

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

SISTEMAS DE ESTUDIOS DE POSGRADOS

DISEÑO DE CUATRO OBRAS GEOTÉCNICAS: (I) ESTUDIO Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE PILOTES HELICOIDALES PARA LA CIMENTACIÓN DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA; (II) ESTUDIO Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA ESTABILIZACIÓN CON SUELO COSIDO PARA UNA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA EN HONDURAS; (III) DISEÑO DEL REFUERZO DEL TÚNEL PARA UNA SECCIÓN DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO DE COGENERACIÓN PRIVADO EN SIQUIRRES, LIMÓN; (IV) DISEÑO GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE ACTUALIZACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN DEL CUERPO DE UNA PRESA EN NICARAGUA

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 Ingeniería Geotécnica

ISAAC FELIPE NÚÑEZ MORALES

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Costa Rica

2023

Dedicatoria

Este trabajo está dedicado a mis padres, quienes han sido pilares fundamentales en todas las etapas de mi crecimiento personal. Su constante apoyo y ejemplo de esfuerzo y dedicación han sido inspiradores y me han impulsado a alcanzar mis metas.

También deseo mencionar a mis hermanos, quienes han estado siempre a mi lado, alentándome a superar los desafíos que he enfrentado. Su compañía y confianza han sido un verdadero regalo en mi vida.

Además, quiero expresar mi profundo agradecimiento a mi querida novia, cuyo amor, comprensión y aliento incondicional han sido un motor emocional en este proceso. Su presencia ha sido una fuente constante de inspiración y fortaleza.

A todos ellos, les estoy infinitamente agradecido por su constante apoyo, amor y aliento. Este trabajo no hubiera sido posible sin su presencia en mi vida.

Agradecimientos

Ante todo, deseo expresar mi más sincera gratitud y agradecimiento a Geomekca Ingeniería por haber proporcionado toda la información necesaria para el desarrollo de esta investigación. Quisiera destacar especialmente la invaluable colaboración de los Ingenieros Marlon Jiménez y Marco Tapia, quienes me brindaron su apoyo en la selección del tema, así como la asistencia del Ingeniero Isaac Hernández, cuyo conocimiento y experiencia en diseño geotécnico resultaron de gran ayuda.

Asimismo, me gustaría agradecer al tutor, el Ingeniero Oscar Calvo, por su orientación a lo largo de este arduo, pero sumamente enriquecedor proceso. Su guía fue fundamental para resolver los puntos neurálgicos del tema y me permitió avanzar con confianza en mi investigación.

Es importante destacar que la contribución de cada una de estas personas ha sido vital para el éxito de este proyecto, y su generosidad y dedicación son altamente apreciadas.

“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 Ingeniería Geotécnica.”

PhD. José Pablo Aguiar Moya

Representante de la Decana del Sistema de Estudios de Posgrado

M.Sc. Oscar Calvo Carranza

Profesor guía

M.Sc. Marco Antonio Tapia Balladares

Lector

M.Sc. Roy Ruiz Vásquez

Lector

M.Sc. Marcia Cordero Saborío

Representante Programa de Posgrado en Ingeniería Geotécnica

Isaac Felipe Núñez Morales

Sustentante



Autorización para digitalización y comunicación pública de Trabajos Finales de Graduación del Sistema de Estudios de Posgrado en el Repositorio Institucional de la Universidad de Costa Rica.

Yo, Isaac Felipe Núñez Morales con cédula de identidad 115240410, en mi condición de autor del TFG titulado Diseño de cuatro obras geotécnicas: (i) Estudio y diseño geotécnico de pilotes helicoidales para la cimentación de una torre de transmisión eléctrica; (ii) Estudio y diseño geotécnico de una estabilización con suelo cosido para una torre de transmisión eléctrica en Honduras; (iii) Diseño del refuerzo del túnel para una sección del proyecto hidroeléctrico de cogeneración privado en Siquirres, Limón; (iv) Diseño geotécnico y propuesta de actualización de la instrumentación del cuerpo de una presa en Nicaragua

Autorizo a la Universidad de Costa Rica para digitalizar y hacer divulgación pública de forma gratuita de dicho TFG a través del Repositorio Institucional u otro medio electrónico, para ser puesto a disposición del público según lo que establezca el Sistema de Estudios de Posgrado. SI NO

*En caso de la negativa favor indicar el tiempo de restricción: _____ año (s).

Este Trabajo Final de Graduación será publicado en formato PDF, o en el formato que en el momento se establezca, de tal forma que el acceso al mismo sea libre, con el fin de permitir la consulta e impresión, pero no su modificación.

Manifiesto que mi Trabajo Final de Graduación fue debidamente subido al sistema digital Kerwá y su contenido corresponde al documento original que sirvió para la obtención de mi título, y que su información no infringe ni violenta ningún derecho a terceros. El TFG además cuenta con el visto bueno de mi Director (a) de Tesis o Tutor (a) y cumplió con lo establecido en la revisión del Formato por parte del Sistema de Estudios de Posgrado.

INFORMACIÓN DEL ESTUDIANTE:

Nombre Completo: Isaac Felipe Núñez Morales

Número de Carné: B14729 Número de cédula: 115240410

Correo Electrónico: isaac.nunezmorales@ucr.ac.cr

Fecha: 30/05/2023 Número de teléfono: 83177936

Nombre del Director (a) de Tesis o Tutor (a): Ing. Oscar Calvo Carranza, M. Sc

FIRMA ESTUDIANTE

Nota: El presente documento constituye una declaración jurada, cuyos alcances aseguran a la Universidad, que su contenido sea tomado como cierto. Su importancia radica en que permite abreviar procedimientos administrativos, y al mismo tiempo genera una responsabilidad legal para que quien declare contrario a la verdad de lo que manifiesta, puede como consecuencia, enfrentar un proceso penal por delito de perjurio, tipificado en el artículo 318 de nuestro Código Penal. Lo anterior implica que el estudiante se vea forzado a realizar su mayor esfuerzo para que no sólo incluya información veraz en la Licencia de Publicación, sino que también realice diligentemente la gestión de subir el documento correcto en la plataforma digital Kerwá.

Tabla de contenido

Dedicatoria	ii
Agradecimientos	iii
Hoja de aprobación	iv
Tabla de contenido	vi
Resumen de Taller Aplicado I	xviii
Summary Practical Workshop I	xix
Resumen de Taller Aplicado II	xx
Summary Practical Workshop II	xxi
Resumen de Taller Aplicado III	xxii
Summary Practical Workshop III	xxiii
Resumen de Taller Aplicado IV	xxiv
Summary Practical Workshop IV	xxv
Lista de tablas	xxvi
Lista de figuras	xxviii
1 Capítulo 1: Estudio y diseño geotécnico de pilotes helicoidales para la cimentación de una torre de transmisión eléctrica.	1
1.1 Introducción	1
1.1.1 Planteamiento del problema	1
1.1.2 Objetivos	3
1.1.2.1 Objetivo general	3
1.1.2.2 Objetivos específicos	3
1.1.3 Delimitación del problema	4
1.1.3.1 Alcance	4

1.1.3.2	Limitaciones	5
1.1.3.3	Exclusiones	5
1.1.4	Metodología	6
1.2	Marco teórico	8
1.2.1	Definición de pilotes helicoidales.....	8
1.2.2	Métodos de análisis de carga del pilote helicoidal	11
1.2.3	Capacidad de carga a compresión por el método individual	12
1.2.4	Capacidad de carga a tensión por el método individual	14
1.2.5	Resistencia del fuste por fricción	14
1.2.6	Torque mínimo de instalación	15
1.2.7	Diseño por carga lateral	16
1.2.7.1	Método de diferencias finitas.....	16
1.2.7.2	Método de Broms (1964).....	16
1.2.8	Capacidad lateral por presión pasiva del suelo	17
1.2.9	Diseño por pandeo	19
1.2.10	Diseño por corrosión y esperanza de vida	20
1.2.11	Factores de seguridad.....	21
1.2.12	Eficiencia de grupo en pilotes helicoidales.....	22
1.2.13	Cimentaciones con pilotes helicoidales y su sostenibilidad ambiental	23
1.3	Caracterización del proyecto y del modelo geotécnico	25
1.3.1	Descripción general del proyecto	25
1.3.1.1	Ubicación del sitio	25
1.3.1.2	Descripción geológica del sitio.....	26
1.3.2	Investigación geotécnica realizada	28
1.3.2.1	Resultados de ensayos de campo y pruebas de laboratorio.....	28

1.3.2.2	Resultados de exploración geofísica	32
1.3.3	Elaboración del modelo geotécnico	36
1.4	Desarrollo del diseño y análisis de la cimentación	40
1.4.1	Factibilidad de utilización de pilotes helicoidales	40
1.4.2	Análisis de cargas de diseño	40
1.4.3	Diseño a compresión	44
1.4.4	Diseño a tensión.....	47
1.4.5	Estimación del torque mínimo de instalación	48
1.4.6	Diseño por carga lateral	49
1.4.7	Diseño por pandeo	50
1.4.8	Diseño por corrosión.....	50
1.4.9	Revisión de asentamientos	50
1.4.10	Diseño de la cimentación utilizando Helix Pile 2015	51
1.4.11	Revisión de factores de seguridad según el CCCR-09	60
1.5	Diseño propuesto y comparación con cimentación mediante micropilotes	61
1.5.1	Diseño propuesto de la cimentación con pilotes helicoidales	61
1.5.2	Presupuesto preliminar de las obras	64
1.5.3	Comparación entre pilotes helicoidales y micropilotes	65
1.6	Conclusiones y recomendaciones	67
1.6.1	Conclusiones	67
1.6.2	Recomendaciones.....	70
1.7	Fuentes de consulta	71
1.8	Anexo 1: Especificaciones técnicas	72
1.9	Anexo 2: Estimación de acero de refuerzo del bloque de concreto	79
1.10	Anexo 3: Planos de diseño	81

2 Capítulo 2: Estudio y diseño geotécnico de estabilización con suelo cosido para una torre de transmisión eléctrica en Honduras.85

2.1	Introducción	85
2.1.1	Planteamiento del problema	85
2.1.2	Objetivos	86
2.1.2.1	Objetivo general	86
2.1.2.2	Objetivo específico	87
2.1.3	Delimitación del problema	87
2.1.3.1	Alcance	87
2.1.3.2	Limitaciones	88
2.1.3.3	Exclusiones	88
2.1.4	Metodología	89
2.2	Marco teórico	91
2.2.1	Técnica de suelo cosido o "soil nailing" y sus componentes	91
2.2.1.1	Pernos y lechada de agua cemento	91
2.2.1.2	Frente del muro o revestimiento	92
2.2.1.3	Otros componentes	93
2.2.2	Modelo constitutivo del suelo cosido durante la fase de diseño	94
2.2.2.1	Espaciamiento entre pernos	94
2.2.2.2	Inclinación de los pernos	94
2.2.2.3	Longitud de los pernos	95
2.2.2.4	Factores de resistencia según metodología LRDF	95
2.2.2.5	Evaluación de la estabilidad global por medio del método de equilibrio límite	96
2.2.2.6	Programas utilizados en los análisis de estabilidad	98
2.2.2.7	Verificación de la resistencia a extracción del perno	98

2.2.2.8	Verificación de la resistencia a tensión del perno	99
2.2.3	Procedimiento constructivo del suelo cosido o "soil nailing"	100
2.2.3.1	Excavación	100
2.2.3.2	Perforación de los pernos	100
2.2.3.3	Instalación de los anclajes e inyección de la lechada	100
2.2.3.4	Construcción del frente con concreto lanzado	101
2.2.3.5	Construcción del revestimiento final.....	101
2.2.3.6	Otras observaciones.....	101
2.2.4	Consideraciones del diseño hidráulico e hidrológico	102
2.2.4.1	Método racional para la estimación de caudales máximos.....	102
2.2.4.2	Coeficiente de escorrentía.....	103
2.2.4.3	Tiempo de concentración.....	104
2.2.4.4	Programa utilizado en la modelación hidráulica.....	104
2.3	Caracterización del proyecto y del modelo geotécnico _____	105
2.3.1	Descripción general del proyecto	105
2.3.1.1	Ubicación del sitio	105
2.3.1.2	Descripción geológica y sísmica del sitio.....	108
2.3.2	Investigación geotécnica realizada	109
2.3.2.1	Resultados de ensayos de campo y pruebas de laboratorio.....	109
2.3.2.2	Resultados de exploración geofísica	111
2.3.3	Elaboración del modelo geotécnico	115
2.4	Desarrollo del diseño y análisis de resultados _____	119
2.4.1	Aspectos de seguridad y diseño para la estabilidad de taludes.....	119
2.4.1.1	Definición del nivel de seguridad	119
2.4.1.2	Análisis en condición estático	119

2.4.1.3	Análisis en condición pseudoestático.....	119
2.4.1.4	Factores de seguridad admisibles	120
2.4.2	Modelación del problema por equilibrio límite.....	121
2.4.3	Análisis de resultados de estabilidad global	122
2.4.4	Verificación del problema por método de elemento finito	124
2.4.5	Revisión de la influencia del agua en la estabilidad del sitio.....	126
2.4.6	Determinación del caudal máximo de escorrentía	127
2.5	Diseño propuesto y verificación de comprobaciones.....	130
2.5.1	Diseño propuesto de suelo cosido	130
2.5.2	Secuencia y descripción del modelo constructivo	134
2.5.3	Presupuesto preliminar de las obras de estabilización	137
2.6	Conclusiones y recomendaciones.....	138
2.6.1	Conclusiones	138
2.6.2	Recomendaciones.....	140
2.7	Fuentes de consulta	141
2.8	Anexo 3: Salidas gráficas del modelo de equilibrio límite	143
2.9	Anexo 4: Memoria de cálculo de la estabilidad interna	147
2.10	Anexo 5: Especificaciones técnicas del proceso constructivo de las obras de estabilidad en torre de transmisión en Honduras.....	149
2.11	Anexo 6: Planos de diseño	159

3 Capítulo 3: Diseño geotécnico del refuerzo del túnel para una sección del proyecto hidroeléctrico de cogeneración privado en Siquirres, Limón. 165

3.1	Introducción	165
3.1.1	Planteamiento del problema	165
3.1.2	Importancia	165
3.1.3	Objetivos	166

3.1.3.1	Objetivo general	166
3.1.3.2	Objetivos específicos	166
3.1.4	Delimitación del problema	167
3.1.4.1	Alcance	167
3.1.4.2	Limitaciones	167
3.1.4.3	Exclusiones	168
3.1.5	Metodología	168
3.1.6	Esquema de la solución planteada	171
3.2	Marco teórico	173
3.2.1	Criterios de ruptura	173
3.2.1.1	Criterios de ruptura lineal de Mohr-Coulomb.....	174
3.2.1.2	Criterios de ruptura no lineal de Hoek y Brown generalizado.....	175
3.2.2	Sistemas de clasificación geomecánicos.....	176
3.2.2.1	Sistema RMR	177
3.2.2.2	Sistema Q	179
3.2.2.3	Índice de resistencia geológica "GSI"	181
3.2.3	Métodos de excavación	181
3.2.3.1	Método convencional de excavación	182
3.2.3.2	Nuevo método austríaco de excavación de túneles (NATM)	183
3.2.3.3	Método de excavación mecánica	186
3.2.4	Sistemas de sostenimientos.....	192
3.2.4.1	Concreto lanzado	193
3.2.4.2	Inyecciones de concreto (jet-grouting).....	194
3.2.4.3	Pantallas de micropilotes (sistemas de enfilaje frontal).....	195
3.2.4.4	Vigas o cuadros metálicos.....	196

3.2.4.5	Utilización de pernos de anclaje	197
3.2.5	Requerimientos funcionales para la operación del túnel	198
3.2.5.1	Sistemas de drenaje.....	199
3.2.5.2	Revestimiento definitivo y acabado.....	199
3.3	Caracterización del proyecto y del modelo geotécnico _____	202
3.3.1	Descripción general del proyecto	202
3.3.1.1	Ubicación del sitio	202
3.3.1.2	Descripción de las obras propuestas	204
3.3.2	Descripción geológica regional breve del sitio.....	205
3.3.3	Descripción geológica local del sitio.....	205
3.3.3.1	Formación Uscari	205
3.3.3.2	Rocas del macizo del volcán Turrialba.....	206
3.3.3.3	Estructuras geológicas.....	207
3.3.4	Aspectos hidrogeológicos	208
3.3.5	Investigación geotécnica realizada	211
3.3.5.1	Topografía.....	211
3.3.5.2	Ensayos geofísicos	211
3.3.5.3	Ensayos con recuperación de testigos.....	213
3.4	Desarrollo del diseño y análisis de resultados _____	214
3.4.1	Determinación de propiedades geotécnicas.....	214
3.4.2	Determinación de soporte temporal utilizando el Q de Barton.....	215
3.4.3	Modelación numérica para las volcanitas cizalladas.....	220
3.4.3.1	Sección del túnel.....	220
3.4.3.2	Estado de esfuerzos	220
3.4.3.3	Modelo constitutivo y método de análisis	222

3.4.3.4	Determinación de la curva de convergencia del terreno.....	223
3.4.3.5	Propiedades del refuerzos y curvas de confinamiento.....	227
3.4.3.6	Determinación de la instalación del soporte del avance y modelación de las fases de construcción	231
3.4.3.7	Revisión del refuerzo propuesto	234
3.4.4	Descripción de la secuencia constructiva.....	237
3.4.5	Oportunidades de innovación y mejora.....	238
3.4.6	Componente de sostenibilidad	239
3.5	Presupuesto de las obras _____	240
3.6	Conclusiones y recomendaciones_____	241
3.6.1	Conclusiones.....	241
3.6.2	Recomendaciones.....	243
3.7	Fuentes de consulta _____	244
3.8	Anexo 7: Clasificación geomecánica de las volcanitas cizalladas _____	248
3.9	Anexo 8: Registro de perforación a rotación _____	259
3.10	Anexo 9: Planos de diseño _____	263
4	Capítulo 4: Diseño geotécnico y propuesta de actualización de la instrumentación del cuerpo de una presa en El Salto, Nicaragua.	267
4.1	Introducción _____	267
4.1.1	Planteamiento del problema	267
4.1.2	Importancia	268
4.1.3	Objetivos.....	269
4.1.3.1	Objetivo general	269
4.1.3.2	Objetivos específicos	269
4.1.4	Delimitación del problema	270
4.1.4.1	Alcance	270

4.1.4.2	Limitaciones	270
4.1.4.3	Exclusiones	271
4.1.5	Metodología	271
4.2	Marco teórico	274
4.2.1	Presas de materiales sueltos.....	274
4.2.1.1	Aliviaderos.....	275
4.2.1.2	Desagües de fondo	275
4.2.1.3	Tomas de agua.....	275
4.2.1.4	Cierres de desagües.....	275
4.2.2	Presas de materiales sueltos homogéneos	275
4.2.2.1	Filtros	277
4.2.2.2	Drenes.....	277
4.2.3	Presas de materiales de núcleo de arcilla.....	278
4.2.4	Filtraciones en presas de materiales sueltos.....	280
4.2.4.1	Permeabilidad.....	280
4.2.4.2	Ley de Darcy	281
4.2.4.3	Ecuación de Laplace.....	283
4.2.4.4	Métodos de resolución.....	283
4.2.5	Sistemas de instrumentación	285
4.2.5.1	Evaluación de las condiciones hidráulicas	285
4.2.5.2	Evaluación de las condiciones de desplazamiento.....	286
4.2.5.3	Evaluación de las condiciones dinámicas	287
4.2.5.4	Estaciones meteorológicas	288
4.2.5.5	Sistemas de recolección de datos	288
4.2.5.6	Desarrollo del plan de instrumentación	288

4.2.5.7	Objetivos de la instrumentación en presas	289
4.2.5.8	Inspección visual	291
4.3	Caracterización del proyecto y del modelo geotécnico _____	292
4.3.1	Descripción geológica regional del sitio.....	292
4.3.2	Investigación geotécnica realizada	294
4.3.2.1	Topografía.....	294
4.3.2.2	Ensayos geofísicos	294
4.3.2.3	Resultados de sondeos SPT y ensayos de laboratorio	296
4.3.2.4	Resultados de ensayos de permeabilidad	299
4.3.3	Modelo geotécnico.....	299
4.4	Desarrollo del diseño y análisis de resultados _____	301
4.4.1	Avenida de diseño	301
4.4.2	Sismo de diseño	301
4.4.3	Licuefacción del terreno	302
4.4.4	Sistemas de instrumentación	302
4.4.5	Otros criterios de diseño	303
4.5	Análisis de estabilidad y flujo en la presa _____	304
4.5.1	Nivel máximo en el embalse	304
4.5.2	Aspectos de seguridad y diseño	305
4.5.2.1	Sismo básico de operación (SBO)	305
4.5.2.2	Sismo de evaluación de seguridad	305
4.5.2.3	Factores de seguridad mínimos para taludes de presas	305
4.5.3	Coeficiente sísmico para la zona del proyecto.....	307
4.5.4	Resultados del análisis de estabilidad y análisis de flujo	308
4.5.5	Justificación de necesidad de instrumentación en la presa.....	310

4.6	Desarrollo del plan de instrumentación para la presa _____	313
4.6.1	Objetivos de la instrumentación propuesta y selección de los parámetros a monitorear	314
4.6.2	Perfiles de análisis e instrumentación propuestos	315
4.6.3	Selección del equipo de instrumentación	320
4.6.4	Estimación del presupuesto preliminar.....	323
4.6.5	Oportunidades de innovación y mejora.....	325
4.6.6	Componente de sostenibilidad	326
4.7	Conclusiones y recomendaciones_____	327
4.7.1	Conclusiones	327
4.7.2	Recomendaciones.....	330
4.8	Fuentes de consulta _____	331
4.9	Anexo 10: Memoria de cálculo del análisis en Slide para la sección máxima	332
4.10	Anexo 11: Planos de diseño _____	338

Resumen de Taller Aplicado I

El capítulo 1 trata sobre la poca certeza respecto a las capacidades y beneficios asociados con el uso de pilotes helicoidales en cimentaciones que existe en Costa Rica. Estos pilotes son particularmente adecuados en entornos compuestos principalmente por capas de suelo y ofrecen numerosas ventajas. Desde un punto de vista técnico, presentan un alto rendimiento frente a cargas que requieren tanto comportamiento a tensión como a compresión. Además, se instalan de forma rápida, causan un impacto mínimo en el medio ambiente y pueden ser utilizados en espacios reducidos con maquinaria de tamaño reducido.

Esta investigación se basó en una revisión bibliográfica de normativas internacionales. Entre los principales hallazgos, se identificó que gran parte de los criterios de diseño se fundamentan en métodos empíricos, basados en la experiencia y en registros de proyectos anteriores.

Posteriormente, se realizó el diseño de una cimentación profunda para una torre de transmisión eléctrica como alternativa a un proyecto ya ejecutado. El objetivo de este ejercicio fue evaluar la viabilidad técnica, económica y ambiental de implementar un sistema de cimentación basado en pilotes helicoidales. Además, al ser una solución alternativa, permitió comparar los resultados obtenidos con la solución planteada anteriormente.

Los resultados indican que, desde el punto de vista técnico, los pilotes helicoidales tienen un diseño similar al de los pilotes convencionales, pero presentan características distintivas. Además, revelan que, como cimentación profunda, ofrecen soluciones adecuadas para problemas específicos en suelos.

Summary Practical Workshop I

Chapter 1 addresses the lack of certainty regarding the capabilities and benefits associated with the use of helical piles in foundations in Costa Rica. These piles are particularly suitable in environments primarily composed of soil layers and offer numerous advantages. From a technical perspective, they exhibit high performance under both tension and compression loads. Additionally, they can be installed rapidly, have minimal environmental impact, and are compatible with confined spaces and small-scale machinery.

This research is based on a literature review of international standards. Among the key findings, it was identified that a significant portion of the design criteria is based on empirical methods derived from experience and previous project records.

Subsequently, the design of a deep foundation for an electrical transmission tower was conducted as an alternative to an already executed project. The objective of this exercise was to evaluate the technical, economic, and environmental feasibility of implementing a helical pile-based foundation system. Moreover, being an alternative solution, it allowed for a comparison of the obtained results with the previously proposed approach.

The results indicate that, from a technical perspective, helical piles have a design like conventional piles but possess distinctive characteristics. Furthermore, they reveal that as a deep foundation option, helical piles provide suitable solutions for specific soil-related challenges.

Resumen de Taller Aplicado II

El capítulo 2 se centra en el proceso de estabilización del terreno cercano a un sitio de torre de transmisión eléctrica. La torre está ubicada en la República de Honduras, a unos 80 km al noreste de Santa Rosa de Copán, la principal ciudad comercial del occidente, cerca del municipio de San Luis. El acceso al sitio se realiza a través de caminos de terracería con poco mantenimiento, lo que dificulta el acceso y la movilización de maquinaria.

El terreno en el área se caracteriza por tener pendientes pronunciadas y materiales propensos a la erosión. Durante la temporada de lluvias y eventos meteorológicos importantes, como los huracanes Eta e Iota que ocurrieron entre octubre y noviembre, se registraron intensas precipitaciones y desbordamientos de los canales de drenaje existentes, lo que provocó numerosos deslizamientos en toda la zona.

Tras realizar visitas al sitio, se determinó que la cimentación de la torre se encuentra estable y no requiere obras adicionales. Además, se cuenta con una amplia investigación geotécnica realizada en el área desde 2014 hasta la fecha. Esta investigación incluye perforaciones SPT, ensayos geofísicos, pruebas de corte directo, caracterización de suelos e informes geológicos. También se dispone de datos topográficos actualizados del sitio.

Con el objetivo de gestionar el riesgo de erosión en las cimentaciones y su posible impacto en la estabilidad de la torre 2, este proyecto tiene como finalidad realizar un diseño completo que contemple un análisis de estabilidad del sitio, el diseño de obras de protección, retención y manejo de aguas, así como las especificaciones técnicas y constructivas necesarias para llevar a cabo dichas obras.

Entre las obras propuestas y diseñadas en esta investigación se encuentra la estabilización mediante una pantalla de suelo cosido con una cobertura de aproximadamente 400 m², acompañada de pernos pasivos de 9 m de longitud sumergidos en una lechada de cemento. Además, se prevé la instalación de subdrenajes horizontales de 6 m de longitud, los cuales tendrán la función de controlar la saturación del terreno e interceptar el flujo de agua para su posterior drenaje. Por último, se plantea implementar un sistema de control de escorrentía superficial que requirió un análisis hidrológico del sitio para su dimensionamiento.

Summary Practical Workshop II

Chapter 2 focuses on the process of stabilizing the terrain near a site of an electrical transmission tower. The tower is in the Republic of Honduras, approximately 80 km northeast of Santa Rosa de Copán, the main commercial city in the western region, and near the municipality of San Luis. The access to the site is through unpaved roads with limited maintenance, which makes site access and machinery mobilization somewhat challenging.

The site's morphology is characterized by steep slopes and materials susceptible to erosion. More recently, during heavy rains in the rainy season and significant weather events such as hurricanes Eta and Iota in the months of October and November, the terrain became heavily saturated, resulting in numerous landslides throughout the area.

Based on site visits, it was determined that the tower's foundation is stable and does not require additional works. Furthermore, extensive geotechnical investigations have been conducted at the site since 2014, including Standard Penetration Test (SPT) drilling, geophysical surveys, direct shear tests, soil characterization, and geological reports. Current topographic data of the site is also available for use.

The objective of this project is to manage the erosion risk to the foundations and its potential impact on the stability of Tower 2. A comprehensive design will be developed, considering stability analysis of the Tower 2 site, design of protective, retention, and water management structures, as well as the required technical and construction specifications for the implementation of these works.

Among the proposed and designed works in this research, the stabilization will include a soil nail wall with an approximate coverage area of 400 m², accompanied by 9 m long passive anchors embedded in a cement grout. Additionally, horizontal subdrains with a length of 6 m will be installed to control saturation in the soil, intercept water flow, and redirect it to the exterior. Finally, a surface runoff control system will be implemented, which required a hydrological analysis of the site for dimensioning purposes.

Resumen de Taller Aplicado III

El capítulo 3 presenta el proceso llevado a cabo para seleccionar un sistema de refuerzo para la construcción de un túnel de aproximadamente 1200 m de longitud, destinado a alojar una tubería de baja presión para generación eléctrica. El túnel se encuentra ubicado en la provincia de Limón y se caracteriza por tener una sección transversal en forma de herradura con un ancho de 3 m y una altura de 3.5 m.

A partir de la investigación geotécnica del sitio, que incluyó principalmente ensayos de tomografía eléctrica, geofísica de refracción, perforaciones rotativas y ensayos de laboratorio, se ha realizado la caracterización geotécnica de las propiedades del sitio. Se ha llevado a cabo la clasificación geomecánica y se ha seleccionado un sistema de refuerzo utilizando herramientas basadas en criterios empíricos. Posteriormente, se ha realizado una simulación numérica de la construcción, modelando cada una de las etapas previstas, para verificar el comportamiento del túnel.

Para la simulación numérica, se han creado modelos bidimensionales y se han analizado utilizando el programa de elemento finito Rocscience RS2. Los resultados incluyen los esfuerzos principales, deformaciones, zonas de plastificación y las convergencias en tres puntos distintos de la sección transversal del túnel, ubicados en la bóveda, el hastial y la contra bóveda. De esta manera, se ha verificado el comportamiento del refuerzo ante condiciones de carga normales mediante análisis pseudoestáticos.

Finalmente, se propone una secuencia y una descripción del modelo constructivo basadas en los resultados obtenidos para el tipo de refuerzo seleccionado. Además, se realiza una estimación de los materiales requeridos y sus costos por metro de construcción del túnel.

Summary Practical Workshop III

Chapter 3 presents the process carried out to select a reinforcement system for the construction of an approximately 1200 m long tunnel, intended to accommodate a low-pressure pipeline for power generation. The tunnel is in the province of Limón and is characterized by a horseshoe-shaped cross-section with a width of 3 m and a height of 3.5 m.

Based on the geotechnical investigation of the site, which primarily included electrical tomography tests, refraction geophysics, rotary drilling, and laboratory tests, the geotechnical characterization of the site properties has been conducted. Geomechanical classification has been performed, and a reinforcement system has been selected using tools based on empirical criteria. Subsequently, a numerical simulation of the construction has been carried out, modeling each of the planned stages to verify the tunnel's behavior.

For the numerical simulation, two-dimensional models have been created and analyzed using the Rocscience RS2 finite element program. The results include principal stresses, deformations, plastic zones, and convergences at three different points of the tunnel's cross-section, located in the crown, invert, and sidewalls. In this way, the behavior of the reinforcement under normal loading conditions has been verified through pseudo-static analyses.

Finally, a construction sequence and description of the construction model are proposed based on the obtained results for the selected reinforcement type. Additionally, an estimation of the required materials and their costs per meter of tunnel construction is provided.

Resumen de Taller Aplicado IV

El capítulo 4 presenta el proceso llevado a cabo para actualizar la instrumentación de una presa zonificada de materiales sueltos ubicada en Nicaragua. La presa en cuestión tiene una altura de 23 metros y una longitud de corona de 260 metros. Conocida como presa El Salto, es responsable de la formación del embalse La Virgen, con un área de almacenamiento de aproximadamente 6 km². La presa opera con un nivel máximo de 440.100 m.s.n.m. y un nivel mínimo de 438.600 m.s.n.m., y tiene un volumen útil de 7.5 MMC y un volumen total de 25 MMC.

La caracterización geotécnica del sitio se realizó mediante una investigación que incluyó ensayos de tomografía eléctrica, geofísica de refracción, perforaciones a rotación y ensayos de laboratorio. Con base en estos datos, se ha desarrollado un modelo geotécnico y se han verificado las condiciones de seguridad de la presa en diversos escenarios de análisis.

Para la simulación numérica, se crearon modelos bidimensionales utilizando el software Rocscience Slide2, que utiliza los métodos del equilibrio límite y el elemento finito. Estos modelos proporcionaron resultados de factores de seguridad en condiciones de flujo estacionario y transitorio. De esta manera, se ha verificado el comportamiento de la presa ante cargas normales y se ha confirmado su seguridad mediante análisis teóricos.

De acuerdo con los criterios internacionales de seguridad, la monitorización desempeña un papel fundamental para mitigar el riesgo de ruptura en presas. Por esta razón, se justifica la instalación de un nuevo equipo de medición, ya que el existente se encuentra fuera de operación. El plan de instrumentación propuesto incluye la selección de equipos para medir las condiciones hidráulicas y sísmicas de la presa.

Como resultado, se propone la instalación de 17 piezómetros de cuerda vibrante, 2 piezómetros abiertos, un medidor de nivel del embalse, un aforador para la medición de filtraciones y dos acelerógrafos. Además, se ha realizado un presupuesto preliminar que incluye los equipos mencionados, así como los equipos auxiliares para la recolección de datos, la protección contra sobrecargas y la comunicación.

El objetivo principal es asegurar la seguridad de la presa mediante la monitorización de las condiciones hidráulicas y sísmicas, siguiendo criterios internacionales.

Summary Practical Workshop IV

The chapter 4 presents the process carried out to update the instrumentation of a zoned dam composed of loose materials located in Nicaragua. The dam in question has a height of 23 meters and a crest length of 260 meters. Known as El Salto dam, it is responsible for the formation of the La Virgen reservoir, with a storage area of approximately 6 km². The dam operates with a maximum level of 440.100 m.a.s.l. and a minimum level of 438.600 m.a.s.l. and has a usable volume of 7.5 million cubic meters (MMC) and a total volume of 25 MMC.

The geotechnical characterization of the site was carried out through an investigation that included electrical tomography tests, refractometric geophysics, rotational drilling, and laboratory tests. Based on this data, a geotechnical model has been developed and the safety conditions of the dam have been verified under various analysis scenarios.

For numerical simulation, two-dimensional models were created using Rocscience Slide2 software, which utilizes the methods of limit equilibrium and finite element analysis. These models provided results of safety factors under both steady-state and transient flow conditions. Thus, the behavior of the dam under normal loads has been verified, and its safety has been confirmed through theoretical analyses.

In accordance with international safety criteria, monitoring plays a crucial role in mitigating the risk of dam failure. Therefore, the installation of new measuring equipment is justified, as the existing instrumentation is out of operation. The proposed instrumentation plan includes the selection of equipment for measuring hydraulic and seismic conditions of the dam.

As a result, the installation of 17 vibrating wire piezometers, 2 open piezometers, a reservoir level gauge, a seepage meter for leakage measurement, and two accelerographs is proposed. In addition, a preliminary budget has been prepared, which covers the mentioned equipment, as well as auxiliary devices for data collection, overload protection, and communication.

The main objective is to ensure the safety of the dam through the monitoring of hydraulic and seismic conditions, in accordance with international criteria.

