección bien graduado, el cual es colocado sobre toda la junta perimetral de la presa, que permita retener el material de la zona 1A, en caso de una eventual ruptura de los sellos de protección o bien de la misma geomembrana que se deben de colocar.

4.2.1.5. Zona 3A

Tal y como lo señalan Cruz, Materón, & Freitas (2014), se consideran los materiales de la zona 3A como la transición entre los materiales de las zonas 2 y 3. En caso de que el material de la zona 3B fuere un material de origen aluvial, la transición 3A puede no ser necesaria.

4.2.1.6. Zona 3B

El material de la zona 3B corresponde con un material bien graduado con un diámetro máximo menor al espesor de la capa, tal y como lo señalan Cruz, Materón, & Freitas (2014). Se puede considerar un espesor de la capa entre 600 mm y 800 mm, todo en función de las

fuentes de materiales existentes y la capacidad de los equipos de compactación con que se cuenten.

4.2.1.7. Zona 3C

Señalan Cruz, Materón, & Freitas (2014) que los materiales de la zona 3C, corresponde con un material graduado con una mayor cantidad de finos y un tamaño máximo de los bloques de roca, igual o menor al espesor de la capa de los materiales a compactar. En algunos casos el espesor de las capas de materiales a utilizar en esta zona es mayor al propuesto para el caso de los materiales de la zona 3B, pudiendo rondar el espesor de 1 m, sin embargo, esto deberá ser previamente valorado en función de la capacidad de los equipos de compactación que se dispongan.

4.2.1.8. Zona T

Corresponde con un material de calidad inferior que se coloca en el centro de la presa o aguas debajo de un dren vertical, según indican Cruz, Materón, & Freitas (2014). El volumen y tamaño de esta zona depende de la disponibilidad de este material. En términos generales se coloca y compacta con un espesor de capa menor del que se proponga para los materiales de la zona 3B.

4.2.1.9. Zona 4

Los materiales de la zona 4, corresponden con bloques de roca grandes y sanos que se colocan sobre el talud de aguas abajo de la presa. Tienen como función brindar protección a los materiales que conforman el talud de aguas abajo para fines estéticos y de acabado, según indican Cruz, Materón, & Freitas (2014).

4.2.2. Método de los elementos finitos

El uso de los Métodos de Elemento Finito (FEM por sus siglas en inglés) es una técnica de análisis numérico que se ha vuelto cada vez de uso más frecuente, producto del avance de la tecnología y en particular del avance experimentado en las computadoras. La razón obedece a que el uso de los Métodos de los Elementos Finitos requiere de procesadores potentes, de gran capacidad, puesto que su uso conlleva una creciente velocidad de cálculo.

Los Métodos de los Elementos Finitos, permiten resolver problemas muy comunes en la ingeniería geotécnica, tales como el análisis de esfuerzos y deformaciones de una obra subterránea, de una presa, el comportamiento de un talud en suelo o en roca, o bien el modelado de una cimentación compleja, entre otros usos frecuentes.

Según Mirlisenna (2016), el método propone que un número infinito de variables desconocidas, puedan ser sustituidas por un número limitado de elementos, que presentan un comportamiento conocido. Estos elementos pueden tener diferentes formas, tales como triángulos, cuadrados, entre otros, dependiente del tipo y el problema que se desee modelar. Como el número de estos elementos es limitado, es que se le conoce como elementos finitos.

Según explica Mirlisenna (2016), los elementos finitos están conectados entre sí por medio de una red de puntos, a los que se les llaman “nodos”. Al conjunto de todos estos elementos y nodos se les llama “malla”. Debido a las subdivisiones de la geometría en un número limitado de elementos, las ecuaciones matemáticas que rigen el comportamiento físico no se resolverán de una manera exacta, sino aproximada por este método numérico.

Tal y como lo indica Mirlisenna (2016), la precisión de los Métodos de Elementos Finitos depende de la cantidad de nodos y elementos, así como también del tamaño y de los tipos de elementos de la malla. Por lo tanto, cuanto menor sea el tamaño y mayor el número de elementos en una malla, más precisos serán los resultados de los análisis.

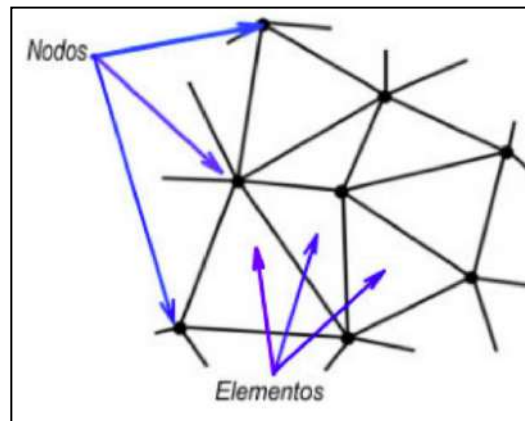


Figura 4.11. Nodos y elementos en una malla obtenida para una figura de análisis

Fuente: www.researchgate.net/figure/Figura-1-Malla-formada-por-elementos-y-nodos_fig1_328841750

Señala Mirlisenna (2016), que la aplicación del Método de los Elementos Finitos puede ser utilizado en la resolución de una amplia gama de problemas en la ingeniería. Por ejemplo, para en análisis estructural, puede ser utilizado para obtener desplazamientos, deformaciones y tensiones, también permite recrear escenarios y evaluar el rendimiento de productos o materiales con la aplicación de criterios de resistencia, rigidez o fatiga.

Es este caso en particular, se utilizarán los métodos de elementos finitos para modelar una porción de los rellenos de la presa y evaluar el comportamiento de una geomembrana como un elemento del tipo "liner" que permita estimar los desplazamientos y los esfuerzos a los que puede ser sometida la geomembrana ante la carga de agua del embalse y la deformación del enrocado.

4.2.3. Criterios técnicos para el diseño de presas con geomembranas

4.2.3.1. Colocación de la geomembrana aguas arriba de la presa

Según indica el boletín N°135 del ICOLD (2010), la solución más frecuentemente adoptada es el sistema de colocación de la geomembrana en la cara aguas arriba de la presa, y ésta puede ir ya sea expuesta o cubierta.

Tal y como señala el boletín N°135 del ICOLD (2010), en el sistema aguas arriba todo el peso muerto del relleno lo soporta la cabeza hidráulica, el peso del agua del embalse estabiliza la cara aguas arriba de la presa, no hay presión de poro o filtraciones en el cuerpo entero de la presa a ser considerada en el diseño, así que el sistema aguas arriba maximiza la seguridad de la estructura, proporciona la máxima estabilidad de la presa porque hay ausencia de presión de poro en la presa de relleno.

Una de las principales ventajas de colocar el sistema de geomembrana aguas arriba de la presa es que permite acceder al sistema de sellado en caso de que se necesite alguna reparación o bien un reemplazo. El fácil acceso depende de si la geomembrana se encuentra expuesta o si existe una capa de protección o cobertura.

Tal y como lo indica el boletín N°135 del ICOLD (2010), para el sistema de protección con geomembrana aguas arriba de la cara de la presa, ya sea expuesta o cubierta, los principales requerimientos del sistema de sellado con geomembrana son los siguientes:

- La estanqueidad es proporcionada por la geomembrana.
- Su estrecha conexión con los cimientos de la presa y cualquier estructura de hormigón adherida o que penetre en el sellado.
- Elasticidad para ajustar a la deformación en el cuerpo de la presa debido al asentamiento.

- Punteo de las juntas que son estructurales.
- Se cuenta con un sistema de anclaje para mantener la geomembrana en su lugar.
- Provisión de un drenaje detrás de la geomembrana para capturar cualquier filtración de agua a través del sellado para evitar levantamientos y controlar la estanqueidad del sellado.

El sistema de sellado ubicado aguas arriba de la cara de la presa ha sido aplicado en una variedad de configuraciones y condiciones, las principales alternativas se ilustran en la Figura 4.12, Figura 4.13 y Figura 4.14.

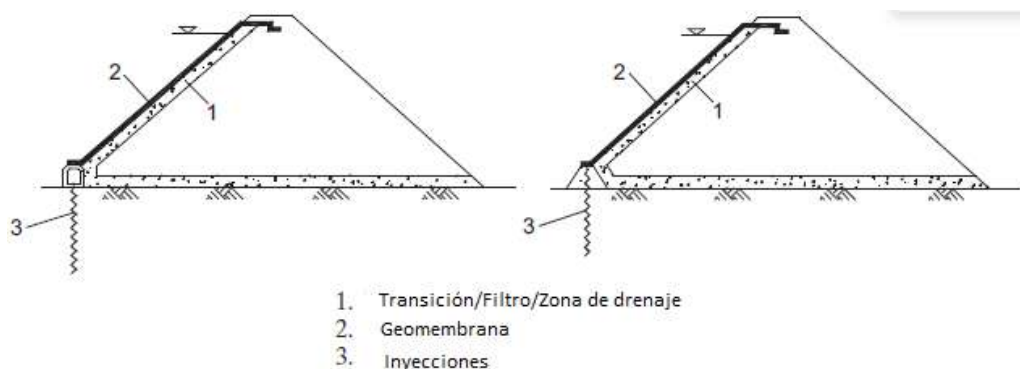


Figura 4.12. Configuración de una geomembrana aguas arriba conectada a una cortina de inyección

Fuente: Boletín ICOLD N°135, 2010

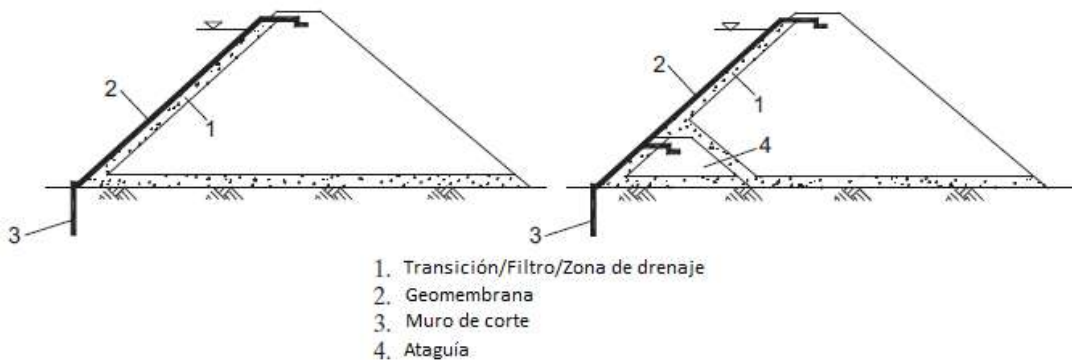


Figura 4.13. Configuración de una geomembrana aguas arriba conectada a un muro de corte

Fuente: Boletín ICOLD N°135, 2010

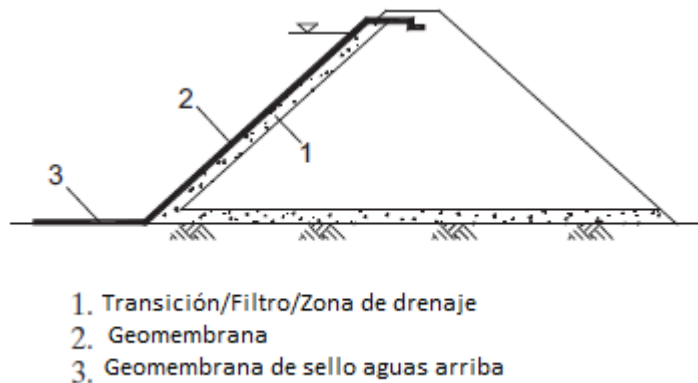


Figura 4.14. Configuración de una geomembrana extendida aguas arriba sobre la parte baja del embalse

Fuente: Boletín ICOLD N°135, 2010

Es importante indicar que cada una de las configuraciones que se presentaron anteriormente, son ejemplos de alternativas de sellado con geomembrana aguas arriba de la cara de la presa, las cuales han sido implementadas en diferentes lugares alrededor del mundo.

Además se debe mencionar que, a la hora de la instalación de la geomembrana, es importante garantizar que el sistema de sellado sea colocado por contratistas especializados que brinden una alta calidad durante el proceso constructivo de instalación.

4.2.3.2. Sistema de impermeabilización con la geomembrana aguas arriba de la presa

En vista de que en el presente trabajo de diseño se propone la impermeabilización con geomembrana en la cara aguas arriba del enrocado, se ahondará en mayor medida en este sistema dentro de este apartado.

Tal y como lo indica el boletín N°135 del ICOLD (2010), se deben de considerar los siguientes principios para un sistema de sellado con geomembrana sobre la cara aguas arriba de la presa:

- La geomembrana tiene que ser protegida contra el daño por punzonamiento causado por capas de contacto rugoso. La protección puede ser brindada por un geotextil proactivo.
- Una capa de soporte tiene que ser provista debajo de la geomembrana con adecuadas características impermeables para reducir el flujo de filtración en caso de que se presente una fuga.
- Se debe proporcionar un drenaje libre adecuado debajo de la geomembrana y el amortiguador para evitar la acumulación de presión hidráulica, en caso de fuga.

Los detalles del sistema de sellado con geomembrana dependen del tipo de aplicación. A continuación, se brindan algunos detalles de la estratigrafía de los sistemas de sellado con geomembrana más utilizados.

En el caso de que se presente la construcción de una nueva presa, la estratigrafía recomendada se muestra en la Figura 4.15.

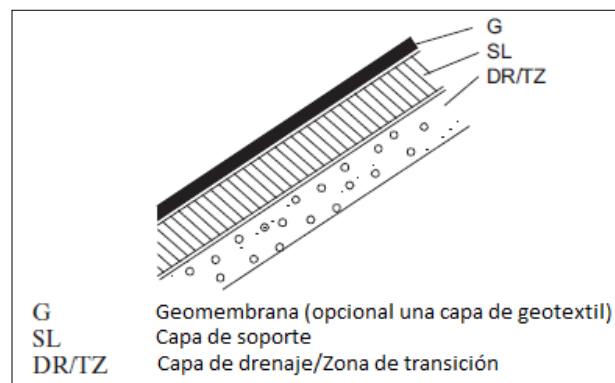


Figura 4.15. Estratigrafía recomendada para un sistema de sellado con geomembrana en caso de una nueva construcción

Fuente: Boletín ICOLD N°135, 2010

Por el contrario, si se tiene el caso de una rehabilitación de una presa existente con la falla del sistema de sellado, la configuración es la misma, con la diferencia de que se contará con la superficie de sellado existente, que bien podría ser concreto o concreto asfáltico. El detalle de colocación de la geomembrana se muestra en la Figura 4.16.

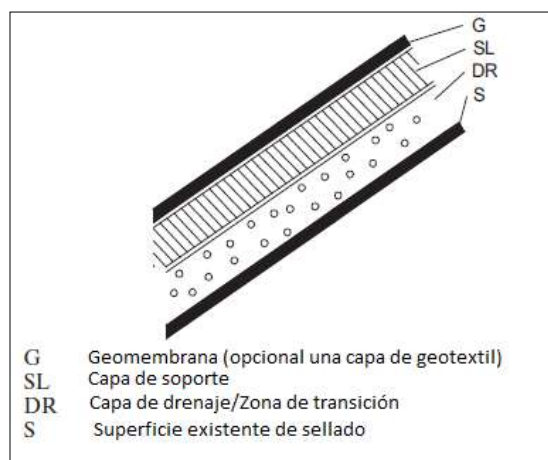


Figura 4.16. Estratigrafía recomendada para un sistema de sellado con geomembrana en caso de una rehabilitación

Fuente: Boletín ICOLD N°135, 2010

4.2.3.3. Capa de sellado de la geomembrana

El sistema de sellado compuesto por geomembrana, está constituido por láminas de geomembrana individuales de un espesor variable, dependiendo de la fabricación, que se unen para formar una geomembrana de sellado plana continua en la superficie.

Según indica el boletín N°135 del ICOLD (2010), las geomembranas más comunes para presas de materiales sueltos son de polímeros termoplásticos como el PVC con cerca del 49%, y las geomembranas de LLDPE con cerca del 16%, pero también pueden ser elastoméricas. Se tienen casos de geomembranas bituminosas que han sido utilizadas principalmente en Francia. La Tabla 4.1 los principales tipos de geomembranas que han sido utilizadas en presas de materiales sueltos.

Tabla 4.1. Tipos de geomembranas para presas de materiales sueltos utilizadas alrededor del mundo

Tipo de Geomembrana	Número de presas	Porcentaje del total	Total expuestas	Total cubiertas	Desconocidas
PVC	83	48.5	80	73	3
LLDPE	27	15.8	0	26	1
Bituminosas	20	11.7	7	13	0
HDPE	15	8.8	3	11	1
Elastoméricas	11	6.4	5	4	2
CSPE	7	4.1	3	4	0
PP	6	3.5	3	3	0
CPE	2	1.2	0	2	0
Total Conocidas	171	100	44	120	7

Fuente: Boletín ICOLD N°135, 2010

Tal y como indica el boletín N°135 del ICOLD (2010), aquellas geomembranas que presentan un alto coeficiente de expansión térmica no son recomendadas para una aplicación donde la geomembrana se encuentre expuesta.

Dos de las propiedades más importantes para una geomembrana corresponde con una alta elasticidad medida desde tres dimensiones y un alto valor del límite de fluencia. De hecho, según indica el boletín N°135 del ICOLD (2010), ambas propiedades rigen la capacidad de la geomembrana para adaptarse y ajustarse al desplazamiento en caso de la ocurrencia de un evento sísmico. Algunas de las principales características y propiedades que se deben de registrar para la selección de la geomembrana, se enumeran a continuación:

- Espesor de la geomembrana (mm)
- Gravedad específica (g/cm^3).
- Resistencia a la tensión (kN/m).
- Elongación a la rotura (%).
- Resistencia al desgarro (N).
- Resistencia al punzonamiento (N).

La Tabla 4.2 los valores seleccionados para cada una de las principales características y propiedades que presentaron las geomembranas, para tres presas que han sido construidas o rehabilitadas utilizando como elemento impermeable una geomembrana.

Tabla 4.2. Principales características de las geomembranas que han sido instaladas en presas de materiales sueltos

Presa	Altura (m)	Capa de soporte	Capa de cobertura	Geomembrana	Características	Valores	Método de ensayo
Bovilla (Nueva)	91	Grava estabilizada con cemento	Losa de concreto colada en el sitio	PVC-P	Espesor	3 mm	ASTM D1593 UNI8202/6
					Gravedad específica	1,30 g/cm ³	ASTM D792 UNI 7092
					Resistencia a la Tensión	≥ 27 kN/m	UNI 8202/8 DIN 16726
					Resistencia a la Rotura	≥ 230 %	ASTM D882
					Resistencia al Desgarro	≥ 380 N	DIN 53363
					Resistencia al Punzonamiento	≥ 1550 N	DIN 16726
Winscar (Rehabilitación)	52	Concreto asfáltico	Ninguna	PVC-P	Espesor	2,5 mm	ASTM D1593 UNI8202/6
					Gravedad específica	1,30 g/cm ³	ASTM D792 UNI 7092
					Resistencia a la Tensión	≥ 25 kN/m	UNI 8202/8 DIN 16726
					Resistencia a la Rotura	≥ 230 %	ASTM D882
					Resistencia al Desgarro	≥ 350 N	DIN 53363
					Resistencia al Punzonamiento	≥ 1500 N	DIN 16726

Fuente: Boletín ICOLD N°135, 2010

4.2.3.4. Capa de soporte de la geomembrana

El propósito de la capa de soporte es formar una regular y estable base para la colocación del sistema de sellado. Según señala el boletín N°135 del ICOLD (2010), la capa de soporte

debería proveer suficiente capacidad de soporte y estabilidad a la geomembrana. La graduación de la capa de soporte debería ser tal que permita controlar el flujo de agua a través de una filtración en la geomembrana. Sin embargo, debe ser lo suficientemente permeable como para evitar el levantamiento debido a una fuga de la geomembrana o a la presión de vapor y aire entre la geomembrana y la capa de soporte.

Como se indicó anteriormente, la capa de soporte debería brindar una adecuada superficie para la instalación de la geomembrana. Para este propósito, la superficie de la capa de soporte debería ser provista con pruebas específicas para no dañar la geomembrana aún bajo carga de servicio hidrostático. A este respecto se sugiere emplear un factor de seguridad de al menos 1,5.

Finalmente, indica el boletín N°135 del ICOLD (2010), que como la colocación de arena o grava en un talud de 2H:1V o más empinado, típico de una presa de enrocado, dará como resultado una superficie inestable, para ello se recomienda colocar una capa de grava de aproximadamente 15 cm a 40 cm de espesor, estabilizada con un bajo contenido de cemento, que brinde una alta permeabilidad y a la vez puede utilizarse para proporcionar un soporte semipermeable uniforme a la geomembrana.

4.2.3.5. Anclaje de la geomembrana en la cara de la presa

Según indica el boletín N°135 del ICOLD (2010), el sistema de anclaje mecánico aplica para aquellas geomembranas que se encuentran expuestas, sin embargo, requiere que la capa de soporte sea lo suficientemente resistente de tal manera que el anclaje pueda ser fijado para resistir las fuerzas que serán transferidas sobre el mismo anclaje.

El anclaje mecánico es usado para fijar la superficie de la geomembrana sobre la cara de la presa en caso de un sistema expuesto. El anclaje frontal mecánico puede ser:

- En puntos sobre la pendiente de la superficie.
- En líneas.

El anclaje mecánico en puntos se puede realizar con anclajes de acero simples que sujetan la geomembrana a la capa de soporte. Mientras que los anclajes en líneas son comúnmente adoptados para geomembranas expuestas. Otro tipo de anclaje comúnmente utilizado corresponden con los anclajes químicos, los cuales utilizan resinas epóxicas para fijar las barras de anclaje a la superficie de soporte.

Independiente del tipo de anclaje a utilizar, es necesario realizar ensayos de extracción de los anclajes que permitan confirmar el tipo y la separación de estos. En la Figura 4.17 se muestra el detalle de una configuración de anclajes sobre la superficie de soporte de una presa.

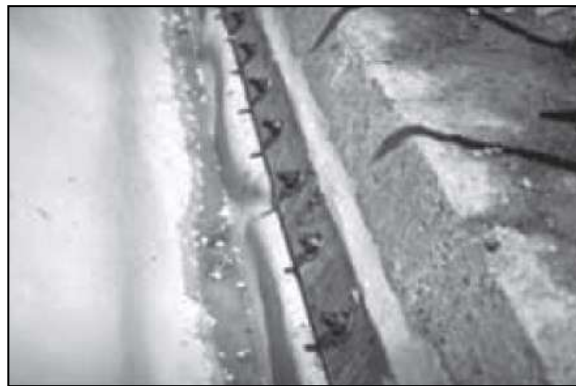


Figura 4.18. Detalle del anclaje de una geomembrana de PVC sobre el plinto para una presa de enrocado

Fuente: Boletín ICOLD N°135, 2010

4.2.4. Modelo geológico

A continuación, se describen las características geológicas del sitio del proyecto y sus alrededores desde un contexto regional, según el estudio geológico realizado por el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) en el año 2018.

4.2.4.1. Marco Geológico Regional

El ICE (2018) realizó el estudio geológico del proyecto, el cual se ubica específicamente en las hojas cartográficas Tempisque y Monteverde (IGN, 1:50000), al suroeste de la Cordillera Volcánica de Guanacaste (CVG). Según el ICE (2018), geotectónicamente el sitio se encuentra aproximadamente a 150 km de la fosa Mesoamericana y 50 km sobre la zona de subducción de la placa del Coco bajo la placa Caribe; y al pie de la CVG. Se indica que las rocas aflorantes son en su mayoría de origen volcánico; a continuación, se describe la estratigrafía regional de la zona de interés.