Lista de tablas

Tabla 1.1. Coeficientes de capacidad de carga.....	13
Tabla 1.2. Número de viajes requeridos por tipo de cimentación	24
Tabla 1.3. Variación del NSPT en función de la profundidad.....	29
Tabla 1.4. Resultados de velocidades de onda y correlaciones con tipo de suelo.....	34
Tabla 1.5. Descripción de las unidades geotécnicas.....	37
Tabla 1.6. Parámetros geomecánicas de las unidades geotécnicas para el análisis y diseño	38
Tabla 1.7. Cargas de diseño para condición de supervivencia.....	42
Tabla 1.8. Diámetros de hélices a utilizar	46
Tabla 1.9. Especificaciones técnicas tubo redondo hueco de Helical Anchors, Inc.	48
Tabla 1.10. Resultados del análisis con HelixPile 2015.....	59
Tabla 1.11. Revisión de condiciones de diseño.....	60
Tabla 1.12. Presupuesto de las obras de cimentación.....	64
Tabla 2.1. Factores de resistencia para muros de suelo cosido	96
Tabla 2.2. Coeficientes de escorrentía según el método racional	103
Tabla 2.3. Variación del NSPT en función de la profundidad.....	110
Tabla 2.4. Variación del NSPT en función de la profundidad.....	110
Tabla 2.5. Resultados de velocidades de onda y correlaciones con tipo de suelo.....	113
Tabla 2.6. Descripción de las unidades geotécnicas.....	116
Tabla 2.7. Parámetros geomecánicas de las unidades geotécnicas para el análisis y diseño	117
Tabla 2.8. Factores de seguridad para diseño de taludes permanentes y análisis de laderas.	120

Tabla 2.9. Resultados del análisis de estabilidad global en condición drenada.....	122
Tabla 2.10. Resultados del análisis de estabilidad global en condición no drenada	123
Tabla 2.11. Parámetros de los materiales utilizados en RS2	124
Tabla 2.12. Intensidades de precipitación para distintos periodos de retorno (mm/h) ...	128
Tabla 2.13. Resumen de características del suelo cosido	130
Tabla 2.14. Resumen de características del sistema de subdrenaje.....	132
Tabla 2.15. Presupuesto de las obras de cimentación.....	137
Tabla 2.16. Revisión de estabilidad interna.....	147
Tabla 2.17. Datos de entrada de estabilidad interna.....	147
Tabla 2.18. Comprobaciones de estabilidad interna.....	148
Tabla 3.1. Clasificación según el RMR	178
Tabla 3.2. Clasificación del macizo rocoso según valores de Q	180
Tabla 3.3. Características del NATM.....	185
Tabla 3.4. Resumen de propiedades geotécnicas	215
Tabla 3.5. Parámetros de diseño del concreto lanzado con fibras	227
Tabla 3.6. Parámetros de diseño de los pernos tipo Swellex	228
Tabla 3.7. Parámetros de diseño de los arcos de acero IPN 100	228
Tabla 3.8: Parámetros de diseño del arco invertido en la contra bóveda	229
Tabla 4.1. Análisis de valores de N_{SPT}	297
Tabla 4.2. Cálculo de valores de los parámetros de resistencia con correlaciones.....	298
Tabla 4.3. Resumen de resultados promedio	298
Tabla 4.4. Comparación del valor promedio de la resistencia al corte no drenado	299

Lista de figuras

Figura 1.1. Lista de entregables para el proyecto	4
Figura 1.2. Esquema metodológico del proceso de diseño	7
Figura 1.3. Partes de un pilote helicoidal.....	9
Figura 1.4. Métodos de análisis de pilotes helicoidales a) soporte individual b) método barril	12
Figura 1.5. Modos de falla en pilotes sometidos a carga lateral en suelos cohesivos.....	17
Figura 1.6. Presión lateral del suelo en un pilote lateral.....	18
Figura 1.7. Tipos de corrosión en una cimentación con pilotes helicoidales.....	21
Figura 1.8. Ubicación del sitio de la torre de transmisión eléctrica	25
Figura 1.9. Ubicación satelital del sitio	26
Figura 1.10. Ubicación sobre el mapa geológico de Costa Rica	27
Figura 1.11. Carta de plasticidad para las muestras caracterizadas.....	30
Figura 1.12. Ubicación de perforaciones con SPT y calicata.....	31
Figura 1.13. Excavación de calicata de investigación	32
Figura 1.14. Metodología convencional de refracción sísmica.	33
Figura 1.15. Posible correlación geológica y simbología para perfiles estratigráficos.	34
Figura 1.16. Modelo estratigráfico obtenido para el Perfil 1 de exploración.....	35
Figura 1.17. Modelo estratigráfico obtenido para el Perfil 2 de exploración.....	35
Figura 1.18. Modelo geotécnico tridimensional.....	39
Figura 1.19. Modelo geotécnico bidimensional	39
Figura 1.20. Modelo de análisis de cargas de diseño	41
Figura 1.21. Tipos de fundaciones de torres de transmisión (a) pilotes b) pilas c) bloque acampanado d) losa de fundación	42
Figura 1.22. Condiciones de carga para cada cimiento individual.....	43

Figura 1.23. Perfil de análisis para capacidad axial de los pilotes helicoidales	45
Figura 1.24. Asignación de propiedades del suelo	52
Figura 1.25. Asignación de profundidades para cada estrato.....	53
Figura 1.26. Propiedades físicas y mecánicas de los pilotes helicoidales	54
Figura 1.27. Cargas axiales sobre el pilote.....	55
Figura 1.28. Resultados de modelación a compresión.....	56
Figura 1.29. Resultados de modelación a tensión.....	57
Figura 1.30. Resultados de modelación a compresión a 15°.....	58
Figura 1.31. Torque mínimo de instalación y asentamiento máximo	59
Figura 1.32. Pilotes helicoidales propuestos.....	61
Figura 1.33. Detalle de placa de soporte	62
Figura 1.34. Vista en planta de la cimentación.....	62
Figura 1.35. Vista en perfil de la cimentación	63
Figura 1.36. Detalle de refuerzo de bloque de concreto.....	64
Figura 2.1. Flujos desviados desde la T1 y el camino hacia la T2.....	86
Figura 2.2. Esquema metodológico del proceso de diseño	90
Figura 2.3. Detalles típicos del suelo cosido.....	93
Figura 2.4. Ubicación del sitio de la torre de transmisión eléctrica	106
Figura 2.5. Ubicación satelital del sitio	106
Figura 2.6. Mapa de pendientes del sitio	107
Figura 2.7. Mapa de zonas sísmicas de Honduras según el CHOC08.	108
Figura 2.8. Ubicación de perforaciones con SPT e investigación geofísica.....	111
Figura 2.9. Metodología convencional de refracción sísmica.	112
Figura 2.10. Modelo estratigráfico obtenido para el Perfil 1 de exploración.....	113
Figura 2.11. Modelo estratigráfico obtenido para el Perfil 2 de exploración.....	114

Figura 2.12. Modelo geotécnico bidimensional	117
Figura 2.13. Modelo geotécnico bidimensional para condición saturada	118
Fuente: Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica, 2015.....	120
Figura 2.14. Modelo de elemento finito para la condición estática	125
Figura 2.15. Modelo de elemento finito para la condición estática saturada	126
Figura 2.16. Curvas IDF Estación Santa Rosa de Copán.....	128
Figura 2.17. Revisión de la sección hidráulica	129
Figura 2.18. Esquema planteado del suelo cosido	131
Figura 2.19. Esquema propuesto para los subdrenajes	133
Figura 2.20. Detalle de colector principal.....	134
Figura 2.21. Análisis estático condición actual.....	143
Figura 2.22. Análisis pseudoestático condición actual	143
Figura 2.23. Análisis estático condición actual con saturación.....	144
Figura 2.24. Análisis estático con obras de estabilización	144
Figura 2.25. Análisis pseudoestático con obras de estabilización.....	145
Figura 2.26. Análisis estático en condición actual, no drenada.....	145
Figura 2.27. Análisis pseudoestático en condición actual, no drenada	146
Figura 2.28. Análisis estático en condición con obras, no drenada	146
Figura 3.1. Esquema metodológico resumido del proceso de diseño	170
Figura 3.2. Descripción de la fase 3 de la metodología	170
Figura 3.3. Esquema del proyecto hidroeléctrico	171
Figura 3.4. Esquema tridimensional del proyecto hidroeléctrico	172
Figura 3.5. Criterio de resistencia de Mohr-Coulomb	175
Figura 3.6. Criterio de ruptura de H&B en un espacio de tensiones normal y tangencial	176
Figura 3.7. Esquema de trabajo del método de perforación y voladura con explosivos ..	183

Figura 3.8. Esquema del proceso de excavación y construcción del NATM.....	184
Figura 3.9. Máquina rozadora de corte axial	187
Figura 3.10. Tipos de cabeza de corte para rozadoras	187
Figura 3.11. Máquina tuneladora con escudo de equilibrio de lodos (Slurry TBM).....	189
Figura 3.12. Categorización de máquinas tuneladoras	190
Figura 3.13. Selección de la máquina tuneladora de excavación según el medio geológico.	192
Figura 3.14. Operario aplicando concreto lanzado en el interior de un túnel	194
Figura 3.15. Esquema del pre-sostenimiento utilizando inyecciones de cemento	195
Figura 3.16. Esquema del sistema de pantalla de micropilotes	195
Figura 3.17. Colocación de sostenimiento mediante pantalla de micropilotes	196
Figura 3.18. Cuadros metálicos en forma de herradura para construcción de túnel falso	197
Figura 3.19. Esquema de utilización de pernos de anclaje en túneles excavados en roca y ejemplo de perno de acero.	198
Figura 3.20. Dovelas de concreto prefabricado	201
Figura 3.21. Ubicación satelital del sitio del proyecto.....	203
Figura 3.22. Ubicación del sitio.....	203
Figura 3.23. Esquema del refuerzo y dimensiones del túnel	204
Figura 3.24. Mapa geológico local.....	209
Figura 3.25. Modelo geológico bidimensional a través de la línea de túnel.....	210
Figura 3.26. Resultados de Tomografía Eléctrica.....	211
Figura 3.27. Resultados interpretados de Tomografía Eléctrica.....	212
Figura 3.28. Posible correlación geológica y simbología	212
Figura 3.29. Muestras representativas en perforación 510-r-d-2	213
Figura 3.30. Determinación del soporte a partir del RMR de Bieniawski.....	218

Figura 3.31. Determinación del soporte a partir del Ábaco Q de Barton.....	219
Figura 3.32. Sección transversal del túnel	220
Figura 3.33. Mecanismos de inestabilidad según Martin et al (2003).....	222
Figura 3.34. Condición inicial.....	223
Figura 3.35. Condición de relajación con a) 80, b) 40, c) 10, d) 5, e) 2.5, f) 1% de la carga inducida	224
Figura 3.36. Condición de relajación final con una deformación de 238 mm	225
Figura 3.37. Condición de relajación final con un radio plástico de 8.8 m	225
Figura 3.38. Curva de convergencia para la media sección del túnel.....	226
Figura 3.39. Curva de convergencia para la excavación del banco	227
Figura 3.40. Curva de confinamiento del refuerzo	229
Figura 3.41. Estimación del desplazamiento radial U (LDP)	231
Figura 3.42. Modelo en condición inicial.....	232
Figura 3.43. Modelado de la excavación sin soporte.....	232
Figura 3.44. Instalación de soporte.....	233
Figura 3.45. Excavación del banco (banqueo).....	233
Figura 3.46. Instalación del soporte completo.....	234
Figura 3.47. Capacidad de carga estructural para la viga IPN100	235
Figura 3.48. Capacidad de carga estructural para el concreto lanzado con fibras de acero	236
Figura 3.49. Revisión de longitud de anclajes	237
Figura 3.50. Excavación por medio de dos secciones parciales	238
Figura 3.51. Esquema de la perforación 510-R-B-2	248
Figura 4.1. Esquema metodológico resumido del proceso de diseño	272
Figura 4.2. Descripción de la fase 3 de la metodología	273

Figura 4.3. Drenaje insuficiente para presa de materiales sueltos homogéneo	276
Figura 4.4. Ley de Darcy.....	282
Figura 4.5. Mapa geológico local	293
Figura 4.6. Topografía actualizada con curvas de nivel	294
Figura 4.7. Ubicación de puntos de sondeo y perfiles geofísicos	295
Figura 4.8. Resultados interpretados de la geofísica	296
Figura 4.9. Interpretación de resistividad eléctrica	296
Figura 4.10. Sección transversal máxima y modelo geotécnico de la presa.....	300
Tabla 4.5. Niveles del embalse La Virgen	304
Tabla 4.6. Factores de seguridad mínimos en condición estática	306
Tabla 4.7. Factores de seguridad mínimos en condición pseudoestático.....	307
Tabla 4.8. Variación del valor del coeficiente sísmico por periodo de retorno	307
Tabla 4.9. Resumen de resultados de análisis de estabilidad.....	309
Figura 4.11. Análisis de flujo para nivel máximo del embalse	309
Figura 4.12. Análisis de flujo para nivel mínimo del embalse.....	310
Figura 4.13. Curva de la bañera para probabilidades de fallo	312
Tabla 4.10. Parámetros significativos por monitorear	314
Figura 4.14. Propuesta conceptual de instrumentación en la presa.....	317
Tabla 4.11. Resumen de piezómetros de cuerda vibrante multinivel propuestos	318
Tabla 4.12. Resumen de piezómetros abiertos propuestos.....	318
Tabla 4.13. Resumen de acelerógrafos	319
Tabla 4.14. Resumen de instrumentos varios	319
Figura 4.15. Instrumentación de sección C-C.....	320
Tabla 4.4.15. Resumen del equipo propuesto y características	322
Figura 4.16. Avenida máxima probable flujo estacionario.....	332

Figura 4.17. Nivel mínimo del embalse flujo estacionario	332
Figura 4.18. Nivel máximo del embalse flujo estacionario, pseudoestático (0.15g)	333
Figura 4.19. Análisis de sensibilidad para el coeficiente sísmico y factor de seguridad ...	333
Figura 4.20. Red de flujo para flujo estacionario con nivel máximo.....	334
Figura 4.21. Desembalse rápido cota 441 msnm, flujo transitorio	334
Figura 4.22. Desembalse rápido cota 433 msnm, flujo transitorio	335
Figura 4.23. Presión de poro inicial vs presión de poro final producto del desembalse rápido, flujo transitorio	335
Figura 4.24. Presión de poro final vs exceso de presión de poro negativa producto del desembalse rápido, flujo transitorio	336
Figura 4.25. Desembalse rápido nivel máximo, flujo transitorio	336
Figura 4.26. Presión de poro inicial vs presión de poro final producto del desembalse rápido, flujo transitorio	337
Figura 4.27. Presión de poro final vs exceso de presión de poro negativa producto del desembalse rápido, flujo transitorio	337

1 Capítulo 1: Estudio y diseño geotécnico de pilotes helicoidales para la cimentación de una torre de transmisión eléctrica.

1.1 Introducción

En el presente capítulo se describen las razones que justifican la realización de este tipo de investigación. Se pretende mostrar y describir las razones morfológicas del sitio que lo hacen altamente susceptible a los deslizamientos y procesos erosivos, los cuales han sido potenciados en los últimos años debido a los fuertes eventos climatológicos que han afectado la zona.

Para lograr esto, se han definido una serie de objetivos, se ha establecido el alcance de esta investigación con los respectivos entregables y de la misma forma con los excluyentes y limitaciones que son los puntos en los que no se ahondará. Por último, se describe la metodología, la cual se ha definido como la secuencia de pasos que se debieron seguir para completar satisfactoriamente el proyecto.

1.1.1 Planteamiento del problema

A nivel nacional no se conoce con mucha certeza los beneficios asociados a la utilización de pilotes helicoidales. Este tipo de cimentación posee múltiples beneficios principalmente al encontrarse en un medio compuesto por espesores de suelo. A nivel técnico, poseen un alto desempeño ante condiciones de carga que exijan un comportamiento a tensión como a compresión, sin embargo, en escenarios donde la carga lateral es de gran magnitud tienen sus principales problemas como sistema de cimentación, esto visto de forma comparativa con otros sistemas de cimentación.

A nivel internacional, las cimentaciones basadas en pilotes helicoidales son muy utilizadas en recalces de estructuras o en obras de tipo puntal como lo son las torres de transmisión eléctrica. Debido a sus características poseen un comportamiento similar a los pilotes

convencionales de concreto, pero con múltiples ventajas que se estudiarán en esta investigación.

Para el caso en específico de Costa Rica, las torres de transmisión eléctrica se encuentran ubicadas normalmente en zonas montañosas y de difícil acceso, de esta forma, se vuelve necesario la implementación de tecnologías que se adapten mejor al entorno, ofreciendo la posibilidad de brindar los mismos resultados de cimentación junto a otros beneficios como lo son la rapidez de ejecución, reducción del impacto ambiental y una mínima perturbación del terreno.

El objetivo de este trabajo será la implementación del diseño de una cimentación basada en pilotes helicoidales como solución alterna para una torre de transmisión eléctrica de un proyecto ya existente, de tal manera, al existir la información sobre la cimentación utilizada, basada en micropilotes de barras autoperforantes, ofrece la oportunidad de realizar una comparación directa entre ambas opciones.

Con la finalidad de determinar la viabilidad en la utilización de pilotes helicoidales como un sistema de cimentación profunda, se realizará la comparación basada en aspectos técnicos, ambientales, económicos y entre otros. Con el conocimiento de esta información, se abrirá una ventana de opciones aún más amplia en lo que se refiere a la selección técnica de cimentación de torres de transmisión.

1.1.2 Objetivos

1.1.2.1 Objetivo general

Desarrollar el estudio y diseño geotécnico de una cimentación para una torre de transmisión eléctrica mediante la utilización de pilotes helicoidales basado en metodologías de análisis usadas en el ámbito internacional.

1.1.2.2 Objetivos específicos

- Realizar una investigación de la normativa existente en materia de análisis y diseño de pilotes helicoidales para determinar las características necesarias del diseño y construcción de este tipo de cimentación.
- Elaboración del modelo geotécnico a partir de la recopilación de las características físicas y mecánicas del suelo determinadas por medio de ensayos de campo y de laboratorio.
- Diseñar la cimentación utilizando pilotes helicoidales.
- Revisar por medio de software especializado el diseño realizado.
- Establecer una comparación técnica, económica y ambiental entre la utilización de pilotes helicoidales y el de la utilización de micropilotes como sistema de cimentación.
- Elaboración de planos constructivos de las obras de cimentación.
- Elaboración de presupuesto preliminar de costo de las obras de cimentación.

1.1.3 Delimitación del problema

1.1.3.1 Alcance

El alcance de este trabajo consiste en el diseño de una cimentación para una torre de transmisión de energía eléctrica mediante la aplicación de pilotes helicoidales (ver Figura 1.1).

Esta investigación incluirá información relevante al diseño de pilotes helicoidales, incluyendo sus características físicas, mecánicas, ventajas y desventajas como cimentación y recomendaciones sobre su instalación.

El producto de este proyecto será un informe con planos y especificaciones detallados para el diseño de una cimentación de una torre de transmisión eléctrica utilizando como cimentación profunda pilotes helicoidales.

La elaboración de este proyecto pretende que sirva como herramienta en una selección más amplia de opciones de cimentaciones para proyectos asociados a torres de transmisión eléctrica.

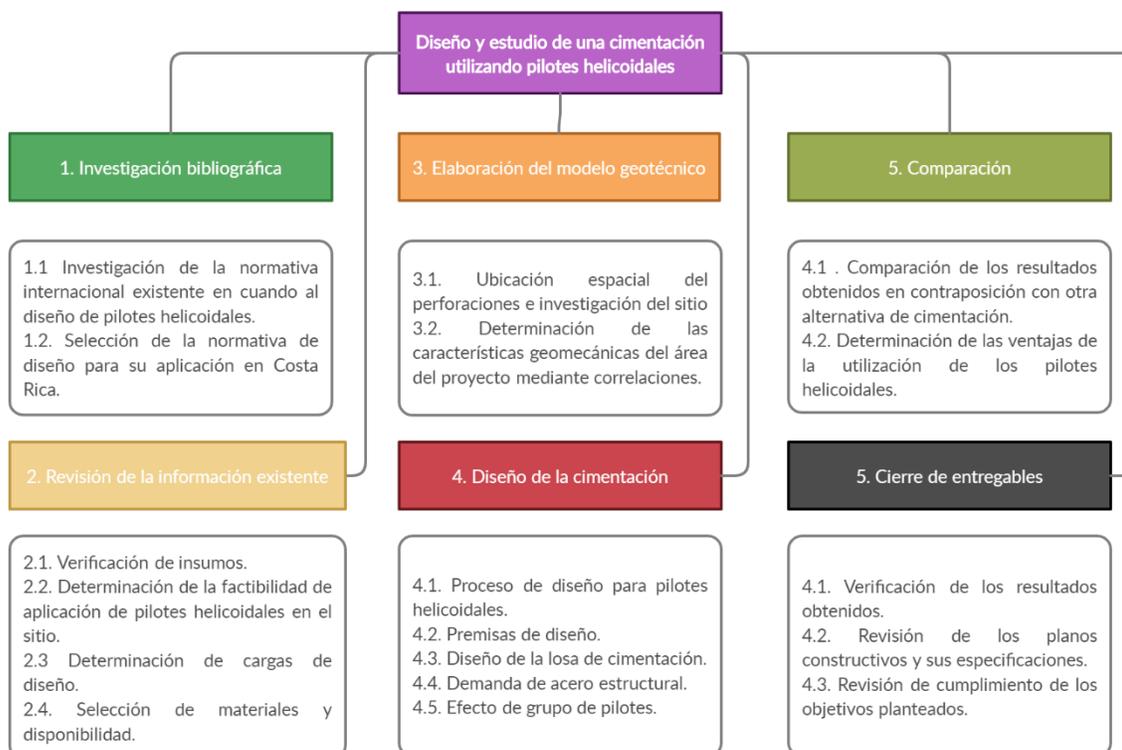


Figura 1.1. Lista de entregables para el proyecto

1.1.3.2 Limitaciones

- La información sobre pilotes helicoidales en Costa Rica y sus experiencias y recomendaciones son nulas. Únicamente se encuentran algunas investigaciones universitarias. Debido a esto, resulta necesario la utilización de investigaciones y normativas desarrolladas en otros países.
- No se realizará un análisis de estabilidad del sitio seleccionado y se partirá que ya es estable a nivel geotécnico.
- Se partirá con la investigación geotécnica disponible y no se supone la generación de nueva investigación.
- No se evaluará la afectación debido a la escorrentía superficial generada en el sitio.
- La ubicación del nuevo sitio de la cimentación ya se encuentra establecido y no se planteará su movilización.
- No se analizará la unión entre los montantes de la torre ni el diseño estructural con la cimentación propuesta.
- No se realizará el análisis estructural de la torre y se utilizarán los insumos brindados.

1.1.3.3 Exclusiones

- La ubicación del sitio de la torre se supone como estable a nivel de cimentación y no se propondrá la movilización de la torre a otro sitio.
- Se partirá con la investigación geotécnica disponible y no se supone la generación de nueva investigación.

1.1.4 Metodología

Se entiende por metodología la secuencia de pasos necesarios que se deben seguir para completar satisfactoriamente el proyecto. Para ello, el proyecto en su totalidad se dividió en cinco fases.

Con el inicio de la primera fase, se realizó una exhaustiva recopilación de información considerando criterios técnicos y experiencias sobre el diseño y construcción de cimentaciones utilizando pilotes helicoidales en otros países. Para lograr esto, se revisaron trabajos finales de graduación, publicaciones, proyectos y se hizo la consulta a profesionales en el tema. Dentro de las principales fuentes consultadas para el desarrollo teórico de esta investigación se enlistan los siguientes libros:

- Principio de Ingeniería de Cimentaciones, (Das, 2008)
- Pilotes Helicoidales: Guía Práctica para el Diseño e Instalación (Perko, 2009)
- Manual Técnico de Diseño. Edición 4 (Hubbell Power Systems, Inc., 2018)

Durante esta fase también se procuró conocer, de manera general, el contexto geológico y geotécnico de cada país para relacionarlo a su aplicabilidad. Una vez obtenida la información necesaria, se procedió a realizar una revisión y procesamiento completo de la información, tomando en cuenta los objetivos planteados en el proyecto.

En la segunda fase, se utilizó como herramienta la información recolectada en la fase previa para iniciar con la identificación de información necesaria en el diseño. De esta manera, se elaboró una caracterización del sitio en estudio y a partir de la investigación realizada en el sitio se asignaron propiedades a las unidades geotécnicas para finalmente obtener el modelo geotécnico representativo del sitio de investigación.

La tercera fase constituye la parte central del trabajo de investigación para el cumplimiento de los objetivos, en esta fase se realizó el diseño de la cimentación utilizando las premisas de diseño para pilotes helicoidales. Utilizando recomendaciones internacionales, los cuales deberán ser adaptados a las condiciones locales de Costa Rica y seguir los criterios de seguridad recomendados tanto por los manuales internacionales como por la normativa

nacional. Se presenta el esquema mostrado en la Figura 1.2 que representa el esquema de diseño planteado para la solución de cimentación utilizando pilotes helicoidales.

En la fase cuatro, se espera realizar la comparación de los resultados obtenidos y completar los entregables. Finalmente, durante la quinta fase se obtienen las conclusiones del proyecto y se realiza la presentación para su defensa.

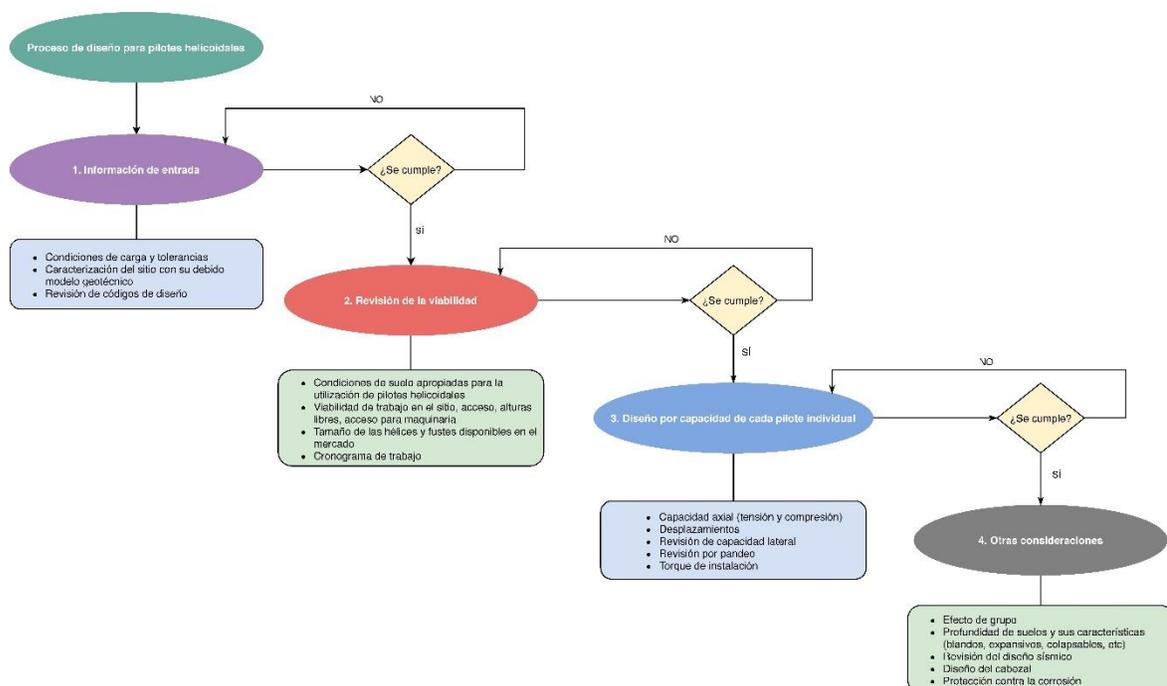


Figura 1.2. Esquema metodológico del proceso de diseño

Fuente: Adaptado de (Pilotes Helicoidales de Costa Rica, 2020)

1.2 Marco teórico

Como parte de la investigación, en este capítulo se expondrán y describirán una serie de conceptos y criterios fundamentales para comprender el eje temático de la investigación del presente proyecto.

1.2.1 Definición de pilotes helicoidales

Los pilotes helicoidales o también conocidos como pilotes de tornillos son un sistema de cimentación profunda caracterizada por la presencia de un fuste o eje central con uno o más placas helicoidales soldadas al fuste que se utiliza para resistir las cargas de la estructura en suelos con capacidades soportante insuficientes. Tienen la característica que son capaces de soportar esfuerzos de tensión y compresión e incluso cargas laterales.

A diferencia de otros sistemas de cimentación estos son fabricados en acero y se introduce en el suelo por medio de rotación con equipo especializado. Las secciones de acero se fabrican en formas tubulares o circulares como fuste y con placas circulares que permiten el comportamiento por punta de los pilotes. De esta manera, los pilotes helicoidales se componen de tres elementos esenciales, como se presenta en la Figura 1.3:

- Hélice o placa de soporte helicoidal, el cual posee un borde ataque que permite la penetración en el suelo
- Fuste o eje central con dimensiones variables y provisto de zonas de acoplamiento en sus extremos para la extensión del fuste
- Terminación o soporte que permite la conexión con la estructura superior

Adicional a los elementos principales de un pilote helicoidal se pueden mencionar el collar de acople o soporte que permite unir el micropilote a la estructura que requiere cimentarse, los acoplamientos que permiten la extensión de los pilotes helicoidales para alcanzar mayores profundidades. En la hélice guía o inicial se tiene el borde de ataque el cual es el elemento delantero que toma el primer contacto con el suelo y lo rompe para iniciar con el proceso de inclusión en el terreno, por el otro lado, se tiene el borde de arrastre o fuga al

final del plato de la hélice. Finalmente, el punto piloto el cual es el que presiona el pilote helicoidal con la superficie del suelo.

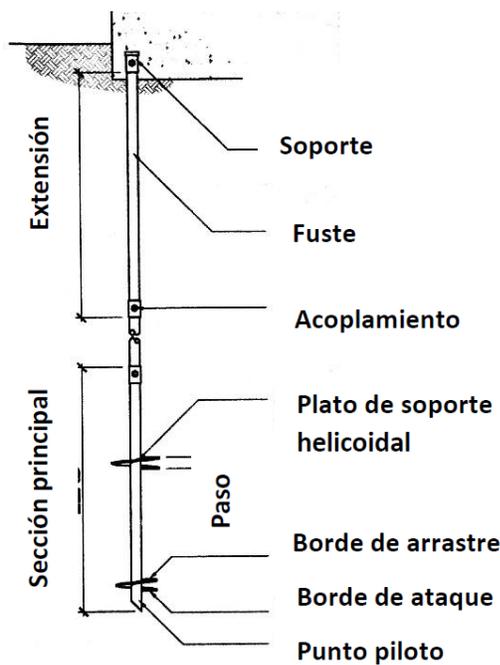


Figura 1.3. Partes de un pilote helicoidal

Fuente: (Perko, 2009)

Los pilotes helicoidales ofrecen ventajas únicas en comparación con otros sistemas de cimentación. Su forma de instalación permite la poca o nula afectación del suelo debido a que no es necesario la excavación. De igual forma, suelos colapsables o con altos niveles freáticos no suponen un problema durante la instalación de este tipo de cimentación. Según Perko (2009), los pilotes helicoidales son una excelente adición a la variedad de opciones para las cimentaciones profundas y se pueden extraer los siguientes beneficios:

- Resistentes a la socavación para cimentaciones de puentes.
- Facilidad de instalación y de desarticulación, lo que permite su uso para aplicaciones temporales.
- Permite un transporte sencillo a sitios remotos o de difícil acceso.
- Permiten una verificación de las condiciones construidas con las correlaciones de torque de instalación.
- Se pueden instalar en suelos saturados o con un nivel freático muy elevado sin necesidad de realizar un encamisado de la excavación.

- Típicamente requiere menos tiempo de instalación que otros sistemas de cimentación.
- Pueden ser instalados a diferentes ángulos para añadir un aporte por carga lateral.
- Pueden ser instalados en espacios reducidos con equipos de instalación manual.
- Su instalación genera poco ruido y vibraciones mínimas.
- Existe la posibilidad de añadir lechada durante su instalación, para aumentar la adherencia con el suelo.
- Se pueden galvanizar para mejorar su resistencia a la corrosión.
- Elimina la necesidad de curado del concreto o de formaletas.
- No genera residuos durante la perforación.
- Minimiza la perturbación ambiental en sitios especialmente sensibles.
- Reduce el número de viajes de camión al sitio para su transporte, reduciendo la huella de carbono.
- A nivel general, son rentables y competitivos con respecto a otros sistemas de cimentación existentes.

Sin embargo, los pilotes helicoidales han demostrado de igual forma ciertas desventajas, tal como lo describe el Instituto de Cimentaciones Profundas (DFI, por sus siglas en inglés) (Helical Piles and Tiebacks Committee, Sin fecha):

- Incapaces de penetrar basamento rocoso sin la ayuda de preexcavación.
- Alto potencial de rechazo durante la instalación sobre suelos gravosos o con presencia de bloques duros.
- Dificultad de instalación en proyectos con presencia de escombros o rellenos de concreto.
- La capacidad lateral y por pandeo es baja en comparación con otros sistemas de cimentación.
- La utilización del torque de instalación como verificación de capacidad requiere que sea calibrada y calculada con la capacidad teórica, por lo que el criterio profesional durante la instalación incide mucho en su aplicabilidad
- Se recomienda de un inspector especial durante la instalación.

1.2.2 Métodos de análisis de carga del pilote helicoidal

Los métodos tradicionales para la estimación de la capacidad de soporte utilizando pilotes helicoidales se basan principalmente en los análisis de estado límite. Los dos más importantes son basándose su estimación en la capacidad de soporte individual de cada uno de los helicoides o mediante la consideración de un cilindro de corte en el terreno, que considera todos los helicoides como un conjunto.

La determinación para identificar cual método es el más apropiado se encuentra estrechamente ligado con el espaciamiento existente entre hélices. De esta manera, si el espaciamiento entre helicoides es grande (al menos mayor a tres veces el diámetro de la hélice), la superficie de falla generada será debido a cada uno de los helicoides actuando de manera individual, por otro lado, en caso de que la separación sea pequeña, los helicoides comienzan a trabajar en conjunto y su falla será en forma de cizalla cilíndrica. En la Figura 1.4 se ejemplifica cada uno de los posibles métodos de análisis dependiendo del espaciamiento de sus helicoides.

El mecanismo de falla por el método de capacidad de soporte individual analiza la deformación entre el suelo o la roca, producto de la transmisión de cargas mediante las hélices, hasta que se alcanza el modo de falla del material de soporte (Young, 2012). En un modelo de carga axial sobre un pilote helicoidal se supone que esta carga es transmitida mediante una presión uniformemente distribuida por medio de las hélices y a lo largo de la sección longitudinal del fuste.

En el método de cilindro de cortante, se considera que las hélices del pilote helicoidal confinan un cilindro de suelo que es movilizadado cuando ocurre la falla. En este caso se considera que la sobrepresión del suelo se genera en la hélice más profunda, y que alrededor del cilindro de suelo confinado existe una superficie de resistente al corte. De igual forma que en el método por capacidad de soporte individual se considera que se desarrollan fuerzas de adhesión a lo largo del fuste.

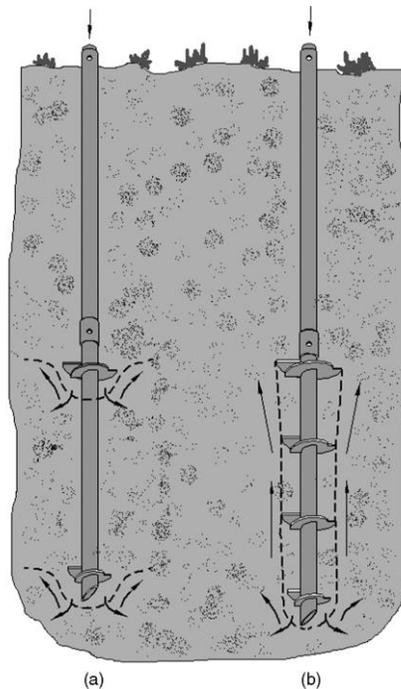


Figura 1.4. Métodos de análisis de pilotes helicoidales a) soporte individual b) método barril

Fuente: (Perko, 2009)

1.2.3 Capacidad de carga a compresión por el método individual

Como principio se asumirá que cada placa helicoidal trabajará de forma individual, permitiendo transmitir la carga aplicada sobre la estructura hacia los estratos en donde la placa se encuentre. De esta manera, la capacidad de soporte del pilote helicoidal será definida como:

$$Q_U = \sum Q_H \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

Q_U : Resistencia última del pilote helicoidal

Q_H : Resistencia individual de cada placa helicoidal

Asimismo, aplicando la fórmula de capacidad de soporte de Terzaghi (1943), se puede obtener como:

$$Q_H = A_H(CN_c + q'N_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma)$$

Ecuación 2

Donde:

Q_H : Resistencia individual de cada placa helicoidal

A_H : Área proyectada de cada helicoide (sección circular)

C : Cohesión del suelo (a nivel del que se encuentre la hélice)

q' : Sobrecarga efectiva a la profundidad de la placa

γ : Peso específico del suelo a la profundidad de la placa

B : Diámetro de la placa helicoidal

N_c, N_q, N_γ : Coeficientes de capacidad de carga

Tabla 1.1. Coeficientes de capacidad de carga

ϕ'	N_c	N_γ	N_q
0	5.7	0.0	1.0
10	9.6	1.2	2.7
12	10.8	1.7	3.3
14	12.1	2.3	4.0
16	13.7	3.0	4.9
18	15.5	3.9	6.0
20	17.7	4.9	7.4
22	20.3	5.8	9.2
24	23.4	7.8	11.4
26	27.1	11.7	14.2
28	31.6	15.7	17.8
30	37.2	19.7	22.5
32	44.0	27.9	28.5
34	52.6	36.0	36.5
36	63.5	52.0	47.2
38	77.5	80.0	61.5
40	95.7	100.4	81.3
42	119.7	180.0	108.7
44	151.9	257.0	147.7
46	196.2	420.0	204.2
48	258.3	780.1	287.8

Fuente: (Hubbell Power Systems, Inc., 2018)

1.2.4 Capacidad de carga a tensión por el método individual

La capacidad a tensión o arrancamiento puede ser determinado siguiendo el mismo procedimiento descrito en la sección 1.2.3. Sin embargo, cuando se analiza a tracción resulta necesario revisar la profundidad embebida del pilote helicoidal para asegurar el comportamiento adecuado a un modo de falla profunda.

1.2.5 Resistencia del fuste por fricción

La resistencia a fricción del fuste normalmente se desprecia debido al poco aporte en magnitud que ofrece a la capacidad de soporte. Esto debido al reducido diámetro del fuste en comparación con el diámetro de los helicoides. Sin embargo, al utilizar algún tipo de cementante que mejore la adherencia entre el fuste y el suelo, el aporte por fricción del fuste se puede volver considerable. En estos casos se puede determinar de la siguiente manera:

$$Q_f = \sum \pi D f \Delta L \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde:

D : Diámetro del pilote con mortero

f : Fricción y adhesión entre el suelo y el pilote

ΔL : Distancia donde D y f son constantes

Según (Perko, 2009), la recomendación es la no consideración de las fuerzas de adhesión debido al remoldeo que experimenta el suelo en contacto directo con el fuste durante la instalación. En el caso de pilotes helicoidales con fustes compuestos por secciones cuadradas el remoldeo que este genera en el suelo adyacente es una sección circular de mayor diámetro que evita su contacto con el fuste. A pesar de esto, sí existe un porcentaje de aporte de este.

1.2.6 Torque mínimo de instalación

Según el (Hubbell Power Systems, Inc., 2018), las placas helicoidales de los pilotes tienen dos funciones principales, la primera función es servir de anclaje al pilote con el suelo y la segunda es de aportar capacidad de soporte como cimentación. De esta manera, resulta básico comprender el concepto de torque de instalación, el cual a través de una correlación empírica permite relacionar la capacidad de soporte última con el torque de instalación con el fin de asegurar la capacidad axial última.