- **Estratigrafía Regional**

Por otra parte, el ICE indica que regionalmente, el área de embalse se encuentran dos unidades geológicas, las cuales se describen a continuación en los siguientes párrafos.

- **Formación Bagaces**

De acuerdo con la información aportada por el ICE (2018), la Formación Bagaces (ver Figura 4.19) aflora a lo largo de la vertiente pacífica de la CVG, desde el pie de la cordillera hasta la costa, comprende los cantones Cañas, Bagaces, La Cruz, Carrillo y Santa Cruz; además, es posible se extienda más allá de la frontera con Nicaragua. Se indica en el informe que, en el año 1950, Dóndoli mencionó por primera vez esta formación, quien designó las rocas aflorantes con el nombre de “toba gris”. Dengo (1962) la define como flujos piroclásticos, lavas y depósitos sedimentarios continentales intercalados. También se indica que posteriormente, Bohnenberger (1968) señala que la Formación Bagaces fue originada por una sucesión de erupciones volcánicas y eventos sedimentarios, los depósitos predominantes corresponden con ignimbritas oscuras desde ligeramente aglutinadas hasta bien soldadas con alto porcentaje de vidrio volcánico, intercaladas con capas de cenizas, arenas y gravas de origen volcánico.

En el mismo informe se hace referencia a la división que realiza la Organización de Naciones Unidas (1975) de la Formación Bagaces, en tres miembros a saber:

1. Miembro Inferior, compuesto por rocas sedimentarias de tipo lacustre y fluvial.
2. Miembro Intermedio, compuesto por lavas, ignimbritas y tobas aglutinadas.
3. Miembro Superior, constituido por tobas aglutinadas, tobas soldadas y material heterogéneo.

El ICE (2018) indica en el apartado geológico del informe del proyecto, que Denyer *et al.* (2014) describe la Formación Bagaces en términos generales como depósitos volcánicos del Mioceno y Plioceno, así como sedimentos fluviales y lacustres intercalados en ignimbritas. Además, separa la Formación Bagaces en cuatro miembros:

1. **Dacita Carbonal**, corresponde con un potente macizo rocoso, de espesor igual o superior a los 90.00 m. Litológicamente, es una dacita negra, vidriosa, con textura hialopilitica o perlítica, estructuras de flujo, pliegues, disyunción columnar y brechas locales (Denyer *et al.*, 2014). La edad de este miembro según Alvarado & Gans (2012) es de 8,05 M.a.

2. **Bagaces Inferior**, representado por ignimbritas bien soldadas, gris blancuzco con *fiammes* blancuzcos y negros, tobas grises y blancas con intercalaciones de coladas basalto-andesíticas hasta dacíticas, masivas y lajeadas. Las dataciones radiométricas indican que la edad del miembro Bagaces Inferior varía entre 4,87 y 3,64 M.a. (Denyer *et al.*, 2014).

3. **Bagaces Medio**, conformado por tobas grises y blancas intercaladas con conglomerados y capas de pómez de caída, con un espesor superior a los 30.00 m de depósitos fluviales y lacustres del paleo-Tempisque y otros ríos asociados (Denyer *et al.*, 2014). Según Guillermo. Alvarado (en Denyer *et al.*, 2014) el rango de edad de este miembro es de entre 3 y 4 M.a.

4. **Bagaces Superior**, caracterizado por ignimbritas de fiammes grandes y pómez de color blanco y amarillento. Las litologías poseen diferentes grados de soldamiento y alteración. En general, son piroclastos tipo vitropumítico. La edad asignada a este miembro varía entre 3,21 y 2,00 M.a. (Denyer et al., 2014). La Formación Bagaces sobreyace de forma discordante a la Formación Descartes y es sobreyacida por la Formación Liberia. La disposición estratigráfica de los miembros es muy irregular y la distinción en el campo de los miembros Inferior y Superior es difícil, excepto cuando se observa el miembro Medio (Denyer et al., 2014).



Figura 4.19. Formación Bagaces

Fuente: https://www.researchgate.net/figure/Litologias-caracteristicas-del-area-de-estudio-A-y-B-Estratos-de-la-Formacion-Brito-C_fig4_355954871

- **Depósitos Recientes**

En el informe geológico del ICE (2018) se indica que los depósitos recientes, están conformados por depósitos aluviales y otros depósitos fluviales: conformados por aluviones y areniscas de espesor reducido en su mayoría. Los mayores espesores se encuentran cortados por los sistemas de drenaje, por ejemplo, el río Brasil, que se caracteriza por poseer un espeso aluvión dispuesto en terrazas con bancos de 5.00 m de espesor. El nivel de los aluviones alcanza los 150.00 m de elevación con depósitos de más de 30.00 m de espesor (Denyer et al., 2014). Dentro de los aluviones se han encontrado restos de

megafauna y otros especímenes, entre ellos una tortuga del Cenozoico Tardío (encontrada e identificada por Acuña & Laurito (1996) en Denyer et al., 2014. Depósitos de arcilla y limo: consisten en depósitos finos de arcilla y limo producto de los humedales (Denyer et al., 2014).

4.2.4.2. Análisis Geomorfológico Regional

Según el ICE (2018), geomorfológicamente, el área de embalse (ver Figura 4.20) se ubica en una gran unidad denominada La Meseta de Ignimbritas, la cual es vasta extensión plana, producto de la acumulación de ignimbritas, disectadas por los ríos que las entallan profundamente. Se sitúa al pie de la vertiente occidental de la Cordillera de Guanacaste, posee una extensión superior a los 100 km de largo y 20 km de ancho. Los depósitos piroclásticos de esta meseta forman parte de las formaciones geológicas Bagaces y Liberia, y son producto de la actividad volcánica ácida presente hasta el Cuaternario Superior (Bergoeing, 2007). La Meseta de Ignimbritas inicia en el margen derecho del río Tenorio, donde constituye un vasto glacis de erosión que desciende progresivamente hacia la llanura del Tempisque, este glacis se encuentra ampliamente entallado por los ríos, además, es posible observar pequeñas terrazas fluviales y antiguas depresiones lacustres. Al noreste de Bagaces, la meseta está constituida por un cono-glacis de erosión proveniente de la caldera de Guayabo; este cono de erosión está recorrido por numerosos ríos con un patrón geomorfológico radial. En el mismo informe se indica que, la meseta se termina al suroeste en las cercanías del poblado de Guardia, donde inicia la llanura del Tempisque (Bergoeing, 2007)



Figura 4.20. Mapa geomorfológico regional

Fuente: ICE, 2018

4.2.4.3. Contexto Geotectónico Regional

Según el estudio geológico realizado por el ICE (2018), regionalmente el sitio de estudio se ubica al noreste de la península de Nicoya, específicamente en las hojas cartográficas Tempisque, Monteverde, Belén, Carrillo Norte, Diría y Talolinga (Instituto Geográfico Nacional, IGN), escala 1:50 000; y al suroeste de la CVG. Además, se indica en el mismo documento, que el sitio de estudio se encuentra geotectónicamente frente a la zona de subducción, donde la placa del Coco se hunde bajo la placa Caribe. Además del proceso de subducción de la placa Coco bajo la placa Caribe, existen otros rasgos tectónicos importantes descritos a continuación (Climent et al., 2016):

- La fosa Mesoamericana posee una dirección aproximada NW-SE y es generada por el proceso de subducción de la placa Coco bajo la placa Caribe, se localiza a

proximadamente a unos 100 km de la costa pacífica central y a distancias menores en la región norte y sur del país.

- Zona de Fractura de Panamá: es una falla transformada tipo dextral, en la región SE del país, que constituye el límite entre las placas del Coco y Nazca.
- Frente Volcánico: ubicado en la sección norte del país está constituido por la CVG y la Cordillera de Tilarán, donde se localizan importantes sistemas de fallas activas. El proyecto se ubica al suroeste del frente volcánico. El proceso de subducción en el noroeste del país posee un dominio morfológico de batimetría suave, que posiblemente promueve una zona de contacto más continua entre placas y capaz de generar sismos mayores ($M_w > 7,6$) (Protti et al., 1994). Históricamente, la zona de subducción en la región noroeste del país ha generado importantes sismos como los de 1900, 1916, 1939, 1950, 1978, 1990 y 2012. En esta región se han identificado dos zonas sísmicas controladas por la subducción, Papagayo y Nicoya, las cuales coinciden con áreas de ruptura de sismos importantes (Morales, 1985 en: Climet et al., 2016). Específicamente, en el área donde se ubica área de proyecto, los sismos de subducción se pueden generar a profundidades aproximadas de 50 km (Climet et al., 2016).

En el estudio geológico elaborado por el ICE (2018), se indica que las rocas que conforman el basamento regional del país están mayormente expuestas en la península de Nicoya, son de afinidad oceánica y se originaron durante el cretácico y desde entonces los procesos geológicos activos han generado nuevas rocas ígneas y sedimentarias que se han visto sometidas a los diferentes procesos tectónicos imperantes durante o posterior a su formación. Denyer et al. (2014) consideran la ocurrencia de tres fases paleo-tectónicas en la península de Nicoya:

- **Santoniano Terminal hasta inicios del Campaniano:**

Corresponde con el límite superior del complejo de Nicoya, (Kuijpers, 1990; Baumgartner et al., 1984; Gursky, 1988; Astorga et al., 1992; Sprechmann et al., 1994; Chinchilla, 1999 y

Denyer & Alvarado, 2007; en Denyer *et al* 2014). Aunque los autores mencionados anteriormente poseen discrepancias con respecto a la dirección de compresión se considera que la dirección de dicha compresión fue muy cercana al N-S; lo cual produjo un levantamiento regional, permitiendo la depositación de sedimentos y el emplazamiento de arrecifes de rudistas.

• **Eoceno Medio:**

Evento tectónico compresivo con dirección SW-NE que causó desprendimientos, deslizamientos y deformación caótica por gravedad de la parte superior de la secuencia oceánica y un levantamiento drástico (Baumgartner *et al.* 1984).

• **Mioceno Superior:**

Varios autores como Dengo (1962b), Kuijpers (1979), Astorga *et al.* (1992) y Sprechmann *et al.* (1994) consideran una compresión regional durante el Eoceno Superior, con una dirección NNE-SSW.

Además, en el trabajo realizado por Denyer *et al.* (2014), se definen dos dominios neotectónicos en la Península de Nicoya, el primero se ubica en la zona central NW de la península, el cual es de tipo traslacional hacia el norte y se caracteriza por poseer fallas de movimiento dextral con rumbo N-S y en menor medida fallas sinestrales de rumbo ENE, oblicuas inversas-sinestrales y las inversas E-W a NW. El segundo dominio se encuentra en el sector sur de la península e incluye fallas de movimiento dextral y sinistral, sin que se haya logrado determinar un movimiento traslacional predominante.

Las fallas presentes en el área de estudio, se encuentra dentro del primer dominio neotectónico, en el cual las fallas principales poseen movimiento dextral con un rumbo cercano al N-S; y dentro del subdominio traslacional-compresivo determinado por Denyer & Montero (2011), ubicado en el sector central de la península. De lo anterior resulta de una combinación de movimientos, traslacionales hacia el N y contraccionales E-W.

- **Falla Bagaces:**

Se indica que, en 1988, en un informe interno ICE-ENEL, esta falla es ubicada con una con una dirección NNE-SSW y una longitud de 40 km. Posteriormente Montero & Alvarado (1988) asocian esta falla con los terremotos de Bagaces ocurridos en 1935 y 1941. Denyer *et al.* (2014) indica que es una continuación del Sistema de Falla Carmona. Además, sugiere que debido a los rasgos geomórficos (ríos, cerros y curvas de nivel con desvíos hacia la derecha) posee un movimiento dextral. En el mapa de Denyer & Alvarado (2007) dibujan la falla Bagaces cortando los depósitos de ignimbrita del Plio-Pleistoceno, lo cual la colocaría como una falla Neotectónica. Climet *et al.*, (2016) indican que la falla Bagaces posee una dirección N-S hasta NNW-SSE y se extiende por 40 km, pero se encuentra fragmentada en dos segmentos, limitados por la falla Quebrada Pital, que desplaza sinistralmente a la falla Bagaces. El segmento norte se extiende por 25 km desde la finca San Rafael hasta el cerro Rama de Nance. En este segmento, se muestra un valle de falla muy prominente, que se extiende a lo largo de 10 km y ha sido ocupado parcialmente por el río Salto y el río Potrero. Hacia el oeste de finca Sierra, la falla se abre en dos tramos, los cuales buzan uno hacia el otro, lo que forma una pequeña cuenca. En el segmento sur se extiende por 15 km y finaliza en las cercanías de cerro El Roble, donde se observa un desplazamiento de 4 km de tipo dextral, entre la loma Agua Fría y la fila Cerro Gorda (Climet *et al.*, 2016).

4.2.4.4. Sismotectónica, amenaza sísmica y volcánica

Como parte de los estudios realizados en el sitio por el Área de Amenazas y Auscultación Sismológica y Volcánica del ICE, se presenta las características regionales y locales relacionadas con la tectónica y sismicidad de la región noroeste de Costa Rica, así como un análisis de las principales fuentes sísmicas y su posible impacto sobre las obras del proyecto. Seguidamente se presentan las principales conclusiones:

El sitio de estudio está localizado en una región con condiciones sismotectónicas caracterizadas por la ocurrencia periódica de eventos sísmicos importantes ($MW \geq 6,5$), relacionados tanto al fallamiento superficial como a la fuente de la subducción. Por ello, el diseño y desarrollo de las obras ameritan un adecuado y riguroso diseño sismo-resistente.

Los resultados de este estudio de amenaza sísmica servirán de base para caracterizar la demanda sísmica en el sitio de proyecto y definir su uso en el diseño sísmico de las obras, ante la ocurrencia de sismos fuertes. La selección de los parámetros para el diseño final deberá estar regida por un adecuado balance costo-seguridad de las obras de este gran proyecto. Se han utilizado criterios geológicos, morfológicos y estructurales para identificar y trazar las fallas principales en la zona de proyecto. De ellas, existen dos fallas principales, la Bagaces y la Montenegro, muy similares entre sí, paralelas, con dirección NNW-SSE (N-S en algunos tramos), ambas dextrales. Estas conforman un sistema de fallas que genera una zona de cizalla entre ellas, lo que ha generado un fallamiento secundario de tipo normal que conforma un graben de dirección NE-SW. Además, existen varias fuentes termales, algunos pozos termales y salida de gases por fracturas que parecen estar asociados a las fallas regionales. La falla Bagaces ha sido sugerida como la fuente de los terremotos de Bagaces de 1935 y 1941 (Montero & Alvarado, 1988). Debido a que las localizaciones se realizaron a partir de datos macrosísmicos y su precisión no es muy buena, también existe la posibilidad de haya sido la falla Montenegro la responsable de dichos sismos. Por lo que para fines del presente informe se consideran ambas fallas como potencialmente activas. Al observar la localización de los terremotos de 1935 y 1941, parece darse una migración de la sismicidad hacia el sur. Sin embargo, debido a la incertidumbre de la localización realizada con datos macrosísmicos esto no se puede afirmar de forma contundente. Se sugiere que en el caso de ocurrir un sismo en la falla Bagaces, resulta poco probable que esta rompa a lo largo de toda la longitud del plano de falla, debido a su segmentación (discontinuidad) controlada por la falla Quebrada Pital. Al considerarse las fallas Bagaces y Montenegro como potencialmente activas, las fallas normales que forman el graben, también se consideran activas, por lo que incluso es posible que se generen nuevas fallas y fracturas de orientación similar (NE-SW). Sin embargo, todas estas fallas hacia el interior del graben son de longitudes menores, comparadas con las fallas principales. Aunque en las cercanías de la zona del proyecto se encuentran las fallas Bagaces y Montenegro y las fallas del graben asociado, no se ha observado la presencia de una falla importante directamente sobre la fundación de la presa. De acuerdo al análisis determinístico de

amenaza sísmica, se esperaría que en el sitio donde se localiza la presa del proyecto puedan presentarse a futuro, niveles de intensidad de la sacudida sísmica de 0,87 g (aceleración pico), dado que ocurre un evento de magnitud 6,5 en la falla Bagaces (segmento sur). Valores de aceleración pico de 0,62 g se podrían presentar para eventos de magnitudes similares en el segmento norte de la misma falla o en la falla Montenegro. En el caso de ocurrir un evento de subducción de magnitud 7,9 en la zona de Nicoya, se esperaría un valor de aceleración horizontal pico de 0,56 g para condición de roca. Los eventos antes indicados presentarían una duración del movimiento fuerte de 7s, en el caso de la falla cortical y de 14 s durante el de subducción. El escenario relacionado con el segmento sur de la falla Bagaces, debido a su cercanía con el sitio de presa, se considera como el escenario más severo o conservador, inclusive si el evento sísmico planteado, y debido a esta condición de cercanía de la falla, se podrían presentar valores de aceleración pico instantáneos superiores a 1 g, ya que se estarían presentando intensidades sísmicas en campo muy cercano. Del análisis probabilístico se han estimado valores de aceleración horizontal pico de 0,53 g, 0,64 g, 0,77 g y 0,82 g para periodos de retorno de 500, 1000, 2000 y 2500 años. Del análisis de desagregación de la amenaza sísmica probabilística, se ha identificado que los sismos que ocurren a distancias mayores a 60 km del sitio de proyecto aportan poco a la amenaza. Sin embargo, aquellos que ocurran a distancias entre los 50 y 60 km y entre los 5 y 15 km serán los que más aportaran, particularmente para el parámetro de aceleración pico a nivel de terreno (PGA), tanto para periodos de retorno de 500 como de 2500 años. Para la componente espectral de SA (1s) los sismos que más aportan más a la amenaza son los que ocurren a distancias entre los 50 y 60 km, tanto para periodos de retorno de 500 como de 2500 años. Para efectos de definir los sismos de diseño planteados por el ICOLD y que representan los diferentes niveles de demanda sísmica en el sitio de proyecto, el grupo diseñador deberá de utilizar los resultados obtenidos en este informe, en conjunto con información relacionada con la importancia y tipo de la obra, el método de diseño y el nivel de riesgo que se considere aceptable y que asegure un adecuado balance costo-beneficio, de acuerdo a los lineamientos o normas que se siguen actualmente para el diseño de presas o cualquier otra obra relacionada a ella. Igualmente,

estos resultados podrán ser utilizados en cualquier proceso de selección de registros instrumentales de aceleración-tiempo (acelerogramas), en el caso que se decida realizar análisis dinámicos de diseño. En el caso que se utilice métodos pseudo-estáticos para efectos del análisis de la presa, se debe considerar que Costa Rica y la región donde se encuentra localizado el proyecto se debe considerar como de alta actividad sísmica a la hora de seleccionar los coeficientes sísmicos relacionados. En el caso de las edificaciones del proyecto que deban ser diseñadas siguiendo métodos como el del Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CFIA, 2010), los valores pico de aceleración de este informe deberán ser reducidos en un 20 % para llevarlos a aceleración pico efectiva, de acuerdo a los indicado por Laporte (2006) y Climent et al. (2010). La componente vertical del movimiento sísmico, en el caso que se necesite, se puede obtener como $2/3$ del valor de la aceleración horizontal pico. Es importante que se consideren posibles efectos secundarios debido a la sacudida sísmica, como licuefacción, deslizamiento, caída de grandes bloques de piedra, especialmente en aquellos sitios de obra con condiciones topográficas o de suelos propensas a que estos fenómenos se presenten, especialmente si se combinan con la ocurrencia conjunta de sismo y lluvias severas.

4.2.4.5. Geología, hidrogeología y geotecnia del sitio de obras

- **Investigación realizada**

La generación del modelo geológico se ha apoyado sobre tres ejes principales: sondeos exploratorios, prospección geofísica y levantamiento geológico de superficie. Los datos extraídos - litológicos y de permeabilidad-, fueron almacenados metódicamente para la modelación numérica y la gestión geoespacial de éstos. El resultado es un modelo sólido del macizo rocoso, con una resolución de 2 x 2 x 2 metros. El área de modelación es de alrededor de 1.35 km², conformada por un polígono casi cuadrangular de 1198 m por 1130 m de lado. El rango de elevación del modelo va desde la cota -50 msnm hasta la cota 100 msnm. Este modelo del macizo incluye: la caracterización litológica a detalle y la representación de las principales estructuras, la distribución de la permeabilidad a través

de éste y una interpretación básica de las zonas más permeables asociadas al contexto litológico. Finalmente se discuten los resultados del análisis de los hallazgos y su influencia en los diseños de excavación y de obras civiles.

- **Hallazgos de la investigación geológica**

A continuación, se describen las relaciones estratigráficas en los diversos litotipos encontrados en el área de modelación, su descripción detallada y su distribución espacial. Además, se mencionan las principales estructuras encontradas y el arreglo de fracturas más reciente presente en el área de modelación.

Se muestran las permeabilidades medias para cada litotipo y las zonas saturadas definidas en el modelo.

- **Estratigrafía del área de modelación**

En total, en el área de modelación se han definido 33 litotipos, agrupados en 8 diferentes ambientes de formación y correlacionados con 5 unidades informales presentes en el área de modelación. En la Tabla 4.3 se muestran los litotipos definidos durante la etapa de investigación definidos mediante la asignación de valor G:

Tabla 4.3. Litotipos definidos en el sitio de estudio
unidad informal asociada posición estratigráfica relativa

LITOTIPO				
CÓDIGO LITO	DESCRIPCIÓN	G-VALUE	CALIFICADOR	UNIDAD ESTRATIG. INFORMAL
COB	COBERTURA SUELO VEGETAL	0,10		
COL	COLUVIO	0,20	COBERTURA	RECIENTE
PSL	PALEOSUELO	0,30		
IGN	IGNIMBRITA SOLDADA RICA EN FIAMMES	1,00	TOBA SOLDADA	PAN DE AZÚCAR
TBP-10	TOBA BRECHOSA PUMITICA	2,00	TOBAS	RAMA DE NANCE
TBL	TOBA BRECHOSA LITICA	3,00	BRECHOSAS	
AMI-10	ARENISCA MEDIA INCONSOLIDADA	4,00		
AGI	ARENISCA GUIJARROSA INCONSOLIDADA	4,10	SEDIMENTARIO FLUVIAL INCONSOLIDADO	FLUVIAL 1
AMI-20	ARENISCA MEDIA INCONSOLIDADA	4,20		
TBE	TOBITA BRECHOSA ESCOREACEA	4,30		
AMM-10	ARENISCA MEDIA MASIVA	4,40		
AML	ARENISCA MEDIA LAMINADA	4,50		
QBX-10	QUENCH BRECCIA	5,00		
FAV-10	FLUJO AFANITICO VESICULAR	6,00		
FAM	FLUJO AFANITICO MASIVO	7,00	LAVAS	AGUA FRÍA
FAV-20	FLUJO AFANITICO VESICULAR	8,00		
QBX-20	QUENCH BRECCIA	9,00		
AFC	ARENISCA FINA CARBONIFERA	9,10		
AMM-20	ARENISCA MEDIA MASIVA	9,30		
TBP-20	TOBITA BRECHOSA PUMITICA	9,50	SEDIMENTARIO FLUVIAL CONSOLIDADO	
TLL	TOBITA LODOSA LAMINADA	9,60		
TLM-10	TOBITA LODOSA MASIVA	10,00		
AGM-10	ARENISCA GUIJARROSA MASIVA	11,00		
AGL	ARENISCA GUIJARROSA LAMINADA	11,10		
TLM-20	TOBITA LODOSA MASIVA	12,00		
DIA	DIATOMITA	12,10	SEDIMENTARIO LACUSTRE CONSOLIDADO	FLUVIAL 1
AMI-30	ARENISCA MEDIA INCONSOLIDADA	12,20		
AMM-30	ARENISCA MEDIA MASIVA	12,30		
AGM-20	ARENISCA GUIJARROSA MASIVA	13,00	SEDIMENTARIO FLUVIAL CONSOLIDADO	
TBP-30	TOBITA BRECHOSA PUMITICA	14,00		
CGI	CONGLOMERADO GUIJARROSO IGNEO	14,10		
AMM-40	ARENISCA MEDIA MASIVA	14,20		
TLM-30	TOBITA LODOSA MASIVA	15,00		

Fuente: ICE, 2018

- **Litotipos definidos para el área de modelación**

A continuación, se describen las características principales de los litotipos que conforman los diferentes terrenos geológicos del área de modelación. Se describen por grupos de formación según su origen.