Esta correlación empírica se expresa de la siguiente forma:

$$Q_U = k_t T \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde:

Q_U : Resistencia última del pilote helicoidal

k_t : Factor empírico de torque

T : Torque promedio de instalación

Según Perko (2009), el parámetro k_t depende del diámetro del agujero que provoca el fuste durante su instalación y propone la siguiente relación empírica para su determinación:

$$k_t = \frac{\lambda_k}{d_{eff}^{0.92}} \quad \text{Ecuación 5}$$

λ_k : Factor de ajuste con un valor de $1433 \text{ mm}^{0.92}/\text{m}$

d_{eff} : Diámetro efectivo del fuste

Hoyt y Clemence (1989) recomiendan valores de k_t de 33 m^{-1} para secciones de fuste cuadradas y de 23 m^{-1} para secciones de fuste circular. Sin embargo, el factor empírico no es un valor constante y (Hubbell Power Systems, Inc., 2018) recomiendan usar rangos típicos de variación entre 10 a 66 m^{-1} y de 33 a 43 m^{-1} para secciones de fuste cuadradas y circulares, respectivamente.

Conforme el torque de instalación aumenta, así se espera que lo haga la capacidad de carga axial del pilote, debido a que se están alcanzando estratos de suelo más competente para un perfil de suelos residuales.

1.2.7 Diseño por carga lateral

Las cimentaciones profundas son concebidas inicialmente para la transmisión y resistencia de cargas axiales desde la estructura hasta el suelo. Sin embargo, en algunos casos particulares éstas pueden ser sometidas a cargas laterales, como pueden deberse a sismos, flujos de agua, acción del viento (determinante en torres de transmisión eléctrica), entre otros. La literatura recomienda la estimación de la capacidad lateral de la misma manera que en otros tipos de cimentaciones profundas.

La mayoría de los pilotes helicoidales tienen secciones muy esbeltas que ofrecen una limitada resistencia a la carga lateral cuando están son aplicadas de manera vertical. Distintas pruebas de carga han validado el concepto que efectivamente los pilotes resisten cargas laterales por medio de cortante y flexión (Hubbell Power Systems, Inc., 2018). Existen diversas metodologías para el análisis por carga lateral para secciones redondas de fuste.

A continuación, se presentan las algunas metodologías de cálculo.

1.2.7.1 Método de diferencias finitas

Actualmente existen diversos programas de cálculo como LPile™ para la estimación por medio de diferencias finitas. Su análisis se basa en considerar la resistencia del suelo como una función no lineal de la deformación del pilote. Según (Helical Piles and Tiebacks Committee, Sin fecha) resulta un método versátil y práctico como metodología de diseño.

1.2.7.2 Método de Broms (1964)

El método de Broms propuso su metodología a partir del análisis de pilotes concreto, acero y madera tanto en suelos cohesivos como no cohesivos. En el caso de suelos cohesivos, Broms (1964a) señala que el pilote ante la aplicación de cargas laterales el pilote rota con respecto a un centro ubicado por encima del punto más profundo de la cimentación. No obstante, destaca que el modo de falla que experimentará el pilote dependerá de la restricción con la que cuente el pilote sobre su extremo superior. En la Figura 1.5 se presentan los modos de falla señalados por Broms.

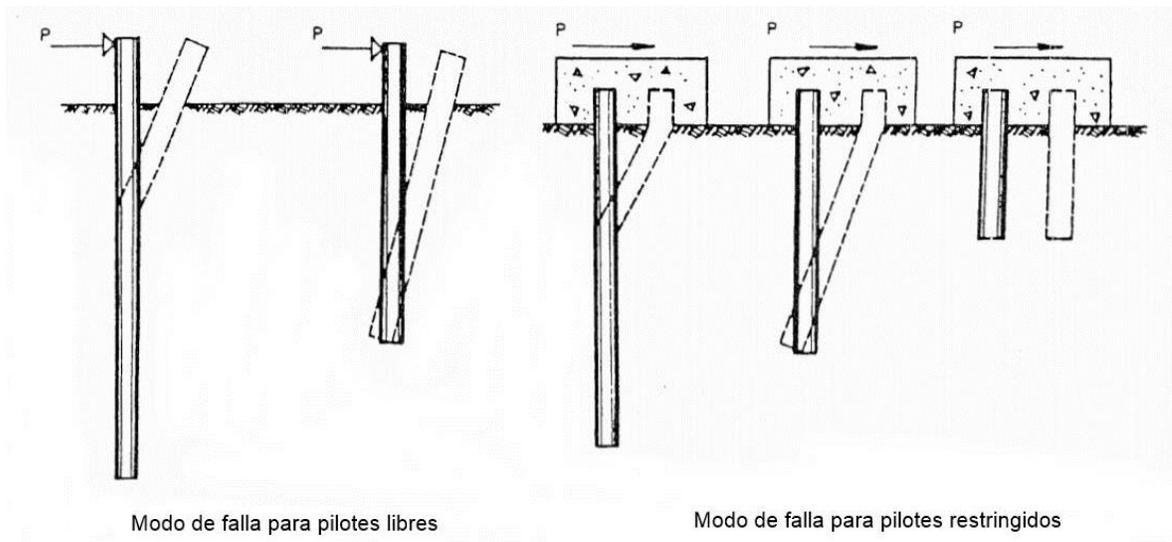


Figura 1.5. Modos de falla en pilotes sometidos a carga lateral en suelos cohesivos

1.2.8 Capacidad lateral por presión pasiva del suelo

La teoría de Rankine de 1857, desarrollada para un suelo no cohesivo o la no existencia de fricción en las paredes del fuste provee una herramienta para la estimación de la capacidad lateral de los pilotes helicoidales. Usando la ecuación de Rankine se sobre simplifica el problema y tiende a obtenerse resultados más conservadores debido a la esbeltez del elemento de cimentación y sus supuestos de simplificación. Para la validez de las ecuaciones se suponen las siguientes tres condiciones:

- El suelo es un material homogéneo
- Suficiente movimiento del suelo ha ocurrido para movilizar por completo la resistencia al corte en la superficie de falla
- El elemento resistente se encuentra completamente vertical, por lo tanto, las fuerzas resultantes son horizontales

De esta manera, y tras un despliegue matemático que no se presentará en este documento surgen las siguientes ecuaciones:

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

Ecuación 6

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

Ecuación 7

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Ecuación 8

Donde:

K_0 = Coeficiente de presión en reposo del suelo

K_a = Coeficiente de presión activa del suelo

K_p = Coeficiente de presión pasiva del suelo

ϕ' = Ángulo de fricción efectiva del suelo

Y se resuelve utilizando ecuaciones estáticas el siguiente diagrama del problema presentado en la Figura 1.6.

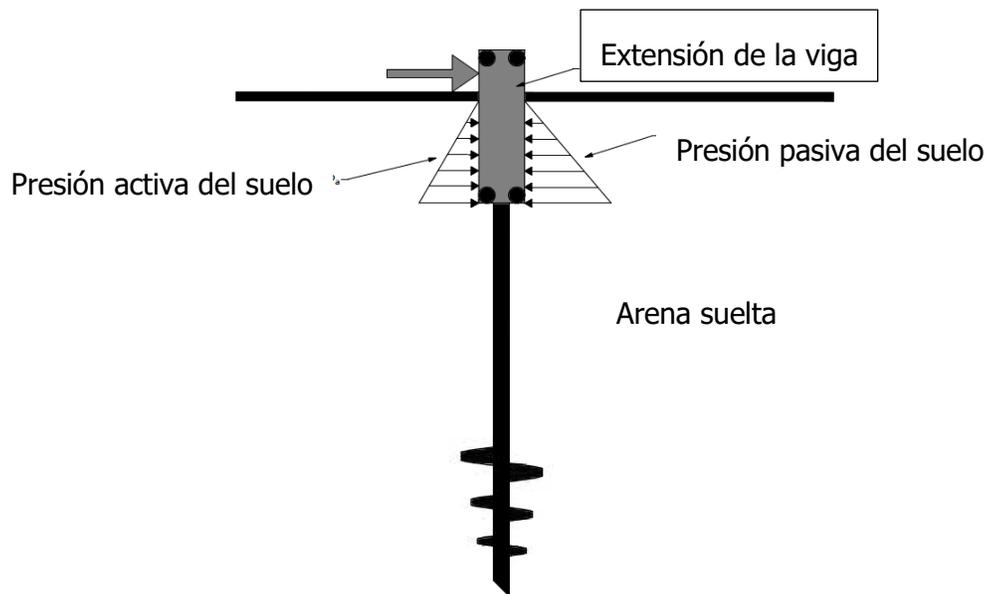


Figura 1.6. Presión lateral del suelo en un pilote lateral

Fuente: Modificado de (Hubbell Power Systems, Inc., 2018)

1.2.9 Diseño por pandeo

El pandeo se define como la pérdida de estabilidad de una columna al sufrir una carga crítica. Se asocia a elementos esbeltos y puede afectar cualquier tipo de cimentación profunda. En pilotes helicoidales diseño por pandeo es un asunto preocupante que puede suceder principalmente cuando se encuentra en un ambiente con suelos muy sueltos de baja capacidad soportante. La solución para una fuerza crítica (P_u) que ocasiona el fenómeno de pandeo sobre una columna esbelta fue descrita por el matemático Leonhard Euler en 1757.

$$P_u = \frac{\pi^2 EI}{(kl)^2} \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del pilote helicoidal (acero)

I : Momento de inercia de la sección transversal

k : Factor de longitud efectiva

l : largo sin soporte de la columna

Perko (2009), propone la utilización del método LFRD del AISC para la estimación de la carga crítica por pandeo:

$$P_{up} = A_g F_{cr} \quad \text{Ecuación 10}$$

Donde:

A_g : Área bruta de la sección transversal del pilote helicoidal

F_{cr} : Esfuerzo crítico de pandeo

λ_c : Esbeltez del pilote

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero que compone la sección del pilote helicoidal

$$F_{cr} = (0.658\lambda_c^2)F_y \quad \forall \lambda_c \leq 1.5 \quad \text{Ecuación 11}$$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.658}{\lambda_c^2}\right)F_y \quad \forall \lambda_c > 1.5 \quad \text{Ecuación 12}$$

$$\lambda_c = \frac{kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Ecuación 13}$$

Según Perko (2009), la estabilidad por pandeo del pilote helicoidal es descrito por medio de ecuaciones a una solución armónica descrita para una columna sometida a una carga. Y no es hallado por medio de un análisis de equilibrio entre esfuerzo y deformación y no considera la influencia del suelo. Por lo tanto, los modelos descriptivos para este tipo de análisis no son ciertamente apropiados, porque no modelan la realidad del problema. Como conclusión, la recomendación de diferentes manuales es la estimación por pandeo utilizando métodos de modelos finitos o numeración numérica.

1.2.10 *Diseño por corrosión y esperanza de vida*

Según el (Hubbell Power Systems, Inc., 2018), la corrosión se define como la degradación de un material y sus propiedades debido a la reacción electroquímica con el ambiente. La corrosión existe en todos los materiales, sin embargo, se suele asociar a los metales debido a los daños que puede ocurrir en este material. La corrosión metálica ocurre de manera natural y espontánea sobre la superficie de la estructura metálica debido a la reacción química de oxidación y reducción la cual se genera debido a la migración de iones desde un ánodo (se oxida) mientras que la recepción se da desde un cátodo (se reduce) producto de una diferencia de potenciales.

En la Figura 1.7 se presentan tres ejemplos de corrosión a los que pueden estar sometidos los pilotes helicoidales. En primer lugar, a) la alteración por medio de la excavación del suelo y posterior relleno genera un mayor ingreso de oxígeno que acaba atacando la estructura metálica, b) la ubicación del pilote con respecto al nivel freático puede generar en la zona de interfase el efecto de la corrosión y su continua variación puede permitir el ingreso de

oxígeno agravando el ambiente corrosivo, c) comúnmente los pilotes helicoidales son finalizados con una losa en su parte superior, el área en contacto con el acero que se encuentra expuesta comienza a presentar oxidación debido al ambiente alcalino que genera el concreto (cátodo).

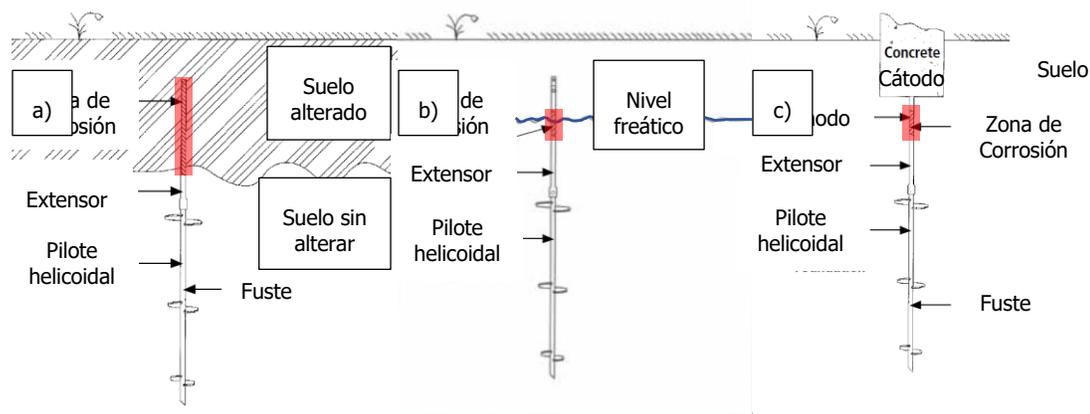


Figura 1.7. Tipos de corrosión en una cimentación con pilotes helicoidales

a) Corrosión en suelos alterados b) Corrosión con variación del nivel freático c) Corrosión en zonas de contacto acero-concreto

Fuente: Modificado de (Hubbell Power Systems, Inc., 2018)

Debido a lo esbelto del fuste y el espesor tan delgado de las placas helicoidales como también del fuste, la consideración del efecto de la corrosión toma especial relevancia para garantizar la expectativa de vida del elemento de acero.

Esta oxidación puede retardarse con la utilización de productos o tratamientos anticorrosivos que ofrecen una protección ante el ambiente. Los pilotes helicoidales se pueden conseguir en acero sin protección o acero galvanizado como método de control pasivo para ambientes más corrosivos con una expectativa de vida entre 50 y 75 años.

1.2.11 Factores de seguridad

Utilizando la teoría de capacidad última de soporte de los pilotes helicoidales, se define la capacidad de diseño admisible para cada pilote helicoidal por medio de la siguiente ecuación:

$$P_a = \frac{P_u}{FS}$$

Ecuación 14

Donde:

P_u = Es la capacidad última basada en cálculos teóricos, ya sea el torque de instalación, correlaciones o mediante pruebas de carga.

FS = Factor de seguridad.

La utilización de un factor de seguridad de 2.0 para pilotes helicoidales es justificado a través de las estadísticas de múltiples pruebas de cargas realizados en los Estados Unidos. Sin embargo, debido a lo desconocido que resulta el tema de cimentaciones con pilotes helicoidales en Costa Rica, resulta necesario apegarse a la normativa nacional y utilizar las recomendaciones dadas por el Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009). Este recomienda la utilización de un factor de seguridad de 3.0 en condición de análisis estático y de 2.0 para la condición dinámica, sin embargo, no considera la utilización de pilotes helicoidales.

1.2.12 Eficiencia de grupo en pilotes helicoidales

Los pilotes helicoidales deberán ser diseñados con un espaciamiento mínimo para evitar los efectos por reducción de pilotes en grupo. Esto se debe a que cuando existen espaciamiento reducidos entre pilotes, la generación de los bulbos de capacidad de soporte se superpone, causando una reducción en la suma de las capacidades individuales de cada uno de los pilotes helicoidales que se encuentran en un mismo grupo. Diversos estudios han demostrado que la separación mínima entre pilotes deberá ser de al menos 3 veces el diámetro del helicoide más grande.

La eficiencia de un grupo de pilotes helicoidales puede definirse mediante la siguiente ecuación:

$$\eta = \frac{P_{ug}}{\sum_i P_u}$$

Ecuación 15

Donde:

i : número de pilotes helicoidales en cada grupo

P_u : Carga última sobre cada pilote helicoidal

P_{ug} : Carga última del grupo de pilotes helicoidales

Si η es mayor que 1, entonces se dice que no existen problemas asociados al efecto por eficiencia de grupo. En caso contrario, cuando η sea menor a 1, la capacidad del grupo de pilotes está siendo reducida debido al poco espaciamiento entre pilotes.

1.2.13 Cimentaciones con pilotes helicoidales y su sostenibilidad ambiental

Según Perko (2009), las cimentaciones basadas en pilotes helicoidales presentan mayores beneficios a nivel de sostenibilidad ambiental que otros métodos de cimentaciones. En general, la construcción con pilotes helicoidales consume menores materias primas y requiere menos viajes de camión en comparación a otras cimentaciones profundas. Además, al ser utilizar un método constructivo que requiere equipo de instalación pequeño, su generación de ruido es menor y además altera en menor medida el estado original del suelo. De esta manera, la sustitución por pilotes helicoidales reduce la huella de carbono para un proyecto y además es recomendable su utilización para zonas naturales frágiles.

Basado en Perko (2009), según la Tabla 1.2 las cimentaciones basadas en pilotes helicoidales requieren menor cantidad de viajes hasta el sitio del proyecto. Se analizaron tres casos basadas en cimentaciones profundas en cual se requieren 50 pilotes de cada tipo, en un primer escenario utilizando pilotes helicoidales, la cantidad de viajes totales serían igual a 3 viajes, mientras que al requerir pilotes pre excavados de concreto la cantidad de viajes sube a 17 y además incluye la utilización de concreto la cual, asociada a esta, la industria del cemento es una de las industrias más contaminantes del planeta y además su proceso constructivo exige medidas de control de calidad más estrictas para garantizar las especificaciones de diseño. Finalmente, con la hinca de pilotes de acero de perfil en H se obtiene un número de viajes de 7 hasta el sitio del proyecto, sin embargo, durante su instalación el martinete neumático utilizado para la hinca de pilotes es un equipo con alto consumo energético y de generación de ruido.

Como conclusión, los pilotes helicoidales representan una excelente opción como cimentaciones profundas de bajo impacto. Debido a su equipo ligero pueden ser utilizadas en zonas de alta fragilidad ambiental, como pantanos, praderas, sitios de interés histórico o cultural. Su consumo de combustible es menor y genera menor contaminación del aire que otros métodos durante su instalación, por lo tanto, permiten reducir la huella de carbón del proyecto.

Tabla 1.2. Número de viajes requeridos por tipo de cimentación

Tipo de cimentación	Número de viajes al sitio del proyecto	Descripción del viaje
50 pilotes helicoidales	1	Camión, máquina de instalación
	2	Camión de transporte de pilotes
	3	
50 pilotes pre excavados de concreto	14	Mezcladora de concreto
	1	Camión con bomba de concreto
	1	Camión de carga y transporte de la armadura de acero
	1	Piloteadora de excavación
	17	
50 pilotes hincados de acero perfil H	2	Grúa (entrega y recogida)
	4	Camión de carga y transporte de pilotes de perfil H
	1	Martinete neumático
	7	

Fuente: Ejemplo adaptado de (Perko, 2009)

1.3 Caracterización del proyecto y del modelo geotécnico

1.3.1 Descripción general del proyecto

1.3.1.1 Ubicación del sitio

La zona evaluada se ubica en la zona sur de Costa Rica, a 3 km en dirección noroeste del centro de la comunidad de Río Claro. En la Figura 1.8 se puede apreciar un mapa con la ubicación.

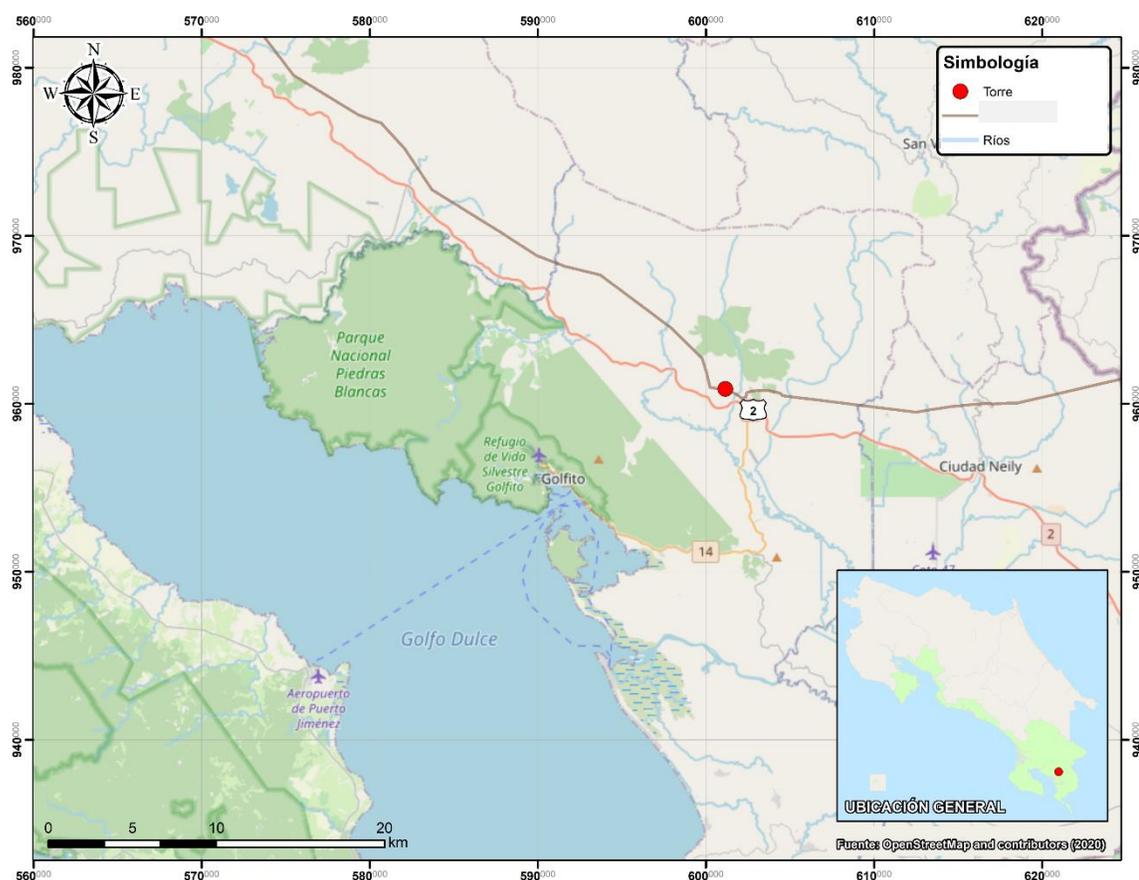


Figura 1.8. Ubicación del sitio de la torre de transmisión eléctrica

El sitio en investigación corresponde a una zona montañosa y de difícil acceso vehicular. Durante la época lluviosa se suelen dar serios problemas de estabilidad en los taludes disparados por la acción del agua. En la Figura 1.9 se muestra la ubicación del sitio de la

torre y como se encuentra rodeado por zonas de alta pendiente y con deslizamiento antiguos y de reciente formación que amenazan la estabilidad del sitio.



Figura 1.9. Ubicación satelital del sitio

1.3.1.2 Descripción geológica del sitio

El sitio se ubica en un contexto geológico sedimentario, en el cual predominan areniscas y lutitas de la formación Térraba. Como se aprecia en la Figura 1.10, el sitio se ha emplazado por fallamientos inversos, principalmente. Esta condición le confiere características particulares, como las fuertes pendientes y las zonas relativamente proclives a la inestabilidad.

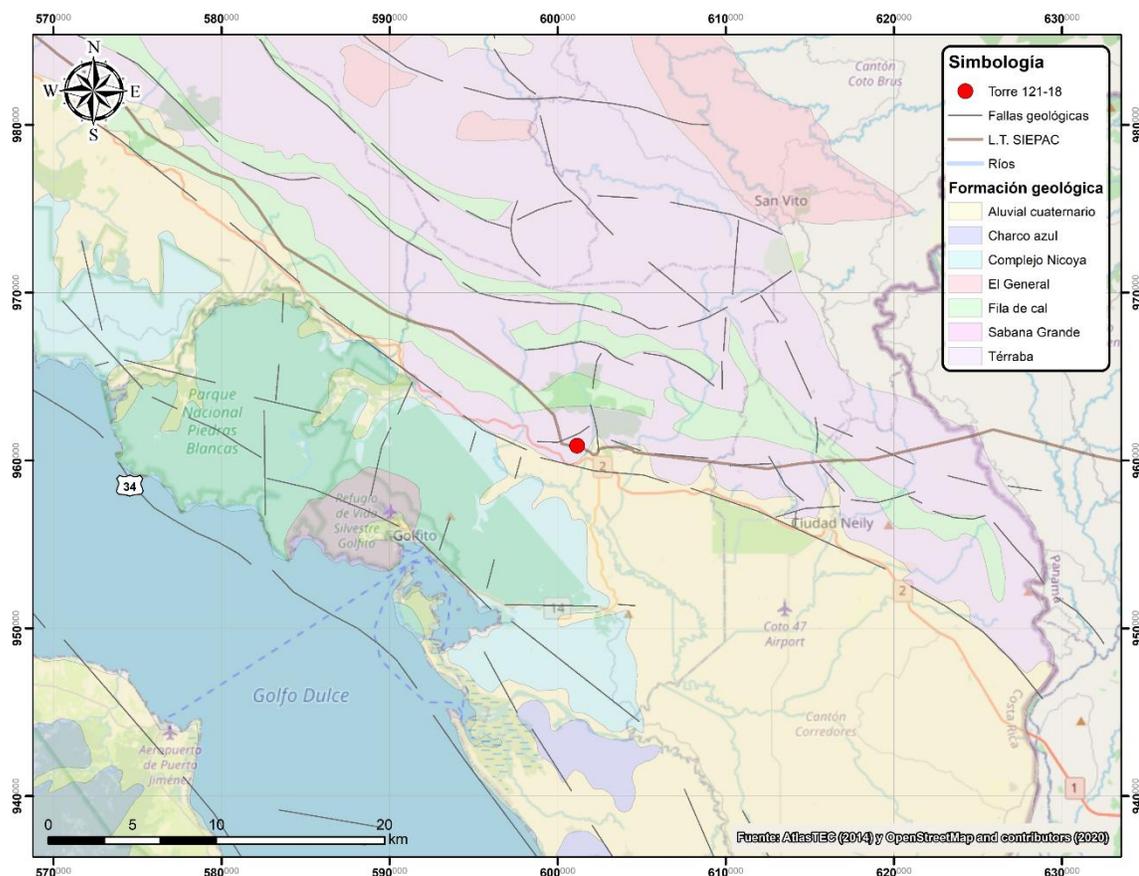


Figura 1.10. Ubicación sobre el mapa geológico de Costa Rica

(Modificado de Ortiz-Malavassi, 2015 y Denyer, P. & Alvarado, G., 2007)

Desde el punto de vista morfotectónico, el área es parte de la paleo cuenca Térraba del antearco interno (Denyer et al., 2003; 2009) y está formada por rocas sedimentarias del Paleógeno, deformadas por la tectónica regional en una serie de sobre corrimientos y plegamientos con ejes principales de dirección noroeste.

El sitio se localiza hacia el norte de la Falla Longitudinal y cercano a ella. Esta corre paralela a la carretera Interamericana Sur. Desde la perspectiva tectónica, es importante señalar que, al sur de la zona de subducción de Costa Rica, frente a la costa de la Península de Osa, se han dado condiciones tectónicas que implican una extinción momentánea (en tiempo geológico) del vulcanismo cuaternario, de manera que no hay actividad volcánica cercana reciente, aunque sí, evidentemente, hay actividad sísmica.

Los terremotos de subducción más importantes en esta zona han ocurrido en 1941 ($M_w = 7,6$ y 25 km de profundidad) y en 1983 ($M_w = 7,3$, 20 km de profundidad). Los epicentros de estos sismos se localizan a más de 25 km de distancia del sitio evaluado.

La Falla Longitudinal de Costa Rica forma el límite entre la fila Costeña y las planicies aluviales y costeras, provocando el contacto de rocas del Eoceno-Mioceno, con depósitos del Cuaternario y rocas del Paleoceno. Asociado con la falla Longitudinal se encuentra un sistema de fallas inversas definidas por Mora (1979) conocido como Sistema Longitudinal de Costa Rica, que son varias fallas inversas vergentes al NNE.

1.3.2 Investigación geotécnica realizada

El estudio del sitio incluyó exploraciones del subsuelo mediante el ensayo de SPT, excavación de una trinchera y prospección mediante perfiles geofísicos. Con las muestras obtenidas de los ensayos SPT se ejecutaron pruebas de laboratorio para la identificación del material. A continuación, se describen los resultados de esta investigación.

1.3.2.1 Resultados de ensayos de campo y pruebas de laboratorio

La propuesta de exploración por medio del ensayo SPT se logró ejecutar con satisfacción. En total se ejecutaron dos perforaciones de 10.35 m cada una, con lo cual se obtuvieron resultados de consistencia del suelo a través de los valores del número de golpes N_{SPT} . En la Tabla 1.3 se presenta el resumen de la variación del número de golpes en función de la profundidad, se estableció un código de colores para la identificación de los diferentes estratos por medio de sus características mecánicas como por sus características físicas basadas principalmente en su color y textura.

Tabla 1.3. Variación del NSPT en función de la profundidad

Prof (m)		P1	P2
De	Hasta	N _{SPT}	N _{SPT}
0.00	0.45	3	2
0.45	0.90	9	7
0.90	1.35	5	9
1.35	1.80	7	14
1.80	2.25	6	12
2.25	2.70	7	13
2.70	3.15	6	6
3.15	3.60	7	9
3.60	4.05	8	9
4.05	4.50	11	10
4.50	4.95	12	17
4.95	5.40	13	13
5.40	5.85	17	16
5.85	6.30	24	19
6.30	6.75	22	47
6.75	7.20	23	55
7.20	7.65	25	30
7.65	8.10	75	36
8.10	8.55	77	63
8.55	9.00	81	80 (RM)
9.00	9.45	80 (RM)	

De las perforaciones ejecutadas se obtuvieron muestras del suelo para realizar, primeramente, una identificación visual y, luego, se escogieron algunas muestras adicionales para ejecutar una clasificación de suelos por medio del sistema SUCS, así como ensayos de humedad natural y límites de consistencia. El resumen se presenta en la Figura 1.11, como se puede apreciar, la totalidad de las muestras se clasifican como un limo de alta compresibilidad (MH).

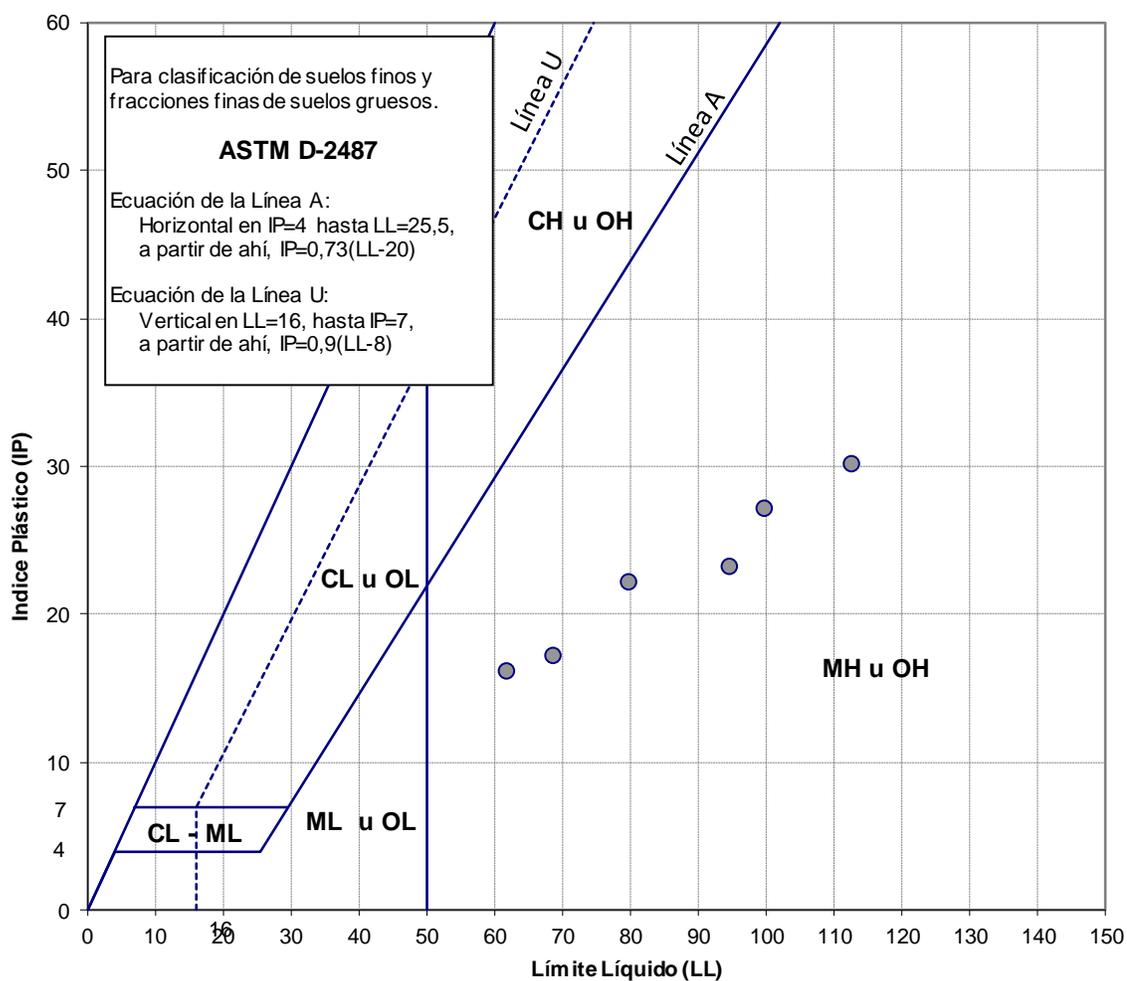


Figura 1.11. Carta de plasticidad para las muestras caracterizadas

En la Figura 1.12 se puede ver la ubicación de las dos perforaciones con SPT (puntos amarillos) y la calicata (punto anaranjado).

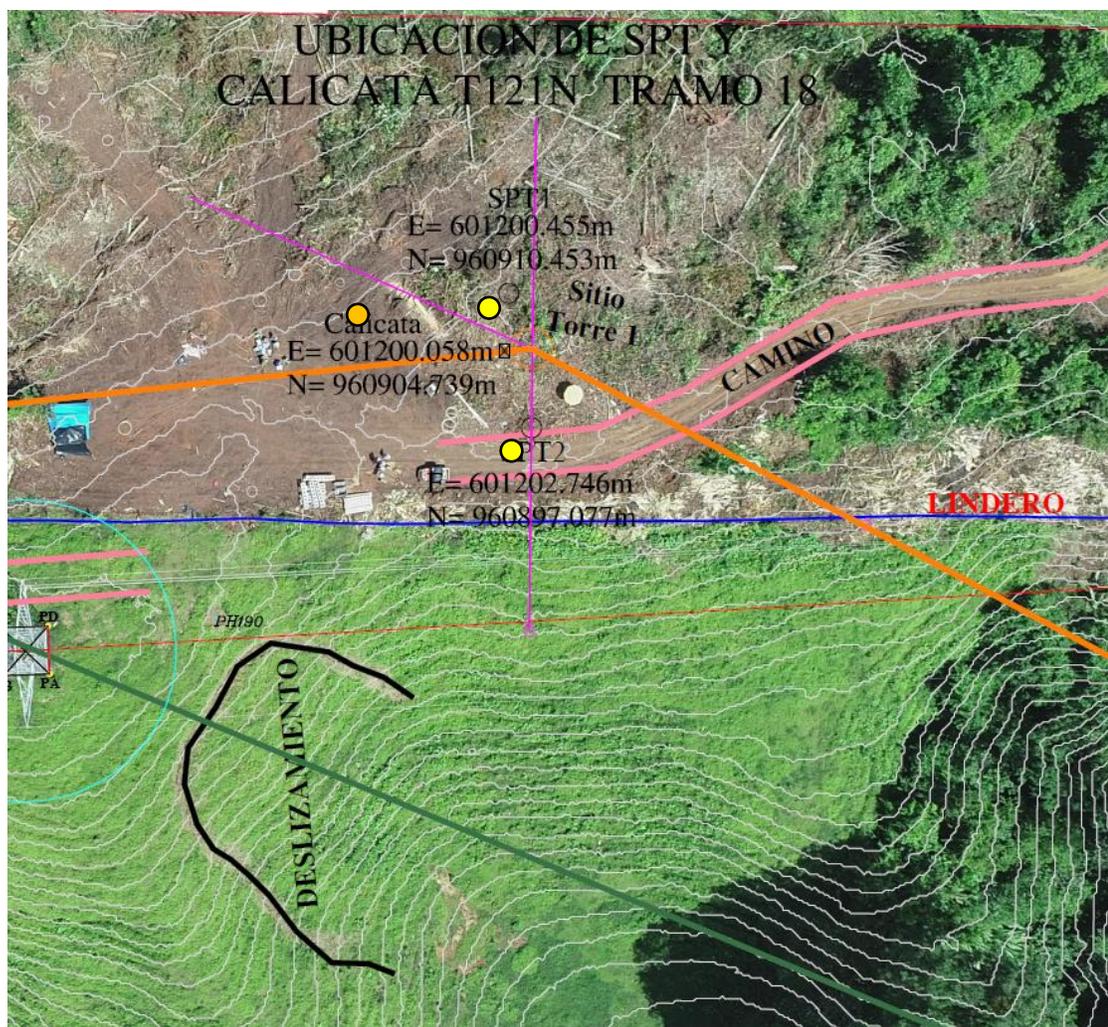


Figura 1.12. Ubicación de perforaciones con SPT y calicata.

Se procedió con la excavación de una calicata o trinchera de exploración de 1.35 m de profundidad, según se aprecia en la Figura 1.13. Del material excavado en la trinchera, se tomaron muestras inalteradas y se efectuó un ensayo de corte directo siguiendo la norma ASTM D3080, sobre muestras saturadas y a presiones verticales variadas. También se efectuaron dos ensayos de compresión inconfiada (norma ASTM D-2166).



Figura 1.13. Excavación de calicata de investigación

El subsuelo del sitio de la torre T121N-18 está conformado por limos arcillosos de consistencia blanda en la superficie, subyacentes por una secuencia de materiales rocosos de origen arcilloso (lutitas) que aumenta su grado de meteorización a medida que se acerca a la superficie y que poseen consistencias variables entre duras y firmes. El material se clasifica como un Limo de alta compresibilidad, de simbología MH (simbología según la norma ASTM D2487 en su más reciente versión.)

1.3.2.2 Resultados de exploración geofísica

Para la construcción de los perfiles de refracción sísmica se empleó la metodología convencional, la cual consiste en inducir un golpe mecánico para generar ondas sísmicas las cuales son detectadas por los sensores de movimiento (geófonos), dispuestos a lo largo de una línea de perfil, como lo muestra la Figura 1.14.

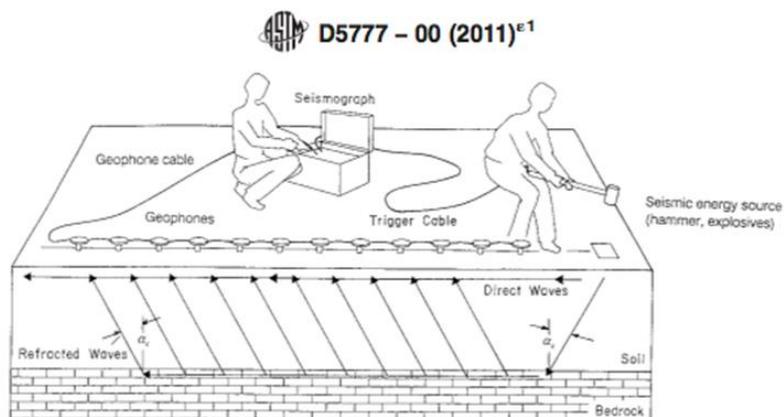


Figura 1.14. Metodología convencional de refracción sísmica.

El equipo utilizado para esta exploración se compone de un sismógrafo marca Geode de la casa Geometrics con un sistema de registro sísmico de 12 canales con líneas múltiples, además de una laptop para el registro y procesamiento de los datos obtenidos por medio del método de Hagiwara, que permite obtener la profundidad de "n" interfaces bajo cada geófono.

Es importante mencionar que la incertidumbre de los resultados es inherente a la refracción sísmica como en la mayoría de las pruebas y ensayos, por lo que las fuentes de error posibles incluyen los errores topográficos, la lectura de los tiempos de arribo (± 2 ms) y el cálculo de las velocidades y profundidades de las interfaces. Este último punto, significa que para estratos profundos el error es acumulativo dependiendo del contraste de la impedancia acústica. En síntesis, se estima que para las primeras capas el error puede ser de hasta un 10%. Para capas profundas el error puede alcanzar hasta 15% sobre la profundidad total.

Para la exploración del sitio de la torre se proyectaron dos perfiles identificados como Perfil 1 y Perfil 2, con una longitud efectiva a rasante de 77 m cada uno, de los cuales se obtuvieron datos de velocidades de onda en una profundidad de hasta 25 m.

Para la identificación de los materiales que constituyen el subsuelo del sitio, se empleó la correlación que se muestra en la Figura 1.15 con lo cual se logra obtener los perfiles estratigráficos mostrados en la Figura 1.16 y en la Figura 1.17, junto con la identificación del suelo de acuerdo con la velocidad de onda registrada, que se muestra en la Tabla 1.4.

POSIBLE CORRELACIÓN GEOLÓGICA Y SIMBOLOGÍA GENERAL			
Capas	Posible correlación geológica	Velocidad "Vp" en Km/s	Velocidad "Vs" en Km/s
	Suelos arcillosos / coluvios	0,35 - 0,4	-
	Coluvio - sedimentario muy meteorizado	0,8 - 0,9	0,3 - 0,35
	Sedimentario meteorizado	1,3 - 1,4	0,5 - 0,55
	Sedimentario	2,8 - 3,0	1,1 - 1,2
	Intersección perfiles geofísicos		

Figura 1.15. Posible correlación geológica y simbología para perfiles estratigráficos.

Tabla 1.4. Resultados de velocidades de onda y correlaciones con tipo de suelo.

Capas	Vp (km/s)	Vs (km/s)	Espesor PS-1 (m)	Espesor PS-2 (m)
<i>Capa 1</i>	0,35 – 0,4	-	4,6 – 6,0	3,6 – 5,5
<i>Capa 2</i>	0,8 – 0,9	0,3 – 0,35	4,2 – 6,7	4,5 – 7,0
<i>Capa 3</i>	1,3 – 1,4	0,5 - 0,55	1,3 – 1,4	5,8 – 7,6

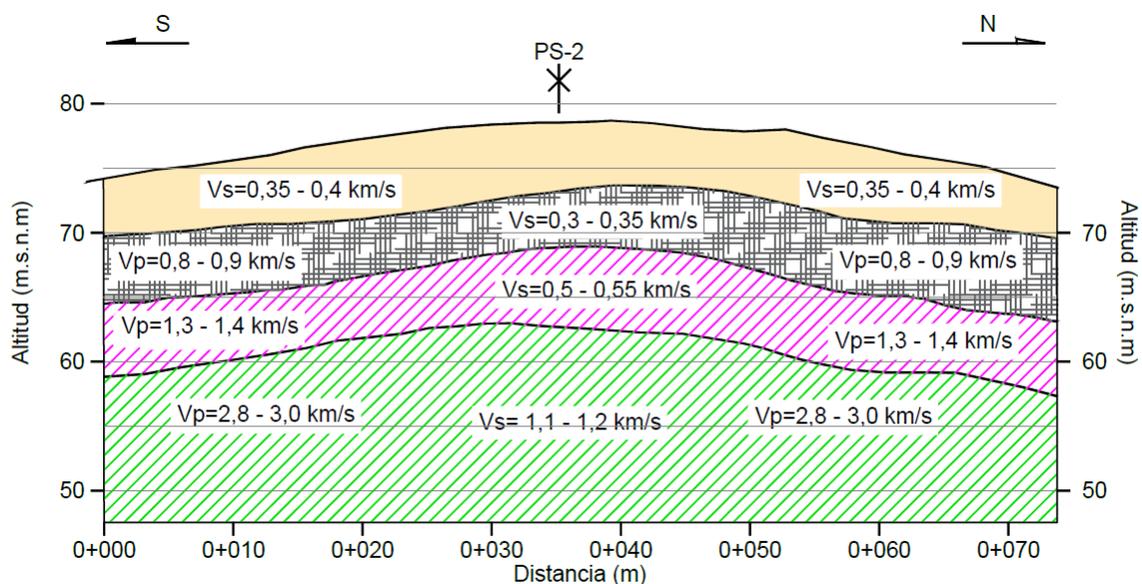


Figura 1.16. Modelo estratigráfico obtenido para el Perfil 1 de exploración.

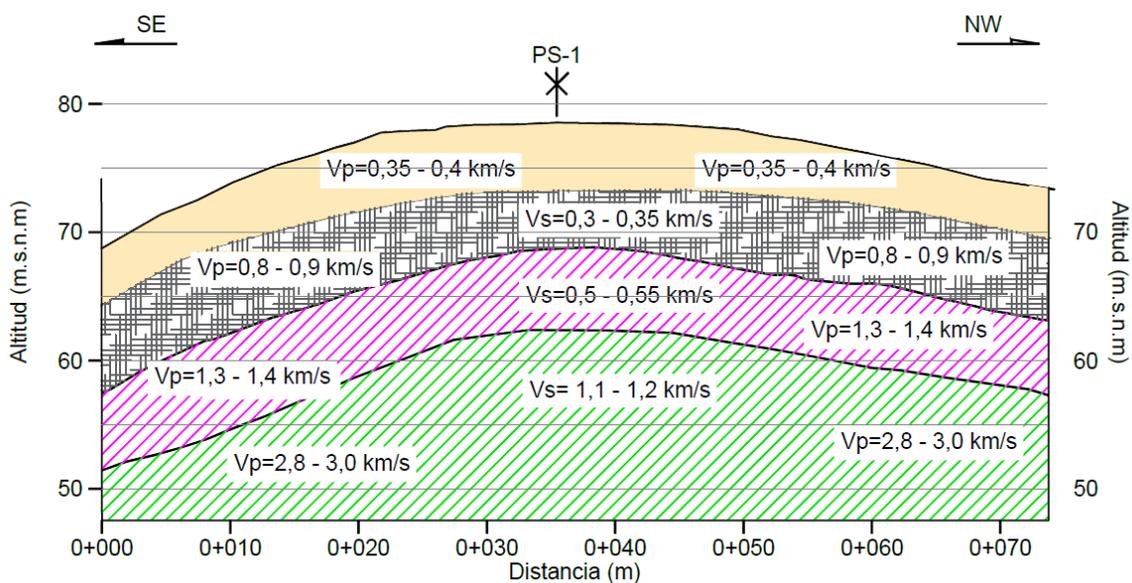


Figura 1.17. Modelo estratigráfico obtenido para el Perfil 2 de exploración.

Cabe resaltar que no han sido identificadas zonas de baja velocidad en este perfil. En cambio, se tiene un importante desarrollo de suelo de muy baja velocidad de la onda

primaria, de hasta 6 metros de espesor, seguido por otra capa -también relativamente blanda- de 0,8 a 0,9 km/s correlacionada con coluvios o transición a roca muy meteorizada.

Las capas 3 y 4 se correlacionan con los niveles más competentes de roca meteorizada, presentando velocidades V_p de 1,3 – 1,4 km/s y roca sana, con velocidades V_p de 2,8 – 3,0 km/s, establecido como basamento para los propósitos de este estudio.

1.3.3 Elaboración del modelo geotécnico

Con base en la información obtenida a partir de la investigación realizada y considerando el contexto geológico, se elaboró el modelo geotécnico del sitio.

A continuación, se presentan en primera instancia las descripciones de las unidades geotécnicas identificadas y, posteriormente, los valores de los parámetros geotécnicos correspondientes. Al final del capítulo se muestra la sección del modelo geotécnico.

El sitio se ha clasificado con 4 unidades geotécnicas (UG). Las mismas varían notablemente en sus calidades. Así, se tienen en la superficie materiales blandos con calidades bajas y de poca resistencia, los cuales clasifican como suelos residuales, que están subyacidos por materiales rocosos de calidades y resistencias mayores que forman parte del perfil de meteorización, con el basamento rocoso ubicado a mayor profundidad.

Es importante tener presente que se tratan de depósitos residuales formados a partir de la meteorización de rocas sedimentarias. De ahí que, en general, se tenga un medio rocoso muy blando y fracturado. Se parte para efectos del análisis de resistencia del material, que el mismo se encuentra saturado y se ha realizado el análisis en la condición no drenada, por lo que se caracterizan los materiales con la resistencia al corte no drenado (S_u), en cuyo caso el ángulo de fricción interna es cero ($\phi=0$) para esa condición.

En la Tabla 1.5 presenta una descripción de cada una de las unidades geotécnicas identificadas.

Tabla 1.5. Descripción de las unidades geotécnicas

Unidad geotécnica	Descripción
<p align="center">UG 1 Limo moderadamente compacto</p>	<p>Suelo residual identificado como limo arcilloso color café rojizo. Su consistencia varía entre muy blanda y blanda. Según el sistema de clasificación SUCS se denomina limo de alta compresibilidad (MH). Presenta una plasticidad alta y sus valores de Límites de Atterberg son los siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - LL= 113 - IP= 30 <p>Presenta un espesor promedio de 4 m. Según la prueba de refracción sísmica, registra una velocidad de onda primaria (Vp) variable entre 350 y 400 m/s.</p>
<p align="center">UG 2 Limo compacto</p>	<p>Suelo residual identificado como limo arcilloso color café amarillento. Su consistencia varía entre blanda y firme. Según el sistema de clasificación SUCS se denomina limo de alta compresibilidad (MH). Presenta una plasticidad media a alta y sus valores de Límites de Atterberg son los siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - LL= 80 - IP= 22 <p>Presenta un espesor promedio de 3.5 m. Según la prueba de refracción sísmica, registra una velocidad de onda primaria (Vp) variable entre 800 y 900 m/s.</p>
<p align="center">UG 3 Roca meteorizada</p>	<p>Roca meteorizada (grado IV a V). Material de textura limo-arenosa color gris verdusco con variaciones de color amarillentas y rojizas. Su consistencia es dura. Según el sistema de clasificación SUCS se denomina limo de alta compresibilidad (MH). Presenta una plasticidad media y sus valores de Límites de Atterberg son los siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - LL= 62 - IP= 17 <p>Según la prueba de SPT, el número de golpes promedio supera los 40 golpes hasta el rebote de mazo. Según la geofísica posee un espesor cercano a los 5 m. Según la prueba de refracción sísmica, la velocidad de onda primaria (Vp) a través de este material es entre 1300 y 1400 m/s.</p>
<p align="center">UG 4 Roca sana</p>	<p>Basamento rocoso identificado únicamente con la prueba de refracción sísmica. Produce una velocidad de onda primaria (Vp) de 3000 m/s y una velocidad de onda secundaria (Vs) de 1200 m/s.</p>

A continuación, en la Tabla 1.6 se presentan los parámetros geomecánicos utilizados para el análisis de estabilidad y diseño geotécnico. Para su definición, se han utilizado los resultados de los ensayos de laboratorio, así como los resultados de los sondeos con SPT y velocidades de onda.

Tabla 1.6. Parámetros geomecánicos de las unidades geotécnicas para el análisis y diseño

Unidad geotécnica	Capa (Color)	Peso unitario (γ) [kN/m ³]	Resistencia (S_u) [kPa]	Cohesión (C) [kPa]	Ángulo de fricción (ϕ) [°]	Vp [km/s]	Vs [km/s]
UG-1		15	24	12.7	23	0,35 – 0,40	–
UG-2		16	81	30	25	0,80 – 0,90	0,30 – 0,35
UG-3		17	350	-	0 (No drenado)	1,30 – 1,40	1,10 – 1,20
UG-4		22	-	-	-	2,80 – 3,00	1,10 – 1,20

Para la elaboración del modelo geotécnico se han integrado la totalidad de los insumos recibidos y los resultados obtenidos, incluyendo el levantamiento geológico, los ensayos de prospección geofísicos, los resultados de laboratorio y las correlaciones basadas en la cantidad de golpes en las perforaciones de SPT. Como resultado, se elabora un modelo tridimensional que permite la distribución de las unidades geotécnicas en el espacio, tal como se presenta en la Figura 1.18, donde las líneas de colores que pasan por debajo de la torre representan los contactos entre las diferentes unidades geotécnicas. De esta manera, se permite visualizar y obtener una mejor interpretación de todos los resultados obtenidos en un único modelo.

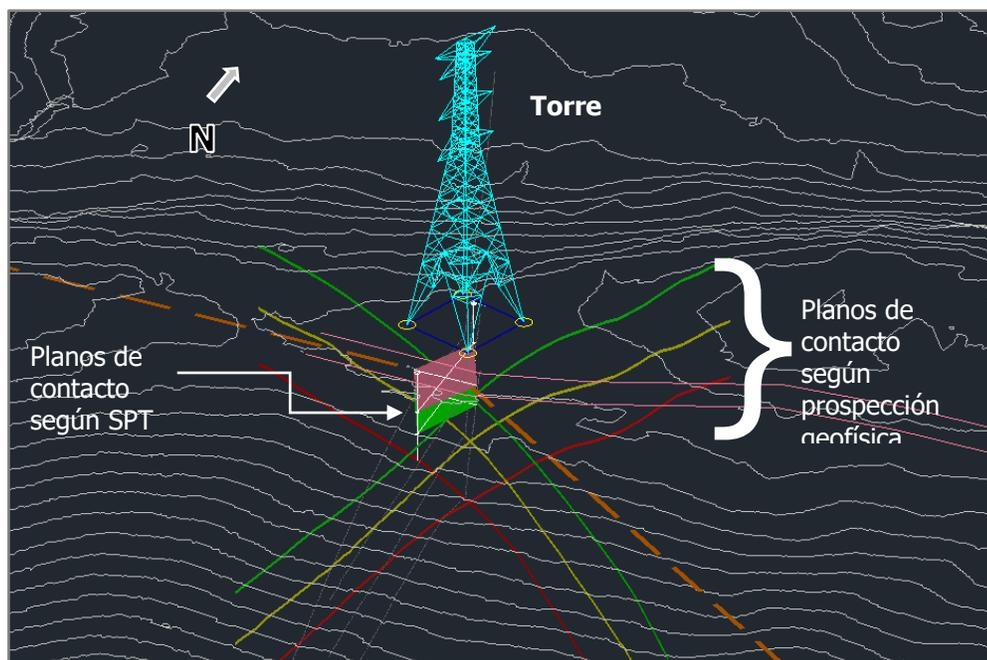


Figura 1.18. Modelo geotécnico tridimensional

El modelo geotécnico en perfil se presenta en forma de sección transversal en la Figura 1.19.

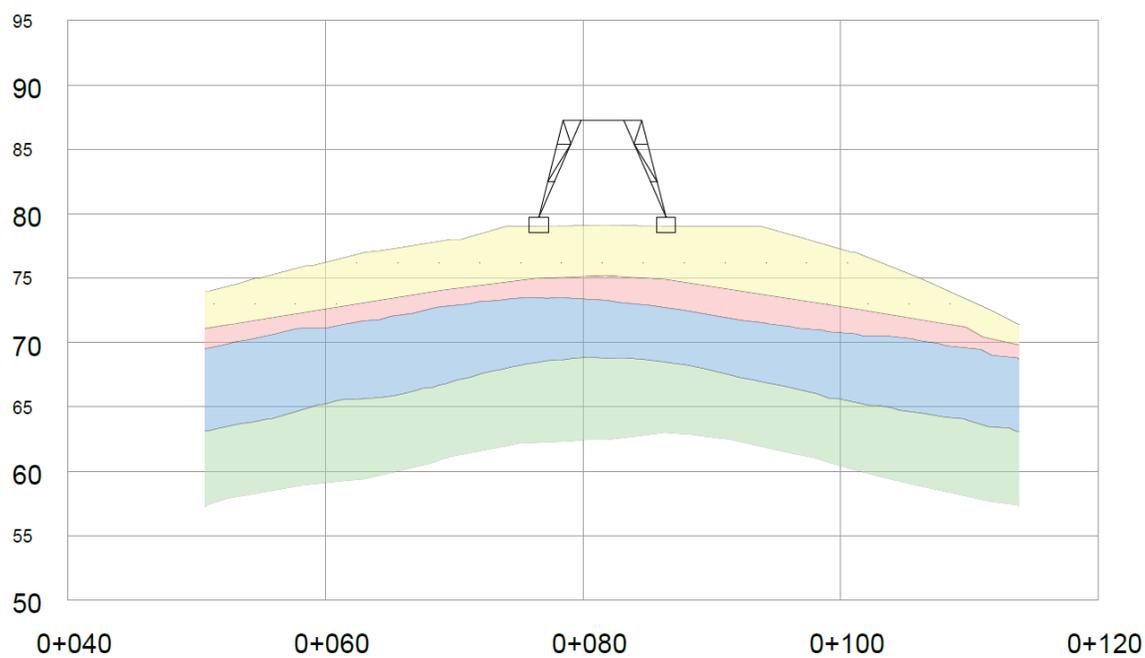


Figura 1.19. Modelo geotécnico bidimensional

1.4 Desarrollo del diseño y análisis de la cimentación

1.4.1 Factibilidad de utilización de pilotes helicoidales

La manera más sencilla y práctica utilizada mundialmente para determinar la factibilidad en la utilización de pilotes helicoidales es por medio del Ensayo de Penetración Estándar (ASTM D 1586). Según (Hubbell Power Systems, Inc., 2018), se pueden considerar los siguientes puntos para la factibilidad:

- Para suelos arenosos, sin presencia de bloques de roca o grava (diámetro menor a 50 cm), un valor de número de golpes máximo entre 30 y 35.
- Para suelos arcillosos, el valor del número de golpes máximo puede estar entre 35 a 40.

Como segundo punto, deberá considerarse en caso de que se pretenda una cimentación que trabaje tanto bajo esfuerzos de tensión como de compresión, una profundización mínima de al menos 1.5 m sobre la superficie.

1.4.2 Análisis de cargas de diseño

De acuerdo con las acciones que se generan sobre la torre de transmisión eléctrica, el diseño estructural y las cargas de diseño asociadas a esta de manera principal vendrán dadas por los siguientes componentes que se ejemplifican en la Figura 1.20:

- Peso propio de la estructura (W): generado tanto por el peso de los de los elementos metálicos propios de la torre como de aquellos accesorios y cables que se instalan sobre la torre.
- Fuerza del viento: Considerada el elemento clave que rige el diseño de torres de transmisión, genera esfuerzos longitudinales y transversales. A mayor altura de la torre mayor es su empuje dinámico debido a la carga del viento.

- Desequilibrio de tracciones: Esfuerzos verticales que se pueden dar por la rotura de cables, cargas adicionales sobre el tendido eléctrico o cambios de dirección de la línea de transmisión.

El análisis estructural suministrado referente a la torre desglosa el aporte de cada una de las cargas para la condición de supervivencia de la torre. Esto quiere decir, con la estimación de la carga del viento para una presión básica de 180 kg/cm^2 y para las condiciones de servicio con una presión básica de 120 kg/cm^2 . Según (Villanueva Domínguez, 2014) la condición en la que el viento actúa como carga principal es la condición más desfavorable

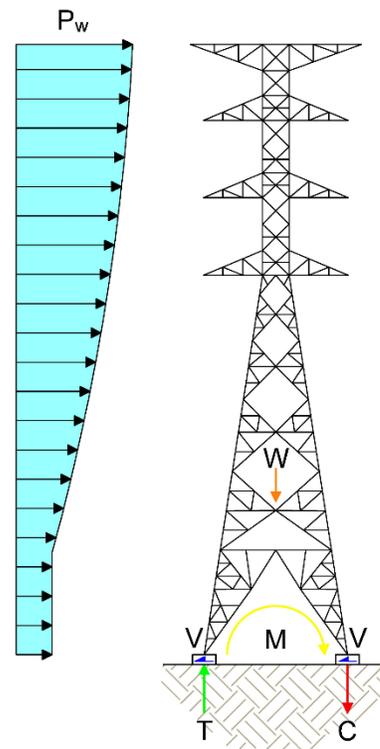


Figura 1.20. Modelo de análisis de cargas de diseño

En la Tabla 1.7 se presenta la tabulación de las cargas de diseño para la torre de transmisión eléctrica en condiciones de supervivencia y debido a cargas de compresión y tensión. Las cargas corresponden a las fuerzas determinadas hasta el nivel de cimentación para la totalidad de la torre.

Tabla 1.7. Cargas de diseño para condición de supervivencia

Torre	Tipo	Tipo de carga	Vertical (kg)	Corte X (kg)	Corte Y (kg)
Eléctrica	TDD	Compresión	-104368	4028,5	4058,25
		Tensión	85263	3222	3272,25

Llama la atención en la Tabla 1.7 que no se reportó el valor de momento generado en la base de la torre. Esto no quiere decir que no exista un momento asociado a la carga dinámica del viento, sino más bien que el momento estimado no es significativo para el análisis. Debido a que se considera como una torre de transmisión sometida a carga axial. En estos casos la carga lateral y el momento flexionante que actúa sobre la torre se transferiría como cargas de tensión y compresión sobre cada uno de los cimientos individuales de cada esquina. En la Figura 1.21 se muestran los diferentes tipos de fundaciones para torres de transmisión dependiendo del tipo de carga de diseño.

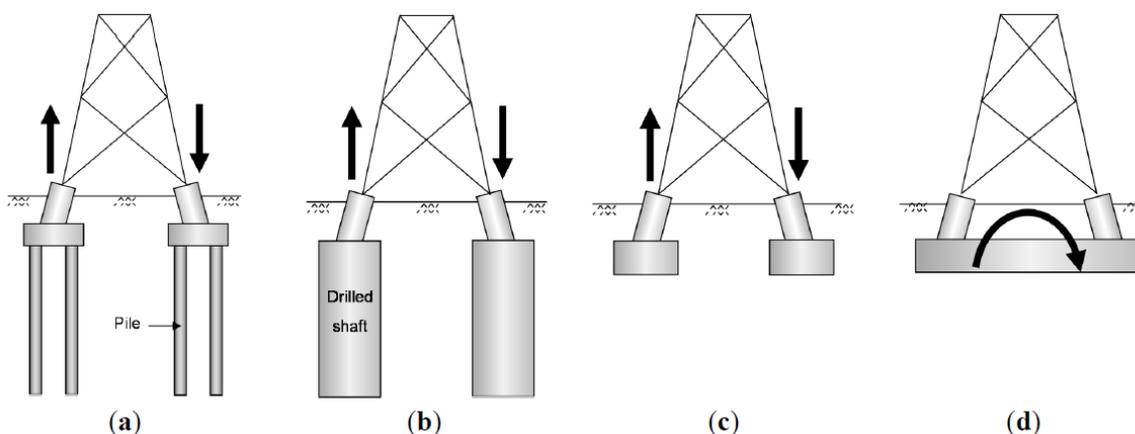


Figura 1.21. Tipos de fundaciones de torres de transmisión (a) pilotes b) pilas c) bloque acampanado d) losa de fundación

Fuente: (Doohyun Kyung, Sangseom Jeong, Youngho Choi, & Junhwan Lee, 2015)

Como consideración importante, al ser la torre de análisis una torre cargada principalmente bajo carga axial, cada uno de los cimientos individuales pueden estar sometidas a condiciones de carga distintas en diferentes periodos. En la Figura 1.22 se ejemplifica el

efecto que puede ocasionar el viento proveniente de una dirección a 45 grados de la cara perpendicular (a), en dirección perpendicular (b) y nuevamente a 45 grados perpendicular de la cara frontal (c). El color verde representa el arrancamiento o esfuerzo de tensión y el rojo los esfuerzos compresivos que se van a generar en la torre contra la cimentación. Como se puede apreciar para la condición b) cuando la dirección del viento choca en dirección perpendicular a la cara frontal de la torre se genera tensión en dos cimientos y los restantes dos cimientos se encuentran en condición de compresión. Sin embargo, el escenario cambia cuando se analiza el ingreso del viento con un ángulo de incidencia sobre la cara frontal de la línea de transmisión, generando una condición crítica, en la que al menos tres cimientos estarían resistiendo esfuerzos de tensión y uno la carga de compresión total de la torre en un único cimiento. Y un cuarto caso puede presentarse (menos críticos), que es cuando el empuje del viento no es suficiente para generar esfuerzos de tracción en los cimientos y por otro lado, los cuatro apoyos se encuentran trabajando a compresión.

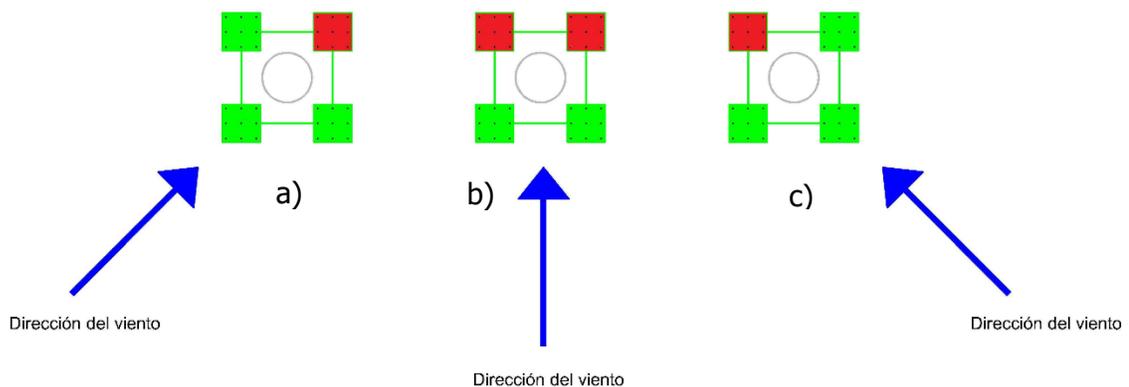


Figura 1.22. Condiciones de carga para cada cimiento individual

De esta manera, cada uno de los cimientos de torre de transmisión deberán ser capaces de resistir la totalidad de la torre tanto en condición de compresión como de tensión.

1.4.3 Diseño a compresión

Tal como fue suministrado por el análisis estructural y según se muestra en la Tabla 1.7, la carga de compresión es de 104.368 t. A partir de esto se inicia con un proceso iterativo que consiste en determinar las dimensiones requeridas para obtener un factor de seguridad apto. El Código de Cimentaciones de Costa Rica (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009) en su capítulo 5 incluye los aspectos más relevantes para el diseño de cimentaciones profundas, en el Cuadro 5.13 establece los factores de seguridad para el cálculo de capacidad admisible de los pilotes en función de la condición de carga y según el método que se utilice para determinar su capacidad, en general estos valores varían entre 1.15 para una condición extrema con verificación mediante pruebas de carga hasta 3.0 para condiciones de carga usual y cuando no existe verificación con pruebas de carga, lo que resulta en el caso más conservador.

Sin embargo, el CCCR-09, no especifica para el caso de pilotes helicoidales y es necesario recurrir a normativa internacional. Según el (Hubbell Power Systems, Inc., 2018), el cual es un importante fabricante de pilotes helicoidales, recomienda la utilización de un factor de seguridad mínimo de 2.0 para condiciones de carga permanente y de 1.5 para cargas de trabajo temporal el cual ha sido validado mediante múltiples pruebas de carga en los Estados Unidos (Perko, 2009) y además trabajar en condiciones de carga admisible con un factor de seguridad de 2.0 permite la obtención de asentamientos menores a 1.27 cm.

Según la Tabla 1.6 sobre la asignación de las características geomecánicas de los materiales y considerando un análisis en condición no drenada por las características arcillo-limosas del suelo se procede a la estimación de la capacidad en compresión para un arreglo de un pilote helicoidal de 3 hélices (según la Tabla 1.8) con una profundidad máxima de 7.5 m.

La Figura 1.23 muestra el perfil geotécnico para calcular la capacidad de soporte axial de cada pilote helicoidal, por lo que en este capítulo se describen las premisas de análisis y los cálculos relacionados con la determinación de capacidad de soporte para la transmisión de las fuerzas transmitidas por cada apoyo de la torre. Como única diferencia en comparación a lo mostrado en el capítulo 3. Fue la inclusión de una sub-estratificación de la UG-1 justo antes del contacto determinado con la UG-2 y no se presenta en el perfil la UG-4, correspondiente a la roca sana, debido a la alta profundidad a la que se encuentra.

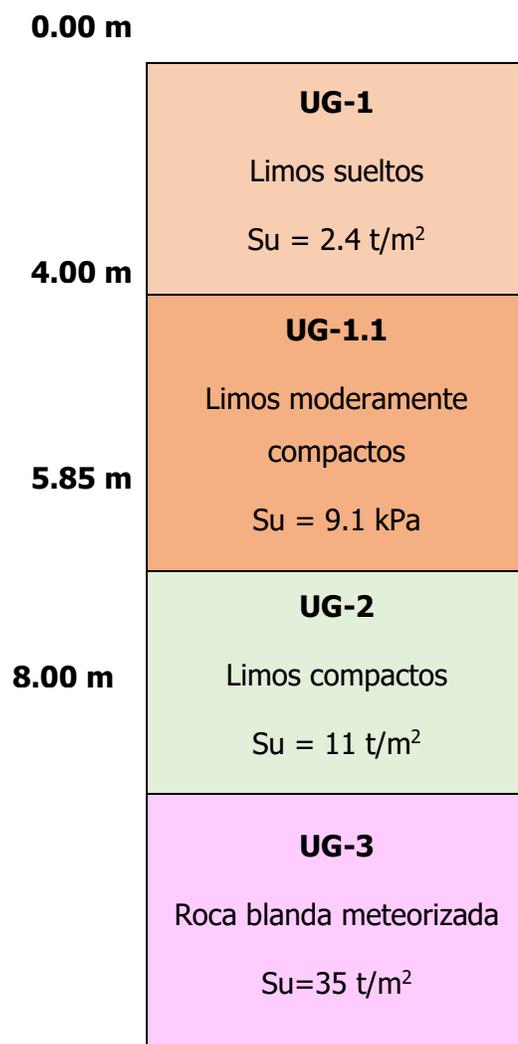


Figura 1.23. Perfil de análisis para capacidad axial de los pilotes helicoidales

Tabla 1.8. Diámetros de hélices a utilizar

Posición	Denominación	Diámetro (cm)	Área (m ²)	Profundidad (m)
1	14	35.56	0.09931	7.5
2	16	40.64	0.12971	6.558
3	16	40.64	0.12971	5.528

La colocación del primer y la segunda hélice se encontrará posicionado sobre la UG-2 mientras la tercera hélice estará en la UG-1.1. De esta manera y, utilizando el método de determinación por placa individual de la **Ecuación 2** se obtiene lo siguiente:

$$Q_1 = (0.09931 - 0.00286) * (9 * 110) = 95.49 \text{ kN} = 9.8 \text{ t}$$

$$Q_2 = (0.12971 - 0.00286) * (9 * 110) = 125.58 \text{ kN} = 12.8 \text{ t}$$

$$Q_3 = (0.12971 - -0.00286) * (9 * 91) = 125.58 \text{ kN} = 12.8 \text{ t}$$

$$Q_T = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 34.7 \text{ t}$$

Utilizando un factor de seguridad de 2.

$$Q_{cadm} = \frac{34.7}{2} = 17.35 \text{ t}$$

Para una carga última de 104.368 ton resulta necesario la instalación de al menos 7 pilotes helicoidales para garantizar el comportamiento a compresión. Es importante indicar que esta estimación se ha resuelto sin considerar la resistencia en la punta ni la fricción que se puede generar en el fuste, debido a que se busca ser conservador en el resultado. Al modelar utilizando software especializado se puede comprobar las diferencias que existen en la sección 1.4.10.

1.4.4 Diseño a tensión

La determinación de la resistencia a tensión se realiza de la misma manera utilizando el método de determinación por placa individual de la **Ecuación 2**, únicamente teniendo en consideración que el bulbo de esfuerzos generado se ubica en la zona superior de la hélice, debido a que las hélices se mantienen a la misma profundidad la única hélice que cambia es la segunda, que ahora poseerá las características correspondientes al segundo estrato, de la siguiente forma:

$$Q_1 = (0.09931 - 0.00286) * (9 * 110) = 95.49 \text{ kN} = 9.5 \text{ t}$$

$$Q_2 = (0.12971 - 0.00286) * (9 * 91) = 103.89 \text{ kN} = 10.3 \text{ t}$$

$$Q_3 = (0.12971 - 0.00286) * (9 * 91) = 103.89 \text{ kN} = 10.3 \text{ t}$$

$$Q_T = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 30.1 \text{ t}$$

Utilizando un factor de seguridad de 2.

$$Q_{Tadm} = \frac{30.1}{2} = 15.0 \text{ t}$$

Sin embargo, la zona de interacción definida como el paso entre limo moderadamente compacto y el limo compacto indica que para la ubicación de la hélice del pilote helicoidal se encuentra 0.71 m y según la teoría de Boussinesq (Das, 2008) es necesario garantizar al menos una distancia de dos veces el diámetro para que se disipe el 90% del esfuerzo lo que equivale a 0.81 m. Por lo tanto, el aporte por tensión de la segunda hélice no se desarrolla por completo, para el caso del estrato indicado como limo compacto y al menos unos 10 cm se estarían desarrollando en el estrato superior, el cual posee menor capacidad. De esta manera, la resistencia estimada puede estar sobredimensionada y será esperable que el comportamiento a tensión se vea reducido en comparación al estimarlo con software.

1.4.5 Estimación del torque mínimo de instalación

El torque de instalación está asociado a las características del fuste, en general, se debe seleccionar un fuste que cumpla con las exigencias de resistencia. En la Tabla 1.9 se presentan las especificaciones técnicas para la selección del fuste basado en los productos desarrollados por Helical Anchors, Inc. (Helical Anchors, Inc., 2016)

Tabla 1.9. Especificaciones técnicas tubo redondo hueco de Helical Anchors, Inc.