- **Sedimentario fluvial consolidado**

Estos espesos paquetes de sedimentos fluviales pertenecen a la Unidad Informal Fluvial 1, la cual consta de intercalaciones métricas a centimétricas de tobitas (lodos) masivas y laminadas, intercaladas con tobitas brechosas ricas en pómez. Se observan estructuras de bioturbación y restos fósiles de materia orgánica (hojas y tallos). Adicionalmente, esta

unidad se compone de niveles decimétricos a métricos de areniscas finas, medias y guijarrosas, masivas y laminadas (cruzada y paralela), con grados de consolidación variable. El color va desde gris claro a gris verdoso, violeta y pardo. La estratificación es de geometría tabular, con espesores relativamente constantes, en algunos niveles se han determinado acuñamientos y ocasionalmente estratos lenticulares. El espesor de esta unidad, observado en los sondeos exploratorios es de alrededor de 60.00 m, sin embargo, el contacto inferior es un elemento indeterminado en esta investigación.

- **Sedimentario lacustre consolidado**

Este litotipo está asociado a la Unidad Informal Fluvial 1 y está representado por un nivel de diatomita (DIA) de unos 3,00 m de espesor. Color blanco, localmente rosado. Es un depósito mayormente masivo con laminación local. Se observa una débil oxidación esporádica. Es un material granular fino, de carácter hidrofílico.

- **Lavas**

Se asocian con la Unidad informal de Lavas Agua Fría. Esta unidad presenta tres variantes en el área de modelación: lavas masivas (FAM), lavas vesiculares (FAV) y brechas lávicas con incorporación importante de sedimentos inconsolidados, tipo brecha peperítica (QBX). La secuencia usual es un nivel de lavas masivas en el núcleo, con niveles de lavas vesiculares sobreyaciendo y subyaciendo las lavas masivas mediante contactos transicionales. La brecha peperítica (QBX) presenta la misma relación estratigráfica que las lavas vesiculares con respecto a la lava masiva. Las lavas masivas (FAM) son de color gris oscuro a gris azulado, son afíricas (hipocristalinas) y poseen un elevado peso específico. Presentan ocasionalmente fracturamiento extensional con rellenos duros, y ocasionalmente se encuentran silicificadas. Las lavas vesiculares (FAV) tienen coloración similar a las masivas. La vesicularidad es transicional, con mínimos de 2-3%, aumentando hasta alcanzar un 35% del volumen de roca. El porcentaje de vesículas más común se encuentra entre el 10-20%. Las brechas peperíticas (QBX) son de ocurrencia ocasional, tanto al techo como al piso del nivel tabular de lavas. Los bloques de lava son vesiculares (10-25%) y presentan bordes

irregulares, usualmente con texturas tipo Jig-saw y halos de alteración. Estos bloques pueden alcanzar diámetros máximos de 25.0 cm y representan usualmente un 65-75% del volumen del litotipo, logrando alcanzar localmente hasta un 95% del volumen total. El sedimento incorporado usualmente es de grano fino y se supone inconsolidado y con grados variables de saturación en el momento de su incorporación al flujo lávico.

- **Sedimentario fluvial inconsolidado**

Pertencen a la Unidad Informal Fluvial 1 y representan los niveles más juveniles de esta espesa secuencia.

Estos sedimentos están conformados por areniscas medias y guijarrosas, masivas y laminadas. Ocasionalmente se observan niveles de tobetas brechosas, principalmente escoriáceas. La característica común de estos niveles arenosos es su pobre consolidación. Lo que los hace una secuencia de muy baja calidad geomecánica.

- **Tobas brechosas**

Corresponde con la Unidad informal Rama de Nance. Está representada por una toba brechosa con dos fases, una lítica (TBL) y la otra pumítica (TBP-10). Estos litotipos se encuentran registrados en los sondeos ERP-PER-03, ERP-PER-07, ERP-PER-08 y ERP-PER-12. La brecha pumítica se encuentra sobreyaciendo a la brecha lítica, en una proporción volumétrica de 1:3. La brecha lítica presenta un color blanquecino. Está compuesta por líticos en mayor cantidad y pómez, el cual incrementa su porcentaje composicional hacia el techo. Los líticos son <30.0 cm en los sondeos, sin embargo, se han visto aflorando bloques métricos, posiblemente hacia la base del depósito. Estos clastos y bloques son desde angulares hasta redondeados, principalmente de composición lávica variable, presentan mala selección y gradación normal. Es un depósito masivo. La brecha pumítica es color blanquecino, amarillento y pardo. Está conformada mayormente por fragmentos de pómez <20.0 cm y líticos <2.0 cm, en menor cantidad. Presenta mala selección. Los componentes van desde angulares hasta redondeados. El soporte es por fragmentos. El espesor conjunto

de ambos depósitos, en el área de modelación, es de alrededor de 20.00 m, es una de las litologías de mayor extensión superficial en el área de modelación.

- **Toba soldada**

La toba soldada hace referencia a la ignimbrita con fiammes, color gris, de la Unidad Pan de Azúcar (IGN). Esta unidad se caracteriza por tener una base poco soldada con ausencia de fiammes. Hacia el techo aumenta el soldamiento y con ello el porcentaje de fiammes, al mismo tiempo que la cantidad de líticos disminuye hacia el techo. Presenta foliación de flujo, lo que genera planos de debilidad sub horizontales, los cuales se conjugan con las fracturas subverticales, extensivas, asociadas al efecto de dilatación térmica por un rápido enfriamiento.

- **Cobertura**

Está conformada por materiales de formación reciente, principalmente suelos de origen vegetal y colúvios (COB, COL). Por conveniencia para la modelación, también se ha incluido en este grupo el litotipo de paleosuelos (PSL).

4.2.4.6. Distribución espacial de las unidades geológicas en superficie

La topografía es bastante regular y el diferencial de elevaciones es relativamente bajo. Las cumbres de los altos topográficos están coronadas por mesetas de ignimbritas bien soldadas (ver Figura 4.21). Subyaciendo a esta unidad de ignimbritas se encuentran las tobas, las cuales cubren una importante porción del área de modelación. Inmediatamente en contacto con las ignimbritas, se encuentra el estrato tabular de tobas pumíticas (TBP-10), en color amarillo, y por debajo de esta se ubica la toba lítica (TBL), en color gris. Ambos litotipos se asocian a un mismo evento explosivo que dio origen a este depósito: un flujo de bloques y ceniza.

Ambos litotipos, corresponden al cuerpo principal de este tipo de depósitos, que se caracteriza por tener gradación inversa y enriquecimiento hacia el techo de clastos de pómez (TBP-10). Así también, gradación normal y enriquecimiento hacia la base de clastos líticos (TBL). Esta diferenciación se interpreta como el reflejo de la movilidad vertical de los clastos de acuerdo a sus contrastes de densidad durante la corriente. Subyaciendo a esta unidad de tobas se encuentra un depósito arenoso de geometría tabular. En la margen derecha del río se denomina como una arenisca media inconsolidada (AMI-20) y en margen izquierda, se denomina arenisca media masiva (AMM-10), la cual tiene un mayor grado de consolidación. Posiblemente ambos litotipos arenosos pertenezcan al mismo evento de formación, aunque con grados diferentes de litificación.

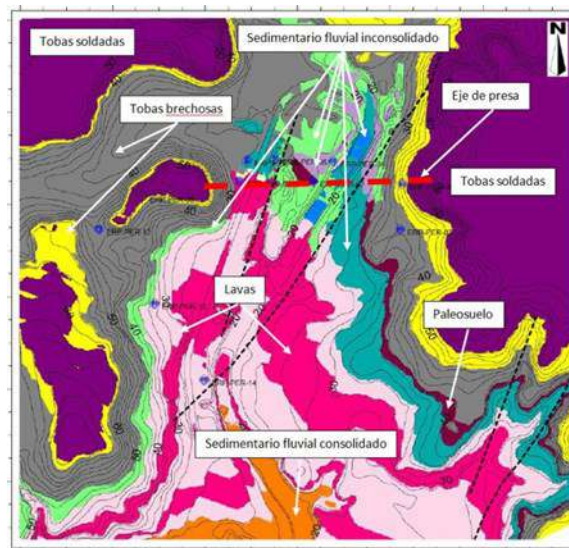


Figura 4.21. Mapa geológico del área de modelación.

Fuente: ICE, 2018

Sobreyaciendo a esta arenisca masiva, se identificó un paleosuelo de alrededor de 2.00 m de espesor, únicamente en margen izquierda. Posiblemente su geometría es irregular y limitada. Por debajo de este estrato arenoso se encuentra un nivel de lavas. Estas presentan una geometría tabular con terminaciones irregulares e interdigitadas con sedimentos aledaños.

Debido a la disposición espacial de sus facies brechosa (QBX), vesicular (FAV) y masiva (FAM), este nivel estratigráfico se interpreta como un posible evento volcánico de tipo fisural. Los productos de este volcanismo, ingresaron localmente entre sedimentos saturados y presumiblemente inconsolidados. Esta interacción es la responsable de la diferenciación de facies del evento lávico. Por debajo de este paquete de lavas se encuentran los espesos depósitos fluviales, cuyo espesor se estima en varios cientos de metros. En esta investigación se obtuvo un registro de espesor máximo de 61.50 m (ERP-PER-05). Estos depósitos no afloran en superficie, dentro del área de modelación, excepto quizá sobre el lecho del río, hacia el límite sur del área del modelo mostrado en la Figura 4.21. Son producto de la constante acción fluvial típica de llanura de inundación. Presentan diversas granulometrías y estructuras internas que reflejan un ambiente altamente dinámico, desde regímenes de baja energía (lacustre), hasta areniscas medias y gruesas con laminaciones cruzadas (fluvial de moderada energía). Su formación se dio posiblemente durante el Plioceno.

4.2.4.7. Estructuras principales y patrón de fracturamiento superficial

Se han identificado dos estructuras principales en el sitio de presa (falla F-20 y falla F-30, Figura 4.22), las cuales han sido registradas en los sondeos ERPPER-05 y en algunos de los sondeos de las mini cortinas de inyección de prueba ERP-CP1 Y ERP-CP2. Las líneas punteadas de menor calibre, en la Figura 4.22 son fallas menores, inferidas a partir de morfología. Estas fallas (F-20 y F-30), son estructuras subverticales (70-90°), y presentan rumbos entre los 020° y 035° de azimut. Los espesores reales aproximados son de entre 1-3 m, determinados en sondeos verticales e inclinados. No poseen zonas de afectación extensas, sino al contrario, parecen ser estructuras con contactos definidos y regulares, en contacto neto con la roca sin afectación. El núcleo de estas fallas presenta una plasticidad muy alta y comportamiento de fluencia. Debido a su naturaleza, este terreno posee una permeabilidad muy baja, del orden de 10^{-5} cm/s, por lo que su carácter hidrogeológico las define como sellos. La red de fracturamiento producto de la deformación tectónica tiene

concordancia con la orientación de las fallas mayores. En la Figura 4.22 se aprecian las tendencias más frecuentes analizadas en la zona central del desplante del plinto.

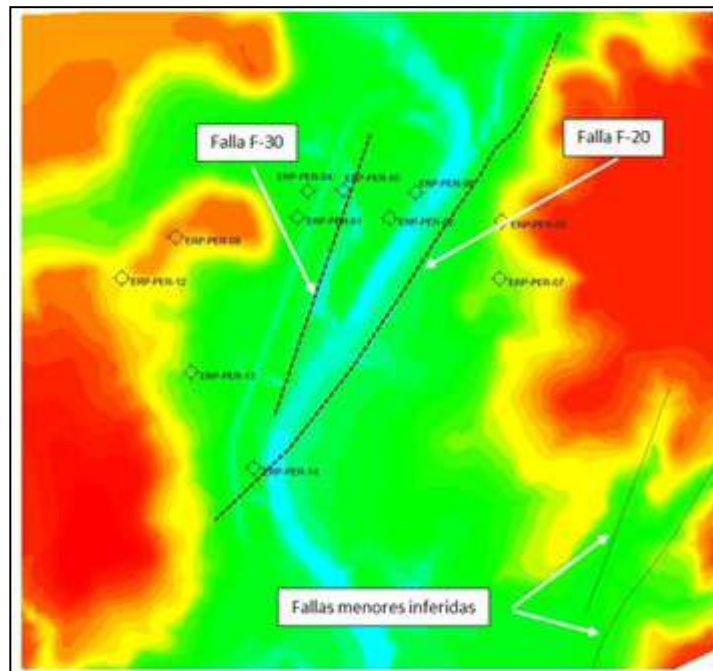


Figura 4.22. Mapa de ubicación de las estructuras principales en el área de modelación

Fuente: ICE, 2018

Las fracturas se inclinan mayoritariamente hacia el azimut 320° con una inclinación predominante de 80° . El rumbo más frecuente es en dirección al azimut 230° (suroeste), tal y como se muestra en la Figura 4.23. Son fracturas mayormente cerradas y se encuentran principalmente cortando unidades blandas. Cuando cortan a las lavas, las fracturas usualmente muestran rellenos de minerales cristalinos (zeolita, calcita, cuarzo). Excepto, en las cercanías de las fallas F-20 y F-30, donde el fracturamiento es abierto y usualmente con pátinas de óxidos ferrosos que evidencian la circulación de agua a través de estas zonas.

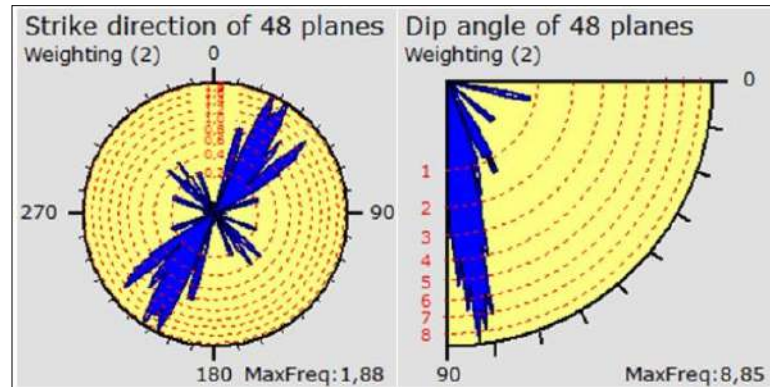


Figura 4.23. Frecuencias de rumbos e inclinaciones para la red de fracturamiento superficial en la zona central del plinto
Fuente: ICE, 2018

En la Figura 4.24 se muestra un ejemplo de esta condición, registrada en el sondeo ERP-PER-05. Se observa una lava fracturada, con planos abiertos y oxidados, en las cercanías de la falla F-20.



Figura 4.24. Patrón de fracturamiento abierto en las cercanías de la falla F-20
Fuente: ICE, 2018

4.2.4.8. Rango de permeabilidades de los diferentes litotipos

Se realizaron alrededor de 107 ensayos de tipo Lugeon a lo largo de un total de 557,4 m de sondeos exploratorios, ejecutados en los alrededores de la zona de obras civiles del embalse. Esto arroja un promedio de 5.20 m por ensayo, muy cercano a lo establecido en la metodología de manera ideal (5.00 m por ensayo), a pesar de la flexibilidad con que se modificaron algunos ensayos en función de las características geológicas del tramo ensayado. La Tabla 4.4 resume las características de permeabilidad, obtenidas a partir de

pruebas de inyección de agua a presión (tipo Lugeon), de las litologías presentes en la zona de obras del embalse.

Principales grupos litológicos presentes en el sitio de obras y sus parámetros de permeabilidad obtenidos mediante ensayos de inyección de agua a presión (WPT).

Tabla 4.4. Litotipos definidos en el sitio de estudio
unidad informal asociada posición estratigráfica relativa

Litología		Permeabilidad K (cm/s)				Número de ensayos
		Mínima	Máxima	Moda	Promedio	
Sedimentario fluvial consolidado (AFC, AMM, TLL, TLM, AGM, AGL, AGM, CGI)		8,08E-08	1,44E-03	1,97E-04	2,91E-04	44
Sedimentario lacustre consolidado (DIA)		4,03E-04	4,03E-04	4,03E-04	4,03E-04	1
Lavas	Brecha peperítica (QBX)	3,43E-06	5,23E-04	2,18E-04	1,78E-04	9
	Vesicular (FAV)	3,33E-07	6,82E-04	1,69E-04	1,28E-04	15
	Masiva (FAM)	1,33E-08	6,82E-04	4,14E-04	1,37E-04	14
	Contactos con sedimentario	2,33E-06	5,95E-04	3,02E-05	1,51E-04	10
Tobas brechosas (TBP, TBL)		2,33E-06	4,73E-04	NA	2,16E-04	8
Sedimentario fluvial inconsolidado (AMI, AGI, TBE, AMM, AML)		7,94E-08	7,70E-04	NA	1,35E-04	6

Fuente: ICE, 2018

En promedio, el orden de magnitud del macizo es de 10^{-4} cm/s. Las mayores permeabilidades fueron registradas en el sedimentario fluvial consolidado, particularmente en una arenisca media con baja consolidación, su permeabilidad es del orden de 10^{-3} cm/s. De igual forma, las permeabilidades más bajas se han registrado en el mismo grupo litológico, con un valor del orden de 10^{-8} cm/s, obtenida en una tobita lodosa escasamente fracturada, con laminación y alto grado de consolidación. Las lavas en general, poseen una notoria uniformidad de valores de permeabilidad, a pesar de su variabilidad de fases. Es importante anotar, que la permeabilidad en las lavas es de tipo secundario, a través de

fracturamiento abierto. Desde esta perspectiva, las lavas masivas al tener una mayor rigidez, presentan mayor fracturamiento y por consiguiente una permeabilidad mayor que las lavas vesiculares. La brecha peperítica está en un rango intermedio de permeabilidad entre la lava vesicular y la masiva. Su carácter bimodal ejerce una importante influencia sobre rango de permeabilidad debido a su componente granular de pobre consolidación funcionando como matriz. Las tobas brechosas presentan permeabilidades máximas similares al sedimentario fluvial consolidado.

4.2.4.9. Zonas permeables del modelo

Se han definido tres zonas de alta permeabilidad dentro del bloque de modelación. La más superficial, se asocia a un acuífero libre superior en comunicación hidráulica directa con el río. El río alterna su condición de efluente e influente con respecto a este acuífero, a lo largo de su cauce en la zona de modelación. Este acuífero se forma por encima del nivel de lavas masivas (Figura 4.25), las cuales funcionan como un acuitardo que dificulta la migración vertical de la infiltración. El flujo a través de esta unidad está restringido a zonas de fracturamiento puntual que actúan como macroporos, permitiendo la recarga vertical, tanto descendente como ascendente.

Las litologías que conforman esta zona de saturación son la brecha peperítica superior (QBX-10) y la lava vesicular superior (FAV-10). Localmente, por la lava vesicular inferior (FAV-20) y la arenisca guijarrosa inconsolidada (AGI)

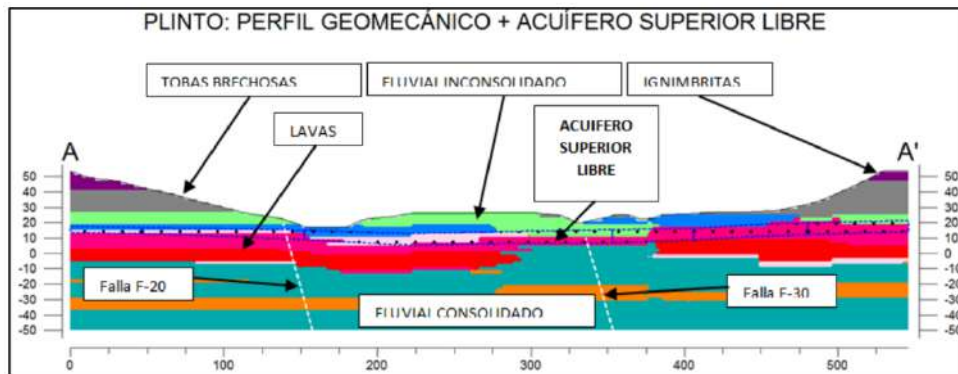


Figura 4.25. Ubicación del acuífero superior libre: aproximadamente de 10 a 20 msnm

Fuente: ICE, 2018

El nivel saturado intermedio se encuentra por debajo del nivel de lavas (Figura 4.26) que se extiende por todo el bloque de modelación. Esta zona de saturación se encuentra en una relación directa con la superficie de contacto entre el nivel de lavas y el sedimentario fluvial consolidado (inferior). Comúnmente en litotipo de arenas guijarrosas, masivas y laminadas (AGM-10, AGM-20, AGL). Ocasionalmente se ubica en lentes de conglomerados con aporte ígneo y en el contacto inferior de las lavas vesiculares con el sedimentario fluvial consolidado (CGI, FAV-20 /contacto inferior). La recarga de este acuífero se da posiblemente desde el acuífero superior libre, a través de macroporos de zonas de fracturamiento abierto en el nivel de lavas. También es posible que se dé recarga vertical (hacia arriba) desde el nivel saturado más profundo.

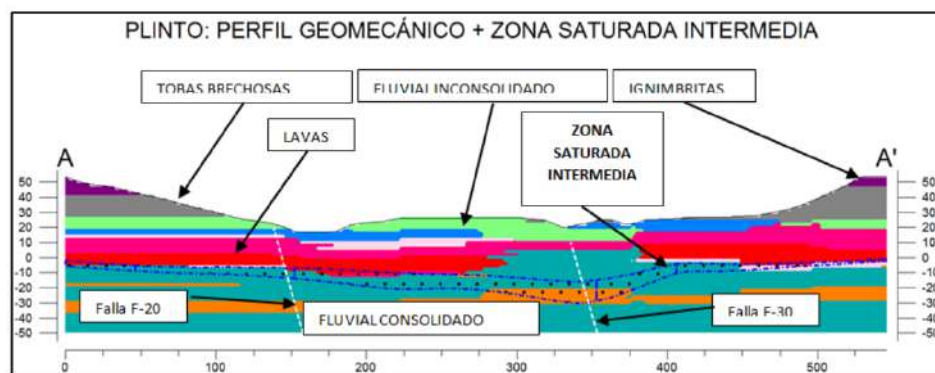


Figura 4.26. Ubicación de la zona saturada intermedia: aproximadamente de -25 a 0 msnm

Fuente: ICE, 2018

La zona saturada inferior está prácticamente restringida a un mismo nivel litológico. Este acuicludo presenta confinamiento parcial y manifiesta pequeñas presiones, está albergado por la arenisca guijarrosa masiva de nivel estratigráfico inferior: AGM-20. En la Figura 4.27 se detalla esta condición. Su confinamiento está evidenciado en el piezómetro No.3 del sondeo exploratorio ERP-PER-05. En este sondeo se captó un nivel del litotipo AMG-20 afectado por la falla F-30. Debido a esto, la configuración hidrogeológica sondeada en este punto puede ser algo compleja, existiendo confinamiento superior debido a la baja permeabilidad del macizo sobre yacente, así como confinamiento lateral, debido a la baja permeabilidad de la falla que atraviesa este nivel tabular.

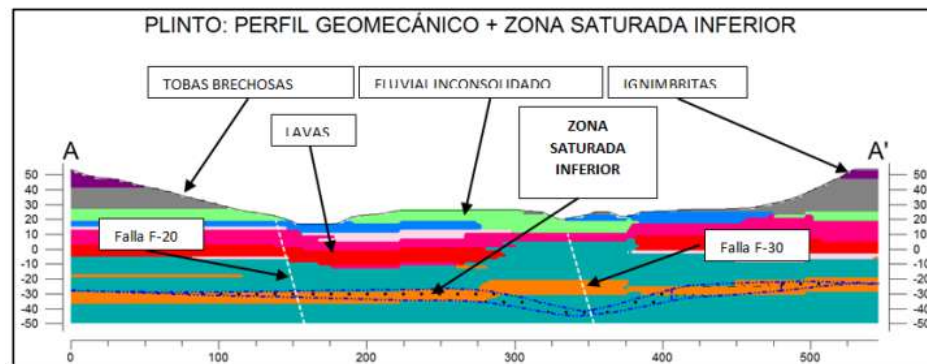


Figura 4.27. Ubicación de la zona saturada intermedia: aproximadamente de -40 a -20 msnm

Fuente: ICE, 2018

4.2.5. Investigación geotécnica realizada

La investigación geotécnica en los sitios de obra, se orientó en el desarrollo de un modelo geológico-geotécnico que permitiera valorar las condiciones del macizo rocoso y como podrían afectar en la futura construcción de las obras. Con base en la campaña de investigación geológica, donde se realizaron descripciones tanto de afloramientos del macizo rocoso como de los núcleos de perforación obtenidos, se ejecutaron una variedad importante de pruebas geotécnicas tanto in situ como en el laboratorio. En la Tabla 4.5 se resume el tipo y cantidad de investigación geotécnica in situ realizada para el desarrollo del modelo geológico geotécnico.

Tabla 4.5. Tipo y cantidad de investigación realizada in situ

Ensayo	Cantidad	Longitud (m)
Perfiles geofísicos	17	6740
Perforaciones	26	850
Lugeon	99	---
Goodman	105	---
Texam	23	---

Fuente: ICE, 2018

Tanto las pruebas geotécnicas de deformación (Goodman Jack, Presiómetro Texam), como la prueba de permeabilidad Lugeon, se realizaron dentro de las perforaciones. La Tabla 4.6 indica la cantidad de pruebas realizadas por perforación.

Tabla 4.6. Distribución de pruebas de deformación y permeabilidad realizadas para el desarrollo del modelo geológico

Perforación	Profundidad (m)	Goodman Jack	Presiómetro Texam	Ensayo Lugeon
ERP-PER-01	60	14	---	8
ERP-PER-02	60	17	5	14
ERP-PER-03	60	14	---	13
ERP-PER-04	60	12	1	11
ERP-PER-05	60	5	3	9
ERP-PER-06	60	13	---	12
ERP-PER-07	30	6	2	7
ERP-PER-08	50	6	5	9
ERP-PER-12	40	6	5	8
ERP-PER-13	30	12	---	5
ERP-PER-14	30	---	2	3

Fuente: ICE, 2018

Adicional a estos ensayos, se ejecutaron muestreos en afloramientos, descripciones en trincheras, pruebas de placa de carga, sondeos con el Dilatómetro Marchetti (DMT), ensayo de penetración de cono (CPT), prueba de penetración estándar (SPT), sondeos con auger, pruebas de permeabilidad Matsu Akai y voladuras de prueba en los sitios de cantera. La

cantidad de ensayos adicionales realizada para el desarrollo del modelo geológico-geotécnico se resume en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7. Tipo y cantidad de ensayos de investigación adicional

Ensayo	Cantidad
Muestreo de afloramientos	27
Descripción de trincheras	54
Pruebas de placa	24
Sondeos DMT	23
Sondeos CPT	1
Sondeos SPT	12
Sondeos auger	6
Pruebas de permeabilidad	4
Voladuras de prueba	3

Fuente: ICE, 2018

4.2.5.1. Definición de unidades geotécnicas

La definición de las unidades geomecánicas determinadas en los sitios de obra (presa, vertedor, casa de máquinas y embalse), se basó en la definición de los treinta y tres litotipos definidos en el modelo geológico. El nivel de detalle realizado en la descripción y definición de los litotipos, así como la coordinación entre las áreas de Ingeniería Geológica e Ingeniería Geotécnica en la extracción de muestras, permitió la definición de las unidades geotécnicas a partir del comportamiento esperado de los materiales, en cuanto a su capacidad de soporte y estabilidad de excavaciones. Además, la agrupación consideró el origen de los materiales encontrados en las perforaciones. La Tabla 4.8, correlaciona los litotipos determinados con las unidades geotécnicas establecidas.

Tabla 4.8. Correspondencia entre litotipos y unidades geotécnicas determinadas

Litotipo		Unidad Geotécnica	
Código	Descripción	Código	Descripción
COB	Cobertura suelo vegetal	UG-01	Cobertura de suelo vegetal
COL	Coluvio		
PSL	Paleosuelo		
IGN	Ignimbrita soldada rica en fiammes	UG-02	Ignimbrita soldada rica en fiammes
TBP-10	Toba brechosa pumítica	UG-03	Toba brechosa
TBL	Toba brechosa lítica		
AMI-10	Arenisca media inconsolidada	UG-04	Arenisca inconsolidada
AGI	Arenisca guijarrosa inconsolidada		
AMI-20	Arenisca media inconsolidada		
TBE	Tobita brechosa escoriácea		
AMM-10	Arenisca media masiva	UG-05	Arenisca masiva
AML	Arenisca media laminada		
QBX-10	Quench breccia	UG-06	Quench breccia
FAV-10	Flujo afanítico vesicular	UG-07	Flujo afanítico vesicular
FAM	Flujo afanítico masivo	UG-08	Flujo afanítico masivo
FAV-20	Flujo afanítico vesicular	UG-07	Flujo afanítico vesicular
QBX-20	Quench breccia	UG-06	Quench breccia
AFC	Arenisca fina carbonífera	UG-09	Areniscas y tobas laminares
AMM-20	Arenisca media masiva		
TBP-20	Tobita brechosa pumítica		
TLL	Tobita lodosa laminada		
TLM-10	Tobita lodosa masiva		
AGM-10	Arenisca guijarrosa masiva	UG-10	Arenisca guijarrosa masiva
AGL	Arenisca guijarrosa laminada	UG-09	Areniscas y tobas laminares
TLM-20	Tobita lodosa masiva		
DIA	Diatomita		
AMI-30	Arenisca media inconsolidada		
AMM-30	Arenisca media masiva	UG-10	Arenisca guijarrosa masiva
AGM-20	Arenisca guijarrosa masiva		
TBP-30	Tobita brechosa pumítica	UG-09	Areniscas y tobas laminares
CGI	Conglomerado guijarroso ígneo		
AMM-40	Arenisca media masiva		
TLM-30	Tobita lodosa masiva		

Fuente: ICE, 2018

4.2.5.2. Definición de parámetros geomecánicos para cada unidad geotécnica

La definición de los parámetros geomecánicos para cada una de las unidades geotécnicas, tomo como base la agrupación realizada de las muestras obtenidas tanto en las perforaciones como en los demás ensayos geotécnicos realizados. Esta agrupación consideró el modelo geológico definido para los sitios de obras y las unidades geotécnicas determinadas e indicadas en la tabla anterior. Una vez agrupadas las muestras, se procedió a realizar un análisis estadístico de la de los resultados obtenidos tanto en laboratorio como in situ. Con base en lo anterior se definió para cada unidad geotécnica: parámetros de resistencia de la roca intacta, propiedades de resistencia del macizo y clasificación geomecánica del macizo rocoso.

Para la caracterización de la roca intacta, se tomaron muestras de roca de las perforaciones ERP-PER-01, ERP-PER-02, ERP-PER-03, ERP-PER-04, ERP-PER-05, ERP-PER-06, ERP-PER-07, ERP-PER-08, ERP-PER-12, ERP-PER-13 y ERP-PER-14. A partir de los núcleos de perforación se determinaron las propiedades la matriz rocosa de cada una de las unidades geomecánicas que se determinó están presentes en el sitio de construcción de las obras. En la Tabla 4.9 se indican las propiedades geomecánicas de la roca intacta, definidas para cada unidad geotécnica.

Tabla 4.9. Propiedades de la roca intacta de cada unidad litológica

Propiedades		Unidad geotécnica						
		UG02	UG03	UG04	UG05	UG06	UG07	UG08
σ_c (MPa)	Mínimo	24,7	1,2	1,4	2,3	1,4	3,6	23,2
	Máximo	40,2	2,5	---	5,6	16,3	145,2	183,8
	Media	31,1	1,8	---	4,0	10,8	31,9	76,3
E_{50} (MPa)	Mínimo	2934	8	468	44	70	823	4142
	Máximo	9119	676	---	1766	8476	23041	31074
	Media	6847	268	---	934	4198	8092	15894
σ_t	Mínimo	---	---	---	0,6	---	2,5	1,1
	Máximo	---	---	---	0,9	---	19,1	18,6
	Media	---	---	---	0,7	---	7,6	11,1
Propiedades índice	Gs (kN/m ³)	22,4	11,1	11,6	13,0	14,1	20,6	25,8
	% Abs	4,4	34,1	36,0	27,0	12,3	4,2	1,4
	Gs	2,29	1,26	---	1,39	1,79	2,18	2,65
	Vp	3954	1333	1160	1628	3186	4368	5187

Fuente: ICE, 2018

Por otra parte, los parámetros de resistencia a la corte, fueron estimados a partir de ensayos triaxiales. Se investigaron los parámetros de resistencia al corte del macizo bajo el criterio de Mohr-Coulomb. En la

Tabla 4.10 se indican los parámetros de resistencia al corte determinados para cada una de las unidades anteriormente mencionadas.

Tabla 4.10. Valores medios de los parámetros de resistencia al corte

Propiedades		Unidad geotécnica						
		UG02	UG03	UG04	UG05	UG06	UG07	UG08
Resistencia al corte	c (MPa)	0,80	0,03	0,03	0,05	0,16	0,18	0,31
	ϕ (°)	34	19	16	27	29	39	46

Fuente: ICE, 2018

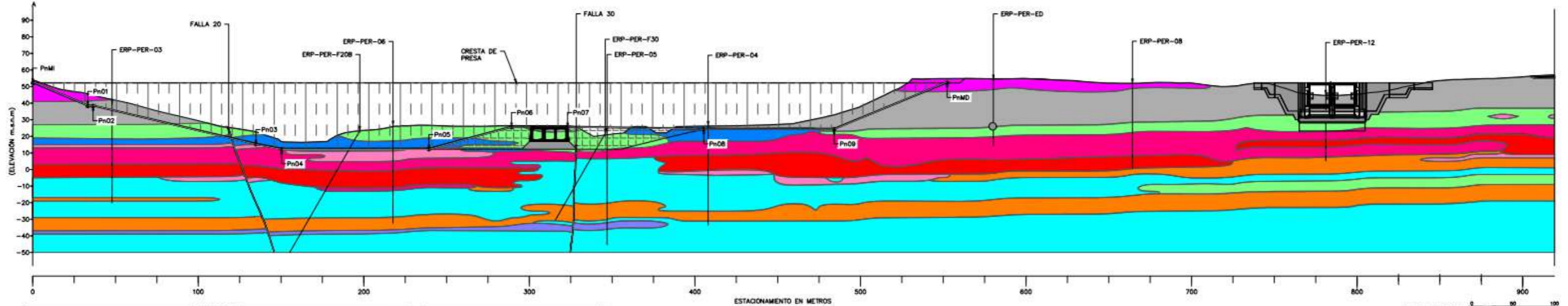
Tal y como se muestra en la Tabla 4.11, en cuanto a la clasificación del macizo rocoso, con los datos recopilados en la descripción de las perforaciones y los levantamientos de

afloramientos representativos del macizo rocoso, se aplicaron los sistemas de clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989), y GSI (Hoek, 2002).

Tabla 4.11. Clasificación geomecánica presente en el sitio del embalse

Propiedades		Unidad geotécnica						
		UG02	UG03	UG04	UG05	UG06	UG07	UG08
RMR	Media	61	48	53	60	58	57	62
	Clase	II	III	III	III	III	III	II
	Rango	46 – 68	38 – 65	50 – 66	45 -73	48 – 64	32 – 81	37 – 86
GSI	Rango	40 – 65	35 – 45	45 – 60	40 – 65	45 – 60	60 – 75	60 - 80

Fuente: ICE, 2018



LITOTIPO					
LEYENDA LITOLÓGICA	CÓDIGO LITOLÓGICO	DESCRIPCIÓN	G-VALUE	CALIFICADOR	UNIDAD ESTRATIGRÁFICA INFORMAL
[Red]	COB	COBERTURA SUELO VEGETAL	0.10	COBERTURA	RECIENTE
[Orange]	COL	COLUVIO	0.20		
[Yellow]	PSL	PALEOSUELO	0.30		
[Pink]	IGN	IGNMBRITA SOLDADA RICA EN FIAMMÉS	1.00	TOBA SOLDADA	PAN DE AZOCAR
[Light Green]	TBP-10	TOBA BRECHOSA PUMÍTICA	2.00	TOBAS BRECHOSAS	RAMA DE NANCE
[Light Blue]	TBL	TOBA BRECHOSA LÍTICA	3.00		
[Light Green]	AMI-10	ARENISCA MEDIA INCONSOLIDADA	4.00	SEDIMENTARIO FLUVIAL INCONSOLIDADO	FLUVIAL 1
[Light Blue]	AGI	ARENISCA GUJARROSA INCONSOLIDADA	4.10		
[Light Green]	AM-20	ARENISCA MEDIA INCONSOLIDADA	4.20		
[Light Blue]	TBE	TOBITA BRECHOSA ESCOSÉACA	4.30		
[Light Green]	AMM-10	ARENISCA MEDIA MASIVA	4.40		
[Light Blue]	AML	ARENISCA MEDIA LAMINADA	4.50		
[Pink]	QBX-10	QUENCH BRECCIA	5.00	LAVAS	AGUA FRIA
[Light Green]	FAV-10	FLUJO AFANÍTICO VESICULAR	6.00		
[Light Blue]	FAM	FLUJO AFANÍTICO MASIVO	7.00		
[Light Green]	FAV-20	FLUJO AFANÍTICO VESICULAR	8.00		
[Light Blue]	QBX-20	QUENCH BRECCIA	9.00	SEDIMENTARIO FLUVIAL CONSOLIDADO	FLUVIAL 1
[Light Green]	AFC	ARENISCA FINA CARBONIFERA	9.10		
[Light Blue]	AMM-20	ARENISCA MEDIA MASIVA	9.30		
[Light Green]	TBP-20	TOBITA BRECHOSA PUMÍTICA	9.50		
[Light Blue]	TLL	TOBITA LODOSA LAMINADA	9.60		
[Light Green]	TLM-10	TOBITA LODOSA MASIVA	10.00		
[Light Blue]	AGM-10	ARENISCA GUJARROSA MASIVA	11.00		
[Light Green]	AGL	ARENISCA GUJARROSA LAMINADA	11.10		
[Light Blue]	TLM-20	TOBITA LODOSA MASIVA	12.00		
[Light Green]	DIA	DIATOMITA	12.10		
[Light Blue]	AM-30	ARENISCA MEDIA INCONSOLIDADA	12.20	SEDIMENTARIO FLUVIAL CONSOLIDADO	FLUVIAL 1
[Light Green]	AMM-30	ARENISCA MEDIA MASIVA	12.30		
[Light Blue]	AGM-20	ARENISCA GUJARROSA MASIVA	13.00		
[Light Green]	TBP-30	TOBITA BRECHOSA PUMÍTICA	14.00		
[Light Blue]	CGI	CONGLOMERADO GUJARROSO IGNEO	14.10		
[Light Green]	AMM-40	ARENISCA MEDIA MASIVA	14.20		
[Light Blue]	TLM-30	TOBITA LODOSA MASIVA	15.00		

UNIDADES GEOMECANICAS		
LEYENDA LITOLÓGICA	CÓDIGO LITOLÓGICO	CÓDIGO GEOMECAÁNICO
[Red]	COB	UG 01
[Orange]	COL	UG 02
[Yellow]	PSL	UG 03
[Light Green]	TBP-10	UG 04
[Light Blue]	TBL	UG 05
[Light Green]	AMI-10	UG 06
[Light Blue]	AGI	UG 07
[Light Green]	AM-20	UG 08
[Light Blue]	TBE	UG 09
[Light Green]	AMM-10	UG 10
[Light Blue]	AML	UG 11
[Pink]	QBX-10	UG 12
[Light Green]	FAV-10	UG 13
[Light Blue]	FAM	UG 14
[Light Green]	FAV-20	UG 15
[Light Blue]	QBX-20	UG 16
[Light Green]	AFC	UG 17
[Light Blue]	AMM-20	UG 18
[Light Green]	TBP-20	UG 19
[Light Blue]	TLL	UG 20
[Light Green]	TLM-10	UG 21
[Light Blue]	AGL	UG 22
[Light Green]	TLM-20	UG 23
[Light Blue]	DIA	UG 24
[Light Green]	AM-30	UG 25
[Light Blue]	AMM-30	UG 26
[Light Green]	AGM-20	UG 27
[Light Blue]	TBP-30	UG 28
[Light Green]	AMM-40	UG 29
[Light Blue]	TLM-30	UG 30
[Light Green]	AGM-10	UG 31
[Light Blue]	AGM-20	UG 32

PERFIL GEOMECANICO PLINTO - VERTEDOR
ESCALA 1:1250

PARAMETROS GEOMECANICOS																		
Código	Tipo	Propiedades Índice						Propiedades de Resistencia				Clasificación Geomecánica		E (MPa)	Parámetros de resistencia del macizo rocoso			
		Gs	e	%Abs	γd (kN/m ³)	γSAT (kN/m ³)	σC (MPa)	σT (MPa)	E50 (MPa)	Vp (m/s)	RMRbásico	GSI	φ		c (MPa)	Vp (km/s)	Vs (km/s)	
UG02	MI	Medio	1.67	0.008	17.73	15.9	18.4	15.8	---	3994	3036	61	56	1359	34	0.80	0.6	0.3
UG02	MD	Rango	1.19 - 2.01	0.001 - 0.015	8.4 - 36.37	1.7 - 19.8	2.3 - 21.5	3.5 - 30	---	739 - 9504	1530 - 10304	46 - 68	41 - 63	1359 - 1359	29 - 38	0.15 - 1.45	0.4 - 0.9	0.2 - 0.3
UG03	MI	Medio	2.29	0.006	4.44	22.4	31.1	6847	3954	61	56	2417	34	0.80	0.6	0.3		
UG03	MD	Rango	2.14 - 2.37	0.001 - 0.009	2.82 - 7.88	21.9 - 23.1	23.1 - 23.8	24.7 - 40.2	---	2934 - 9119	3548 - 4444	46 - 68	41 - 63	1359 - 3965	29 - 38	0.15 - 1.45	0.4 - 0.9	0.2 - 0.3
UG04	MI	Medio	1.26	0.013	34.14	11.1	14.6	1.8	---	268	1333	48	43	868	25	0.03	1.2	0.5
UG04	MD	Rango	1.08 - 1.73	0.008 - 0.032	13.15 - 47.19	1.1 - 16.4	1.5 - 18.6	1.2 - 2.5	---	8 - 676	756 - 2132	36 - 65	33 - 60	408 - 2784	25 - 25	0.03 - 0.03	1 - 1.5	0.3 - 0.6
UG05	MI	Medio	1.14	0.004	33.55	11.4	14.3	1.7	0.3	303	1274	55	50	1308	19	0.03	1.2	0.5
UG05	MD	Rango	1.02 - 1.33	0.001 - 0.014	27.1 - 39.5	8.9 - 15.4	11.7 - 20.3	0.8 - 4.2	0.1 - 0.6	123 - 593	656 - 2012	47 - 75	42 - 70	559 - 6511	13 - 24	0.02 - 0.04	1 - 1.5	0.3 - 0.6
UG06	MI	Medio	---	---	36.00	11.6	15.7	1.4	0.2	468	1160	53	48	91	16	0.03	0.5	0.3
UG06	MD	Rango	---	---	36 - 36	10.7 - 13.1	14.5 - 17.9	1.4 - 1.4	0.2 - 0.2	468 - 468	982 - 1403	50 - 66	45 - 61	14 - 276	16 - 16	0.03 - 0.03	0.3 - 0.7	0.3 - 0.3
UG07	MI	Medio	1.39	0.014	26.96	13.0	15.4	4.0	0.7	934	1628	60	55	1373	27	0.05	1.2	0.5
UG07	MD	Rango	1.17 - 1.65	0.001 - 0.033	16.6 - 39.12	11 - 16.4	11 - 19.1	2.3 - 5.6	0.6 - 0.9	44 - 1766	522 - 2645	45 - 73	40 - 68	100 - 3448	24 - 32	0.04 - 0.07	1 - 1.5	0.3 - 0.6
UG08	MI	Medio	1.79	0.014	7.29	17.4	18.6	7.1	---	2575	3842	63	58	967	29	0.16	3.0	1.4
UG08	MD	Rango	1.79 - 1.79	0.014 - 0.014	7.29 - 7.29	17.4 - 17.4	18.6 - 18.6	7.1 - 7.1	---	2575 - 2575	3842 - 3842	42 - 79	37 - 74	559 - 1150	20 - 34	0.07 - 0.3	2.6 - 3.4	1 - 1.8
UG09	MI	Medio	1.79	0.029	12.28	14.1	15.3	10.8	---	4198	3186	58	53	967	29	0.16	3.0	1.4
UG09	MD	Rango	1.1 - 2.08	0.011 - 0.05	4.56 - 42.39	0.2 - 19.4	0.2 - 20.7	1.4 - 16.3	---	70 - 8476	891 - 4038	48 - 64	43 - 59	559 - 1150	20 - 34	0.07 - 0.3	2.6 - 3.4	1 - 1.8
UG10	MI	Medio	2.18	0.079	4.15	20.6	21.2	31.9	7.8	8092	4368	57	52	5281	39	0.18	3.0	1.4
UG10	MD	Rango	1.69 - 2.65	0.003 - 1.724	1.22 - 8.02	7.8 - 26.2	8.2 - 26.2	3.6 - 145.2	2.5 - 19.1	823 - 23041	1617 - 5285	32 - 83	27 - 78	502 - 17625	30 - 50	0.11 - 0.3	2.6 - 3.4	1 - 1.8
UG11	MI	Medio	2.65	0.008	1.38	25.6	26.1	78.3	11.1	15891	5187	62	57	12036	46	0.31	3.0	1.4
UG11	MD	Rango	2.53 - 2.7	0.001 - 0.011	0.67 - 2.7	22.8 - 26.7	22.8 - 27	23.2 - 183.8	1.1 - 18.6	4142 - 31074	3881 - 5604	37 - 86	32 - 81	2201 - 35500	33 - 58	0.23 - 0.46	2.6 - 3.4	1 - 1.8
UG12	MI	Medio	1.26	0.013	33.20	12.3	15.0	4.8	0.7	1333	1640	57	52	665	26	0.05	---	---
UG12	MD	Rango	1.03 - 1.49	0.007 - 0.017	20.25 - 50.33	10 - 14.8	10.6 - 18.3	0.7 - 19.9	0.2 - 1.5	192 - 11264	762 - 2303	27 - 77	22 - 72	114 - 1494	10 - 35	0.02 - 0.08	---	---
UG13	MI	Medio	1.55	0.007	21.17	15.7	18.3	6.6	1.6	1519	2607	61	56	1436	27	0.12	---	---
UG13	MD	Rango	1.26 - 1.84	0.002 - 0.01	13.11 - 27.67	12.5 - 20.6	15.4 - 25.3	0.8 - 14.8	1 - 2.2	46 - 5148	1830 - 6194	28 - 75	23 - 70	411 - 3186	15 - 33	0.04 - 0.48	---	---
UG14	MI	Medio	1.63	0.415	20.13	17.2	19.7	4.5	1.4	1253	2505	---	---	2568	20	0.04	---	---
UG14	MD	Rango	1.37 - 1.84	0.001 - 1.66	15.97 - 25.58	13.5 - 21.2	16.9 - 21.2	4.5 - 4.5	1 - 2.3	1253 - 1253	1457 - 3575	---	---	2044 - 3092	20 - 20	0.04 - 0.04	---	---

TBP-10 Código numérico referente al nivel estratigráfico del litotipo. Nivel 10 es más somero que nivel 20.
 Sigla referente al tipo de roca, textura y composición.
 TBP-10: Toba Brechosa Pumítica, nivel 10 (más somero)

NOTAS GENERALES:
 1. Las dimensiones están dadas en metros (m), salvo alguna otra indicación.