Helical Anchors Products	Diametro Tubo Redondo ϕ "OD"	Espesor de pared	Capacidad Última a Tensión	Límite de Carga a Compresión	Capacidad Última de Torque	Factor de Instalación de Torque K_t	Capacidad basada en la Capacidad de Torque
	in (mm)	in (mm)	lbs (ton)	lbs (ton)	lbs-ft (ton-m)	ft ⁻¹ (m ⁻¹)	lbs (ton)
TS238190	2.375	0.19	125,000.0	100,000.0	6,500.0	9 - 10	65,000.0
	(60.33)	(4.83)	(56.70)	(45.36)	(0.90)	(32-33)	(29.48)
TS238254	2.375	0.254	125,000.0	135,000.0	9,000.0	9 - 10	90,000.0
	(60.33)	(6.45)	(56.70)	(61.24)	(1.24)	(32-33)	(40.82)
TS278217	2.875	0.217	180,000.0	140,000.0	13,000.0	8 - 9	117,000.0
	(73.03)	(5.51)	(81.65)	(63.50)	(1.80)	(26-30)	(53.07)
TS278276	2.875	0.276	180,000.0	180,000.0	16,000.0	8 - 9	144,000.0
	(73.03)	(7.01)	(81.65)	(81.65)	(2.21)	(26-30)	(65.32)
TS312254	3.5	0.254	250,000.0	210,000.0	18,000.0	6.5 - 8	144,000.0
	(88.90)	(6.45)	(113.40)	(95.26)	(2.49)	(21-26)	(65.32)
TS312368	3.5	0.368	250,000.0	290,000.0	27,000.0	6.5 - 8	216,000.0
	(88.90)	(9.35)	(113.40)	(131.54)	(3.73)	(21-26)	(97.98)
TS412250	4.5	0.25	275,000.0	260,000.0	30,000.0	5 - 6.5	195,000.0
	(114.30)	(6.35)	(124.74)	(117.94)	(4.15)	(16-21)	(88.45)
TS412337	4.5	0.337	360,000.0	350,000.0	48,000.0	5 - 6.5	312,000.0
	(114.30)	(8.56)	(163.30)	(158.76)	(6.64)	(16-21)	(141.52)
TS500362	5	0.362	413,000.0	413,000.0	74,000.0	4.5 - 6	413,000.0
	(127.00)	(9.19)	(187.34)	(187.34)	(10.23)	(14-19)	(187.34)
TS512361	5.5	0.361	510,000.0	466,000.0	90,700.0	4 - 5.5	466,000.0
	(139.70)	(9.17)	(231.34)	(211.38)	(12.54)	(13-18)	(211.38)
TS700498	7	0.498	999,000.0	814,000.0	180,000.0	3 - 4.5	810,000.0
	(177.80)	(12.65)	(453.15)	(369.23)	(24.89)	(9-14)	(367.42)

Fuente: (Pilotes Helicoidales de Costa Rica, 2020)

De manera iterativa, es necesario determinar un fuste que cumpla con las características de resistencia. Además, resulta importante tomar en consideración la disponibilidad por parte del fabricante, la posibilidad de importación desde Estados Unidos hasta Costa Rica y la posibilidad de instalación en el sitio. Esto significa que, mientras los fustes con capacidades

menores pueden ser instalados con maquinaria de fácil movilización y acceso a sitios complejos, por otro lado, los fustes con mayores capacidades requerirán la movilización de maquinaria pesada al sitio, pudiendo imposibilitar su instalación.

Como primera alternativa se seleccionó un fuste TS238254, esto según la codificación de producto por parte del fabricante hace referencia a una sección tubular (Tubular shape) de 2.38 pulgadas de diámetro exterior (outer diameter "OD") y un espesor de pared de 0.254 pulgadas. Posee un factor de instalación que varía entre 32 y 33, donde lo más habitual es la utilización de 33 m⁻¹.

Al estimar el torque mínimo de instalación siguiendo la ecuación **Ecuación 4** se obtiene lo siguiente:

$$T = \frac{Q_U}{k_t} = \frac{Q_U}{k_t} = \frac{34.7}{33} = 1.05 \text{ t m}$$

De esta manera, con un torque de instalación mínima de 1.05 t-m se garantizará de manera teoría la carga última requerida de 34.7 t a compresión. El fuste recomienda hasta una capacidad de 40.82 t. Por lo tanto, se verifica que el fuste TS238254 cumple con las capacidades requeridas.

1.4.6 Diseño por carga lateral

Debido a que existe un cortante de aproximadamente 4 t por sentido para el caso de compresión y de 3.2 ton para tensión. Resulta necesario asignar un ángulo de inclinación a los pilotes helicoidales para puedan transmitir la carga al suelo. De esta manera, se propone la inclinación de 15 grados con respecto a la vertical de al menos un pilote.

Para la inclinación propuesta, la posición de las hélices no cambia de unidad geotécnica, por lo tanto, la fuerza resistente del pilote helicoidal es la misma que la estimada en la sección 1.2.3, de la siguiente forma:

$$F_{\text{corte}} = F_{\text{compresión}} * \cos(\alpha) = 15.0 * \cos(75^\circ) = 3.88 \text{ t}$$

Debido a que la fuerza desestabilizadora de cortante es superior a la resistente aportada por el pilote helicoidal, es necesario al menos dos pilotes helicoidales inclinados por cada eje. Para un total de al menos 4 pilotes inclinados a 15° con respecto a la vertical.

Debido a que el medio en el que se encuentra ubicado el proyecto es un perfil estratificado, no es posible la utilización del método de Broms para la determinación del desplazamiento lateral de la cabeza del pilote. Será necesario realizarse utilizando software especializado.

1.4.7 Diseño por pandeo

Según el (Hubbell Power Systems, Inc., 2018), las consideraciones por pandeo son solo necesarias cuando el medio en el que se está cimentando se encuentra muy suelto. Como correlación directa se utiliza el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) el cual indica que, si el suelo posee menos de 5 número de golpes para la totalidad del pilote helicoidal que se encuentra inmerso en el suelo, deberá evaluarse la posibilidad por pandeo del elemento. En este caso se alcanzan hasta valores máximos de 30 golpes por avance, por lo que no es necesario.

1.4.8 Diseño por corrosión

Para un correcto diseño por corrosión es necesario la evaluación química del suelo, sin embargo, debido a que esto no es posible y considerando el perfil de suelos residuales, el clima y las altas precipitaciones en los que se encuentra el proyecto, se recomienda la protección de todos los elementos metálicos con galvanizado en caliente obtenido de fábrica según la norma ASTM A123.

1.4.9 Revisión de asentamientos

Los asentamientos estimados para pilotes helicoidales resultan difíciles de estimar debido a su comportamiento distinto en comparación a otros tipos de cimentaciones. En general, y según (Perko, 2009) basado en la experiencia de muchos años en cimentaciones diseñadas con factores de seguridad mayores a 2.0 y cimentados sobre estratos con suficiente

capacidad de soporte ($N_{SPT} \geq 20$) típicamente presentan bajos asentamientos menores a 25 mm. Para fustes de entre 6.032 cm de diámetro exterior recomienda la siguiente correlación basada en el número de golpes:

$$\delta = \frac{\lambda_{\delta}}{N_{SPT}^{0.37}}$$

Donde:

δ : El asentamiento estimado

λ_{δ} : Constante de ajuste empírico (110 mm)

N_{SPT} : Número de golpes

Según Perko (2009), para resultados más realistas del asentamiento lo recomendable es el análisis por medio de elemento finito, debido a este método por correlaciones basadas en el número de golpes posee un porcentaje menor de 48% en su ajuste.

Para este caso, se evalúa el asentamiento para cada una de las hélices:

$$\delta_1 = \frac{110}{25^{0.37}} = 33 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = \frac{110}{23^{0.37}} = 34 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = \frac{110}{15^{0.37}} = 40 \text{ mm}$$

$$\delta_T = 107 \text{ mm} \approx 10 \text{ cm}$$

1.4.10 *Diseño de la cimentación utilizando Helix Pile 2015*

Para validar el diseño por carga axial se ha utilizado el software especializado Helix Pile 2015. Este programa considera la fórmula de capacidad de carga tanto como para falla individual (cada hélice por separado), como por la falla en forma cilíndrica que agrupa las hélices y las hace trabajar como un bloque y determina la condición crítica de diseño.

Para su utilización en primer lugar se debe definir la estratigrafía del suelo en el programa, para lo cual se utilizó la desarrollada en el Capítulo 3 con la inclusión mencionada en la Figura 1.23. De esta manera, en la Figura 1.24 se muestra la interfaz en donde se asignan

las propiedades geotécnicas del suelo. Y su distribución espacial tal como se muestra en la Figura 1.25.

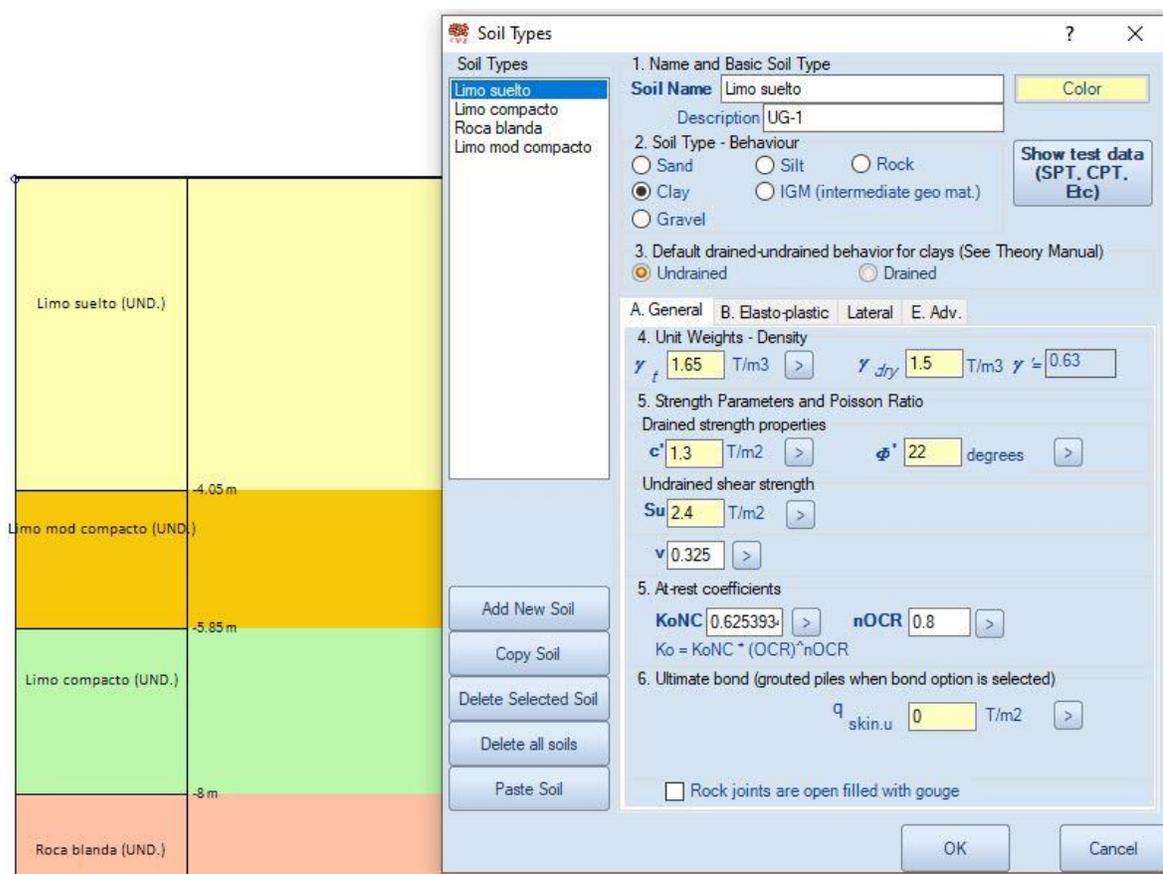


Figura 1.24. Asignación de propiedades del suelo

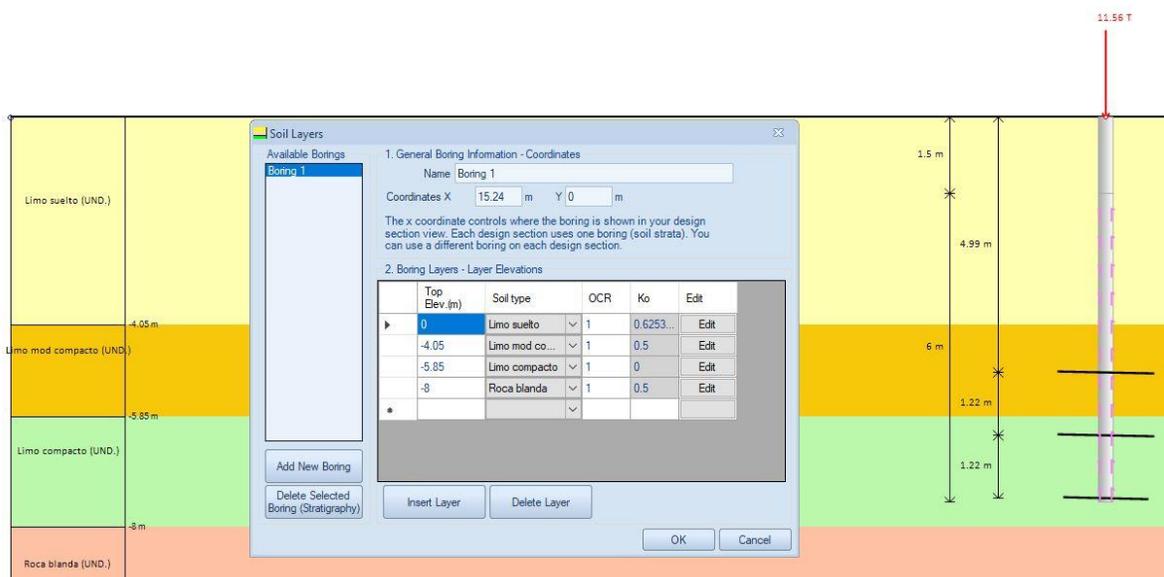


Figura 1.25. Asignación de profundidades para cada estrato

Seguidamente, es necesario definir las propiedades mecánicas y físicas de los elementos de transmisión de las cargas gravitacionales y dinámicas del viento al suelo competente. El programa Helix Pile 2015 permite importar las especificaciones técnicas de los principales fabricantes de pilotes helicoidales. Para la modelación se han seleccionado las mismas que se determinaron de manera manual a partir del catálogo de Helical Anchors, Inc. Tal y como se muestra en la Figura 1.26.

Helical anchor sections

Helical sections

- TS238190
- TS238254**
- TS278217
- TS278276
- TS312254
- TS312368
- TS412250

Add new helical section

Delete all

Delete selected helical section

CHANCE
Since 1979

MAGNUM

HAM JACK

A. General B. Geotechnical capacity options C. Concrete D. External casing

1. Name
TS238254 Manufacturer HelicalAnchors, Inc
Tel: 763-536-9132 web http://www.helicalanchorsinc.com/

2. Shaft-pipe dimensions and properties

f_y 56261.1 T/m² I_{xx} 40.3744 cm⁴ E 2040452 T/m²

f_u 70326.3 T/m² S_{xx} 11.1 cm³ Torsional pipe capacity

Section Pipe Z_{xx} 18.8 cm³ Telastic 1.24 T-m

Diameter 6.032 cm r_x 1.925 cm $T_{plastic}$ 1.24 T-m

Thickness 0.645 cm J 80.3646 cm⁴ **Tensile shaft capacity**

Area pipe A_{pipe} 10.9 cm² S_{xy} 26.7 cm³ Q_{yield} 61.259 T

Perimeter 18.952 cm $Q_{ultimate}$ 61.259 T

Define mechanical connection tension strength

$Q_{y.mechanical}$ 56.722 T

3. Helix dimensions and properties

Use different size plates

End offset 0.076 m

	Diameter (cm)	Spacing (m)	Thick (cm)	Effective Area (m ²)	Ult. Capacity (T)
▶ 1	35.56	1.0668	0.952	0.096	45.377
2	40.64	1.2192	0.952	0.127	45.377
3	40.64	1.2192	0.952	0.127	45.377

Add a new plate Delete selected plate

Database Database Database all OK Cancel

Figura 1.26. Propiedades físicas y mecánicas de los pilotes helicoidales

Seguidamente se han establecido las cargas de diseño, en este caso únicamente se colocarán las axiales y se han distribuido entre 9 pilotes helicoidales según se determinaron anteriormente para la carga máxima (Ver Figura 1.32).

Loads on pile

List of loads

Carga de viento. DL: Dead

Load properties

1. Name
Carga de viento

2. Load Type
DL: Dead load (AASHTO DC)

3. Load magnitude

Apply same load on all stages

Activate for current stage

Load for every stage

	Active	Axial force(T)	Moment(T-m)	Horizontal
► Compresión EST	<input checked="" type="checkbox"/>	11.56	0	0
Tensión EST	<input checked="" type="checkbox"/>	-9.473	0	0

Apply to all design sections

OK Cancel

Figura 1.27. Cargas axiales sobre el pilote

Seguidamente, se ha concluido con la introducción de datos necesarios para correr el modelo y se obtienen los resultados en la Figura 1.28 y Figura 1.29

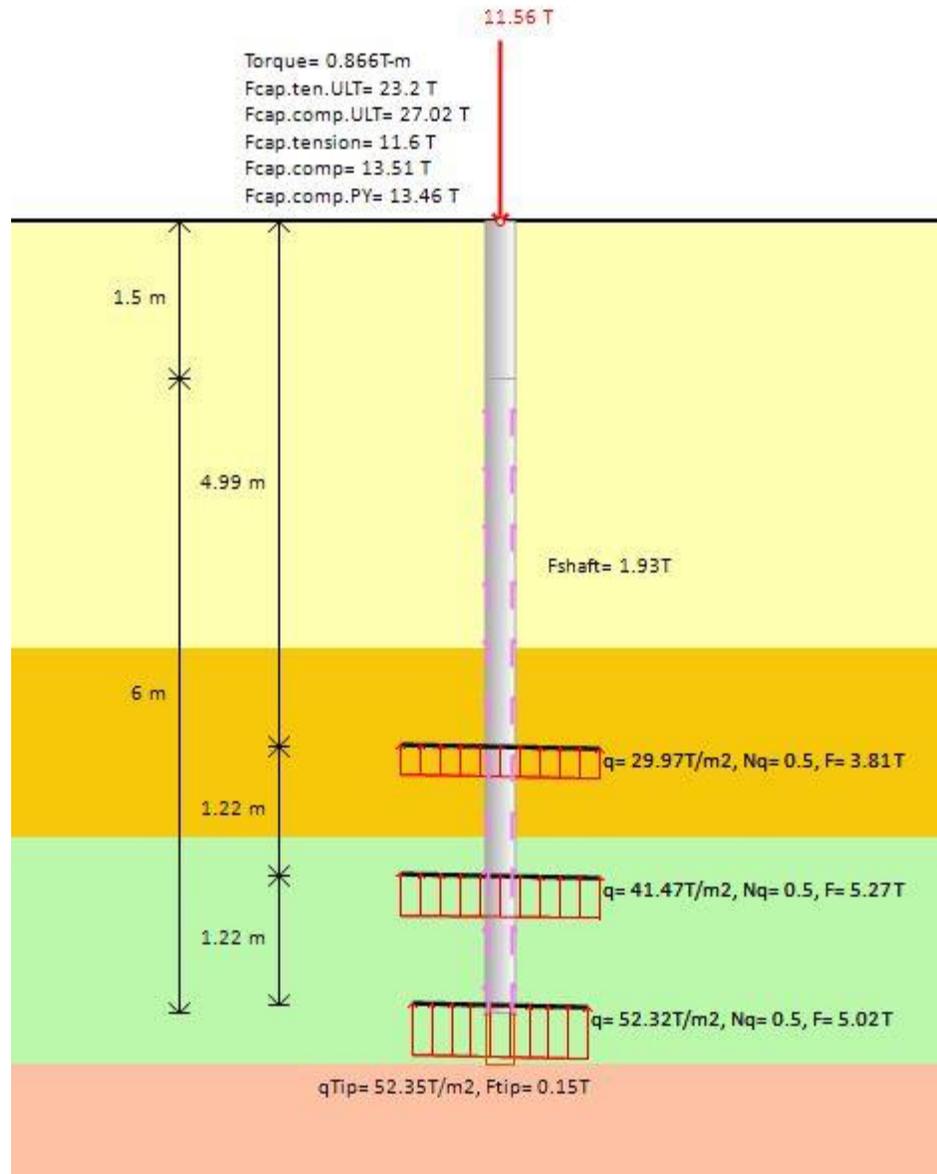


Figura 1.28. Resultados de modelación a compresión

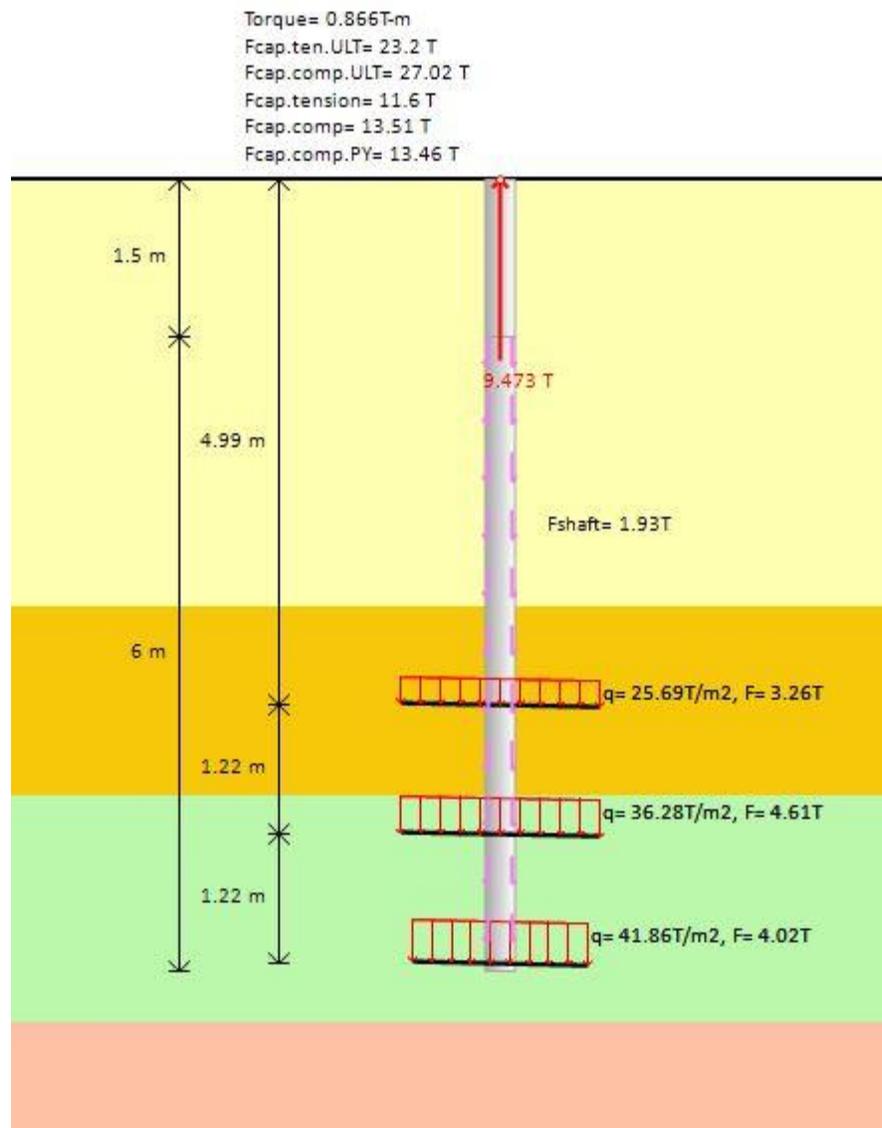


Figura 1.29. Resultados de modelación a tensión

Se verifican los resultados para los pilotes con inclinación de 15 grados con la vertical, según la Figura 1.30.

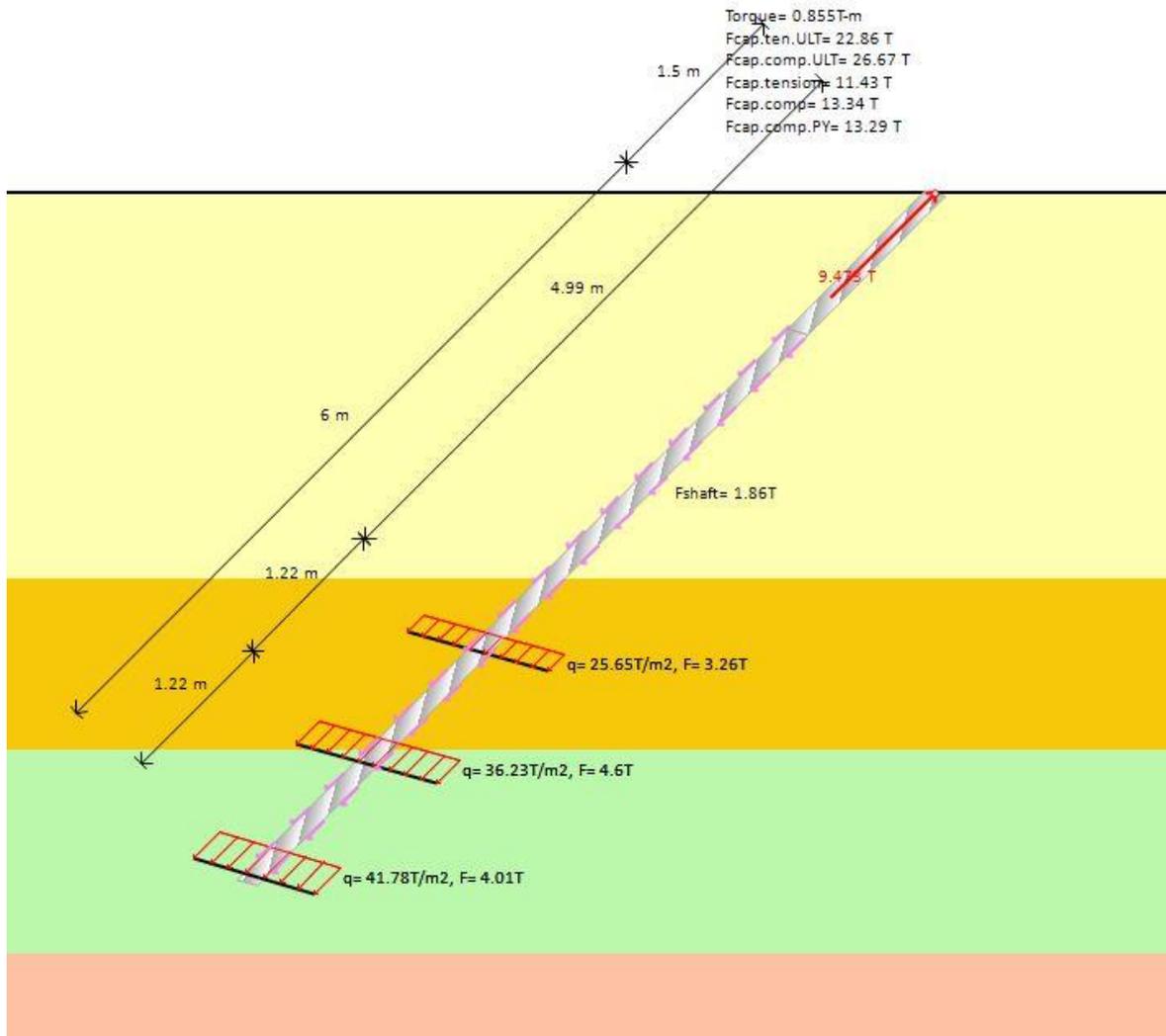


Figura 1.30. Resultados de modelación a compresión a 15°

El software de Helix Pile permite la revisión del torque de instalación en toda la longitud del fuste y el asentamiento máximo esperado, tal como se muestra en la Figura 1.31.

The screenshot displays two data tables from a software application. The left table, titled 'Results', shows 'Est. Torque (T-m)' versus 'Depth (m)'. The right table, titled 'Table', shows 'Settlement (cm)' versus 'Load (T)'. Both tables show a positive correlation between depth/load and torque/settlement.

Depth (m)	Est. Torque (T-m)
4.014	0.193
4.114	0.194
4.214	0.2
4.314	0.397
4.414	0.405
4.514	0.419
4.614	0.433
4.714	0.448
4.814	0.455
4.914	0.459
5.014	0.462
5.114	0.466
5.214	0.47
5.314	0.473
5.414	0.476
5.514	0.563
5.614	0.577
5.714	0.589
5.814	0.604
5.914	0.618
6.014	0.633
6.114	0.654
6.214	0.724
6.314	0.742
6.414	0.757
6.514	0.769
6.614	0.773
6.714	0.809
6.814	0.815
6.914	0.819
7.014	0.824
7.114	0.831
7.214	0.843
7.314	0.848
7.414	0.855

Load (T)	Settlement (cm)
21.45	0.844
21.68	0.857
21.8	0.863
21.89	0.868
21.9	0.868
22.01	0.875
22.23	0.888
22.53	0.906
22.74	0.919
23.17	0.944
24.47	1.031
25.06	1.08
25.31	1.103
25.5	1.121
25.51	1.125
25.52	1.128
25.61	1.163
25.64	1.174
25.74	1.213
25.79	1.232
25.85	1.256
25.92	1.285
26	1.323
26.01	1.346
26.02	1.351
26.02	1.373
26.02	1.377
26.03	1.384
26.05	1.455
26.05	1.478
26.49	2.913
26.52	3.061
26.52	3.097
26.55	3.439
26.56	3.553

Figura 1.31. Torque mínimo de instalación y asentamiento máximo

A manera de resumen, se obtiene la siguiente Tabla 1.10:

Tabla 1.10. Resultados del análisis con HelixPile 2015

Descripción	A 90°	A 75°
Capacidad admisible a compresión (t)	13.51	13.34
Capacidad admisible a tensión (t)	11.6	11.43
Capacidad a cortante	0	3.5
Torque de instalación (t-m)	0.866	0.855
Asentamiento máximo (cm)	3.553	3.553

Los resultados obtenidos por medio del software Helix Pile 2015, difieren con los estimados de manera manual. Esto se debe principalmente a las simplificaciones que se realizan con los métodos manuales mientras que los métodos numéricos, toman en consideración gran parte de las variables que se encuentran en juego, por lo que el modelamiento con software permite obtener un resultado más preciso.

1.4.11 Revisión de factores de seguridad según el CCCR-09

En la Tabla 1.11 se presenta un resumen de los resultados obtenidos y su comparación con los factores de seguridad establecidos por el Código de Cimentaciones de Costa Rica. A excepción del factor de seguridad por volcamiento, que como se explicó en la sección anterior, es una torre de transmisión de cargas axiales, por lo tanto, no se reporta valor de momento asociado a la cimentación. Sin embargo, se estimó el momento admisible hasta el que podría soportar la torre sin sufrir asentamientos o problemas de verticalidad y este se calculó en 14 t-m ejercidos en uno de los apoyos.

Tabla 1.11. Revisión de condiciones de diseño

Descripción	FS mínimo por código	FS obtenido
Factor de seguridad a compresión*	2.0	2.33
Factor de seguridad a tensión*	2.0	2.45
Factor de seguridad contra volcamiento	1.5	$M_{\max}=14 \text{ t-m}$
Factor de seguridad por desplazamiento lateral	1.5	1.77
Asentamiento máximo	5.0 – 10.0 cm	3.553

*No especificado por el CCCR-09

Como conclusión, se verifica el cumplimiento de los aspectos requeridos de la cimentación, por lo tanto, la cimentación propuesta utilizando pilotes helicoidales cumple.

1.5 Diseño propuesto y comparación con cimentación mediante micropilotes

1.5.1 Diseño propuesto de la cimentación con pilotes helicoidales

A partir de los resultados obtenidos en el 1.4. Se procede a esquematizar la solución propuesta.

Para efectos de control de capacidad axial se dispondrán de 9 pilotes helicoidales, por cada uno de los apoyos de la torre de trasmisión, la cual a su vez tendrá una placa de cimentación de 3 m por 3 m que servirá como unión para agrupar todos los pilotes.

Los pilotes helicoidales seleccionados corresponden a una sección compuesta por el fuste central denominada TS238254 de 3.048 m de longitud y un arreglo de 3 hélices con diámetro variable, la primera de 35.56 cm (14") y la segunda y tercera de 40.64 cm (16"). Espaciadas entre ellas una distancia de tres veces el diámetro.

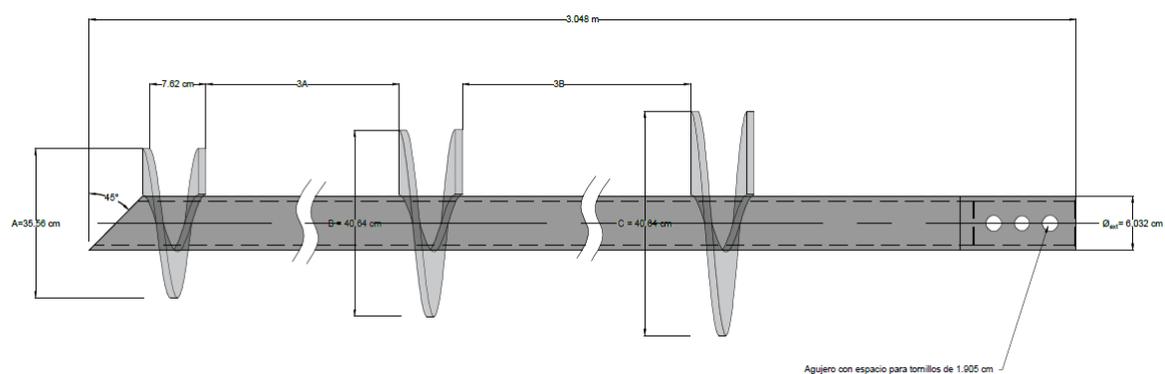


Figura 1.32. Pilotes helicoidales propuestos

El fuste de extensión consiste en secciones de TS238254 sin hélices con longitudes de 1.524 m para garantizar la modulación a la profundidad de diseño.

La placa de soporte utilizada para finalizar el pilote helicoidal y acoplarlo con el bloque de concreto de cimentación consiste en una placa cuadrada de tamaño estándar de 20.32 cm (8") con un espesor de 2.54 cm (1"), tal como se ilustra en la Figura 1.33.

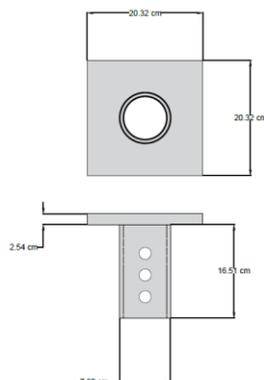


Figura 1.33. Detalle de placa de soporte

Para cumplir los efectos de cortante, se requieren 4 pilotes helicoidales con un ángulo de inclinación de 15° con respecto a la vertical, dos por eje. En la Figura 1.34 se muestra de manera esquemática la distribución en planta de los pilotes helicoidales, para su mejor visualización se ha indicado en color rojo los pilotes que deberán ser instalados con un ángulo de inclinación y la dirección con una flecha de color rojo.

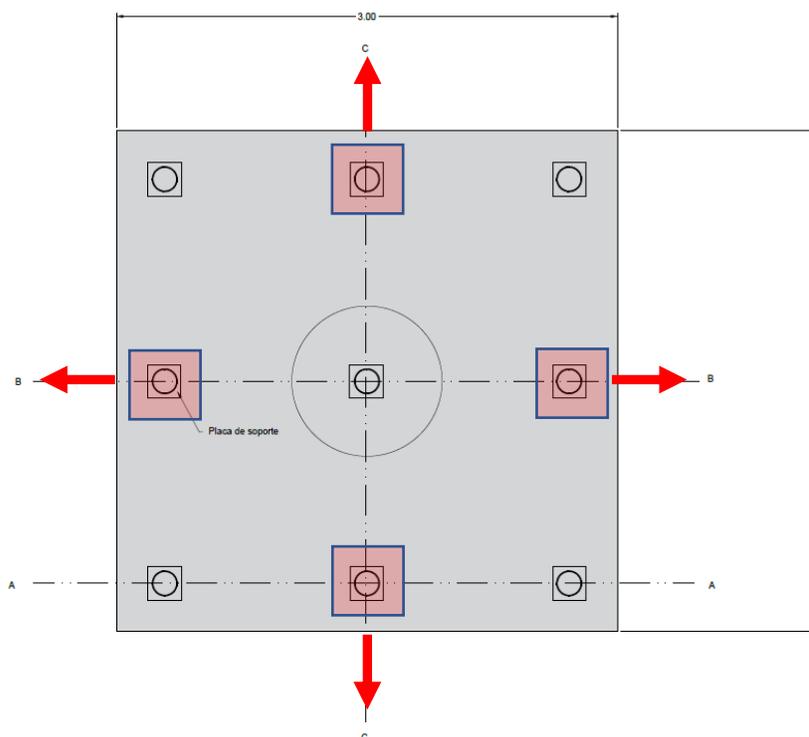


Figura 1.34. Vista en planta de la cimentación

En la Figura 1.35 se muestra la cimentación propuesta vista en perfil, la profundidad deberá ser de al menos 7.5 m con respecto a la superficie o hasta que se alcance el torque mínimo de instalación.