Figura 4.28. Perfil geomecánico
 Fuente: ICE, 2018

4.3. Desarrollo del diseño y análisis de los resultados

4.3.1. Diseño de la geomembrana

4.3.1.1. Modelo en elemento finito

La presa que se diseñó como medida de adaptación para el cambio climático, consiste en una estructura clase I, tal y como lo muestra la Figura 4.29, la cual es una información del Código Geotécnico de Taludes y laderas de Costa Rica (2015), al tomar en consideración el volumen del embalse al nivel máximo de operación es de 88,10 Hm³ y la altura de la sección transversal máxima es de 40,00 m.

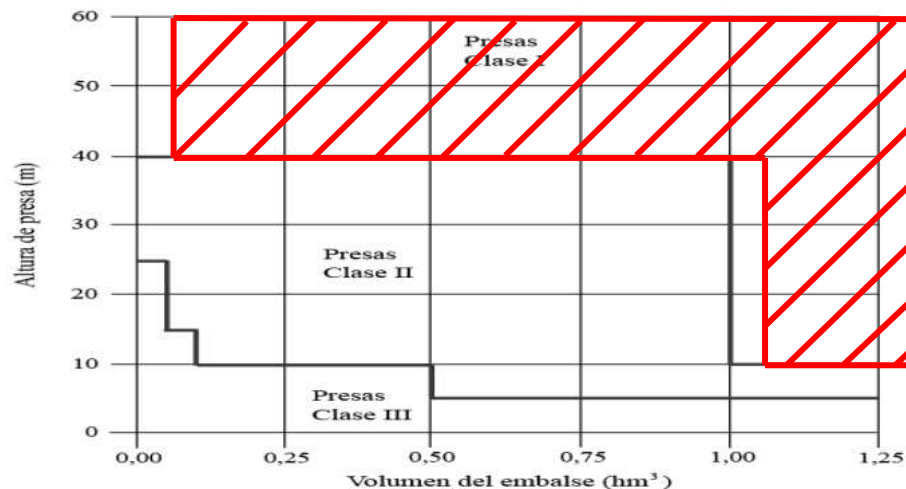


Figura 4.29. Clases de presas (adaptado de Amberg et al., 2002)

Fuente: CGTYLCR, 2015

Como se mencionó anteriormente, en la actualidad se desea brindarle otra opción adicional de impermeabilización al dueño del proyecto, por lo que el plan de trabajo de diseño contempla una modelación y análisis simplificado de las deformaciones de la presa clase I, pero esta vez con una pantalla impermeabilizadora con geomembrana.

Asimismo, no se utilizó el programa FLAC3D, debido a la complejidad del mismo, y que, el desarrollo de la destreza en su utilización se desarrolla con el tiempo y la práctica; es por lo

anterior que se escogió utilizar el Phase 2, el cual es un programa de elemento finito desarrollado por Rocscience, el cual tiene una interfase más amigable y no requiere un hardware complejo y oneroso, lo que se traduciría en celeridad en la modelación de la presa y la obtención de resultados, así como también un bajo costo.

Como base para el desarrollo del trabajo, se utilizaron los resultados obtenidos de la modelación y análisis realizado en el año 2018, los cuales se muestran en la Figura 4.30 y Figura 4.31. Estas figuras lo que muestran son los desplazamientos generados en el enrocado, en la sección transversal máxima de la presa, debido a la carga hidrostática que actúa en la cara aguas, tanto en el sentido horizontal como el vertical.

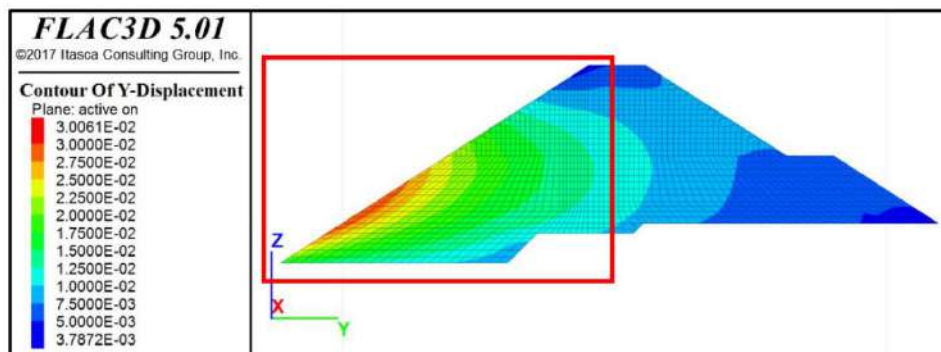


Figura 4.30. Desplazamientos horizontales, análisis de elemento finito en 3 dimensiones

Fuente: ICE, 2018

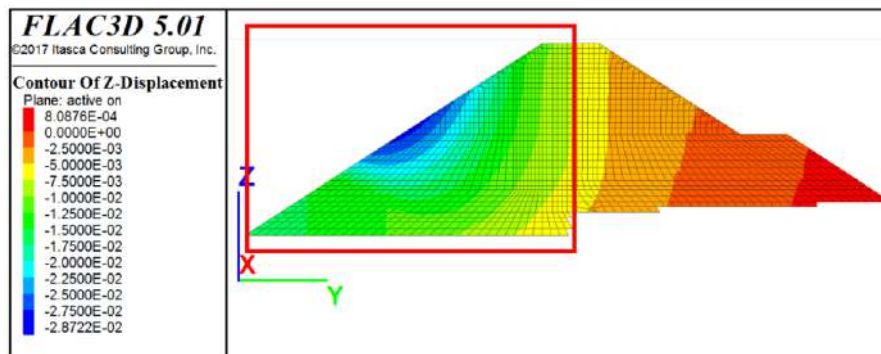


Figura 4.31. Desplazamientos verticales, análisis de elemento finito en 3 dimensiones

Fuente: ICE, 2018

Esta modelación realizada por el ICE en el año 2018, indica que en el sentido horizontal existen desplazamientos máximos de 3,00 cm, y en el sentido vertical de 2,87 cm (ver Figura 4.30 y Figura 4.31 anteriores).

Los resultados obtenidos en la modelación y análisis realizados en el año 2018 sirven de base para el diseño que se quiere hacer en la actualidad: se realizará es una modelación en 2 dimensiones de la sección transversal máxima de la presa, en el Phase 2, pero utilizando una parte de la sección transversal. La Figura 4.32 muestra la fracción de la presa que se utilizaría en el análisis, la cual está sombreada con color gris. 1000

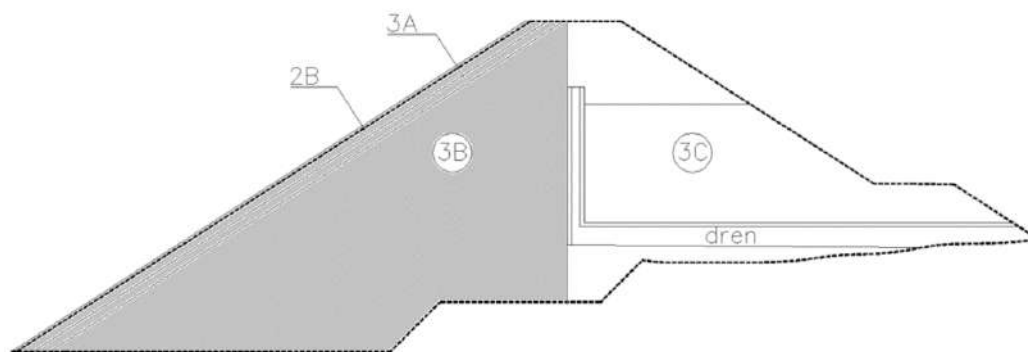


Figura 4.32. Sección transversal máxima de la presa, y la porción utilizada en el modelo (gris)

Fuente: Trabajo propio

- **Materiales**

Con respecto a las características geomecánicas de los materiales que componen el cuerpo de la presa, se siguió el criterio tomado por el ICE en el 2018 para realizar el modelo en el FLAC3D. En ese entonces se planteó que únicamente se aplicarían al modelo las propiedades de la zona 3B; por otro lado, los materiales de las zonas 2B y 3A se consideraron despreciables porque el espesor de las mismas es muy pequeño y tiene poca influencia en la deformabilidad de la presa. Así las cosas, en la Tabla 4.12 se muestran los datos utilizados para el modelo de la sección de la presa actual.

Tabla 4.12. Propiedades de los materiales que componen la presa de enrocado

Siglas	Descripción	γ kN/m ³	ϕ (°)	c (MPa)
2B	Ignimbritas	19,4	$\phi = \phi_{m\acute{a}x} - 6,6 \log \left(\frac{P_{media}}{P_a} \right)$	0
3A				
3B				

Fuente: ICE, 2018

Donde:

P_{media} : el promedio de los esfuerzos principales del enrocado s_1 , s_2 y s_3 .

P_a : presión atmosférica.

Asimismo, la Tabla 4.13 muestra las propiedades de la geomembrana utilizadas en el Phase 2, la cual se modeló como un elemento *liner*, el cual se sujeta a lo largo de la cara aguas arriba de la presa.

Tabla 4.13. Propiedades de la geomembrana

Propiedad	Valor
Espesor	3mm
Resistencia a la tensión	30 kN/m

Fuente: Carpi, 2017

Es importante indicar que la geomembrana PVC tiene mayor flexibilidad que una de HDPE, tal y como se muestra en la Figura 4.33, lo cual es importante debido a que la geomembrana PVC puede deformarse conforme la presa también lo hace, no así la geomembrana PVC.





Figura 4.33. Comparación entre geomembrana HDPE (izquierda) y geomembrana PVC (derecha)

Fuente: Carpi

- **Condiciones de frontera**

En la Tabla 4.14 se muestran las condiciones de frontera que se utilizaron en el modelo de elemento finito de la presa.

Tabla 4.14. Condiciones de frontera del modelo

Simbología	Condiciones de frontera
	Apoyo fijo: se utilizó para representar la interacción suelo estructura, en donde la carga gravitacional de la presa sobre el medio soportante impedirá que se generen deformaciones en cualquier sentido.
	Rodillo: se colocó de manera que solamente se pudieran generar desplazamientos verticales en el límite donde la presa tiene el mayor volumen y los menores desplazamientos. En este sector, se consideró que la presa no tiene capacidad para desplazarse de forma horizontal, debido a que la masividad de la presa.

Fuente: Trabajo propio

- **Cargas**

Asimismo, se incluyó en el modelo la carga hidrostática generada por el Nivel Máximo de Operación (NAMO), el cual actúa de forma perpendicular en la cara aguas arriba de la presa.

Es importante mencionar que en el modelo no se incluyó la carga de sismo porque el comportamiento dinámico de las losas de concreto como elementos estructurales que se deforman dinámicamente es casi imposible modelar. La forma de falla de una presa de materiales sueltos, generalmente no es por problemas en la resistencia al corte, sino por deformaciones.

- **Etapas consideradas**

El ICE realizó el modelado de la presa en el año 2018, para el cual fue consideradas tanto la etapa constructiva como la etapa de llenado del embalse. Los resultados mostrados en la Figura 4.30 y Figura 4.31 anteriores, muestran las deformaciones que se generaron en la presa, producto de las dos etapas ya mencionadas. Actualmente, para el desarrollo del

modelo en el Phase 2 se consideró la obtención de las mismas deformaciones en el sentido horizontal y vertical, que obtuvo el ICE en el año 2018, y con esto incluiría las deformaciones de ambas etapas, aunque no fueran modeladas. La Figura 4.34 representa lo anteriormente explicado.

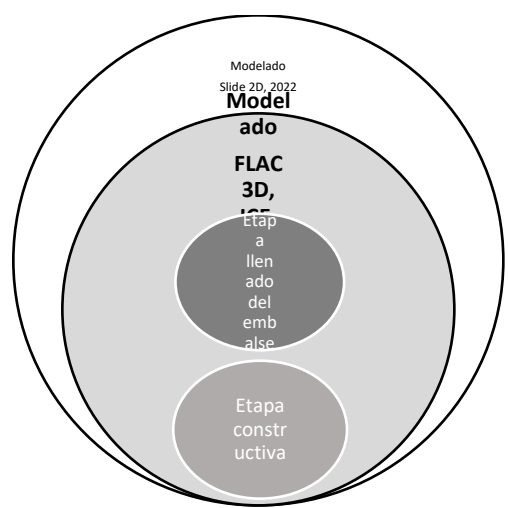


Figura 4.34. Modelado de las etapas del proyecto
Fuente: Trabajo propio

Finalmente, la Figura 4.35 muestra el modelo hecho en el Phase 2.

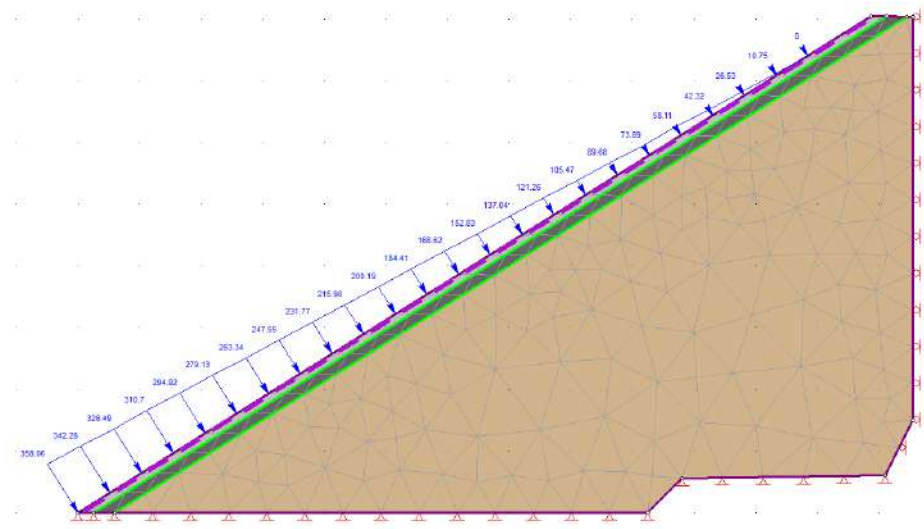


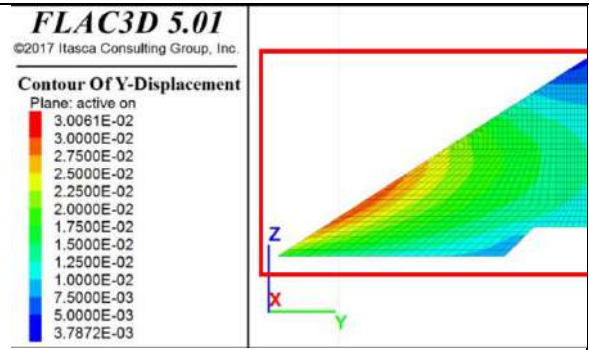
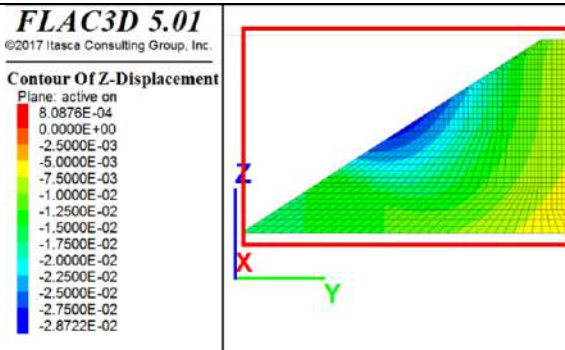
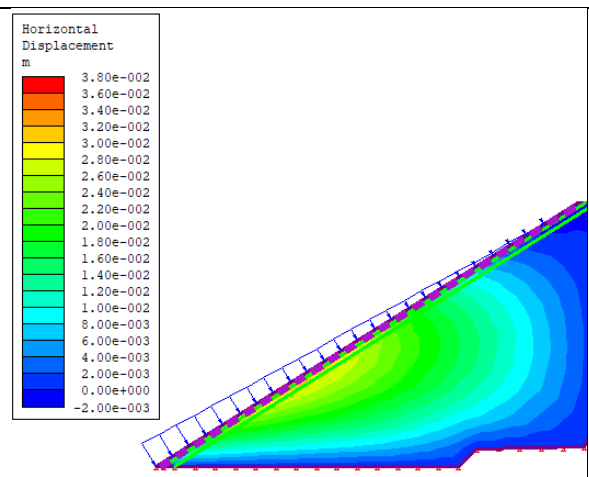
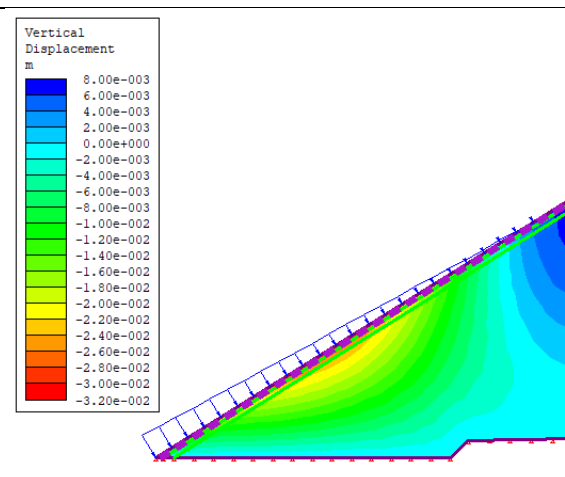
Figura 4.35. Modelo en elemento finito Phase 2 de una parte de la sección transversal máxima de la presa
Fuente: Trabajo propio

4.3.1.2. Análisis de los resultados

- Deformaciones obtenidas en el cuerpo de la presa

El módulo de interpretación de los cálculos realizados por el Phase2, brinda entre otras cosas, la información asociada con las deformaciones en el cuerpo de la presa en el sentido horizontal y vertical, cuyos resultados se muestran en la Tabla 4.15, así como también los resultados que había obtenido el ICE en el año 2018.

Tabla 4.15. Tabla comparativa de los resultados de deformaciones

Deformaciones			
Sentido horizontal (y)		Sentido Vertical (z)	
FLAC 3D			
			
Deformación máxima en y: 3,00 cm		Deformación máxima en z: 2,87 cm	
Phase 2			
			
Deformación máxima en y: 3,00 cm		Deformación máxima en z: 3,20 cm	

Fuente: ICE, 2018 y trabajo propio

La tabla anterior consolida los resultados obtenidos, en la cual se pueden observar, que el modelo realizado en el Slide 2D obtuvo las mismas magnitudes de deformabilidad, en esta parte de la sección transversal máxima de la presa.

Haimin et al (2018) mencionan que las distribuciones de los desplazamientos horizontales y verticales en la presa, causada por la presión hidrostática, son más altas en la cara aguas arriba y van decreciendo hacia la cara aguas abajo, tal y como se muestra en la Figura 4.36.

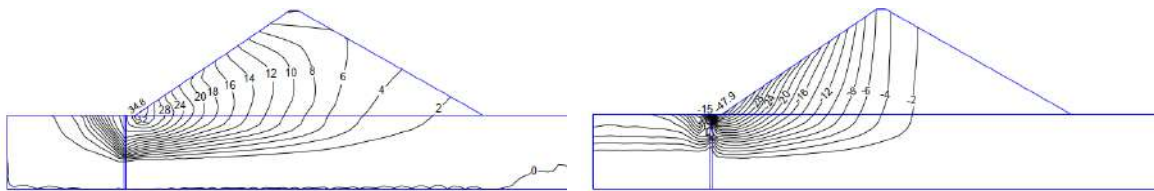


Figura 4.36. Distribución de desplazamientos en la presa, izquierda: sentido horizontal, derecha sentido vertical

Fuente: Haimin et al, 2018

Por lo tanto, tanto el modelo realizado por el ICE (2018) en el FLAC3D como el modelo del Phase2 realizado para este trabajo, cumplen con este criterio.

- **Deformaciones obtenidas en la geomembrana**

Las deformaciones obtenidas en el apartado anterior serán las que definan el comportamiento de la geomembrana. Al respecto, el Phase2 brinda información, no solamente de las deformaciones obtenidas en la geomembrana, sino de las cargas a tensión que actúan sobre la misma.

La Figura 4.37 muestra la deformada de la geomembrana en el sentido horizontal, representada por una línea color gris, en la cual se puede observar que la deformación principal se encuentra en tercio medio de la cara aguas arriba, sin embargo, esta deformación máxima horizontal produce que la geomembrana se comprima. Por el

contrario, en el primer y el tercer tercio de la cara aguas arriba, la geomembrana trabaja a tensión, pues se modeló como si ésta estuviera sostenida de los extremos.

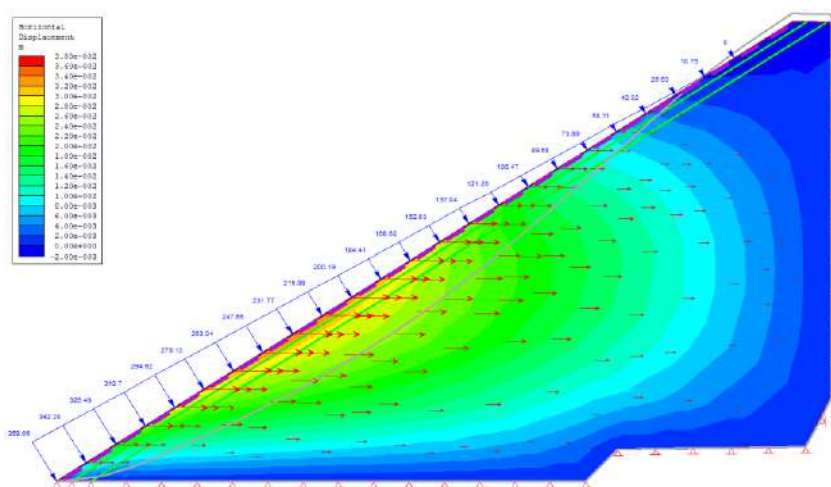


Figura 4.37. Deformada de la geomembrana debido a los desplazamientos horizontales de la presa

Fuente: Trabajo propio en el software Phase 2

Asimismo, el Phase 2 muestra los resultados de los valores de tensión a lo largo de la geomembrana, los cuales se muestran en la Figura 4.38, en la cual se puede observar que en el tercio medio de la cara aguas arriba de la presa, el Phase 2 reporta valores nulos de fuerza axial en la geomembrana. Esto se interpreta de la siguiente forma: cuando se define el material del elemento *liner* en el software Phase 2, se solicitan los valores mecánicos del material, específicamente el valor de resistencia a la carga de tensión por metro lineal. Así las cosas, como la geomembrana está actuando a compresión en el tercio medio de la presa para dos desplazamientos horizontales, el software Phase 2 reporta valores nulos de carga axial, pues él interpreta que la geomembrana no tiene capacidad para soportar compresión. Por el contrario, en el primer tercio y tercer tercio de la geomembrana, sí se generan fuerzas a tensión, las cuales el programa sí reporta valores. Nótese que los valores máximos a tensión, debido a los desplazamientos horizontales de la presa, son del orden de los -0.058 kN.

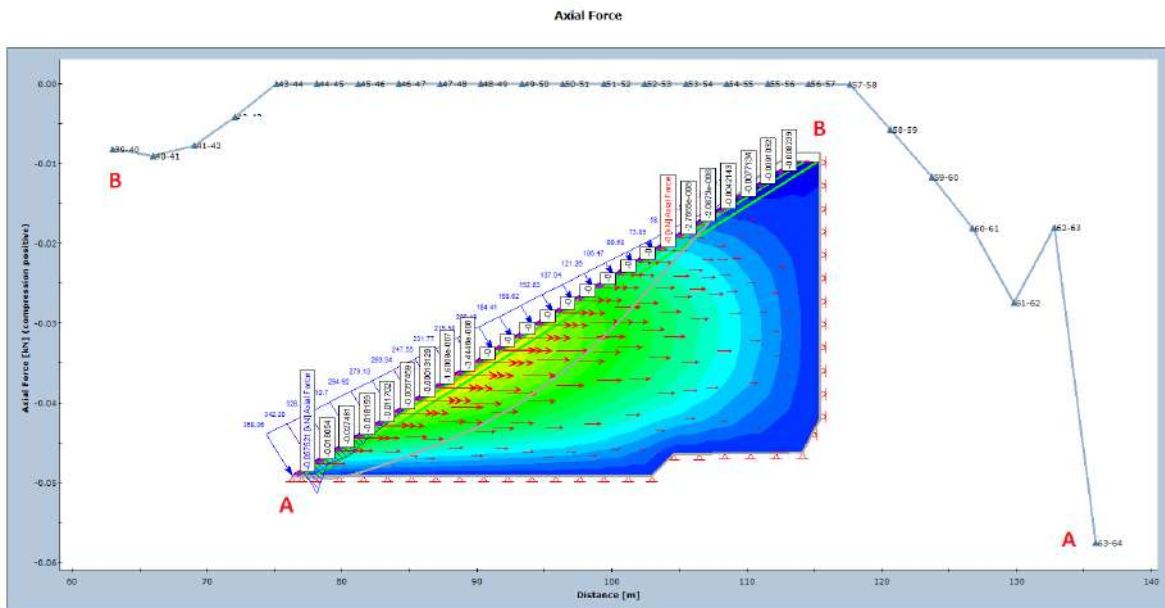


Figura 4.38. Cargas axiales debido a desplazamientos horizontales

Fuente: Trabajo propio

En el sentido vertical, el software Phase 2 modela también la deformada de la geomembrana, la cual se muestra como una línea en color gris en la Figura 4.39.

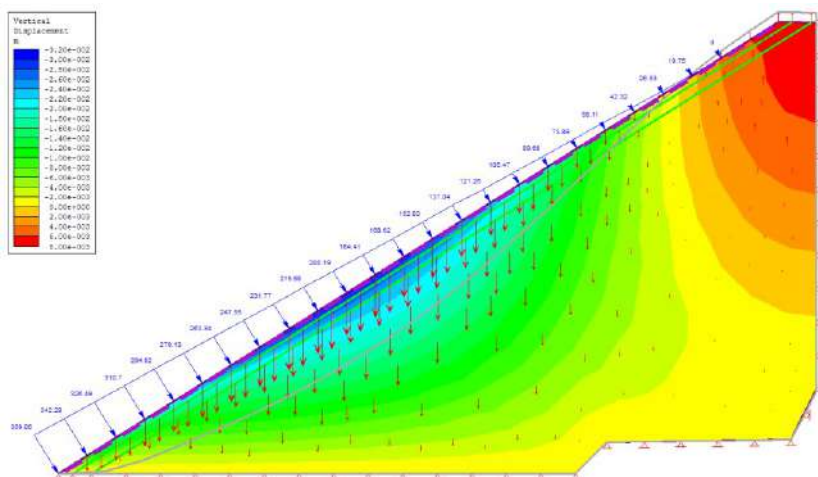


Figura 4.39. Deformada de la geomembrana debido a los desplazamientos verticales de la presa

Fuente: Trabajo propio en el software Phase 2

La Figura 4.40 muestra la salida del software Phase 2 en cuanto a los datos de las cargas axiales generadas debidos los desplazamientos verticales de la presa, en donde se reportan

tensiones nulas en el tercio medio de la geomembrana debido a que esta zona de la presa se encuentra a compresión, por otra parte, se reportan cargas a tensión en el primer y tercer tercio.

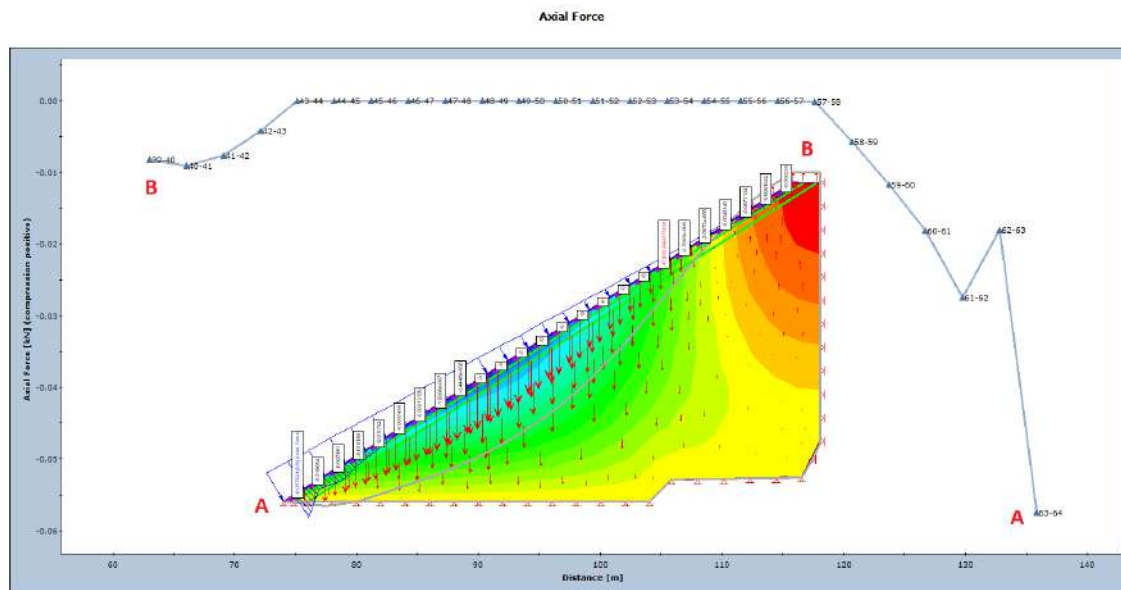


Figura 4.40. Cargas axiales debido a desplazamientos verticales

Fuente: Trabajo propio en el software Phase 2

La carga axial máxima a tensión que tendría que soportar la geomembrana debido a las deformaciones verticales son del orden de los 0,057 kn.

Finalmente, la Figura 4.41 y la Figura 4.42 muestran la deformada de la geomembrana producto de la resultante de los desplazamientos totales, así como las cargas axiales a tensión que experimentaría la geomembrana, en donde se reporta un valor máximo de 0,057 kN.

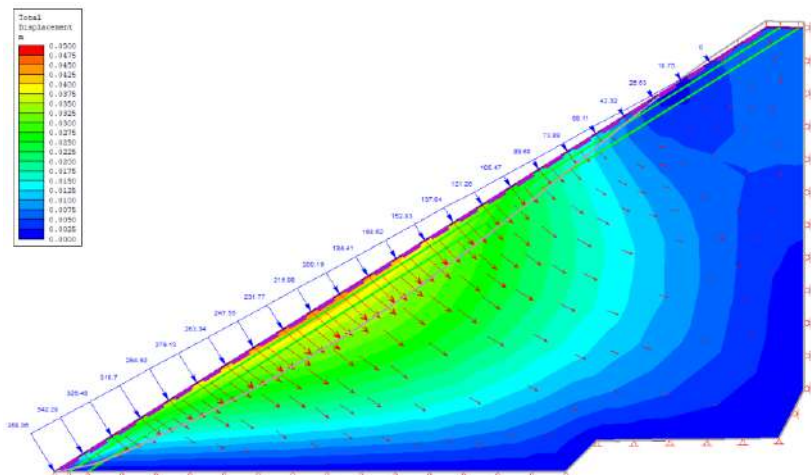


Figura 4.41. Deformada de la geomembrana debido a los desplazamientos totales de la presa

Fuente: Trabajo propio en el software Phase 2

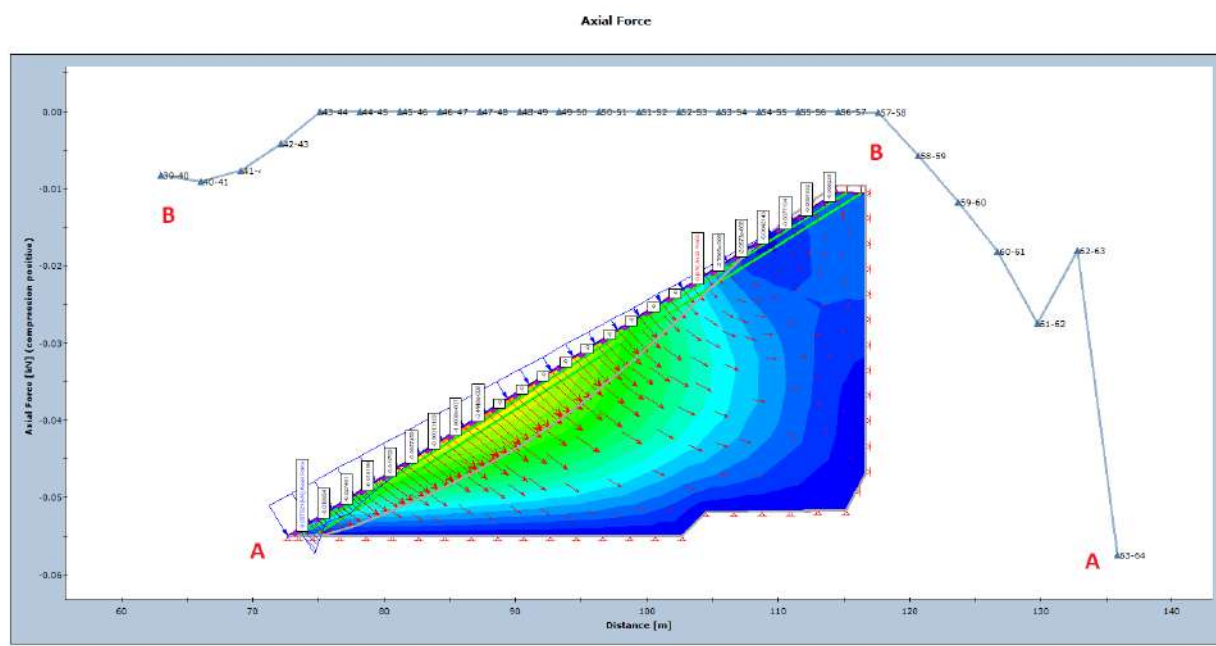


Figura 4.42. Cargas axiales debido a desplazamientos totales

Fuente: Trabajo propio en el software Phase 2

Es importante mencionar que los valores a tensión reportados por el Phase 2 son muy bajos, por lo que la geomembrana estaría en capacidad de soportar las deformaciones que le produzcan tensión.

4.3.2. Instalación de la geomembrana

Para el caso de este trabajo, se propone la utilización del sistema constructivo desarrollado por la empresa Carpi, de fabricación suiza, la cual instala geomembranas en presas de enrocado, según la secuencia mostrada en la Figura 4.43.

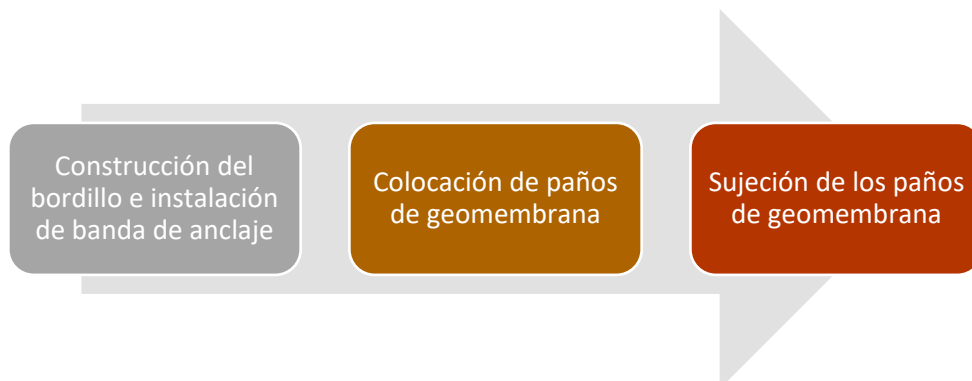


Figura 4.43. Metodología de instalación de geomembrana Carpi

Fuente: Carpi

- **Construcción de bordillo**

Como primer paso se debe construir un bordillo construido mediante extrusión del concreto pobre, que le brinde confinamiento al enrocado, y que a la vez sirva de soporte para instalación de las bandas de anclaje, tal y como se muestra en la Figura 4.44, Figura 4.45, Figura 4.46 y Figura 4.47.



Figura 4.44. Proceso de instalación de geomembrana Carpi - construcción del bordillo

Fuente: Carpi



Figura 4.45. Proceso de instalación de geomembrana Carpi – instalación de bandas de anclaje

Fuente: Carpi

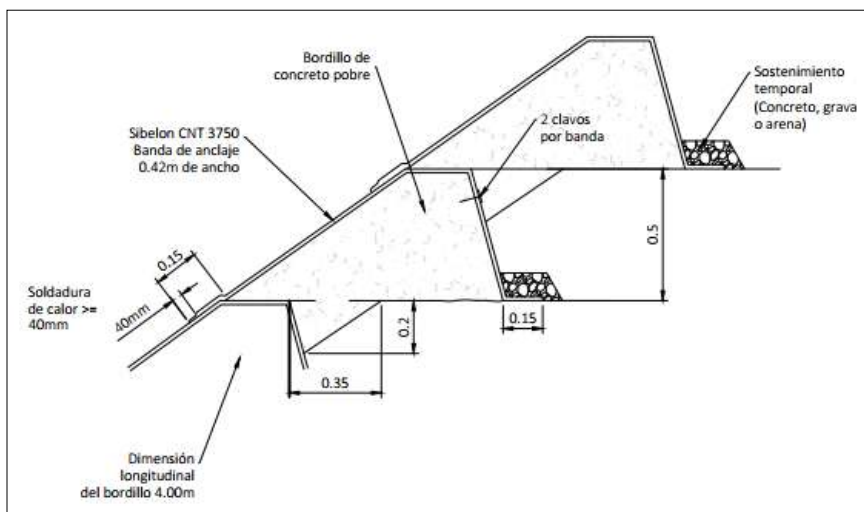


Figura 4.46. Detalle de construcción de bordillo e instalación de bandas de anclaje

Fuente: Carpi



Figura 4.47. Instalación de bandas de anclaje de geomembrana Carpi

Fuente: Carpi

- **Colocación de paños de geomembrana**

Posterior a la construcción del bordillo y la instalación de las bandas de anclaje, se instalan los paños de geomembrana, los cuales llegan al sitio en rollos y se van estirando desde la cresta de la presa hacia el plinto (ver Figura 4.48 y Figura 4.49).



Figura 4.48. Rollos de geomembrana Carpi en el sitio

Fuente: Carpi

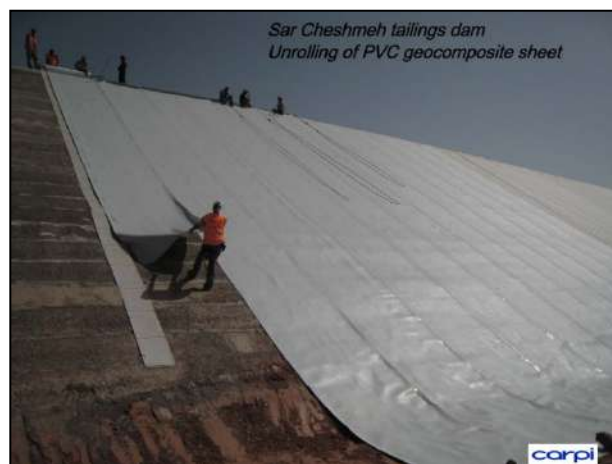


Figura 4.49. Extendido de los rollos de geomembrana Carpi

Fuente: Carpi

- **Sujeción de los paños de geomembrana**

Una vez colocados los paños de geomembrana, los costados en contacto con la banda de anclaje se soldan mediante una soldadura térmica (ICOLD, 2015), la cual consiste en calentar eléctricamente una resistencia con forma de soldadura y que recorre entre los dos paños a unir, tal y como se muestra en la Figura 4.50. Conforme las dos superficies se van

derritiendo, la presión en el rodillo se aplica conforme se va controlando la presión, la temperatura y la velocidad del recorrido. En este caso se aplicará una soldadura estándar de 2 x 15 mm.

La Tabla 4.16 indica cuáles tipos de métodos de unión son convenientes para cuáles tipos de geomembrana, según sea el caso.

Tabla 4.16. Métodos de unión para distintos tipos de geomembranas

Método de unión	Polímeros						Material bituminoso
	PVC	LLDPE	HDPE	PP	Elastomérica	CSPE	
Fusión térmica (soldadura caliente y aire caliente)	A	A	A	A	A	A	A
Extrusión	N/A	A	A	A	N/A	N/A	N/A
Adhesivo	A	N/A	N/A	N/A	A	A	A
Fusión química	A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Fuente: ICOLD, 2010

A = método aplicable N/A = método no aplicable

PVC: cloruro de polivinilo / LLDPE: polietileno lineal de baja densidad / HDPE: polietileno de alta densidad / CSPE: polietileno colorosulfonado



Figura 4.50. Soldadura térmica – instalación geomembrana Carpi

Fuente: Carpi, 2017

Asimismo, la geomembrana debe anclarse en los extremos superior e inferior. Para el extremo superior se recomendó realizar un anclaje mecánico en el último bordillo, que incluye la construcción de un parapeto (ver Figura 4.51). Para la parte inferior se recomendó la instalación de una pletina de acero inoxidable y anclajes en el plinto de la presa (ver Figura 4.52).

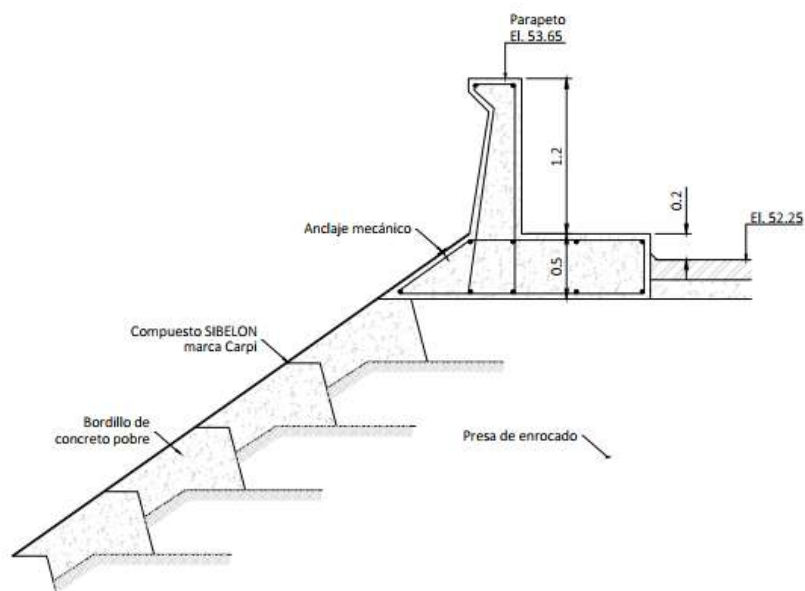


Figura 4.51. Detalle de sujeción de la geomembrana en la cresta de la presa
Fuente: Elaboración propia

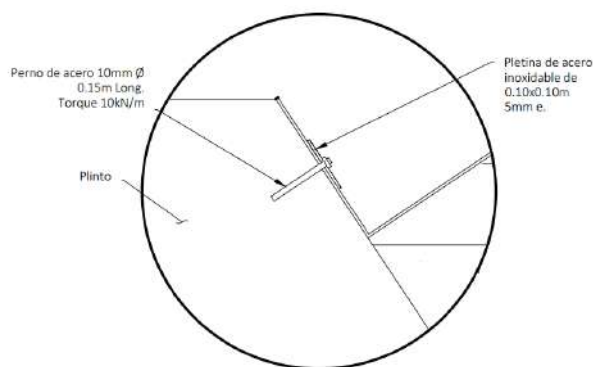


Figura 4.52. Detalle de sujeción de la geomembrana en la cresta de la presa
Fuente: Carpi, 2017

4.4. Especificaciones técnicas

La Tabla 4.17 muestra las especificaciones técnicas que recomienda el fabricante de la geomembrana de PVC.