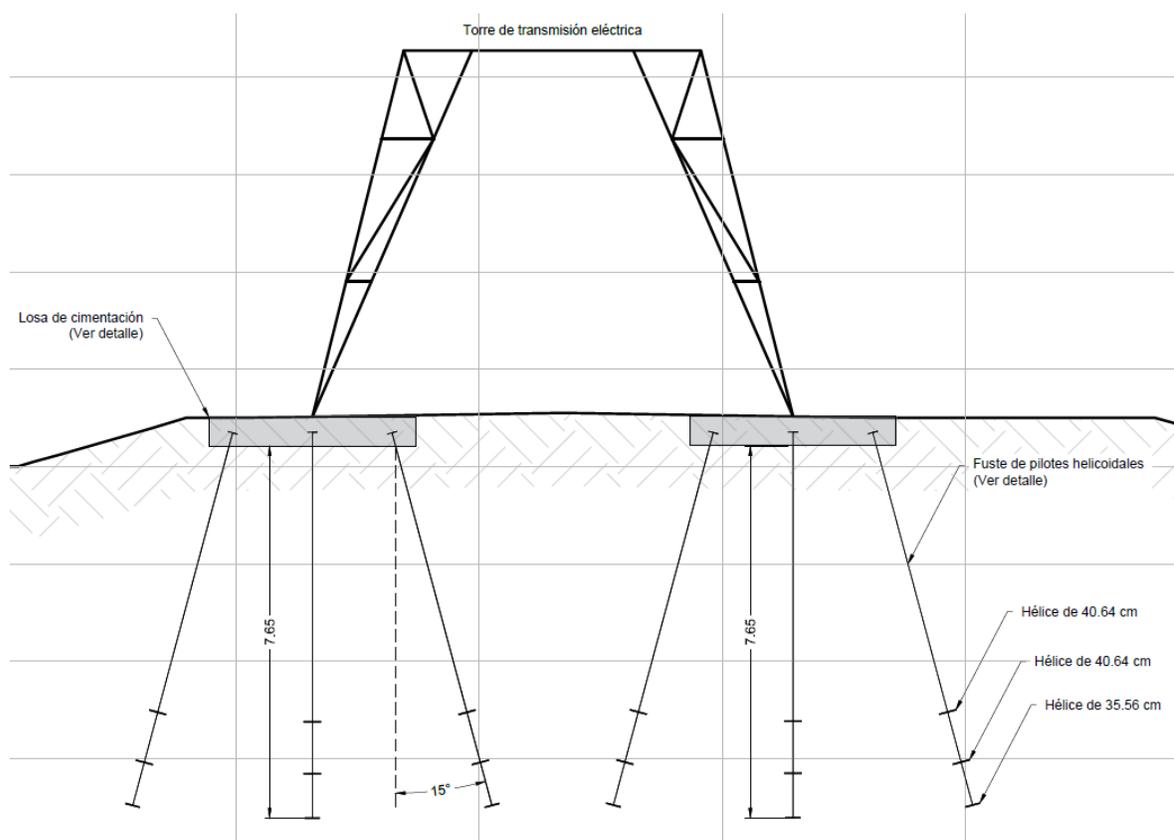


Figura 1.35. Vista en perfil de la cimentación

El refuerzo de acero estimado para la cimentación corresponde al refuerzo mínimo por contracción y temperatura y se establece como se muestra en la Figura 1.36 sus cálculos correspondientes pueden encontrarse en la sección Anexo 2.

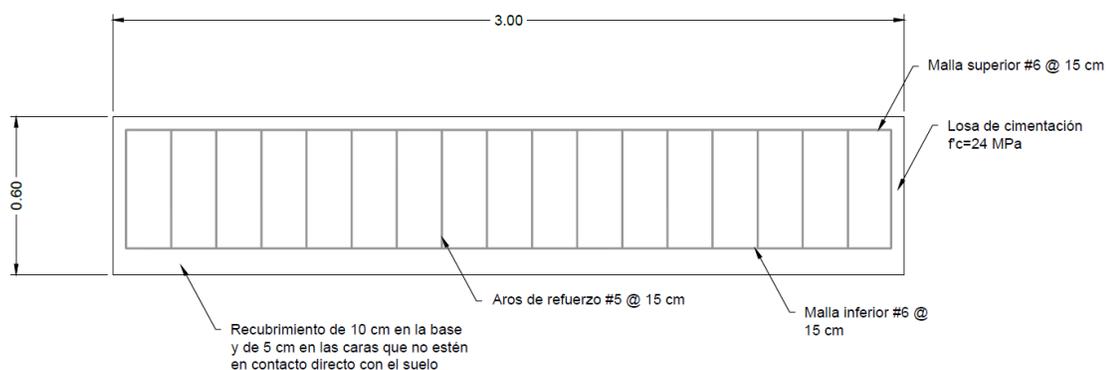


Figura 1.36. Detalle de refuerzo de bloque de concreto

1.5.2 Presupuesto preliminar de las obras

El presupuesto de las obras constructivas se presenta en la Tabla 1.12. Como puede observarse, se definieron 7 ítems o actividades principales y se calculó el peso relativo de cada una (en porcentajes) con respecto del costo total de las obras.

Tabla 1.12. Presupuesto de las obras de cimentación

Ítem	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo de materiales, mano de		% de monto subtotal
				Unitario	Total	
1	Actividades preliminares	1	GLO	¢4 000 000.00	¢4 000 000.00	13.1%
2	Pilotes helicoidales	270	ml	¢78 750.00	¢21 262 500.00	69.6%
3	Concreto $f'c=24$ Mpa	21.6	m ³	¢196 560.00	¢4 245 696.00	13.9%
4	Acero de refuerzo	800	kg	¢1 275.75	¢1 020 600.00	3.3%
SUBTOTAL 1						¢30 528 796.00
IMPREVISTOS						4.00%
SUBTOTAL 2						¢31 749 947.84
6	Control de calidad	1	GLO	¢500 000.00	¢500 000.00	1.64%
7	Supervisión de obra	1	GLO		¢952 498.44	3%
IVA						13.00%
TOTAL GENERAL (¢)						¢36 442 441.06
TOTAL GENERAL (\$)						\$ 57 845.1

Para el cálculo de los imprevistos se utilizó un porcentaje de 4% y el 13% por concepto de IVA.

El costo total de la obra asciende a: ¢36 442 441.06 (treinta y seis millones cuatrocientos cuarenta y dos mil cuatrocientos cuarenta y un colones).

Para el cálculo del monto en dólares se utilizó un valor de ₡630/1US\$. Así, el costo en dólares se traduce a US\$57 845.1 (cincuenta y siete mil ochocientos cuarenta y cinco dólares con un centavo).

Es importante indicar que se debe contemplar un costo por supervisión de las obras que de acuerdo con las tarifas del Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos equivale al 3% sobre el valor final de la obra, que según el monto total del presupuesto ascendería a ₡1 063 168.08 (un millón y sesenta y tres mil ciento sesenta y ocho colones con 08/100 céntimos).

Tampoco se está considerando los costos indirectos que puedan generarse por problemas de disponibilidad del fabricante y en general, el costo por metro lineal de los pilotes helicoidales podría optimizarse si se pidiera un mayor volumen de estos y se reservara para otros proyectos similares.

1.5.3 Comparación entre pilotes helicoidales y micropilotes

A nivel general, se puede decir que ambos poseen características técnicas que los hacen muy similares en su comportamiento. Con ambos se puede alcanzar el cumplimiento de las solicitudes de carga y ofrecen amplia versatilidad en la utilización de sus arreglos. Es importante hacer notar que ambos sistemas no deben verse como competidores, sino más bien como soluciones a problemas específicos en los que cada uno tiene sus fortalezas y beneficios.

De los pilotes helicoidales se puede indicar como sus principales fortalezas es que son menos impactantes desde un punto de vista de sostenibilidad que otros tipos de cimentación profunda. No generan volúmenes excavados ni alteración al medio. No requieren de movilización de grandes equipos pesados para su instalación e incluso pueden ser instalados de manera manual y en espacios reducidos.

A nivel técnico ofrecen un comportamiento un buen comportamiento ante carga axial, pero tiene debilidades ante cargas laterales. Su ambiente de instalación es amplio dentro del espectro de los suelos y están limitados a la presencia de basamento rocoso o bloques de grava de tamaños significativos que impidan el avance. Su capacidad a fricción va a

depender del tipo de sección a utilizar y el remoldeo que puedan generar las hélices durante su avance en la perforación, puede ser complementado con la utilización de lechadas de cemento para mejorar su capacidad en fricción.

El torque mínimo de instalación resulta un elemento sumamente valioso y que añade un componente de innovación en el aspecto de control de calidad, pero como tal requiere una calibración periódica del torquímetro. Además, resulta necesario la presencia de un inspector capacitado durante el proceso de instalación.

Además, el sistema de pilotes helicoidales resulta ser de muy rápida instalación con rendimientos de hasta 120 m/l por día, sin embargo, existen pocos contratistas capacitados para su instalación. Sus precios por metro lineal pueden rondar entre los 125 hasta los 200 \$/m dependiendo de la casa matriz de donde se adquieran y su disponibilidad en el mercado, así como también estará sujeto a los costes de importación.

Por otro lado, los micropilotes a nivel técnico son capaces de penetrar tanto basamento rocoso como suelos ofrecen altas capacidades a compresión, pero requieren mayor profundización y de lechada de cemento para desarrollar su capacidad por fricción y punta. Para su instalación requieren mayor movilización de equipo y de igual manera que los pilotes helicoidales, pueden ser instalados en espacio reducidos. Sin embargo, técnicamente son difíciles de instalar en ambientes saturados o con materiales arcillosos, con posibilidad de atrapamiento de las barras. De igual forma, la lechada introducida debe esperar hasta que alcance un 80% de su resistencia para que pueda ser cargada, normalmente esto puede ocurrir a la semana y media de su instalación.

A nivel ambiental, la utilización de inyecciones de lechadas de cemento durante su perforación, lo vuelven más impactante que los pilotes helicoidales. Ya que genera un desplazamiento del suelo existente para la posterior ocupación de agua/cemento.

A nivel económico, su precio puede rondar entre los 120 y 150 \$/m y otro punto a su favor es que existe una mayor experiencia en su instalación a nivel nacional con una mayor oferta de materiales y contratista.

1.6 Conclusiones y recomendaciones

1.6.1 Conclusiones

1. A nivel nacional no existen códigos de diseño ni guías de recomendaciones sobre el diseño de análisis de pilotes helicoidales y representa una tecnología poco utilizada en el país.
2. Los pilotes helicoidales se han usado desde hace 200 años como método de cimentación, pero más recientemente, en la década de los 50's se han empezado a investigar a profundidad donde se han determinado sus beneficios y se han formulados distintos códigos, manuales y recomendaciones para el diseño, análisis e instalación de cimentaciones utilizando pilotes helicoidales.
3. Se ha elaborado el modelo geotécnico del sitio del proyecto a partir de la investigación geotécnica y se ha caracterizado en 4 unidades geotécnicas principales. A nivel superficial se presentan suelos más sueltos de características limosa/arcillosas y conforme se desciende en profundidad el perfil de suelo mejora sus características de resistencia hasta alcanzar un estrato más denso, denominado como una roca blanda, altamente fracturada, pero con presencia de bloques que impiden el avance de la perforación por medio de SPT.
4. Una investigación geotécnica rigurosa es esencial para evaluar la viabilidad económica de un proyecto. Al comprender las características y comportamiento de los materiales geotécnicos, los ingenieros pueden optimizar el diseño de las estructuras, minimizando los costos asociados con cimentaciones y medidas de mitigación de riesgos.

5. La torre de transmisión eléctrica evaluada en este proyecto presenta un comportamiento mayoritario por cargas axiales, las cuales son generadas principalmente por la presión dinámica del viento. De esta manera, el viento por condiciones de supervivencia rige el diseño de las cargas.
6. El método de Broms no ha podido ser aplicado en este proyecto para la determinación del desplazamiento por carga lateral debido a las condiciones geotécnicas del proyecto, lo que obliga a buscar medios de modelación numérica para su estimación.
7. Para el caso de suelos con bajos números (menos de 5 número de golpes) es necesario un análisis especial del elemento por pandeo. Para este caso en particular, no fue necesario la verificación, debido a que se encuentra en un suelo con características competentes.
8. Se ha diseñado una cimentación utilizando pilotes helicoidales para una torre de transmisión eléctrica, la cual consiste en un arreglo de 9 pilotes helicoidales por montante, de los cuales 4 están inclinados a 15° y dispuestos simétricamente. Todos los pilotes están unidos por una placa de concreto de 3x3 m y 60 cm de alto.
9. Se ha estimado el costo preliminar de las obras en \$ 57 845.1, sin embargo, es necesario la consideración de disponibilidad del fabricante, tiempo de importación y nacionalización de los pilotes helicoidales.
10. Se han verificado cada una de las condiciones de diseño de la cimentación utilizando criterios de normativas y manuales internacionales.
11. Dentro de sus principales características se encuentra su comportamiento prácticamente simétrico en condiciones de compresión y tensión. Donde a diferencia de otros métodos de cimentación que no se desempeñan correctamente antes estos

cambios de esfuerzos siendo susceptibles a generar deformaciones excesivas. Por otro lado, los pilotes helicoidales por sus características no sufren de estos problemas.

12. Debido a la esbeltez de los pilotes helicoidales, estos presentan bajas capacidades resistentes ante cargas laterales, siendo necesario aumentar las secciones transversales, añadir un ángulo de inclinación o aumentar la cantidad de pilotes helicoidales.
13. Como herramienta de soporte en el diseño se empleó Helix Pile que permite realizar estimaciones de pilotes helicoidales sometidos a cargas axiales, laterales y de momentos flexionantes.
14. Los pilotes helicoidales son una alternativa técnica y económicamente viable para cimentaciones profundas. Poseen una metodología de diseño análoga a la de diseño de pilotes tradicionales, con algunas variaciones propias del sistema que le confieren características especiales.
15. A nivel económico tiene costos similares a la utilización de micropilotes, sin embargo, permite un menor consumo de materiales, mayor rapidez de instalación y múltiples beneficios ambientales.
16. Su mayor ventaja ambiental recae en el poco impacto que genera en el medio, evita excavaciones y generación excesiva de ruido, lo que lo vuelve una aplicación muy valiosa en ambientes frágiles y vulnerables.
17. A nivel de control de calidad, ofrece un sistema de control del torque de instalación que permite establecer una relación directa de manera teórica con la capacidad de soporte para cada uno de los pilotes instalaciones y en toda su longitud. De igual forma, por su sistema permite la realización de pruebas de verificación de carga.

18. Los pilotes helicoidales como alternativa de cimentación representan una solución adecuada para casos especiales, en los que la factibilidad de su utilización está determinada por la presencia de estratos compuestos principalmente por suelos o con poca presencia de bloques de diámetros pequeños.

1.6.2 Recomendaciones

1. Para una mayor certeza en el diseño con pilotes helicoidales para cimentación de torres de transmisión eléctrica se recomienda una perforación e investigación por cada uno de los montantes de la torre.
2. Para el diseño por corrosión es necesario la determinación de propiedades químicas del suelo y otros efectos del entorno del proyecto. Ante esto, se recomienda estudiar la posibilidad de evaluar el daño por corrosión y determinar la necesidad de galvanizado o no de los elementos. Con el objetivo de optimizar los costos del proyecto.

1.7 Fuentes de consulta

- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2009). *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Das, B. (2008). *Fundamentals of Geotechnical Engineering*. United States: RPK Editorial Services.
- Doohyun Kyung, Sangseom Jeong, Youngho Choi, & Junhwan Lee. (2015). Improved Performance of Electrical Transmission Tower Structure Using Connected Foundation in Soft Ground. *Energies* www.mdpi.com/journal/energies, 21.
- Helical Anchors, Inc. (2016). *Product Catalog*. Obtenido de helicalanchorsinc.com: <https://helicalanchorsinc.com/wp-content/uploads/2020/05/Product-Catalog-2-min.pdf>
- Helical Piles and Tiebacks Committee. (Sin fecha). Introduction to Helical Piles and Helical Anchors. *Deep Foundations Institute*, 73.
- Hubbell Power Systems, Inc. (2018). *Technical Design Manual Edition 4*. Missouri: Hubbell Power Systems, Inc.
- Perko, H. (2009). *Helical Piles: A Practical Guide to Design and Installation*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Pilotes Helicoidales de Costa Rica. (2020). *Pilotes Helicoidales*. San José: Webinar: Pilotes helicoidales como alternativa de cimentación.
- Villanueva Domínguez, E. (2014). *Proyecto de fin de carrera: Análisis estructural de una torre de alta tensión*. Leganés: Universidad Carlos III de Madrid.

1.8 Anexo 1: Especificaciones técnicas

1. VERIFICACIÓN TOPOGRÁFICA INICIAL

- 1.1. El diseño se realizó sobre la topografía levantada por medio de LIDAR y que fue suministrada por parte del cliente. Por ello, el Contratista de las obras deberá hacer una verificación topográfica directa antes de iniciar el proceso constructivo.
- 1.2. Durante el proceso constructivo de la torre se deberá llevar un estricto control de verticalidad y de la torsión del cuerpo estructural de la torre y de la nivelación de las cimentaciones mediante el amarre con hitos topográficos existentes que permita establecer un control durante todo el proceso constructivo. Por ellos se recomienda de la utilización de una estación total topográfica.

2. MATERIALES PILOTES HELICOIDALES

2.1. Sección principal tubular pilotes helicoidales y extensión tubular.

- 2.1.1. Los elementos mostrados en los detalles presentan los espesores y espaciamientos nominales.
- 2.1.2. La designación del fuste corresponde a un TS278217 según el código de producto de Helical Anchors, en caso de utilizar otra casa comercial deberá ser equivalente o superior en sus características.
- 2.1.3. El fuste posee las siguientes características físicas y mecánicas

Denominación producto	Tubo redondo	Espesor de pared	Capacidad última a tensión	Límite de carga a compresión	Capacidad última de torque	Factor de instalación de Torque	Capacidad basada en la capacidad de torque
Helical Anchors	Ø (mm)	(mm)	(ton)	(ton)	(ton-m)	Kt (m ⁻¹)	(ton/m ²)
TS278217	73.03	5.51	81.65	63.5	1.8	26-30	53.07

2.1.4. El esfuerzo de fluencia del fuste principal será de 550 MPa (53.07 ton/m²) como mínimo.

2.1.5. El esfuerzo fluencia de los platos helicoidales será de 345 MPa como mínimo.

- 2.1.6. El espesor nominal de los platos helicoidales será de 0.9525 cm (3/8").
- 2.1.7. Todos los elementos metálicos serán de acero ASTM A572 G50.
- 2.1.8. Todos los componentes metálicos deberán ser galvanizados en caliente siguiendo la norma ASTM A123.
- 2.1.9. No se permite la utilización de soldadura sobre los elementos, únicamente podrán ser acoplados por medio de tuercas de 1.905 cm (3/4") siguiendo la norma ASTM A325.

2.2. Placa de soporte

- 2.2.1. La placa de soporte a utilizar deberá poseer una dimensión de 20.32 cm de ancho por 20.32 cm de ancho (8"x8").
- 2.2.2. Todos los elementos metálicos del soporte de serán de acero ASTM A572 G50.
- 2.2.3. La fuerza de fluencia del tubo de unión será de 550 MPa como mínimo y de 250 MPa para la placa de soporte.
- 2.2.4. El tubo de unión deberá coincidir con el diámetro del fuste para su acople con tornillos de 1.905 cm de diámetro y 12.065 cm de largo y tuercas de cabeza hexagonal de 1.905 cm, bajo la norma ASTM A325.
- 2.2.5. Deberá ser galvanizado en caliente siguiendo la norma ASTM A123.
- 2.2.6. El Contratista deberá instalar barrera de protección entre el sello de protección y la armadura, la cual puede ser compuesta de plástico negro, buscando evitar la contaminación del concreto.

2.3. Concreto en obra

- 2.3.1. El concreto en sitio deberá realizarse con cemento de uso general tipo I.
- 2.3.2. El Contratista deberá aportar un diseño de mezcla con los agregados según la norma ASTM C 33 que se utilizarán durante el proceso constructivo que garantice la resistencia, durabilidad y desempeño del concreto, según la especificada en estos planos de 24 MPa a 28 días.
- 2.3.3. Por lo tanto, antes de iniciar el procedimiento constructivo de la losa de cimentación el contratista deberá realizar una verificación de la resistencia y calidad del concreto a emplear en las obras.

2.3.4. La verificación deberá realizarse a partir de muestra elaboradas en el sitio, en este caso cilindros de concreto. Se recomienda la realización de muestreos de control de calidad de un cilindro por cada 6 m³ de concreto.

2.4. Acero de refuerzo: El acero de refuerzo será designación A706 con una resistencia a la fluencia de 420 MPa de grado 60.

3. PROCESO CONSTRUCTIVO

3.1. Limpieza del terreno. Antes de la realización de los trabajos el Contratista de las obras deberá hacer la limpieza del terreno y asegurarse que se han eliminado los arbustos y materia orgánica que puedan impedir la adecuada construcción de las obras de perforación de pilotes helicoidales y cimentación de la losa o viga de amarre entre pilotes helicoidales y la torre.

3.2. Replanteo de las obras a ser construidos. A partir de la verificación topográfica (Punto 1) se deben marcar, en el sitio, los puntos donde corresponde hacer las obras planteadas. Deben utilizarse pines metálicos y etiquetas visibles.

3.3. Excavación. Se deberá proceder con la excavación del área sobre la que cimentará la losa con una profundidad mínima de 60 cm. Se deberá respetar las dimensiones planteadas en estos planos de 3 m por 3 m, pero se deberá aumentar la superficie de corte en 5 cm por cada lado por cuestiones de tolerancia, para cada uno de los montantes de la torre. Y se deberá garantizar la pendiente lateral horizontal en general. El material excavado podrá ser apilado en un sitio que no comprometa la estabilidad de los taludes del sitio de emplazamiento de la torre. Este punto de acopio del material excavado deberá ser aprobado previamente por la Supervisión.

3.4. Colocación de sello de concreto pobre: Se deberá colocar un sello de concreto pobre en el fondo y helados en los bordes para que la armadura no esté en contacto con el suelo.

3.5. Perforación de pilotes helicoidales.

3.5.1. Personal de perforación. Los operarios de las máquinas de perforación deberán ser personal debidamente calificado. El contratista deberá demostrarlo mediante una declaración jurada sobre la experiencia del operario donde se indique los proyectos similares al actual en los que el operario ha adquirido la experiencia necesaria. Tal declaración deberá ser presentada antes del inicio de los trabajos de perforación.

- 3.5.2. La ubicación de las perforaciones con pilotes helicoidales deberá hacerse mediante el trazado con topografía de precisión, según se indica en el Apartado 1.1 de estas especificaciones técnicas. En todo momento deberá seguirse el espaciamiento indicado entre pilotes helicoidales de 1.10 m.
- 3.5.3. En todo momento deberán respetarse los diámetros, longitudes e inclinación de los pilotes helicoidales indicada en estos planos.
- 3.5.4. El equipo de perforación se compone de una máquina de perforación, normalmente una retroexcavadora, con la instalación de un rotor hidráulico en su brazo y un torquímetro. El indicador de torque deberá encontrarse calibrado con máximo un año desde su última calibración.
- 3.5.5. El proceso de perforación consiste en la colocación, en primer lugar, de la sección principal del pilote helicoidal, compuesta por los platos helicoidales y la punta piloto que son los encargados de abrir paso por el suelo, una vez que se alcanza la perforación en su longitud, se desacopla del equipo de perforación la sección principal, se añade una sección de extensión, la cual deberá acoplarse a la sección principal mediante tornillos y tuercas y se vuelve a instalar dentro del equipo de perforación y al propio torquímetro, para continuar el proceso de perforación.
- 3.5.6. El proceso de perforación se detiene hasta que se alcance el torque de instalación definido en 0.894 ton-m, el cual deberá ser monitoreo cada 30 cm con la utilización de un torquímetro digital. En caso de que no existan bloques de roca que impidan el paso del pilote helicoidal durante la perforación y aún no se haya alcanzado el torque de instalación, se deberá colocar el rotor hidráulico en reversa, asignar una inclinación, superar el obstáculo detectado y una vez sobrepasado volver a ajustar la inclinación del pilote helicoidal según lo indicado. En caso contrario, de que no se alcance el torque de instalación en al menos una profundidad de 8 metros, deberá continuar perforando, según se requiera, hasta alcanzar el torque de instalación requerido de 0.894 ton-m. Como tercer caso, si se alcanzara el torque de instalación en una profundidad menor a los 7 metros, y las condiciones lo permitan, podrá seguir instalándose el pilote helicoidal hasta la longitud planteada de 7.5 m siempre y cuando el torque de instalación sea inferior a 1.8 ton-m. En caso de que ninguna de las

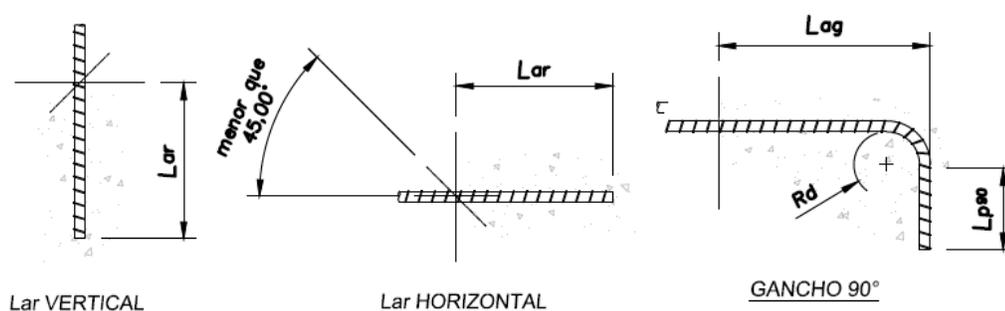
condiciones anteriores suceda prevalecerá el criterio indicado en estos planos o según el criterio del ingeniero en obra.

- 3.5.7. Una vez alcanzado el torque de instalación mínima y/o la longitud requerida, se desacopla del equipo de perforación y se instala la placa de soporte, nuevamente acoplada mediante tuercas y tornillos. Deberá garantizarse que la placa de soporte esté a 30 cm de la superficie del terreno, donde posteriormente será embebida en el concreto de la losa de cimentación. En caso de encontrarse a una longitud mayor, deberá cortarse la sección y protegerse la zona cortada con dos manos pintura anticorrosiva.

3.6. Colado de concreto

- 3.6.1. Todas las actividades relacionadas con concreto estructural deberán cumplir los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-2019.
- 3.6.2. Antes de proceder con una nueva colada de concreto, debe limpiarse la superficie de concreto después de la fragua inicial mediante aire comprimido y agua.
- 3.6.3. Durante el proceso de colado deberá garantizarse el vibrado.
- 3.6.4. Todo concreto tendrá una cura mínima de 7 días excepto que se utilicen productos diferentes al agua, para lo cual será definido según sus especificaciones.
- 3.6.5. Por cada 6 m³ de concreto deberá realizarse un muestreo equivalente a la norma ASTM C 39.
- 3.6.6. No se permite traslapar más del 50% del acero de refuerzo en una misma sección transversal.
- 3.6.7. Los recubrimientos libres serán los indicados en estos planos. O bien de 5-10 cm de recubrimiento.
- 3.6.8. Los anclajes, empalmes y ganchos de varilla de construcción deberán realizarse siguiendo los siguientes lineamientos:

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y EMPALME								
f _c = 28 MPa								
LONGITUDES DE ANCLAJE							LONGITUD DE EMPALME	
		BARRAS RECTAS TENSION (cm)		GANCHOS ESTANDAR (cm)			BARRAS RECTAS TENSION (cm)	
VARILLA N°	f _y (kg/cm ²)	Lar VERTICAL	Lar HORIZONTAL	Lag	Rd	Lp 90°	VERTICAL	HORIZONTAL
3	4200	30	30	20	3	11,5	30	37
4	4200	30	30	24	4	15	38	50
5	4200	40	50	30	5	19	50	65
6	4200	45	60	36	6	23	60	75
7	4200	65	85	42	7	27	85	100



3.7. Variaciones al procedimiento constructivo. Si el Contratista de las obras quisiera realizar variaciones al procedimiento constructivo establecido en estas especificaciones, deberá someter a revisión por parte de la Supervisión el procedimiento propuesto y esperar la aprobación antes de la implementación de cualquier cambio.

3.8. Condición del sitio y almacenamiento de materiales.

3.8.1. El Contratista a cargo de las obras deberá tener en el sitio las siguientes condiciones para el almacenamiento de materiales y muestreo de control de calidad:

3.8.2. Deberá contar con un lugar seguro, debidamente cerrado y techado con condiciones de humedad adecuadas.

3.8.3. Únicamente se permitirá el ingreso al Supervisor.

3.8.4. Transporte y almacenamiento pilotes helicoidales. Los pilotes helicoidales transportarán desde fábrica o almacén a la obra de forma que se garantice la

integridad de estos. Deberán almacenarse en un sitio libre del contacto con agua.

3.8.5. Los materiales de acero y los sacos de concreto deberán apilarse sobre tarimas de madera y nunca en contacto directo con el suelo.

3.8.6. Durante el proceso de armado de la fundación se deberá coordinar con el fabricante o contratista del montaje de la torre para efectos de conexión del montante con la placa de fundación.

1.9 Anexo 2: Estimación de acero de refuerzo del bloque de concreto

- Pre-dimensionamiento del bloque de concreto

Ancho: 3 m

Largo: 3 m

Altura: 0.6 m

Vult = 16.2 t

- Dimensionamiento estructural del bloque de concreto reforzado

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c}bh = 254.77 t$$

Refuerzo transversal o cortante del bloque de concreto. $V_c > V_u$, solo necesita refuerzo por contracción y temperatura.

$$A_s = 0.0018bh = 54 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por temperatura y contracción

$$S_{req} = 15 \text{ cm}$$

Espaciamiento requerido utilizando barras N6

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd = 46.7 t$$

Refuerzo horizontal, se propone Espaciamiento cada 15 cm con barras N5

- Dimensionamiento de la placa de anclaje del pilote

$$C_u = 26.85 \text{ t}$$

Demanda por carga axial máxima del pilote

$$\sigma_{aplast} = 0.65f'_c = 1791.25 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzo límite por aplastamiento en el concreto

$$d_{req \text{ comp.}} = \sqrt{\frac{4C_u}{\pi\sigma_{aplast}}} = 13.71 \text{ cm}$$

Diámetro externo requerido para la placa de anclaje. Se selecciona placa de 20 cm

$$d_{req \text{ tens.}} = \sqrt{\frac{4C_u}{\pi\sigma_{aplast}} - d_{ext}^2} = 12.84 \text{ cm}$$

Revisión del diámetro requerido por tensión. El diámetro de 20 cm cumple.

$$B_c = \frac{C_u}{d_{pl}^2} = 0.06712 \text{ t/m}^2$$

Presión sobre la placa de anclaje

$$M_{max} = \frac{B_c r^2}{2} = 1.35 \text{ t m}$$

Momento máximo generado para el voladizo de la placa

$$t_{req} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{0.55f_y}} = 0.023121 \text{ m} = 20.4 \text{ mm}$$

Espesor requerido para la placa de acero, utilizar espesor de 25.4 mm.

1.10 Anexo 3: Planos de diseño

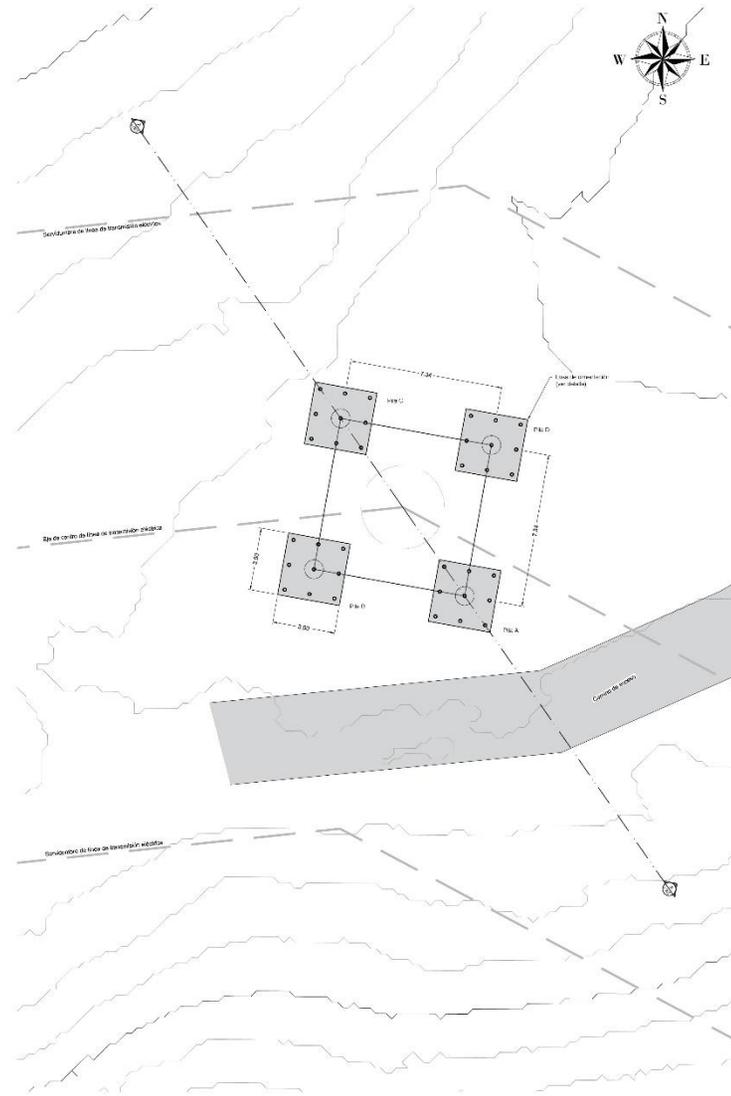
Los planos se han adjunto a continuación.

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSGRADOS

TALLER DE DISEÑO I

**ESTUDIO Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE PILOTES
HELICOIDALES PARA LA CIMENTACIÓN DE UNA
TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA**

LÁMINA	TÍTULO	CONTENIDO
001	PORTADA	PORTADA Y PLANTA DE CIMENTACIÓN
002	PERFIL Y DETALLES	PERFIL Y DETALLES DE PILOTES HELICOIDALES
003	PERFILES Y DETALLES	PERFIL A-A Y DETALLES CONSTRUCTIVOS



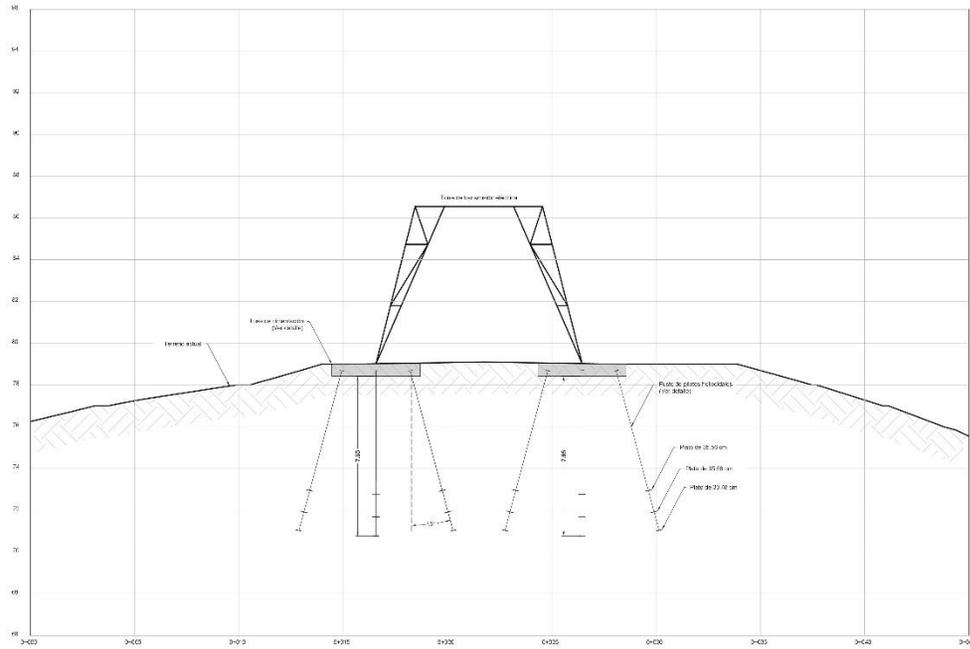
PLANTA DE CIMENTACIÓN
ESCALA 1:100

Proyecto:
ESTUDIO Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE PILOTES HELICOIDALES PARA LA
CONSTRUCCIÓN DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.