Tabla 4.17. Especificaciones técnicas geomembrana Carpi

Propiedad		Método de prueba	Valores y tolerancias
Espesor (solamente de la geomembrana)		EN 1849/2	3 mm ± 5%
Gravedad específica (solamente de la geomembrana)		EN ISO 1183/1 Método A	1,25
Ensayo hecho a la muestra del compuesto de geomembrana	Valor pico de rotura del geotextil	EN ISO 527/4 (velocidad del ensayo 100 mm/minuto)	
	Resistencia		≥ 50 kN/m
	Elongación		≥ 65%
	Valor pico de rotura de la geomembrana		
	Resistencia		≥ 30 kN/m
	Elongación		≥ 250%
Unidad de peso por área de geotextil		EN ISO 9864	500 g/m ² ± 5%
Resistencia a la rotura (espesor nominal de la geomembrana)		EN ISO 34/1 (Velocidad 50 mm/min)	≥ 130 kN/m
Resistencia al punzonamiento (PVC layer upwards) CBR		EN ISO 12236	≥ 8 kN/m
Flexibilidad ante bajas temperaturas		EN 495/5	No se da la falla a - 30°C
Resistencia a la presión hidrostática (24 horas a 10 bares)		EN 1928 Método B	Resistente
Envejecimiento térmico en el agua (variación máxima del peso después de 56 días a 50°C, secando reacondicionando por 24 a 80°C)	Apariencia general	EN 14415 Método A	Sin blisters
	Variación de la masa		≤ 2,0%
	Variación de la resistencia a la tensión		≤ 10,0%
	Variación de la elongación a la falla		≤ 10,0%
Resistencia a la oxidación	Variación de la resistencia a la tensión	EN 14575	≤ 10,0%
Envejecimiento acelerado debido a la luz (3000 h - 350 - MJ/m ²) con alternancia de ciclos secos y húmedos		EN 12224	
Variación de la tensión			
Valor pico cuando la geomembrana se quiebra	Resistencia		≤ 15,0%
	Elongación	≤ 15,0%	

Fuente: Carpi, 2017

4.5. Presupuesto y tiempo de construcción.

La Tabla 4.18 muestra la información del costo de la obra y su presupuesto. Es importante mencionar que el fabricante de la geomembrana incluye dentro de su costo la instalación de la geomembrana, el diseño, suministro de materiales, equipo y herramientas, instalación del sistema de geomembrana, los ensayos de control de calidad y sus ganancias.

Tabla 4.18. Comparación entre costos de instalación de geomembrana y cara de concreto

Presupuesto geomembrana	
Área a impermeabilizar	29 500,00 m ²
Costo instalación de la geomembrana por unidad de superficie	US\$ 98 / m ²
Costo total del área impermeabilizada con geomembrana	US\$ 2 891 000,00
Tiempo de duración	157 días = 5,2 meses
Presupuesto cara de concreto reforzado	
Volumen de concreto	10 063,00 m ³
Espesor	0,35 m
Costo instalación del concreto reforzado por unidad de volumen	US\$ 497,00 / m ³
Costo total de la cara de concreto	US\$ 5 001 311,00
Tiempo de duración	221 días = 7,4 meses

Fuente: ICE, 2018 y Carpi, 2017

Es así como se puede concluir de la tabla anterior, que la solución con geomembrana es 1,73 veces más económica que la cara de concreto, y el ahorro en tiempo en que estaría lista la impermeabilización sería de 2 meses.

Asimismo, en el Anexo I se presentan los planos del proyecto.

4.6. Sostenibilidad

Este proyecto, que se planea construir en la zona de Guanacaste, es en sí mismo una solución ante un problema socioambiental que ocurrirá en el futuro, debido a que, como fue explicado anteriormente, abastecerá de agua potable a aproximadamente 500.000 personas.

Por otra parte, es importante mencionar que la industria de la fabricación del concreto (Figura 4.53) es responsable del 32,32% de la emisión de toneladas de CO₂, y el acero un 12,41%, mientras que el PVC alcanza un 1,55%. Es por ello que el cambio de construir una impermeabilización con concreto reforzado a pasar a una geomembrana, representa la no emisión de CO₂ a la atmósfera.



Figura 4.53. Porcentajes de emisiones por producto

Fuente: Mercader et al, 2012

4.7. Conclusiones y recomendaciones



A continuación, se especifican las conclusiones y recomendaciones que se obtuvieron al término del presente trabajo de modelado, análisis y diseño:

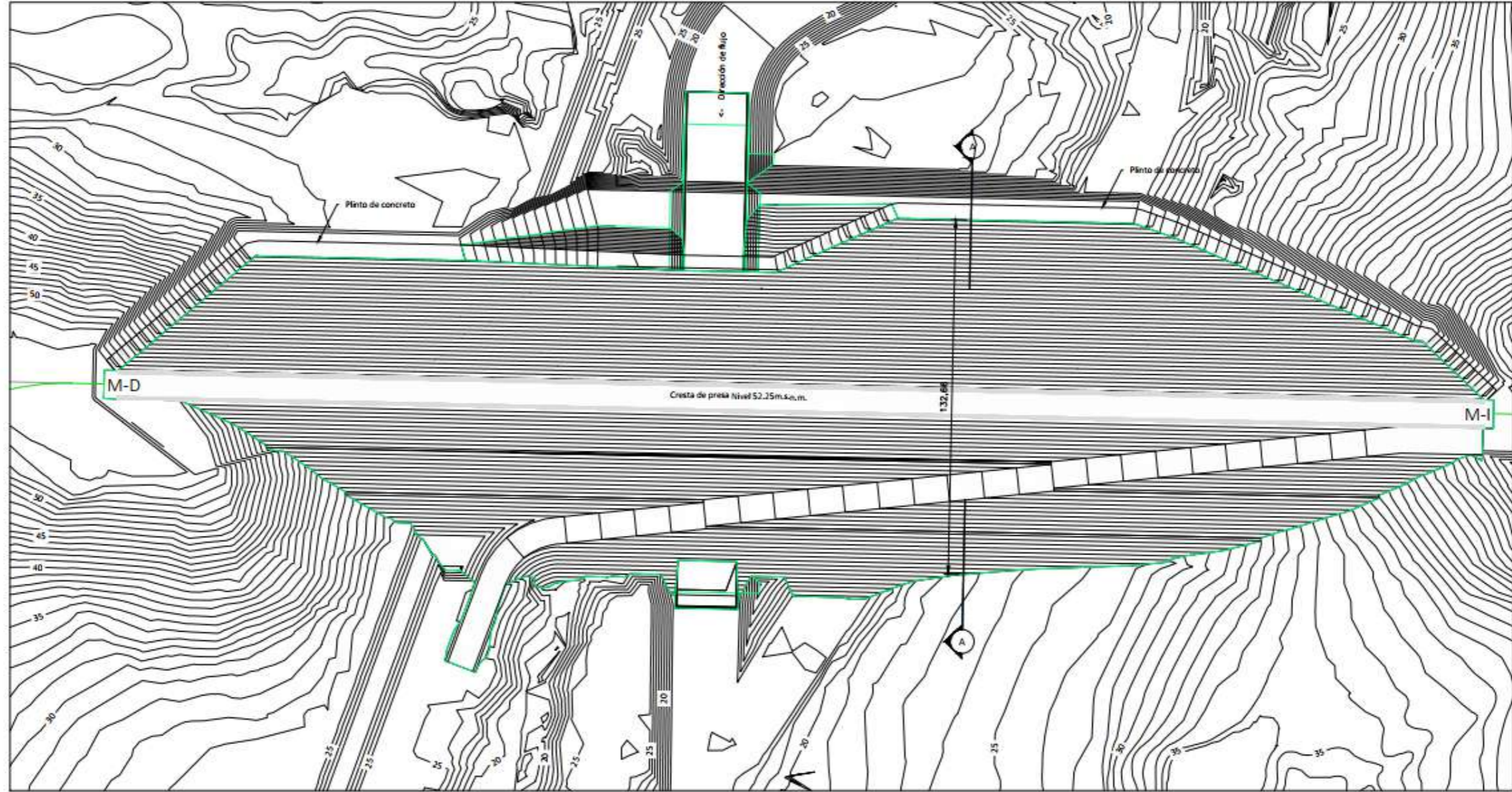
- El IMN identificó las zonas geográficas en las cuales habrá cambios en los patrones de lluvia, temperatura y humedad que experimentaría Costa Rica, como producto del fenómeno del cambio climático.
- La presa que se propone consiste en una alternativa de adaptación ante el fenómeno de cambio climático en la zona de Guanacaste que permitiría que 500.000 personas durante 50 años a caudal máximo puedan tener acceso a agua potable durante la época seca.
- La zona donde se ubicará el proyecto está compuesta por materiales de origen ígneo, principalmente ignimbritas.
- La presa se cimentará sobre un macizo rocoso compuesto por estratos de buena calidad (clase II) y calidad regular (clase III), según la clasificación geomecánica RMR.
- El modelado en elemento finito, mediante el software Phase2, permitió obtener las mismas deformaciones obtenidas en la modelación original de la presa del año 2018, en la cual se utilizó el software FLAC3D.
- Las fuerzas de tensión que se generan en la geomembrana debido a las deformaciones que sufre la presa, son inferiores a la resistencia de la misma.
- Debido a que la presa analizada tiene una longitud de 511 m con respecto a los 40 m de sección transversal, las deformaciones en el sentido longitudinal son despreciables.
- Al presupuestar tanto la geomembrana como la cara de concreto, el costo de la geomembrana es inferior (relación costo cara de concreto / geomembrana = 1,73), así como el tiempo de instalación (reducción en 2 meses).
- La no utilización de cemento y acero al sustituir estos materiales por una geomembrana, representa el evitar el uso de materiales que son responsables de la mayoría de la contaminación de CO₂ a nivel mundial.

4.8. Referencias

- Cooke, J., & Sherard, J. (1987). Concrete Face Rockfill Dams - Design, Constructions and Performance. *ASCE V. 113 N°10*.
- Cruz, P., Materón, B., & Freitas, M. (2014). *Barragens de Enrocamento com Face de Concreto*. Sao Paulo, Brasil: Oficina de Textos.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2004). *Ingeniería Geológica*. Madrid, España: Pearson Educación.
- ICOLD. (2010). *Bulletin 135 Geomembrane Sealing Systems for Dams*. Paris, Francia: International Commission on Large Dams.
- Keefer, D., & Wilson, R. (1983). Dynamic analysis of a slope failure from the 6 August 1979 Coyote Lake, California, earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America Vol. 73*, 863-877.
- Keefer, D., & Wilson, R. (1989). Predicting earthquake-induced landslides, with emphasis on arid and semi-arid environments, in Landslides in a Semi-arid environment. *Inland Geological Society*, 118-149.
- Mirlisenna, G. (22 de Enero de 2016). *Blog ESSS*. Obtenido de <http://www.esss.co/es/blog/metodo-de-los-elementos-finitos-que-es/>
- Suarez Díaz, J. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, UIS.
- Wieczorek, G., Wilson, R., & Harp, E. (1985). *Map Showing Slope Stability During Earthquakes in San Mateo County, California, EEUU: U.S. Geological Survey Miscellaneous Investigations Map I-1257-E, scale 1:62,500*. Obtenido de <http://pubs.er.usgs.gov/publication/i1257E>

4.9. Anexo I. Planos

<p>UNIVERSIDAD DE COSTA RICA</p> <p>MAESTRÍA PROFESIONAL EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA</p> <p>CURSO: TALLER DE DISEÑO IV PF-2003</p> <p>PROFESOR: ING. OSCAR CALVO CARRANZA, MSc.</p> <p>ESTUDIANTE: ING. FLORIA QUESADA CALVO</p> <p>I SEMESTRE</p> <p>2022</p>	<p>PROYECTO FINAL DEL TALLER DE DISEÑO IV</p> <p>OBRA: DISEÑO DE UAN ALTERNATIVA PARA IMPERMEABILIZACIÓN CON GEOMEMBRANA PVC PARA UNA SECCIÓN EQUIVALENTE DE UNA PRESA CFRD CLASE I, COSTA RICA</p> <p>INDICE DE LÁMINAS</p> <p>LÁMINA 1 - PORTADA</p> <p>LÁMINA 2 - PLANTA PRESA (SITIO DE ESTUDIO)</p> <p>LÁMINA 3 - SECCIÓN TRANSVERSAL MÁXIMA PRESA (A-A)</p> <p>LÁMINA 4 - MAPA GEOLOGICO PARA EL AREA DE OBRAS - EMBALSE</p> <p>LÁMINA 5 - PERFIL GEOLÓGICO SECCIÓN MÁXIMA</p> <p>LÁMINA 6 - PERFIL GEOMECAÁNICO SECCIÓN MÁXIMA</p> <p>LÁMINA 7 - PARÁMETROS GEOMECAÁNICOS</p> <p>LÁMINA 8 - ALTERNATIVA PARA IMPERMEABILIZACIÓN DE LA PRESA CON GEOMEMBRANA PVD Y DETALLES</p> <p>LÁMINA 9 - ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA GEOMEMBRANA</p>												
 <p>UNIVERSIDAD DE COSTA RICA</p>  <p>SEP Sistema de Estudios de Posgrado</p>	<p>PRESA CFRD CLASE I</p> <p>PORTADA</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="font-size: 8px;">DISEÑO:</td> <td style="font-size: 8px;">Ing. Floria Quesada Calvo</td> <td style="font-size: 8px;">LÁMINA N°</td> </tr> <tr> <td style="font-size: 8px;">DIBUJO:</td> <td style="font-size: 8px;">Ing. Floria Quesada Calvo</td> <td style="font-size: 8px;">1</td> </tr> <tr> <td style="font-size: 8px;">REVISÓ:</td> <td style="font-size: 8px;">Ing. Oscar Calvo Carranza</td> <td style="font-size: 8px;">9</td> </tr> <tr> <td style="font-size: 8px;">APROBO:</td> <td style="font-size: 8px;">Ing. Oscar Calvo Carranza</td> <td></td> </tr> </table>	DISEÑO:	Ing. Floria Quesada Calvo	LÁMINA N°	DIBUJO:	Ing. Floria Quesada Calvo	1	REVISÓ:	Ing. Oscar Calvo Carranza	9	APROBO:	Ing. Oscar Calvo Carranza	
DISEÑO:	Ing. Floria Quesada Calvo	LÁMINA N°											
DIBUJO:	Ing. Floria Quesada Calvo	1											
REVISÓ:	Ing. Oscar Calvo Carranza	9											
APROBO:	Ing. Oscar Calvo Carranza												



PLANTA PRESA
 ESCALA 1:1500
 Fuente: ICE, 2018

Nota:
 Área de la cara de concreto 10 063.00m²
 Volumen de la presa 1 727 902.00m³

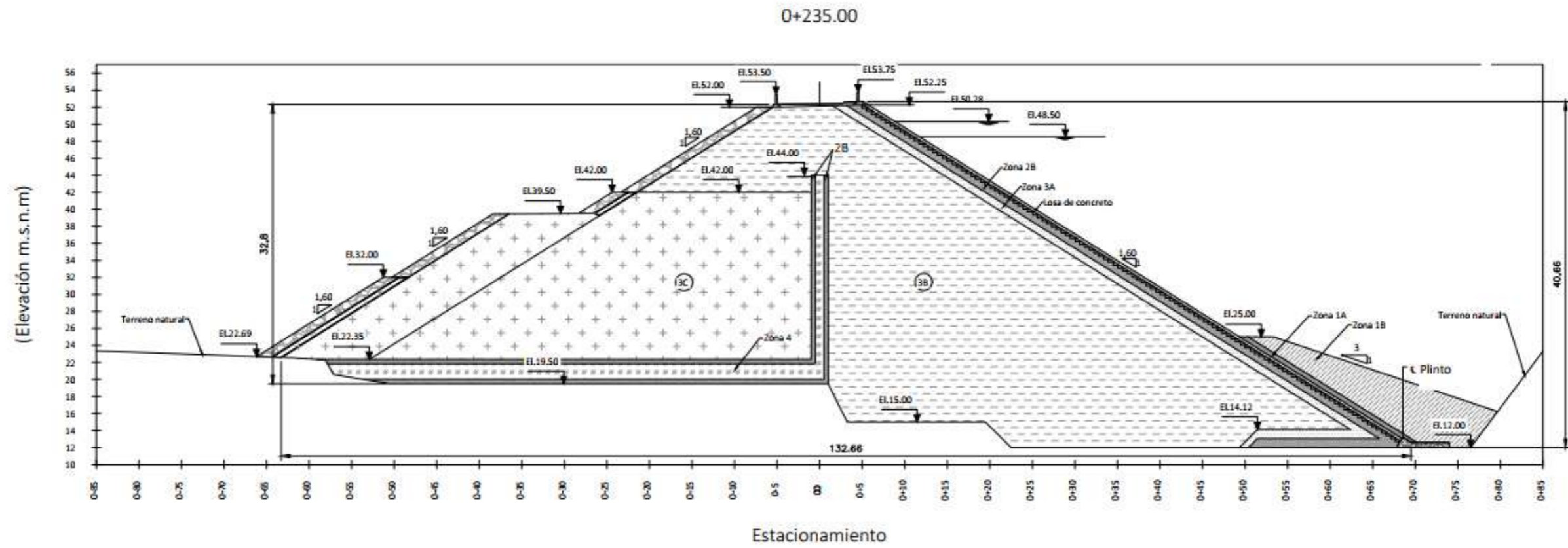


SEP Sistema de Estudios de Posgrado

PRESA CFRD CLASE I
 VISTA EN PLANTA

DISERNO: Ing. Floria Quesada Calvo
 DIBUJO: Ing. Floria Quesada Calvo
 REVISO: Ing. Oscar Calvo Carranza
 APROBO: Ing. Oscar Calvo Carranza

LAMINA N°
 2
 9



SECCIÓN A-A
ESCALA 1:500
Fuente: ICE, 2018

PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE LOS MATERIALES				
Unidad geotécnica o zona	Descripción	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (Mpa)
3B	Ignimbritas	19.4	48.4-6.6.Jog(Pm/Pa)	0.000
3B	Ignimbritas	19.4	48.4-6.6.Jog(Pm/Pa)	0.000
Dren	Lavas	19.0	51.8-6.6.Jog(Pm/Pa)	0.000
UG-04	Areniscas inconsolidadas	15.7	16	0.030
UG-07	Flujo afanítico vesicular	21.2	39	0.180
UG-08	Flujo afanítico masivo	26.1	46	0.310

Fuente: ICE, 2018



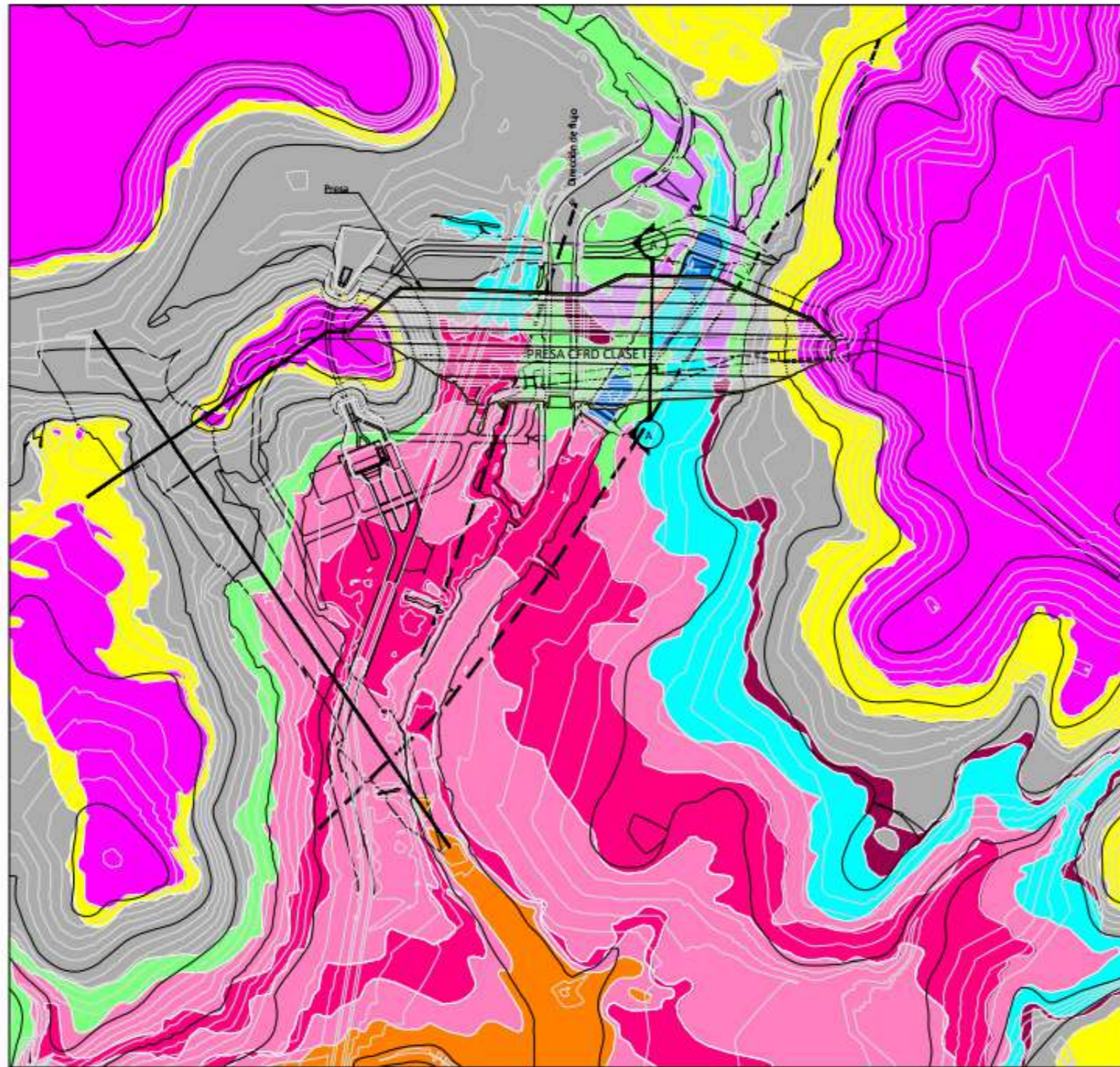
SEP Sistema de Estudios de Posgrado

PRESA CFRD CLASE I

SECCIÓN TRANSVERSAL MÁXIMA

DISEÑO: Ing. Floría Quesada Calvo
DIBUJO: Ing. Floría Quesada Calvo
REVISO: Ing. Oscar Calvo Carranza
APROBO: Ing. Oscar Calvo Carranza

LAMINA N°
3
9



LITOTIPO					
LEYENDA LITOLÓGICA	CÓDIGO LITOLÓGICO	DESCRIPCIÓN	G-VALUE	CALIFICADOR	UNIDAD ESTRATIGRÁFICA INFORMAL
	PSL	PALEOSUELO	0.20	COBERTURA	RECIENTE
	IGN	IGNIMBRITA SOLDADA RICA EN FIAMMES	1.00	TOBA SOLDADA	PAN DE AZÚCAR
	TBP-10	TOBA BRECHOSA PUMÍTICA	2.00	TOBAS BRECHOSAS	RAMA DE NANCE
	TBL	TOBA BRECHOSA LÍTICA	3.00		
	AMI-10	ARENISCA MEDIA INCONSOLIDADA	4.00	SEDIMENTARIO FLUVIAL INCONSOLIDADO	FLUVIAL 1
	AGI	ARENISCA GUIJARROSA INCONSOLIDADA	4.10		
	TBE	TOBITA BRECHOSA ESCOREÁCEA	4.30		
	AMM-10	ARENISCA MEDIA MASIVA	4.40		
	AML	ARENISCA MEDIA LAMINADA	4.50		
	QBX-10	QUENCH BRECCIA	5.00	LAVAS	AGUA FRÍA
	FAV-10	FLUJO AFANÍTICO VESICULAR	6.00		
	AGM-10	ARENISCA GUIJARROSA MASIVA	11.00	SEDIMENTARIO FLUVIAL CONSOLIDADO	FLUVIAL 1

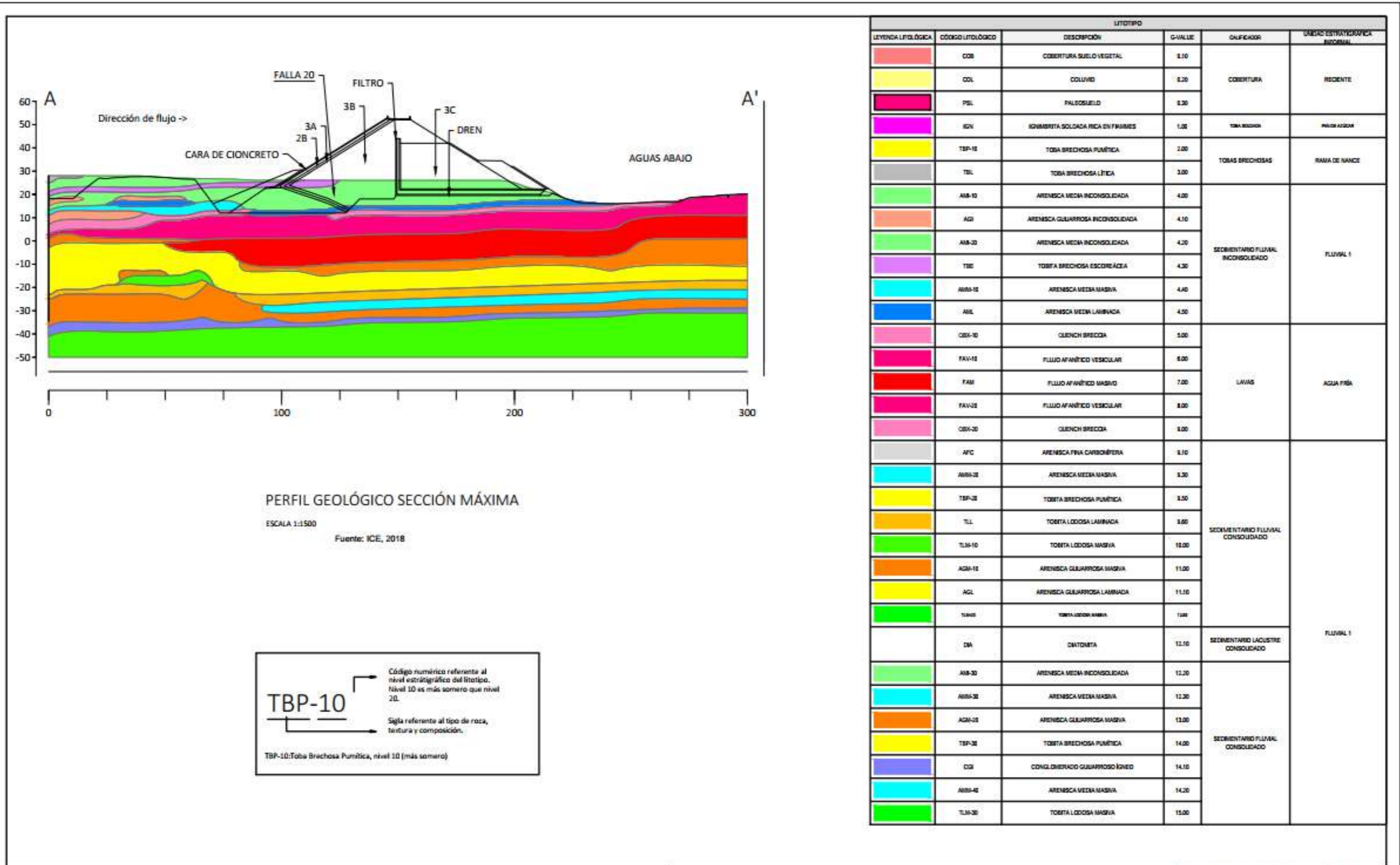
Fuente: ICE, 2018



SEP Sistema de Estudios de Posgrado

PRESA CFRD CLASE I
MAPA GEOLOGICO PARA EL AREA DE OBRAS - EMBALSE

DISEÑO:	Ing. Floria Quesada Calvo	LAMINA N° 4 9
DIBUJO:	Ing. Floria Quesada Calvo	
REVISÓ:	Ing. Oscar Calvo Carranza	
APROBÓ:	Ing. Oscar Calvo Carranza	

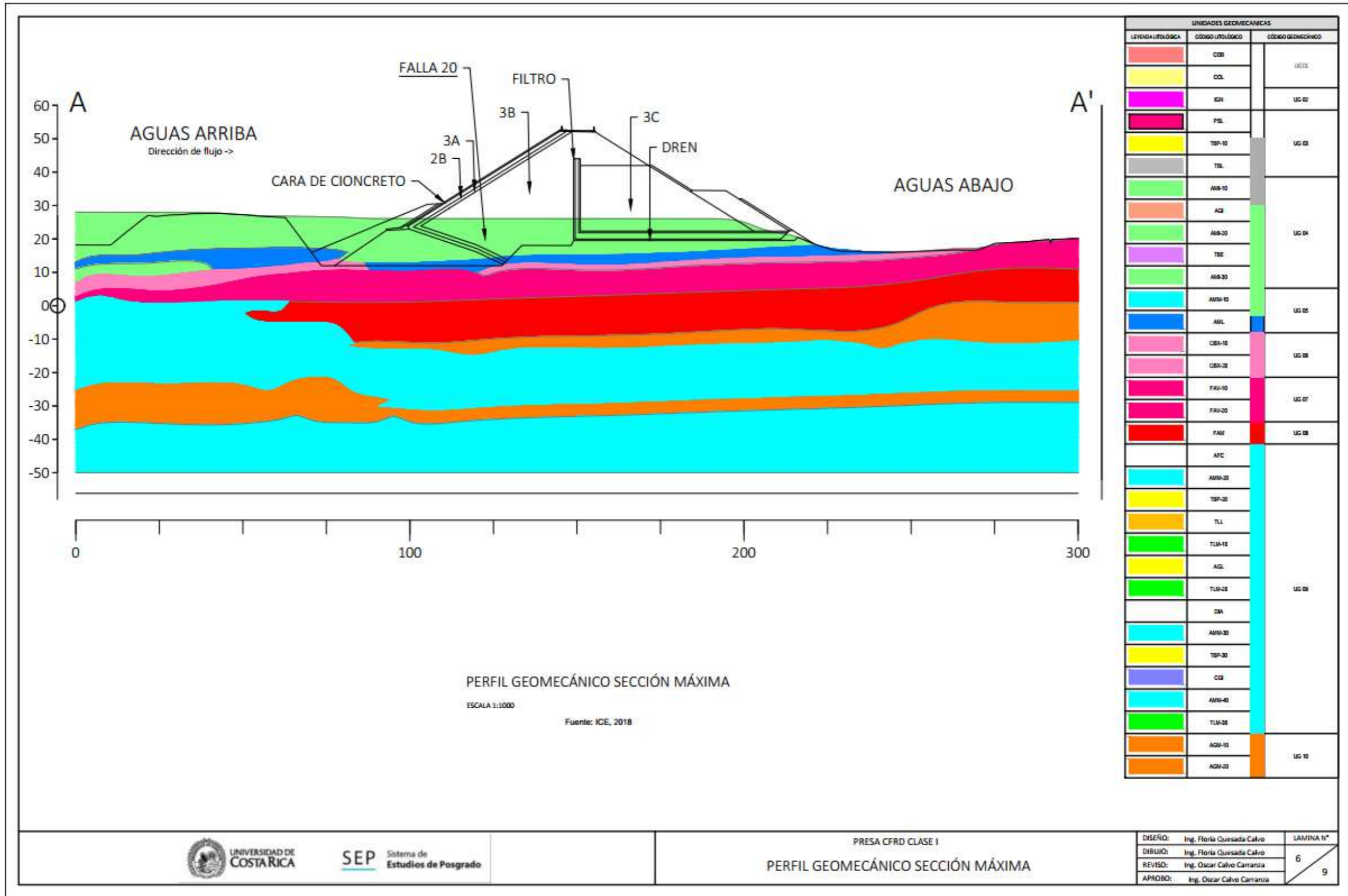


TBP-10

→ Código numérico referente al nivel estratigráfico del litotipo. Nivel 10 es más somero que nivel 20.

→ Sigla referente al tipo de roca, textura y composición.

TBP-10: Toba Brechosa Pumética, nivel 10 (más somero)



SEP Sistema de Estudios de Posgrado

PRESA CFRD CLASE I
 PERFIL GEOMECÁNICO SECCIÓN MÁXIMA

DISEÑO: Ing. Floria Quisada Calvo
 DIBUJO: Ing. Floria Quisada Calvo
 REVISÓ: Ing. Oscar Calvo Carranza
 APROBO: Ing. Oscar Calvo Carranza

LAMINA N°
 6
 9

PARAMETROS GEOMECANICOS																	
UG	Módulo	Propiedades Índice					Propiedades de Resistencia				Clasificación Geomecánica		E (MPa)	Parámetros de resistencia del macizo rocoso			
		Gs	e	%Abs	γ _d (kN/m ³)	γ _{SAT} (kN/m ³)	σ _C (MPa)	σ _T (MPa)	ESD (MPa)	V _p (m/s)	RMRbásico	GSI		φ	c (MPa)	V _p (km/s)	V _s (km/s)
UG01	Módulo	1.67	0.008	17.73	15.9	18.4	15.8	---	3994	3036	61	56	1359	34	0.80	0.6	0.3
	Rango	1.19 - 2.01	0.001 - 0.015	8.4 - 36.37	1.7 - 19.8	2.3 - 21.5	3.5 - 30	---	739 - 9504	1530 - 30304	46 - 68	41 - 63	1359 - 1359	29 - 38	0.15 - 1.45	0.4 - 0.9	0.2 - 0.3
UG02	Módulo	2.29	0.006	4.44	22.4	23.4	31.1	---	6847	3954	61	56	2417	34	0.80	0.6	0.3
	Rango	2.14 - 2.37	0.001 - 0.009	2.82 - 7.88	21.9 - 23.1	23.1 - 23.8	24.7 - 40.2	---	2934 - 9119	3548 - 4444	46 - 68	41 - 63	1359 - 3965	29 - 38	0.15 - 1.45	0.4 - 0.9	0.2 - 0.3
UG03	Módulo	1.26	0.013	34.14	11.1	14.6	1.8	---	268	1333	48	43	868	25	0.03	1.2	0.5
	Rango	1.08 - 1.73	0.008 - 0.032	13.15 - 47.19	1.1 - 16.4	1.5 - 18.6	1.2 - 2.5	---	8 - 676	756 - 2132	38 - 65	33 - 60	408 - 2784	25 - 25	0.03 - 0.03	1 - 1.5	0.3 - 0.6
UG03	Módulo	1.14	0.004	33.55	11.4	14.3	1.7	0.3	303	1274	55	50	1308	19	0.03	1.2	0.5
	Rango	1.02 - 1.33	0.001 - 0.014	27.1 - 39.5	8.9 - 15.4	11.7 - 20.3	0.8 - 4.2	0.1 - 0.6	123 - 593	656 - 2012	47 - 75	42 - 70	559 - 6511	13 - 24	0.02 - 0.04	1 - 1.5	0.3 - 0.6
UG04	Módulo	---	---	36.00	11.6	15.7	1.4	0.2	468.0	1160.0	53.0	48.0	91.0	16.0	0.0	0.5	0.3
	Rango	---	---	36 - 36	10.7 - 13.1	14.5 - 17.9	1.4 - 1.4	0.2 - 0.2	468 - 468	982 - 1403	50 - 66	45 - 61	14 - 276	16 - 16	0.03 - 0.03	0.3 - 0.7	0.3 - 0.3
UG05	Módulo	1.39	0.014	26.96	13.0	15.4	4.0	0.7	934.0	1628.0	60.0	55.0	1373.0	27.0	0.05	1.2	0.5
	Rango	1.17 - 1.65	0.001 - 0.033	16.6 - 39.12	11 - 16.4	11 - 19.1	2.3 - 5.6	0.6 - 0.9	44 - 1766	522 - 2645	45 - 73	40 - 68	100 - 3448	24 - 32	0.04 - 0.07	1 - 1.5	0.3 - 0.6
UG06	Módulo	1.79	0.014	7.29	17.4	18.6	7.1	---	2575.0	3842.0	63.0	58.0	967.0	29.0	0.2	3.0	1.4
	Rango	1.79 - 1.79	0.014 - 0.014	7.29 - 7.29	17.4 - 17.4	18.6 - 18.6	7.1 - 7.1	---	2575 - 2575	3842 - 3842	42 - 79	37 - 74	559 - 1150	20 - 34	0.07 - 0.3	2.6 - 3.4	1 - 1.8
UG06	Módulo	1.79	0.029	12.28	14.1	15.3	10.8	---	4198.0	3186.0	58.0	53.0	967.0	29.0	0.2	3.0	1.4
	Rango	1.1 - 2.08	0.011 - 0.05	4.58 - 42.39	0.2 - 19.4	0.2 - 20.7	1.4 - 16.3	---	70 - 8476	891 - 4038	48 - 64	43 - 59	559 - 1150	20 - 34	0.07 - 0.3	2.6 - 3.4	1 - 1.8
UG07	Módulo	2.18	0.079	4.15	20.6	21.2	31.9	7.6	8092.0	4368.0	57.0	52.0	5281.0	39.0	0.2	3.0	1.4
	Rango	1.69 - 2.65	0.003 - 1.734	1.22 - 8.02	7.8 - 26.2	8.2 - 26.2	3.6 - 145.2	2.5 - 19.1	823 - 23041	1617 - 5285	32 - 83	27 - 78	502 - 17625	30 - 50	0.11 - 0.3	2.6 - 3.4	1 - 1.8
UG08	Módulo	2.65	0.008	1.36	25.8	26.1	76.3	11.1	15891.0	5187.0	62.0	57.0	12096.0	46.0	0.3	3.0	1.4
	Rango	2.53 - 2.7	0.001 - 0.011	0.67 - 2.7	22.8 - 26.7	22.8 - 27	23.2 - 183.8	1.1 - 18.6	4142 - 31074	3881 - 5604	37 - 86	32 - 81	2201 - 35500	33 - 58	0.23 - 0.46	2.6 - 3.4	1 - 1.8
UG09	Módulo	1.3	0.0	33.2	12.3	15.0	4.8	0.7	1333.0	1640.0	57.0	52.0	665.0	26.0	0.1	---	---
	Rango	1.03 - 1.49	0.007 - 0.017	20.25 - 50.33	10 - 14.8	10.6 - 18.3	0.7 - 19.9	0.2 - 1.5	192 - 11264	762 - 2303	27 - 77	22 - 72	114 - 1494	10 - 35	0.02 - 0.08	---	---
UG10	Módulo	1.6	0.0	21.2	15.7	18.3	6.6	1.6	1519.0	2607.0	61.0	56.0	1438.0	27.0	0.1	---	---
	Rango	1.26 - 1.84	0.002 - 0.01	13.11 - 27.67	12.5 - 20.6	15.4 - 25.3	0.8 - 14.8	1 - 2.2	46 - 5148	1830 - 6194	28 - 75	23 - 70	411 - 3186	15 - 33	0.04 - 0.48	---	---
UG11	Módulo	1.6	0.4	20.1	17.2	19.7	4.5	1.4	1253.0	2905.0	---	---	2568.0	20.0	0.0	---	---
	Rango	1.37 - 1.84	0.001 - 1.66	15.97 - 25.58	13.5 - 21.2	16.9 - 21.2	4.5 - 4.5	1 - 2.3	1253 - 1253	1457 - 3575	---	---	2044 - 3092	20 - 20	0.04 - 0.04	---	---

Fuente: ICE; 2018

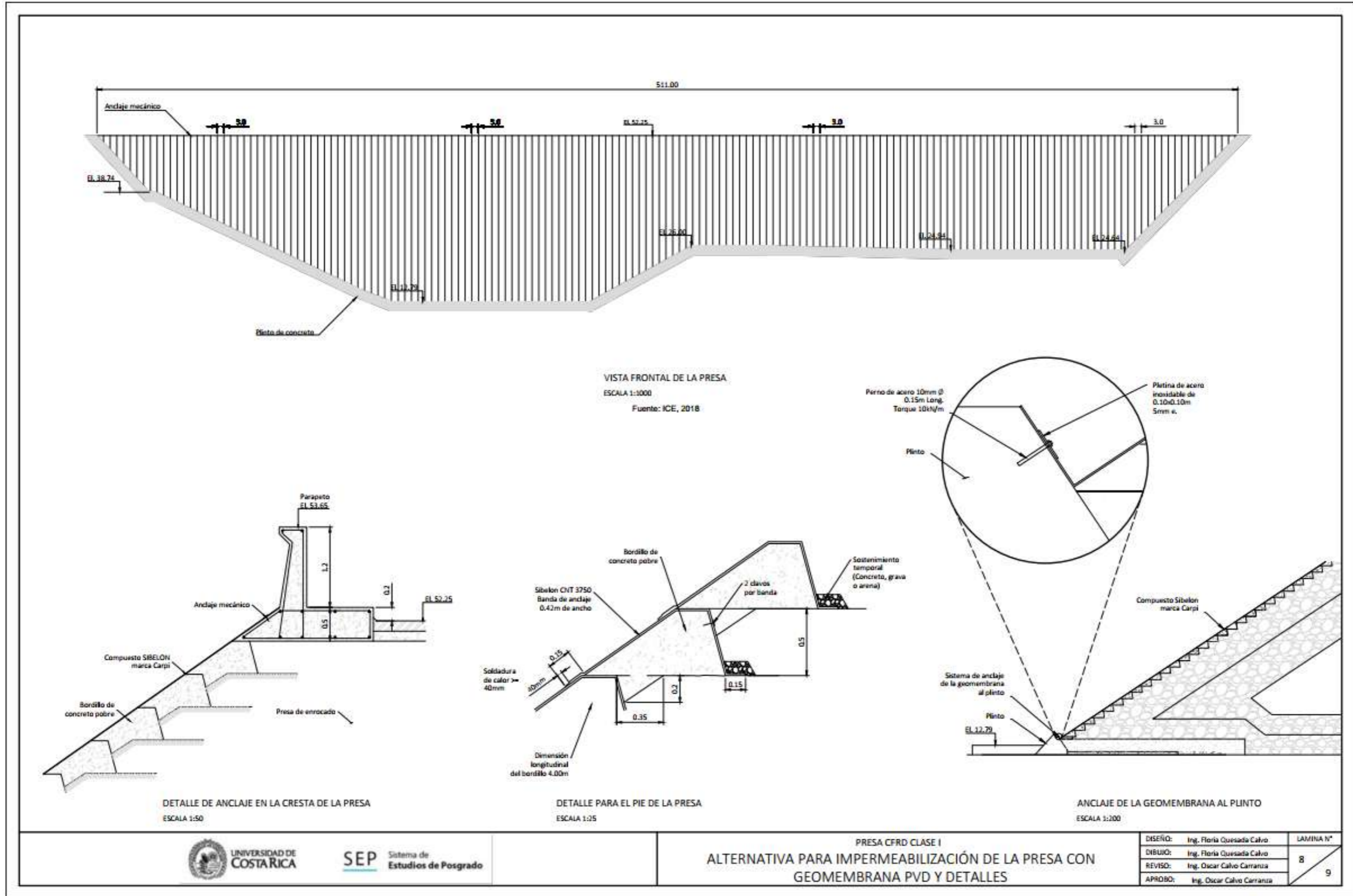


SEP Sistema de Estudios de Posgrado

PRESA CFRD CLASE I

PARÁMETROS GEOMECANICOS

DISEÑO:	Ing. Floria Quesada Calvo	LÁMINA N° 7 9
DIBUJO:	Ing. Floria Quesada Calvo	
REVISÓ:	Ing. Oscar Calvo Carranza	
APROBÓ:	Ing. Oscar Calvo Carranza	



SEP Sistema de Estudios de Posgrado

PRESA CFRD CLASE I
 ALTERNATIVA PARA IMPERMEABILIZACIÓN DE LA PRESA CON
 GEOMEMBRANA PVD Y DETALLES

DISEÑO:	Ing. Floria Quesada Calvo	LAMINA N°
DIBUJO:	Ing. Floria Quesada Calvo	8
REVISÓ:	Ing. Oscar Calvo Carranza	
APROBÓ:	Ing. Oscar Calvo Carranza	9

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA GEOMEMBRANA		
Propiedad	Método de prueba	Valores y tolerancias
Espesor (Sólo de la geomembrana)	En 1849 / 2	3 mm ± 5%
Gravedad específica(sólo de la geomembrana)	EN ISO 1183/1 Método A	1.25 g/cm ³ ± 5%
Ensayo hecho a la muestra del compuesto de geomembrana	EN ISO 527/4 (velocidad ensayo 100mm/min)	
Valor pico de rotura del geotextil		
Resistencia		≥ 50kN/m
Elongación		≥ 65%
Valor pico de rotura de la geomembrana		≥ 30kN/m
Resistencia, Elongación		≥ 250%
Peso por unidad de área de geotextil	EN ISO 9864	500 g/m ² ± 5%
Resistencia a la rotura (con espesor nominal de geomembrana)	EN ISO 34/1 (Specimen fig.2 speed 50 mm/min)	≥ 130kN/m
Resistencia al punzamiento	EN ISO 12236	≥ 8kN/m
Flexibilidad a bajas temperaturas	EN 495 / 5	No falla a -30°
Resistencia a la presión hidrostática	EN 1928 Método B	Resistente
Envejecimiento térmico en al agua	EN 14415 Método A	
Variación máxima del peso después de 56 días a 50°C, secando y reacondicionando por 24 a 80°C		
Apariencia general		No blisters
variación de la masa		≤ 2.0%
Variación del esfuerzo a tensión		≤ 10%
Variación de la elongación a la falla	≤ 10%	
Resistencia a la oxidación	EN 14575	≤ 10%
Variación de la resistencia a la tensión		
Aceleración del envejecimiento por la luz	EN 12224	
Variación de la tensión		
Valor pico a la rotura del geotextil		
Resistencia		≤ 15%
Elongación		≤ 15%
Valor pico a la rotura de la geomembrana		
Resistencia		≤ 15%
Elongación	≤ 15%	

NOTAS:

Elevaciones en metros sobre el nivel del mar.

Cotas en metros, salvo otra indicación.

La geomembrana a utilizar será del tipo Sibelon de la marca Carpi, de 3 mm de espesor y 3 m de ancho.

Procedimiento de instalación de la geomembrana en la cara aguas arriba de la presa:

1. Se construye el bordillo mediante extrusión, con una mezcla de concreto pobre de 175 kg/cm².
2. Se colocan bandas de anclaje a cada 3 metros, antes de construir el bordillo siguiente.
3. Una vez alcanzada la cresta, cuando los bordillos han sido construidos y las bandas de anclaje están listas, se extiende la geomembrana sobre la superficie a impermeabilizar.
4. Se sueldan los rollos de geomembrana en los costados, pero en el plinto y en la cresta, se utilizarán anclajes mecánicos (ver detalles en lámina B).



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA

SEP Sistema de
Estudios de Posgrado

PRESA CFRD CLASE I

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA GEOMEMBRANA

DISEÑO:	Ing. Floria Quesada Calvo	LÁMINA N°
DIBUJO:	Ing. Floria Quesada Calvo	9
REVISÓ:	Ing. Oscar Calvo Carranza	
APROBO:	Ing. Oscar Calvo Carranza	9