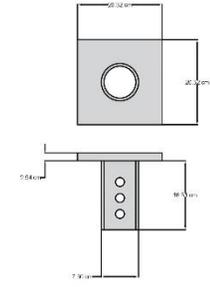
Elaboró:
Ing. Juan Manuel R. ESCOBAR

Corrección:
Profesor(es) de la asignatura de Geotecnia y cimentación

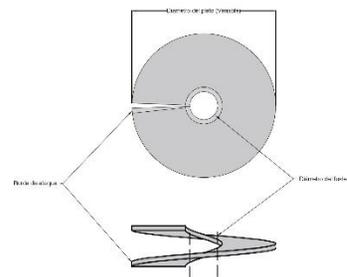
Fecha	Folio	Cálculo	Lámina
1/02/2016	1	1	1



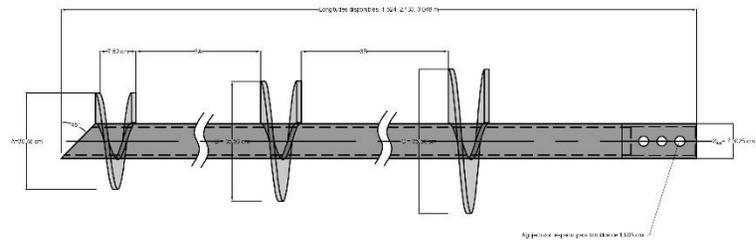
PERFIL A-A
ESCALA 1:100



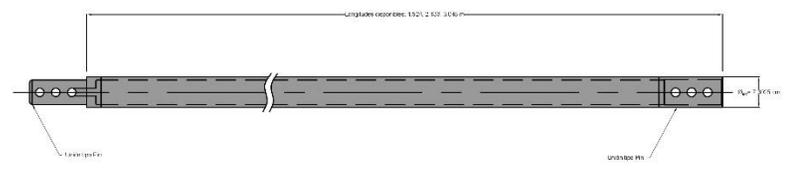
DETALLE DE PLACA DE SOPORTE
ESCALA 1:10



DETALLE DE PLATO HELICOIDAL
ESCALA 1:10



DETALLE DE SECCIÓN PRINCIPAL DE PILOTE HELICOIDAL
ESCALA 1:10



DETALLE DE EXTENSIÓN DE PILOTE HELICOIDAL
ESCALA 1:10

Proyecto: BRINDO Y BRUNO COTRÓNICO DE PILES HELICOIDALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

Elaboró: Ing. Juan Manuel R. ESCOBAR

Corroboró: Prof. Axel y otros de la oficina de elaboración

Fecha	Forma	Cálculo	Libro
1/03/2018	Microplan 3D		00000

2 Capítulo 2: Estudio y diseño geotécnico de estabilización con suelo cosido para una torre de transmisión eléctrica en Honduras.

2.1 Introducción

En el presente capítulo se describen las razones que justifican la realización de este tipo de investigación. Se pretende mostrar y describir las razones morfológicas del sitio que lo hacen altamente susceptible a los deslizamientos y procesos erosivos, los cuales han sido potenciados en los últimos años debido a los fuertes eventos climatológicos que han afectado la zona.

Para lograr esto, se han definido una serie de objetivos, se ha establecido el alcance de esta investigación con los respectivos entregables y de la misma forma con los excluyentes y limitaciones que son los puntos en los que no se ahondará. Por último, se describe la metodología, la cual se ha definido como la secuencia de pasos que se debieron seguir para completar satisfactoriamente el proyecto.

2.1.1 Planteamiento del problema

La morfología del emplazamiento del sitio de las torres se caracteriza por altas pendientes y materiales con susceptibilidad a la erosión. Debido a las lluvias fuertes de los últimos años y el último evento meteorológico importante, los huracanes de Eta e Iota sucedidos entre los meses de octubre y noviembre, los canales naturales de drenaje preexistentes han descargado la escorrentía hacia un camino de terracería que permite el acceso a los sitios de torre y que atraviesa oblicuamente el eje de la línea de la línea de transmisión.

La falta de mantenimiento del camino (por su ubicación alejada) y, el desvío de las aguas por los vecinos con el afán de preservarlo, han causado que con el tiempo los flujos de agua se canalizasen desde la torre 1, ubicada en una ladera de mayor elevación y desde el camino, hacia la torre 2, que se ubica en elevaciones inferiores.

Así mismo, se pudo comprobar que los patrones de drenaje del sitio se dirigen de forma natural hacia el sector donde se ubica la T2 y el camino funciona como un colector (ver la

Figura 2.1), cuyo drenaje debe ser debidamente canalizado en el tramo de interés, para evitar que las aguas lleguen hasta la torre 2 y produzcan una erosión profunda y la inestabilidad del sitio.



Figura 2.1. Flujos desviados desde la T1 y el camino hacia la T2.

(Fuente: base topográfica de levantamiento directo)

Con el fin de gestionar el riesgo de erosión de las cimentaciones y su eventual impacto en la inestabilidad de las laderas y la integridad de la torre 2, el objetivo de este proyecto corresponde a realizar un diseño completo que considere un análisis de estabilidad del sitio de la T2 y el diseño de las obras que garanticen la estabilidad como obras de protección, retención y manejo de aguas.

2.1.2 Objetivos

2.1.2.1 Objetivo general

Desarrollar el estudio y diseño geotécnico de una estabilización de laderas para una torre de transmisión eléctrica en Honduras, mediante metodologías de análisis usadas en el ámbito internacional y siguiendo manuales de Honduras y de Costa Rica.

2.1.2.2 Objetivo específico

- Realizar una investigación de la normativa y códigos de diseño existentes para el análisis y diseño de estabilización de taludes para para una torre de transmisión eléctrica.
- Elaboración del modelo geotécnico a partir de la recopilación de las características físicas y mecánicas del suelo determinadas por medio de ensayos de campo y de laboratorio.
- Diseñar la estabilización de las laderas críticas en el sitio utilizando suelo cosido.
- Evaluar los patrones de drenaje del sitio.
- Diseñar obras de manejo de escorrentía superficial.
- Revisar por medio de software especializado el diseño geotécnico realizado.
- Elaboración de planos constructivos de las obras de estabilización.
- Elaboración de la propuesta constructiva con una descripción detallada del proceso constructivo a implementar.

Elaboración de presupuesto preliminar de costos de las obras de estabilización y manejo de escorrentía.

2.1.3 Delimitación del problema

2.1.3.1 Alcance

El alcance de este trabajo consiste en el diseño de una estabilización de laderas y taludes para una torre de transmisión de energía eléctrica mediante un análisis de estabilidad por medio de equilibrio límite y software especializado.

Esta investigación incluirá información relevante al diseño de pantallas de suelo cosido, incluyendo sus características físicas, mecánicas, ventajas y desventajas como estabilización y recomendaciones sobre su instalación.

El producto de este proyecto será un informe con planos y especificaciones detallados para el diseño de las obras de estabilización y manejo de aguas de una torre de transmisión eléctrica en Honduras.

2.1.3.2 Limitaciones

- El sitio se encuentra ubicado en Honduras y debido a la situación mundial de la pandemia provocada por el Coronavirus, no se podrán realizar visitas al sitio por lo cual el diseño únicamente se realizará con la información suministrada.
- La investigación hidráulica y de parámetros hidrogeológicos del sitio no se realizó y deberá realizarse basada en los hallazgos descritos en el sitio y según fuentes bibliográficas para el tipo de suelo.
- La ubicación del sitio es alejada de los centro poblacionales y comerciales de Honduras, lo que puede provocar problemas logísticos para la movilización de materiales o equipo al sitio, por lo que deberá diseñarse tomando esto en consideración.
- No se posee información técnica en cuanto a taludes que rija el territorio de Honduras con respecto a códigos de diseño o de estabilidad de taludes, por lo tanto, se utilizará el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica.

2.1.3.3 Exclusiones

- La ubicación del sitio de la torre se supone como estable a nivel de cimentación y no se propondrá la movilización de la torre a otro sitio.
- Se partirá con la investigación geotécnica disponible y no se supone la generación de nueva investigación.
- El sitio a nivel geotécnico en el que se emplaza el proyecto presenta problemas de estabilidad a nivel regional, lo que hacen presumir que la única solución verdadera sea una movilización de la línea de transmisión por otro alineamiento, sin embargo, este problema no se tratará en el proyecto y únicamente se propondrán soluciones puntuales.

2.1.4 Metodología

Se entiende por metodología la secuencia de pasos necesarios que se deben seguir para completar satisfactoriamente el proyecto. Para ello, el proyecto en su totalidad se dividió en cinco fases.

Con el inicio de la primera fase, se realizó una exhaustiva recopilación de información considerando criterios técnicos y experiencias sobre el diseño y construcción de estabilización de laderas para torres de transmisión eléctrica, donde sus condiciones de acceso son complicadas. Para lograr esto, se revisaron trabajos finales de graduación, publicaciones, proyectos y se hizo la consulta a profesionales en el tema. Dentro de las principales fuentes consultadas para el desarrollo teórico de esta investigación se enlistan los siguientes libros:

- Manual de referencia para pantallas de suelos cosidos, (FHWA, 2015)
- Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica, (CGTLCR, 2015)
- Código de cimentaciones de Costa Rica, (CCCR, 2009)
- Código Sísmico de Costa Rica, (CSCR, 2010)

Una vez obtenida la información necesaria, se procedió a realizar una revisión y procesamiento completo de la información, tomando en cuenta los objetivos planteados en el proyecto.

En la segunda fase, se utilizó como herramienta la información recolectada en la fase previa para iniciar con la identificación de información necesaria en el diseño. De esta manera, se elaboró una caracterización del sitio en estudio y a partir de la investigación realizada en el sitio se asignaron propiedades a las unidades geotécnicas para finalmente obtener el modelo geotécnico representativo del sitio de investigación.

La tercera fase constituye la parte central del trabajo de investigación para el cumplimiento de los objetivos, en esta fase se realizó el diseño de la propuesta de estabilización utilizando las premisas de diseño para pantallas de suelo cosido según el manual de diseño del FHWA. Además; se siguieron recomendaciones internacionales, los cuales deberán ser adaptados a las condiciones locales de Honduras y seguir los criterios de seguridad recomendados tanto por los manuales internacionales como por la normativa nacional tanto de Costa Rica

como de Honduras. Se presenta el esquema mostrado en la Figura 1.2 que representa el esquema de diseño planteado para la solución de estabilización de taludes de un proyecto de una torre de transmisión eléctrica.

En la fase cuatro, se espera realizar la comparación de los resultados obtenidos y completar los entregables. Finalmente, durante la quinta fase se obtienen las conclusiones del proyecto y se realiza la presentación para su defensa.

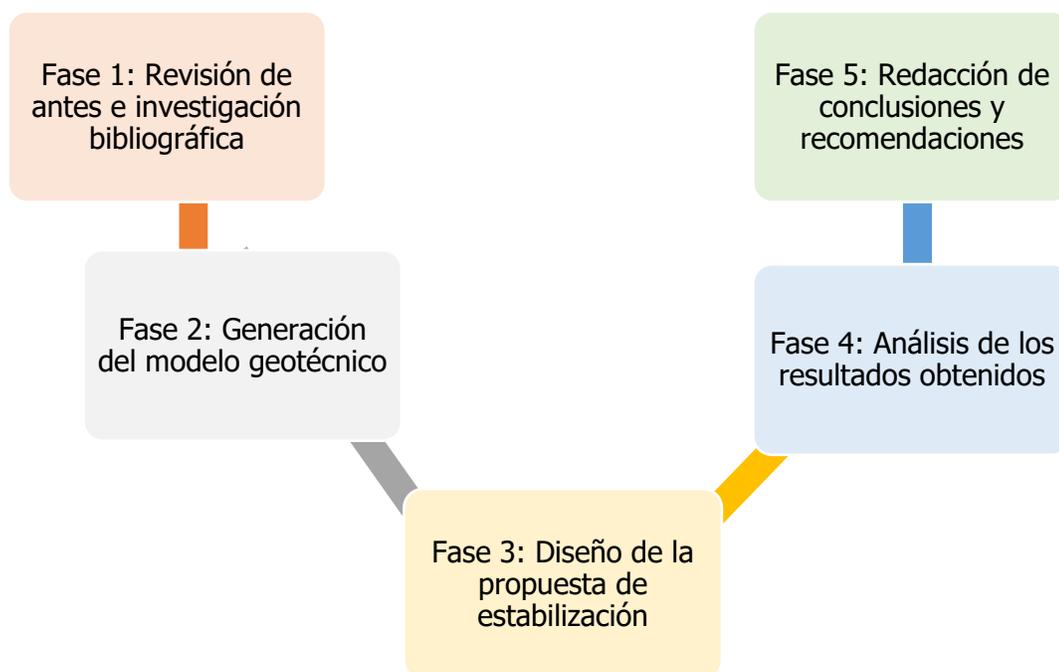


Figura 2.2. Esquema metodológico del proceso de diseño

2.2 Marco teórico

Como parte de la investigación, en este capítulo se expondrán y describirán una serie de conceptos y criterios fundamentales para comprender el eje temático de la investigación del presente proyecto.

2.2.1 Técnica de suelo cosido o "soil nailing" y sus componentes

La técnica de suelo cosido nació en Francia en 1961 como una extensión de la técnica de anclaje en roca, y del nuevo método austriaco de excavación en túneles (o por sus siglas en inglés, NATM) desarrollado por el ingeniero polaco Rabcewicz, que combina el uso del concreto lanzado y de anclajes para proveer un sistema de soporte flexible para la construcción de excavaciones subterráneas. En el año mencionado, la técnica de suelo cosido fue utilizada para construir un muro de retención permanente en el talud de corte en roca suave.

La técnica de suelo cosido busca reforzar la masa de suelo mediante la introducción de elementos o pernos pasivos, a medida que se avanza en la excavación de forma descendente. A partir de los pernos pasivos se busca generar una mayor estabilidad e incrementar los factores de seguridad en taludes, laderas o excavaciones. Los pernos pasivos son introducidos de manera casi perpendicular a la superficie del talud y una utilizan una pantalla de concreto lanzado entre ellos.

Actualmente la técnica de estabilización de taludes por medio de suelo cosido es uno de los métodos más gustados para la construcción de muros de retención. Para el correcto diseño existen diversas normativas, en esta investigación se va a utilizar principalmente la expuesta por la Federal Highway Administration (FHWA, 2015).

Los componentes utilizados en la construcción de un suelo cosido se describen a continuación:

2.2.1.1 Pernos y lechada de agua cemento

Los anclajes representan el refuerzo del suelo y se encuentran ubicados detrás de la pared exterior y son equivalentes a las barras de acero. La tensión de tracción en cada perno se

moviliza en respuesta al movimiento lateral y la deformación del suelo retenido. El movimiento del suelo puede ocurrir durante la excavación, después de la excavación en ausencia de cargas externas (como resultado de deformaciones dependientes del tiempo) o después de la excavación cuando se aplican cargas externas como sobrecargas o cargas de tráfico. Los tendones pueden ser barras sólidas o huecas. Las barras sólidas se colocan en orificios de perforación estables y se colocan en su lugar. Las barras huecas están equipadas con una broca de sacrificio y se utilizan para perforar el orificio para luego permanecer en su lugar como refuerzo permanente del anclaje del suelo. Tanto las barras sólidas como las huecas suelen estar completamente roscadas.

La lechada que se usa para los anclajes del suelo generalmente consiste en cemento y agua. La lechada funciona para:

- a. Transferir esfuerzos cortantes entre el suelo deformado y los anclajes.
- b. Transferir las tensiones de tracción de los anclajes al suelo estable circundante.
- c. Proporcionar algún nivel de protección contra la corrosión a los anclajes. La lechada se coloca en los orificios de perforación por gravedad utilizando el método tremie.

Finalmente, todos los anclajes con el suelo utilizados en aplicaciones permanentes requieren protección química y / o física contra la corrosión. El nivel requerido de protección contra la corrosión es mayor para suelos con mayor potencial de corrosión y para proyectos con menor tolerancia al riesgo.

2.2.1.2 Frente del muro o revestimiento

Según el FHWA (2015), el revestimiento consta de un componente inicial y otro final. Poco después de la excavación, el revestimiento inicial se aplica sobre el suelo expuesto en cada elevación de excavación antes o después de la instalación de los pernos para proporcionar estabilidad y protección temporal. El revestimiento inicial también recibe la placa de apoyo del anclaje de suelo. El revestimiento final se construye sobre el revestimiento inicial y proporciona continuidad estructural a lo largo de la vida útil del diseño. Entre sus principales diferencias se encuentran en que el revestimiento final también puede incluir un acabado estético mientras el revestimiento inicial más comúnmente consiste en concreto reforzado

proyectado. Finalmente, el revestimiento final generalmente consiste en concreto armado colado en sitio, concreto proyectado reforzado o paneles de concreto prefabricado.

El refuerzo utilizado en el concreto proyectado del revestimiento inicial incluye los siguientes elementos:

- Malla de acero electrosoldado instalada sobre todo el levantamiento de la excavación
- Barras de acero horizontales, colocadas alrededor de las cabezas de los pernos para agregar resistencia a flexión en la dirección horizontal.
- Barras de apoyo verticales, colocadas de igual forma en la cabeza de los pernos para agregar resistencia a la flexión, pero en dirección vertical.
- Otras opciones incluyen agregar acero o fibra sintética como refuerzo particularmente en obras temporales o roca blanda o altamente erosionada.

2.2.1.3 Otros componentes

Los componentes de conexión funcionan para conectar el anclaje de suelo al revestimiento a través de una serie de componentes que incluyen: tuercas, arandelas, placas de apoyo y espárragos con cabeza. Los pernos con cabeza se unen a la placa de apoyo y se incrustan dentro del revestimiento final como se muestra en la siguiente Figura 2.3.

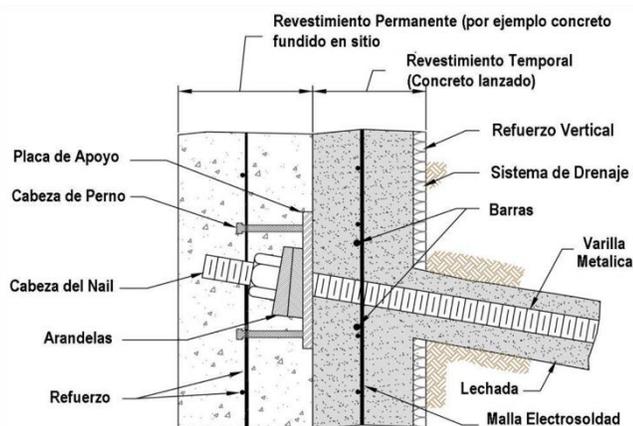


Figura 2.3. Detalles típicos del suelo cosido

Fuente: Adaptado de (National Highway Institute, 2015)

Finalmente se instala un sistema de drenaje detrás de las paredes de anclajes del suelo para:

- a. Recolectar el agua subterránea elevada o el agua superficial infiltrada que está presente detrás del revestimiento.
- b. Dirigir el agua subterránea recolectada lejos del muro. El sistema de drenaje comúnmente consta de tiras de drenaje geo sintéticas. El sistema de drenaje no proporciona una cobertura total del área de la pared, sino que cubre comúnmente del 10 al 20%, o más, del frente de excavación, dependiendo del espacio de drenaje de la tira seleccionada y los anchos comerciales disponibles.

2.2.2 Modelo constitutivo del suelo cosido durante la fase de diseño

Siguiendo el procedimiento establecido por el Federal Highway Administration (2015) se hará una descripción de los requerimientos y verificaciones necesarios para el diseño de una pantalla de suelo cosido.

2.2.2.1 Espaciamiento entre pernos

El espaciamiento se refiere a la distancia que existe entre anclajes. Se especifica tanto en espaciamiento horizontal como en vertical, y normalmente se refieren a la misma longitud. Lo más utilizado es la implementación de espaciamientos mínimos de 1.2 metros y máximos de 2.0 metros, siendo 1.5 metros lo más común. Otro aspecto para considerar es el área de influencia de cada anclaje, el cual no deberá exceder los 4 m².

La primera fila de anclajes deberá ser instalada a una distancia de al menos 0.6-1 metro del borde de la pared para reducir el potencial de inestabilidad en la parte superior de la excavación y reducir los efectos de muro en voladizo de la pantalla de concreto temporal. De igual forma con la última fila de anclajes, la cual deberá ser instalada a una distancia de al menos 0.6-1 metro de la basa del muro.

2.2.2.2 Inclinación de los pernos

Los muros de suelo cosido se instalan con un ángulo de perforación de entre 10° y 20° desde la horizontal, siendo lo más común la utilización de ángulos de 15°. De esta manera se garantiza el flujo de la lechada de concreto hasta el fondo de la excavación sin la generación de vacíos provocados por la presencia de aire atrapado. Inclinaciones inferiores

a los 10° deberán evitarse para garantizar el correcto llenado de la perforación y la generación de efectos desfavorables como la generación de vacíos de aire, problemas de llenado en la cabeza del anclaje “pico de pájaro”. La instalación de anclajes a inclinaciones superiores a los 40° provocaran que su comportamiento pase a encontrarse en compresión, por lo que no se recomienda su utilización.

2.2.2.3 Longitud de los pernos

De manera preliminar, la longitud de los anclajes se podrá determinar como 0.7 veces la longitud de la pantalla de concreto, sin embargo, esta longitud puede extenderse en suelos débiles, cuando no se ha alcanzado la superficie de falla o cuando una gran sobrecarga exista en la parte trasera del muro.

Para esta investigación, la longitud de los anclajes se determinará hasta alcanzar la superficie de falla y que los factores de seguridad indiquen la estabilidad de la superficie.

2.2.2.4 Factores de resistencia según metodología LRDF

Siguiendo la metodología de diseño último, se describen los factores de reducción en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Factores de resistencia para muros de suelo cosido

Estado límite	Condición	Símbolo	Factor de resistencia
Estabilidad global	Estática	\emptyset_{OS}	0.65
Estabilidad global	Carga sísmica	\emptyset_{OS}	0.90
Levantamiento basal	Muro permanente, corto plazo	\emptyset_{BH}	0.50
Levantamiento basal	Muro permanente, largo plazo	\emptyset_{BH}	0.40
Arrancamiento	Estático	\emptyset_{PO}	0.65
Arrancamiento	Carga sísmica	\emptyset_{PO}	0.65
Deslizamiento lateral	Estático	\emptyset_{LS}	0.90
Deslizamiento lateral	Carga sísmica	\emptyset_{LS}	1.00
Resistencia a tensión	Estático (grado 60/75 ASTM A615)	\emptyset_T	0.75
Resistencia a tensión	Estático (grado 95/150 ASTM A722)	\emptyset_T	0.65
Resistencia a tensión	Sismo (grado 60/75 ASTM A615)	\emptyset_T	0.75
Resistencia a tensión	Sismo (grado 95/150 ASTM A722)	\emptyset_T	0.65
Resistencia a flexión	Estático	\emptyset_{FF}	0.90
Resistencia a flexión	Sismo	\emptyset_{FF}	0.90
Punzonamiento en el revestimiento	Estático	\emptyset_{FP}	0.90
Punzonamiento en el revestimiento	Sismo	\emptyset_{FP}	0.90
Resistencia a tensión del cabezal	Estático A307 Tornillo de acero	\emptyset_{FH}	0.70
Resistencia a tensión del cabezal	Estático A325 Tornillo de acero	\emptyset_{FH}	0.80

Fuente: Traducido de (National Highway Institute, 2015)

2.2.2.5 Evaluación de la estabilidad global por medio del método de equilibrio límite

El método de equilibrio límite es utilizado para encontrar la solución al análisis de estabilidad, su principal objetivo es determinar el factor de seguridad con base en los conceptos de equilibrio de fuerzas. Debido a su sencillez y a su posibilidad de ser resuelto de manera iterativa con la aplicación de procedimiento computacionales, lo convierten en uno de los métodos más utilizados. El método de equilibrio límite establece que la rotura del terreno se produce a través de una línea que representa la superficie de rotura. De esta manera, se

interpreta para el análisis que la masa que se encuentre por encima de la línea se desplaza con respecto a la masa inferior, que es la masa que para efectos de análisis se mantiene inmóvil. Justo al momento de producirse la rotura del terreno, es cuando la resistencia al cortante generada a lo largo de la superficie de deslizamiento se iguala a la capacidad al corte del terreno mismo, lo que genera un estado de equilibrio estático.

De esta manera, se tiene entonces que el método de equilibrio límite analiza el deslizamiento o movilización de una masa potencialmente inestable. En donde se comparan las acciones desestabilizadoras con las fuerzas resistentes al movimiento a lo largo de la superficie de rotura. Para alcanzar este objetivo, es necesario la identificación de las acciones que se oponen o resisten el deslizamiento, donde claramente entra la resistencia del suelo y su correspondiente caracterización geomecánica, así como también las obras necesarias para evitar la movilización de la masa.

El factor de seguridad busca cuantificar la relación entre fuerzas desestabilizadoras, que generan el movimiento, y las fuerzas resistentes, que impiden el movimiento a lo largo de la superficie de rotura. De esta manera, un factor de seguridad igual a la unidad representa el estado de equilibrio estático, un factor de seguridad mayor a la unidad indica que las fuerzas resistentes son mayores a las desestabilizadoras, por lo que, en un escenario sin alterar, se mantendría el talud estable. Finalmente, un factor de seguridad inferior a la unidad indicaría que el talud es inestable y presentará movilización bajo ese escenario.

La mayoría de los métodos de equilibrio límite se basan en los métodos de Bishop y Janbu, muy utilizados en los últimos 50 años donde inclusive se han desarrollado métodos de análisis más precisos y complejos como los de Morgenstern – Price (1965) y Spencer (1967). Esto gracias a la ayuda de programas de software que generan el número de iteraciones necesarias para un análisis más riguroso. Sin embargo, no debe obviarse nunca y por ninguna razón el criterio del especialista, pues los programas de software facilitan el trabajo, pero al final hay que recordar que todos estos paquetes de cómputo no pueden, ni podrán, reemplazar la experiencia y el criterio del especialista geotécnico. Puntualmente pueden citarse las siguientes limitaciones para los métodos de equilibrio límite.

Es importante indicar, que los métodos de equilibrio límite se basan en resolver el equilibrio mediante ecuaciones estáticas, por lo que no toman en cuenta las deformaciones ni las

distribuciones de presiones. Sin embargo, esto no significa que el factor de seguridad sea inaceptable.

El diseño de soluciones de estabilización sobre taludes o laderas, utilizando solamente la modelación con métodos de equilibrio límite puede ser completamente inadecuado si los procesos de falla son complejos, especialmente cuando están presentes los procesos de deformación progresiva, el flujo, la rotura por fragilidad, la licuación y otras formas de deterioro de la masa del talud. El análisis de la estabilidad, por tanto, puede de llevarse a cabo, pero teniendo presente que estos tipos de falla no están del todo contemplados por la metodología del equilibrio límite por lo que el criterio del experto es siempre importante.

2.2.2.6 Programas utilizados en los análisis de estabilidad

Los análisis de estabilidad se realizaron utilizando el software Slide2 de Rocscience®. El Slide2 Versión 9.0 2020 es un programa en el que se utiliza el método de equilibrio límite (E.L.). Mediante el programa, en el que se introduce el modelo geotécnico del terreno, se efectúan los análisis de estabilidad tomando en cuenta los métodos de Bishop, Spencer, Morgenstern-Price y Sarma.

El programa incluye varios modelos de resistencia. En este caso particular, se utilizó el criterio de falla Mohr-Coulomb. Mediante los análisis se determinaron hasta 5000 posibles superficies de deslizamiento que se filtraron para obtener la superficie de deslizamiento que genera el factor de seguridad mínimo del talud.

En caso de la utilización de modelo de elementos finitos para obtener las capacidades de análisis excepcionales tanto para rocas como para suelos, se utilizará RS2 el cual es un software de referencia para modelar y analizar taludes, excavaciones superficiales y subterráneas, filtración de agua subterránea, consolidación y mucho más.

2.2.2.7 Verificación de la resistencia a extracción del perno

La resistencia a la extracción es movilizada en la parte trasera de la superficie deslizada, a lo largo de la longitud del anclaje (L_p) y contribuye a la estabilidad global. La longitud L_p , puede ser estimada utilizando programas de diseño, siendo la longitud crítica cuando se

alcanza la superficie a deslizar, de esta manera, la resistencia a extracción por unidad de longitud (r_{PO}) se expresa por la siguiente ecuación:

$$r_{PO} = \pi q_u D_{DH} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

q_u : Fuerza de unión entre la interfaz de anclaje-lechada y suelo (fuerza/unidad de área)

D_{DH} : Diámetro de la perforación (unidad de área)

Suponiendo una distribución constante a lo largo del anclaje, se supone una longitud de extracción y el esfuerzo de unión es considerado a tener un valor promedio.

La resistencia a extracción nominal (R_{PO}) se calcula como sigue:

$$R_{PO} = r_{PO} L_p \quad \text{Ecuación 2}$$

Y se evalúa como sigue, considerando su factor de reducción:

$$CDR = \frac{\phi_{PO} R_{PO}}{\gamma T_{max}} \geq 1.0 \quad \text{Ecuación 3}$$

Siendo CDR el radio de capacidad en demanda.

$$\gamma : \gamma_{EV} = 1.35$$

T_{max} : Máxima resistencia nominal a tensión

2.2.2.8 Verificación de la resistencia a tensión del perno

El radio de capacidad de demanda será de la siguiente manera:

$$CDR = \frac{\phi_T R_T}{\gamma T_{max}} \geq 1.0 \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde:

ϕ_T : Factor de reducción a tensión para el anclaje

R_T : Resistencia nominal a tensión del anclaje

γ : Factor de carga seleccionado para verificación

T_{max} : Máxima fuerza nominal a tensión

2.2.3 Procedimiento constructivo del suelo cosido o "soil nailing"

La secuencia típica para seguir para la construcción de una pantalla de suelo cosido es la siguiente:

2.2.3.1 Excavación

La profundidad del levantamiento de excavación inicial (corte sin soporte) puede variar entre 0.5 y 2 m, pero típicamente es de 1 a 1.5 m y llega ligeramente por debajo de la elevación donde se instalará la primera fila de anclajes. 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 anclajes y el frente inicial, generalmente de uno a dos días. El tipo de suelo que se excava puede limitar la profundidad del levantamiento de excavación. La plataforma excavada debe tener un ancho suficiente para proporcionar un acceso seguro para el equipo de instalación de anclajes de suelo.

2.2.3.2 Perforación de los pernos

Los agujeros de perforación se avanzan utilizando equipo de perforación especializado operado desde la plataforma excavada. Los orificios de perforación generalmente permanecen sin soporte. Pero en casos particulares es necesario la inclusión de un sistema de soporte, como lodos activados y encamisados de PVC para evitar el cierre de la perforación previo a la introducción del perno.

2.2.3.3 Instalación de los anclajes e inyección de la lechada

Los anclajes se colocan en el orificio perforado. Se inserta un tubo de lechada tremie en el orificio de perforación junto con el anclaje en una relación A/C que varía entre 0.4 a 0.7; y el orificio se llena con lechada, se coloca bajo gravedad o una presión nominal baja (menos

de 5 a 10 psi). Si se utilizan barras huecas, la perforación y la inyección de lechada se realizan en una sola operación.

2.2.3.4 Construcción del frente con 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. capa gruesa de concreto proyectado. El refuerzo incluye malla de acero electrosoldada que se coloca en el medio del espesor del paramento. También se colocan barras horizontales y verticales alrededor de las cabezas de los anclajes para ofrecer resistencia a la flexión. A medida que el concreto proyectado comienza a curarse, se coloca una placa de apoyo de acero sobre el tendón que sobresale del orificio de perforación. La placa de apoyo se presiona ligeramente en el concreto proyectado fresco. Luego se instalan tuercas hexagonales y arandelas para acoplar la cabeza del anclaje contra la placa de apoyo. La tuerca hexagonal se aprieta con una llave dentro de las 24 horas posteriores a la colocación del concreto proyectado inicial. Se pueden realizar pruebas de algunos de los anclajes instalados para probar su capacidad o para verificar el criterio de carga especificado antes de continuar con el siguiente elevador de excavación. El concreto proyectado debe alcanzar su resistencia a la compresión mínima especificada de 3 días antes de continuar con los levantamientos de excavación posteriores. A efectos de planificación, el período de curado del concreto proyectado debe considerarse de 72 horas.

2.2.3.5 Construcción del revestimiento final

Una vez que se llega al fondo de la excavación y se instalan y prueban los anclajes, se construye el revestimiento final. El revestimiento final puede consistir en concreto armado o concreto colado en sitio, concreto proyectado reforzado o paneles prefabricados. Luego se instalan pozos de drenaje, un desagüe para pies y zanjas de drenaje para descargar el agua que pueda acumularse en el desagüe continuo.

2.2.3.6 Otras observaciones

Pueden ser necesarias variaciones de los pasos descritos anteriormente para adaptarse a las condiciones específicas del proyecto. Por ejemplo, se puede aplicar concreto proyectado

en cada levantamiento inmediatamente después de la excavación y antes de perforar los orificios y la instalación de los anclajes, particularmente cuando la estabilidad del frente de excavación es una preocupación. Otra variación puede consistir en aplicar lechada en el orificio de perforación antes de colocar el tendón en la lechada húmeda.

2.2.4 Consideraciones del diseño hidráulico e hidrológico

A continuación, se describen una serie de conceptos empleados para la modelación hidráulica

2.2.4.1 Método racional para la estimación de caudales máximos

Para la estimación del caudal de escorrentía generado por un evento de precipitación de diseño, el Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA) permite el uso del método racional siempre y cuando el área de drenaje no sea mayor a 3 km.

Según Chow et al (2014), el método racional se basa en que un evento de precipitación como una lluvia, va a generar una intensidad (i) la cual empieza en forma simultánea y continúa de manera indefinida, la tasa de escorrentía continuará hasta que se llegue al tiempo de concentración (t_c) en el cual toda la cuenca se encuentra aportando caudal al flujo de salida. De esta manera, se puede establecer una relación, que determina que el caudal de entrada a la cuenca será el producto de la intensidad generada por lluvia multiplicada por el área de la cuenca (A), y la relación que se genera entre el caudal de entrada y el de salida que ocurre en el instante igual al tiempo de concentración será el coeficiente de escorrentía (C), cuyo valor oscila entre 0 y 1. De esta manera, el método racional se conoce con la siguiente ecuación:

$$Q = CiA \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde Q es el caudal pico de salida (m^3/s), C es el coeficiente de escorrentía adimensional, i es la intensidad de precipitación (mm/h) y A es el área de drenaje en hectáreas.

2.2.4.2 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía establece una relación fija y directa entre la tasa de escorrentía pico y la tasa de lluvia del área de drenaje, lo que convierte el coeficiente en la variable menos precisa del método. De esta manera, la obtención de este valor puede ser bastante subjetivo debido a la variabilidad del sitio. Dentro de las variables que más influyen en la determinación de este coeficiente son la pendiente, la vegetación, el grado de permeabilidad y la posibilidad encharcamiento, la cual es difícil de determinar. De esta manera, cuando las subcuencas son áreas en su mayoría impermeables, los coeficientes suelen tener valores cercanos a 1, esto quiere decir que la mayor parte de lo que entra de igual forma sale, sin embargo, esto no siempre es cierto y los procesos de infiltración e intercepción que se generan debido a la vegetación provocan una disminución del coeficiente. Por esta razón, Tabla 2.2 se muestra un resumen de los principales coeficientes de escorrentía utilizados según las características de la superficie y el periodo de retorno.

Tabla 2.2. Coeficientes de escorrentía según el método racional

Característica de la superficie	Periodo de retorno						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0,73	0,77	0,81	0,86	0,9	0,95	1
Concreto / techo	0,75	0,8	0,83	0,88	0,92	0,97	1
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
<i>Condición pobre</i> (cubierta de pasto menor del 50 % del área)							
Plano, 0- 2%	0,32	0,34	0,37	0,4	0,44	0,47	0,58
Promedio, 2-7%	0,37	0,4	0,43	0,46	0,49	0,53	0,61
Pendiente, superior a 7%	0,4	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55	0,62
<i>Condición promedio</i> (cubierta de pasto del 50 al 75 % del área)							
Plano, 0- 2%	0,25	0,28	0,3	0,34	0,37	0,41	0,53
Promedio, 2-7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente, superior a 7%	0,37	0,4	0,42	0,46	0,49	0,53	0,6
<i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)							
Plano, 0- 2%	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36	0,49
Promedio, 2-7%	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,56
Pendiente, superior a 7%	0,34	0,37	0,4	0,44	0,47	0,51	0,58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0,31	0,34	0,36	0,4	0,43	0,47	0,57
Promedio, 2 -7%	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51	0,6
Pendiente, superior a 7%	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54	0,61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0,25	0,28	0,3	0,34	0,37	0,41	0,53
Promedio, 2 -7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente, superior a 7%	0,37	0,4	0,42	0,46	0,49	0,53	0,6
Bosques							
Plano, 0-2%	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35	0,39	0,48
Promedio, 2 -7%	0,31	0,34	0,36	0,4	0,43	0,47	0,56
Pendiente, superior a 7%	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48	0,52	0,58

Fuente: Chow et al. (1994)

2.2.4.3 Tiempo de concentración

Para la definición del tiempo de concentración T_c , se usó la ecuación de Kirpich para determinar el tiempo de concentración, según la ecuación 1.

$$T_c = 3.978 K \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0.385} \quad \text{Ecuación 6}$$

Dónde:

- S : Pendiente media del cauce principal (m/m)
- L : longitud del cauce principal (km)
- T_c : tiempo de concentración (min)
- K : factor de uso de suelo. 1 para caso general, 0.4 para superficies de concreto o asfalto y 0.2 para canales de concreto.

$$T_{lag} = 0.6(T_c) + \frac{\Delta t}{2} \quad \text{Ecuación 7}$$

Dónde:

- T_{lag} : tiempo al pico del hidrograma unitario (min)
- T_c : tiempo de concentración (min)
- Δt : tamaño del paso temporal para el análisis

2.2.4.4 Programa utilizado en la modelación hidráulica

El programa por utilizar para la modelación y revisión de las secciones hidráulicas es el programa de HCanales para Windows, el cual se basa en un ambiente de programación de Visual Basic. HCanales pretende ser una herramienta que facilite y simplifique los cálculos laboriosos que deben hacerse en el diseño de canales, drenes y estructuras hidráulicas, como obras de captación, conducción, distribución, aplicación y evacuación del agua de un sistema de riego y drenaje. El software permite el cálculo para el flujo uniforme, crítico, resalto hidráulico y flujo gradualmente variado, para las secciones hidráulicas de uso común y es ampliamente utilizado por ingenieros agrícolas, civiles y agrónomos para la estimación de cálculos y simulaciones rápidas que permiten optimizar el diseño.

2.3 Caracterización del proyecto y del modelo geotécnico

Con base en la información obtenida a partir de la investigación realizada y considerando el contexto geológico, se elaboró el modelo geotécnico del sitio.

A continuación, se presentan en primera instancia las descripciones de las unidades geotécnicas identificadas y, posteriormente, los valores de los parámetros geotécnicos correspondientes. Al final del capítulo se muestra la sección del modelo geotécnico.

2.3.1 Descripción general del proyecto

2.3.1.1 Ubicación del sitio

La zona evaluada se ubica en la República de Honduras, cercanas al poblado de Totoca, perteneciente al municipio de San Luis, en el departamento de Santa Bárbara. En la Figura 1.8 se puede apreciar un mapa con la ubicación.

El sitio en investigación corresponde a una zona montañosa, poco habitada y de difícil acceso vehicular, donde únicamente se puede alcanzar por caminos de terracería. Durante la época lluviosa se suelen dar serios problemas de estabilidad en los taludes disparados por la acción del agua. Adicionalmente, las fuertes lluvias han descargado la escorrentía superficial sobre los canales de drenaje natural preexistentes, lo que ha ocasionado una importante erosión pluvial, dirigido desde el sitio de la torre 1 ubicado en una ladera de mayor elevación, atravesando el camino hasta alcanzar el área de influencia de la ladera de la torre 2. En la Figura 1.9 se muestra la ubicación del sitio de la torre y como se encuentra rodeado por zonas con mucha vegetación y laderas de alta pendiente que amenazan la estabilidad del sitio.

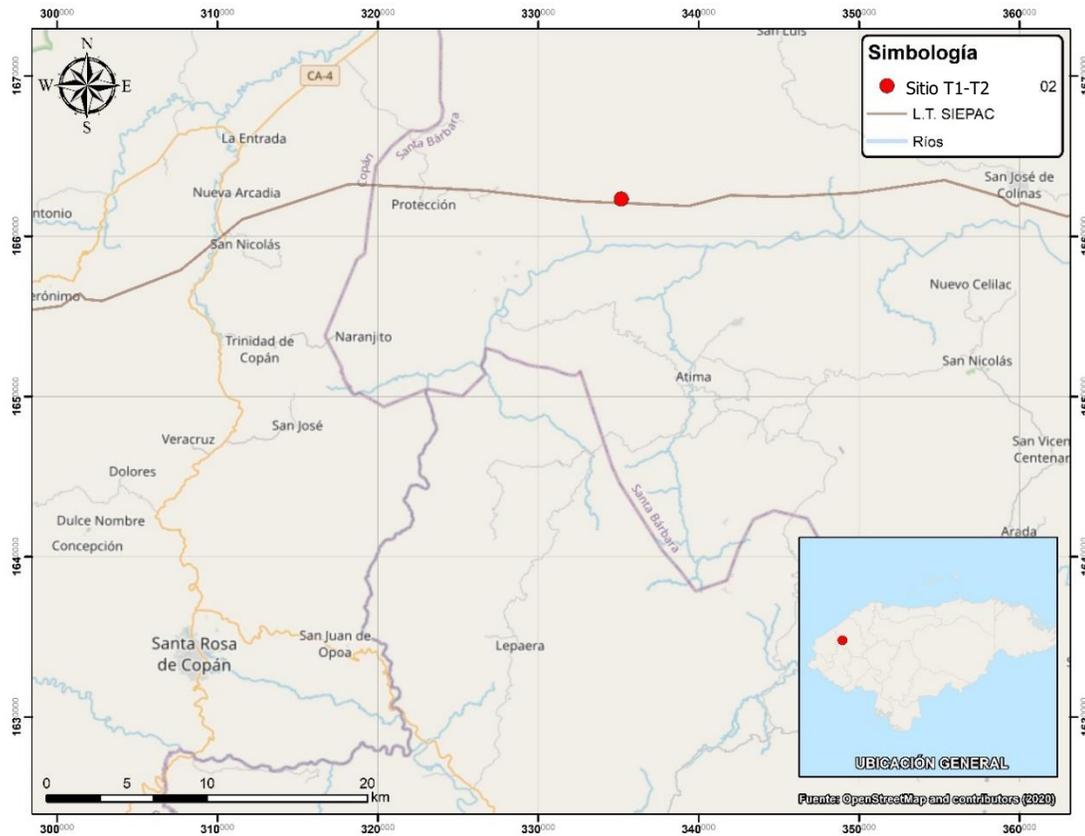


Figura 2.4. Ubicación del sitio de la torre de transmisión eléctrica



Figura 2.5. Ubicación satelital del sitio

En la Figura 2.6 se muestra un esquema que muestra las pendientes críticas del sitio por medio de un mapa de temperaturas, realizado a partir de las curvas de nivel a cada metro que se tienen del sitio. Según se observa, existen zonas de importante pendiente cercanas al sitio, principalmente la ladera del flanco noreste y la zona superior, en la dirección del camino, debido a esta condición, es esperable que se alcancen altas velocidades de tránsito de la escorrentía superficial, pudiendo acelerar los procesos erosivos que resultan en disparadores de inestabilidad de los taludes cercanos a las torres.

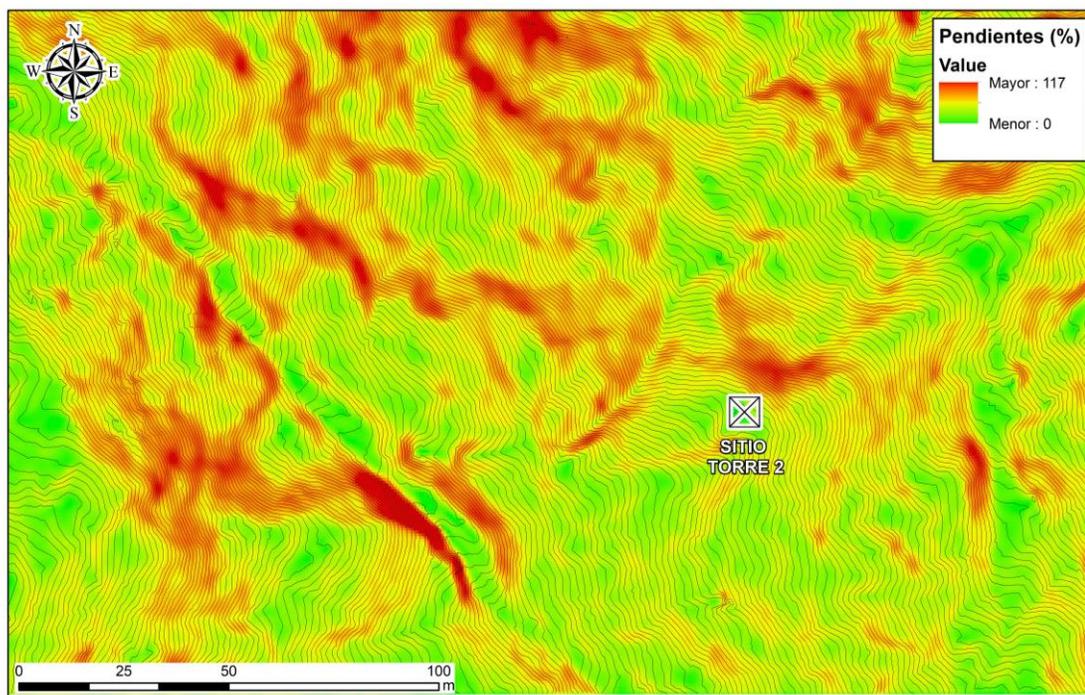


Figura 2.6. Mapa de pendientes del sitio

2.3.1.2 Descripción geológica y sísmica del sitio

A nivel geológico, el sitio en estudio se emplaza sobre una formación geológica compuesta por rocas sedimentarias marinas de edad entre el Terciario y el Cretácico (simbología TK). Basado en información recuperada del Instituto Geográfico Nacional de Honduras, la zona se caracteriza por una secuencia de estratos rojas litológicamente heterogénea constituidas principalmente por rocas como: lutitas, limonitas, areniscas, calizas y lutitas calcáreas en colores variables de rojo, amarillo y café. (IGN Honduras, 2020)

Con respecto al contexto sísmico, se consultó Código Hondureño de Construcción (2008), en adelante CHOC-08, con el fin de poder determinar al valor del coeficiente sísmico a utilizar en los análisis de estabilidad de los taludes y el valor de la aceleración pico del terreno para el análisis estructural de las estructuras.

Según la Figura 2.7, el sitio de la torre se ubica en la zona sísmica clasificada como 4a, la cual está caracterizada con una aceleración pico del suelo de 0.30 g.

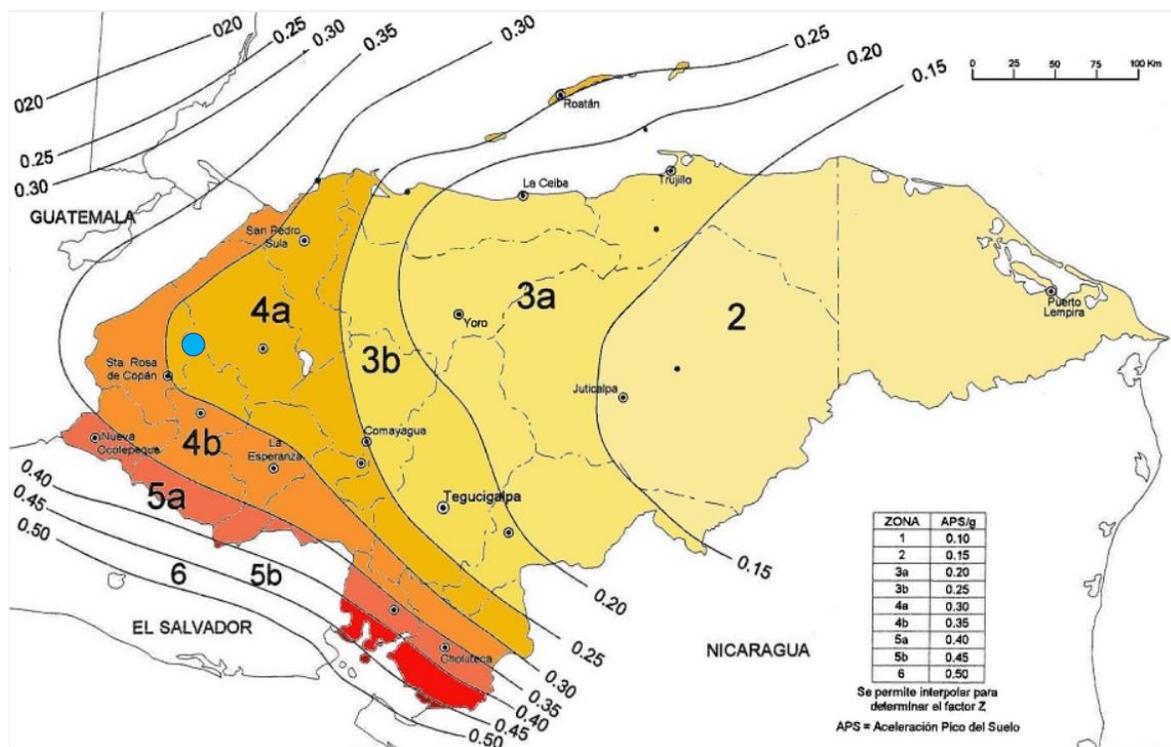


Figura 2.7. Mapa de zonas sísmicas de Honduras según el CHOC08.

2.3.2 Investigación geotécnica realizada

El estudio del sitio incluyó exploraciones del subsuelo mediante el ensayo de SPT, excavación de una trinchera y prospección mediante perfiles geofísicos. Con las muestras obtenidas de los ensayos SPT se ejecutaron pruebas de laboratorio para la identificación del material. A continuación, se describen los resultados de esta investigación.

2.3.2.1 Resultados de ensayos de campo y pruebas de laboratorio

La propuesta de exploración se realizó en dos campañas, una realizada en el 2014 y más recientemente durante el presente año (2021) se volvió a realizar perforaciones por medio del ensayo SPT. En total se ejecutaron 3 perforaciones hasta los 6.30 m para el sondeo 1 y 7.20 para el sondeo 3, mientras que el sondeo 2 mostró un rebote de mazo a 4.5 m. A partir de estos resultados se obtuvieron resultados de consistencia del suelo a través de los valores del número de golpes N_{SPT} . En la Tabla 1.3 se presenta el resumen de la variación del número de golpes en función de la profundidad para la investigación realizada en el 2014, se estableció un código de colores para la identificación de los diferentes estratos por medio de sus características mecánicas como por sus características físicas basadas principalmente en su color y textura según la descripción presentada por el estudio de laboratorio y suelos.

De igual forma, en la Tabla 2.4 se muestran los resultados de la investigación realizada en el 2021, como observación importante y limitación de esta perforación se tiene, que el contratista de la investigación geotécnica realiza el ensayo de SPT de manera diferenciada, hace tramos de 0.5 m en los cuales, el primer avance se realiza por medio de un auger, una vez alcanzada la longitud de un metro, se realiza el primer avance con el equipo tradicional de SPT en donde se vuelve a introducir el auger para realizar el siguiente avance de 0.5 m y de esta manera se va intercalando la perforación de SPT con excavación con auger. Es así como únicamente se obtiene un registro de la mitad del tramo avanzado para la perforación realizada.

De las perforaciones ejecutadas se obtuvieron muestras del suelo para realizar, primeramente, una identificación visual y, luego, se escogieron algunas muestras adicionales para ejecutar una clasificación de esta manera se determinó que el material extraído se trata de una arena arcillosa con grava de color café claro-verdoso con material

orgánico para la parte más superficial, conforme se desciende se identifica como una mezcla de material residual y depositado en una matriz areno arcillosa con grava de color café claro-verdoso.

Tabla 2.3. Variación del NSPT en función de la profundidad

Profundidad (m)	N _{SPT} (2014)		
	Sondeo 1	Sondeo 2	Sondeo 3
0.45	4	10	3
0.90	6	20	4
1.35	9 (NF)	6	4
1.80	9	6(NF)	4
2.25	6	20	9
2.70	9	10	11
3.15	6	26	12
3.60	24	17	11
4.05	17	30	17
4.50	11	RM	15
4.95	11		16
5.40	25		20
5.85	30		30
6.30	RM		47
6.75			79
7.20			RM

Tabla 2.4. Variación del NSPT en función de la profundidad

Profundidad (m)	N _{SPT} (2021)			
	Sondeo 1	Sondeo 2	Sondeo 3	Sondeo 4
0.5				
1.0	6	6	6	7
1.5				
2.0	13	6	10	22
2.5				
3.0	10	19	6	27
3.5				
4.0	32	31	30	30
4.5				
5.0	RM	RM	RM	RM

En la Figura 1.12 se puede ver la ubicación de las tres perforaciones con SPT del 2014 (puntos verdes) y los de la investigación del 2021 (puntos rojos). En la línea de color verde

se muestra el perfil geofísico del 2014 y en color azul el perfil geofísico más reciente del 2021.

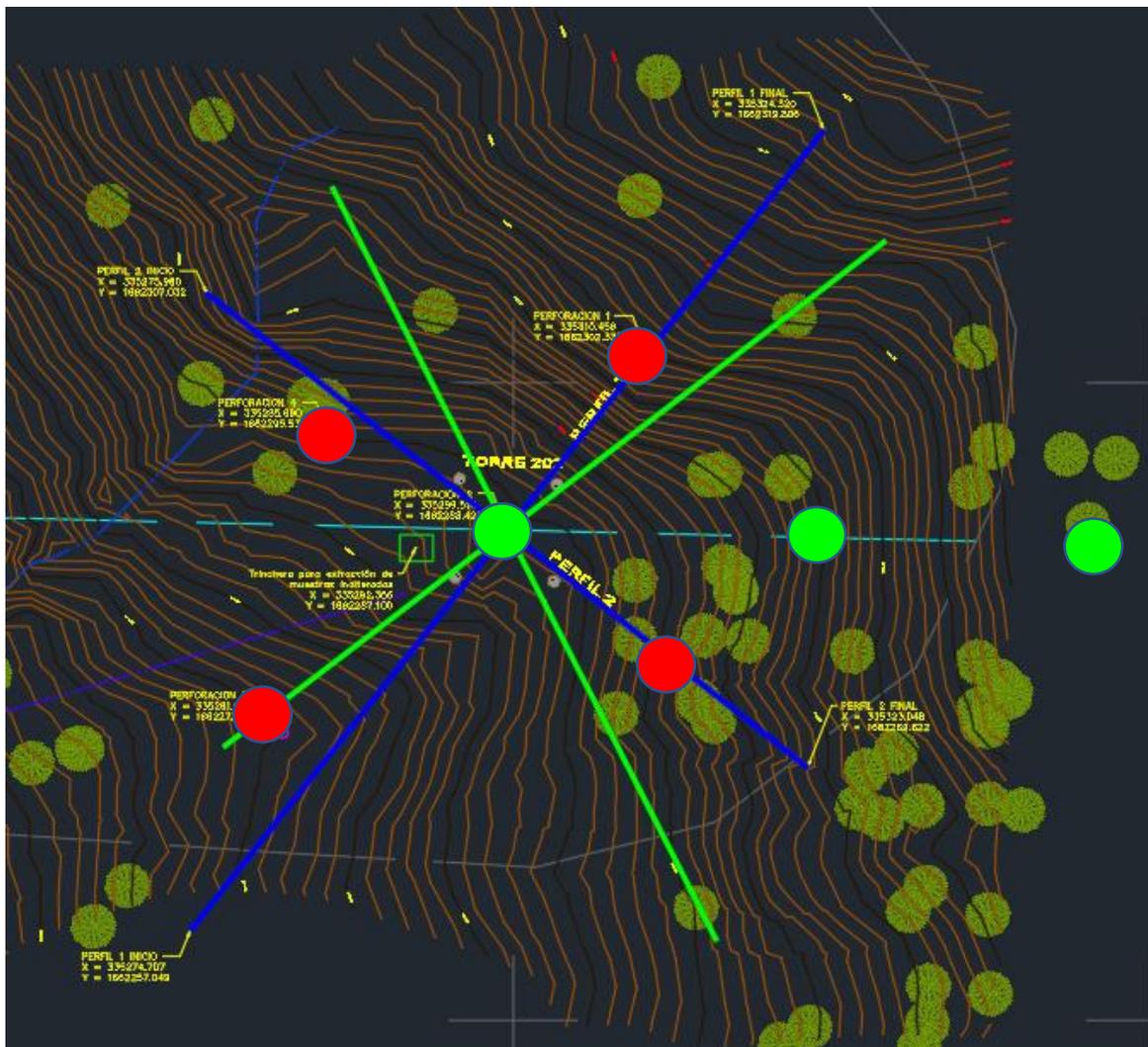


Figura 2.8. Ubicación de perforaciones con SPT e investigación geofísica.

2.3.2.2 Resultados de exploración geofísica

Para la construcción de los perfiles de refracción sísmica se empleó la metodología convencional, la cual consiste en inducir un golpe mecánico para generar ondas sísmicas las

cuales son detectadas por los sensores de movimiento (geófonos), dispuestos a lo largo de una línea de perfil, como lo muestra la Figura 1.14.

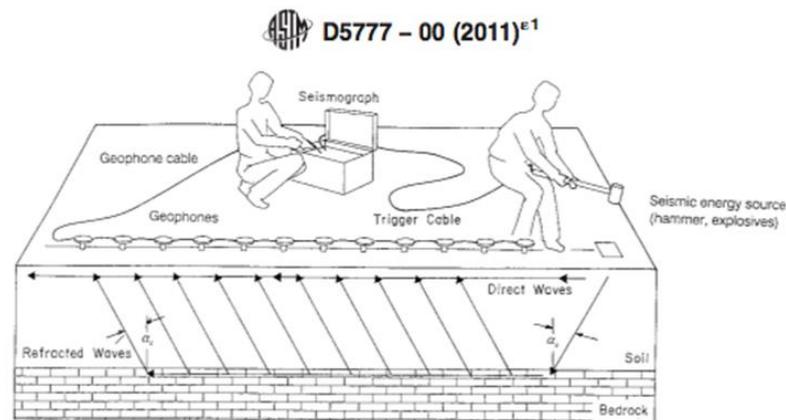


Figura 2.9. Metodología convencional de refracción sísmica.

Es importante mencionar que la incertidumbre de los resultados es inherente a la refracción sísmica como en la mayoría de las pruebas y ensayos, por lo que las fuentes de error posibles incluyen los errores topográficos, la lectura de los tiempos de arribo (± 2 ms) y el cálculo de las velocidades y profundidades de las interfaces. Este último punto, significa que para estratos profundos el error es acumulativo dependiendo del contraste de la impedancia acústica. En síntesis, se estima que para las primeras capas el error puede ser de hasta un 10%. Mientras que para capas profundas el error puede alcanzar hasta 15% sobre la profundidad total.

Para la exploración del sitio de la torre se proyectaron dos perfiles identificados como Perfil 1 y Perfil 2, con una longitud efectiva a rasante de 60 m cada uno, de los cuales se obtuvieron datos de velocidades de onda en una profundidad de hasta 20 m.

Para la identificación de los materiales que constituyen el subsuelo del sitio, se empleó la escala que se muestra en la misma figura con lo cual se logra obtener los perfiles estratigráficos mostrados en la Figura 1.16 y en la Figura 1.17, junto con la identificación del suelo de acuerdo con la velocidad de onda registrada, que se muestra en la Tabla 1.4.

Tabla 2.5. Resultados de velocidades de onda y correlaciones con tipo de suelo.

Capas	Vp (m/s)	Espesor PS-1 (m)	Espesor PS-2 (m)
<i>Depósitos de talud</i>	277 – 1013	6,0 – 12,0	6,0 – 10,0
<i>Roca de basamento</i>	1013 – 1381	12,0 – 15,0	4,5 – 7,0

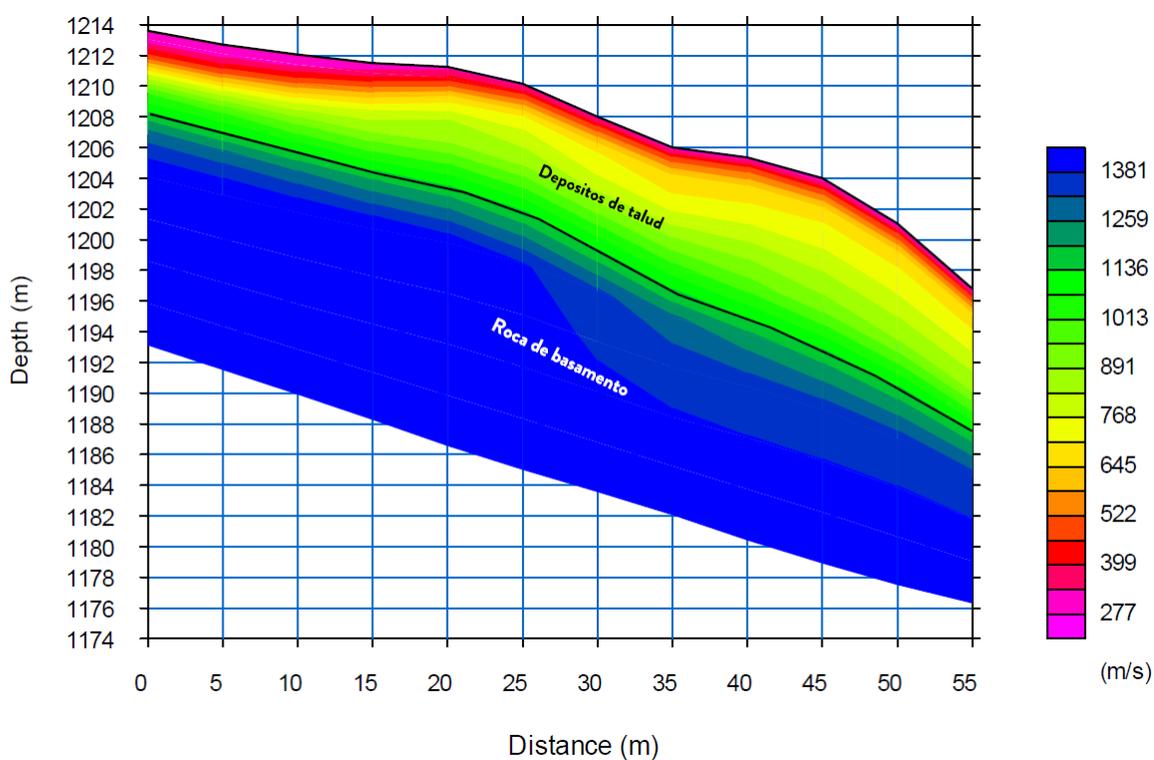


Figura 2.10. Modelo estratigráfico obtenido para el Perfil 1 de exploración.

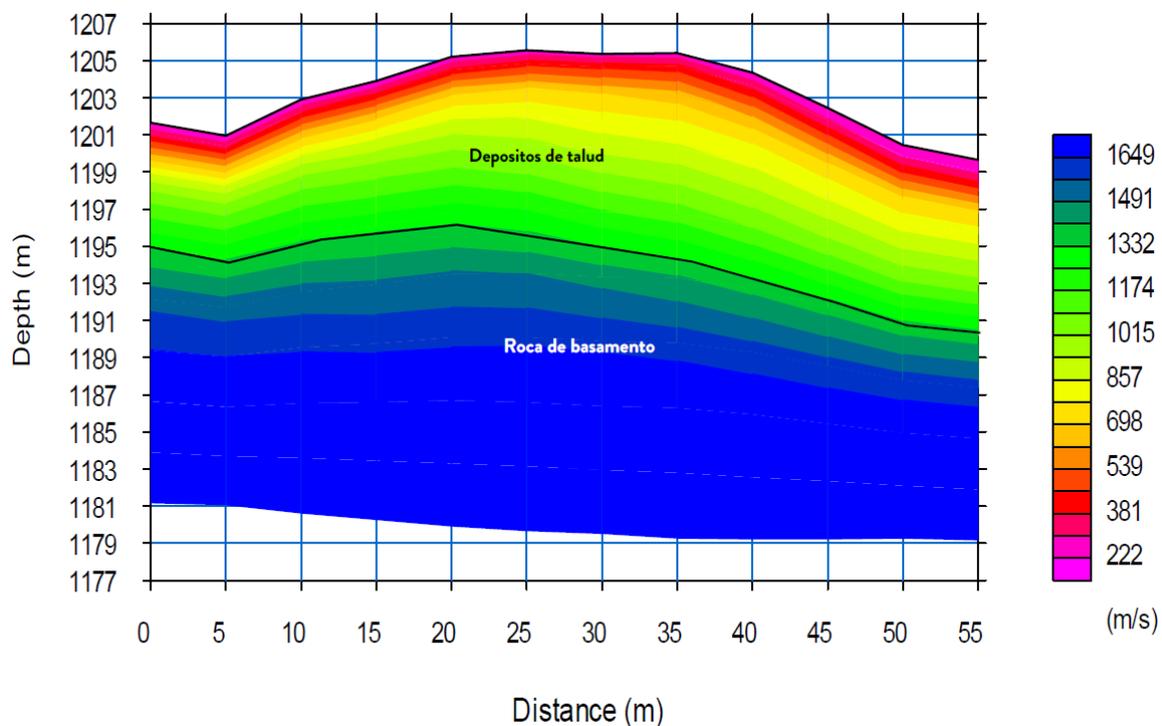


Figura 2.11. Modelo estratigráfico obtenido para el Perfil 2 de exploración.

Debido a que la primera capa, depósito de talud, abarca un gran rango del espectro de velocidad de la onda primaria, se ha decidido interpretarla como dos capas diferentes, una superior de aproximada 2 metros de espesor, correspondiente a un suelo residual formado por coluvios que lo subyace una roca altamente meteorizada con un espesor cercano a los 4 m.

Cabe resaltar que no han sido identificadas zonas de baja velocidad en este perfil. En cambio, se tiene un importante desarrollo de suelo de muy baja velocidad de la onda primaria, de hasta 6 metros de espesor, seguido por otra capa con velocidades superiores a los 1300 m/s correlacionada con la transición a roca meteorizada, en este caso determinada como roca de basamento.

2.3.3 Elaboración del modelo geotécnico

Con base en la información obtenida a partir de la investigación realizada y considerando el contexto geológico, se elaboró el modelo geotécnico del sitio.

A continuación, se presentan en primera instancia las descripciones de las unidades geotécnicas identificadas y, posteriormente, los valores de los parámetros geotécnicos correspondientes. Al final del capítulo se muestra la sección del modelo geotécnico.

El sitio se ha clasificado con 4 unidades geotécnicas (UG). Las mismas varían notablemente en sus calidades. Así, se tienen en la superficie materiales blandos con calidades bajas y de poca resistencia, los cuales clasifican como suelos residuales, que están subyacidos por materiales rocosos de calidades y resistencias mayores que forman parte del perfil de meteorización, con el basamento rocoso ubicado a mayor profundidad.

Es importante tener presente que se tratan de depósitos residuales formados a partir de la meteorización de rocas sedimentarias (lutitas). De ahí que, en general, se tenga un medio rocoso muy blando y fracturado.

En la Tabla 1.5 presenta una descripción de cada una de las unidades geotécnicas identificadas.

Tabla 2.6. Descripción de las unidades geotécnicas

Unidad geotécnica	Descripción
<p>UG 1 <i>Suelo residual coluvio</i></p>	<p>Suelo residual identificado como arcilla densa arenosa de color café amarillento. Su consistencia varía entre muy blanda y blanda. Según el sistema de clasificación SUCS se denomina arcilla de baja plasticidad (CL). Presenta un espesor promedio de 2 m. Según la prueba de refracción sísmica, registra una velocidad de onda primaria (Vp) variable entre 250 y 400 m/s.</p>
<p>UG 2 <i>Roca altamente meteorizada</i></p>	<p>Roca altamente meteorizada, siendo la unidad geotécnica intermedia entre suelo y roca. Su consistencia varía entre media y firme. Según sus características físicas se asemeja a una arena arcillosa con alto contenido de grava de color café amarillento.</p> <p>Presenta un espesor promedio de 3.5 y 4.5 m. Según la prueba de refracción sísmica, registra una velocidad de onda primaria (Vp) variable entre 645 y 1013 m/s.</p>
<p>UG 3 <i>Roca meteorizada</i></p>	<p>Roca meteorizada (grado IV a V).</p> <p>Según la prueba de SPT, el contacto a esta UG mostraba el rebote de mazo por lo que no fue posible muestrearlo por medio del SPT. Basamento rocoso, únicamente detectado mediante la prueba de refracción sísmica, no se conoce su profundidad exacta. Sin embargo, se pudo caracterizar un espesor cercano a los 12 m. Según la prueba de refracción sísmica, la velocidad de onda primaria (Vp) a través de este material es entre 1250 y 1400 m/s.</p>

A continuación, en la Tabla 1.6 se presentan los parámetros geomecánicos utilizados para el análisis de estabilidad y diseño geotécnico. Para su definición, se han utilizado los resultados de los ensayos de laboratorio, así como los resultados de los sondeos con SPT y velocidades de onda.

Tabla 2.7. Parámetros geomecánicos de las unidades geotécnicas para el análisis y diseño

Unidad geotécnica	Color	Peso unitario (kN/m ³)	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción (°)
<i>Suelo residual coluvio</i>	Yellow	16	15	15
<i>Roca altamente meteorizada</i>	Green	18	30	32
<i>Roca meteorizada</i>	Orange	20	80	40

Para la elaboración del modelo geotécnico se han integrado la totalidad de los insumos recibidos y los resultados obtenidos, incluyendo el levantamiento geológico, los ensayos de prospección geofísicos, los resultados de laboratorio y las correlaciones basadas en la cantidad de golpes en las perforaciones de SPT. Como resultado, se elabora un modelo en dos dimensiones que permite la distribución de las unidades geotécnicas en el plano, tal como se presenta en la Figura 1.19. De esta manera, se permite visualizar y obtener una mejor interpretación de todos los resultados obtenidos en un único modelo.

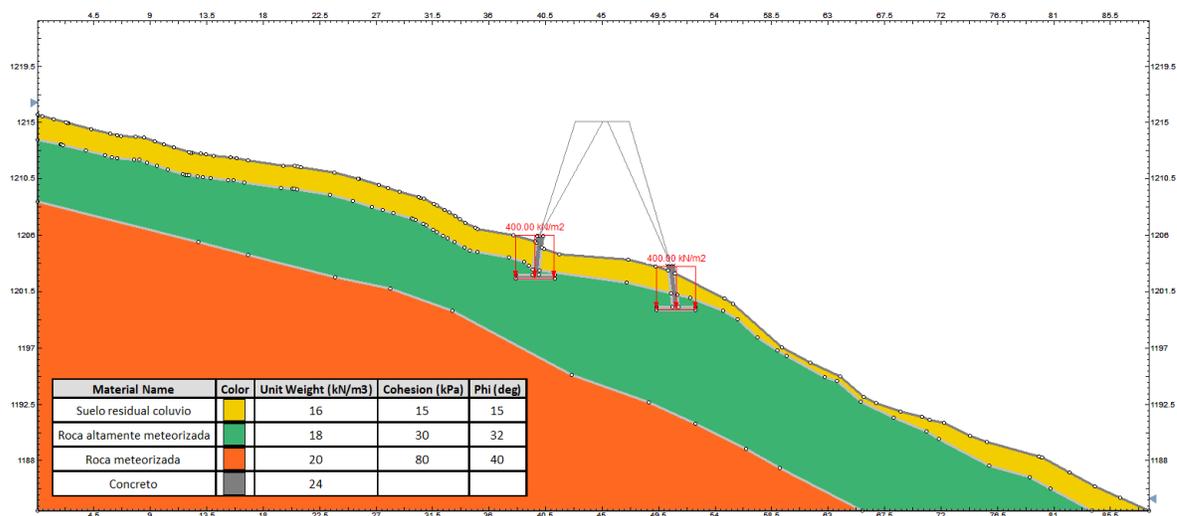


Figura 2.12. Modelo geotécnico bidimensional

Adicionalmente, conforme se avanzó en la investigación, resultó necesario añadir una subdivisión de la UG-2 Roca altamente meteorizada, la cual representa una barrera en la saturación del modelo, debido a que físicamente no es posible que la UG-2 se sature al máximo debido a su condición de roca, por lo que al añadir un nivel freático debía limitarse su ubicación para que no afectara a las unidades subyacentes en las que no existe evidencia de que se saturen. De esta manera, en la Figura 2.13 se muestra el modelo geotécnico para la condición saturada, con una zona adicional que representa la zona húmeda que puede descender sobre la roca debido al alcance del nivel freático, por lo tanto, se redujeron sus propiedades de resistencia. Los materiales que se encuentran por debajo de esta zona de contacto se modelan sin la inherencia del agua en la reducción de sus propiedades.

Es importante indicar que el nivel freático y su posición se han definido de manera paramétrica, esto lo que busca es determinar la influencia en la variación del factor de seguridad en función del nivel freático, que puede variar desde los 1.8 m que se determinó en las pruebas de SPT hasta la superficie.

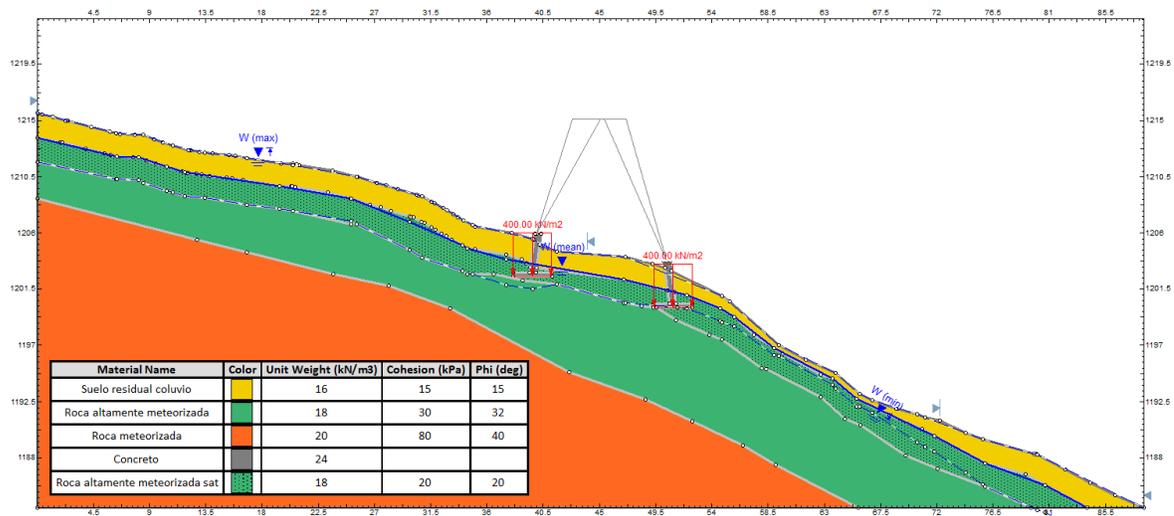


Figura 2.13. Modelo geotécnico bidimensional para condición saturada

2.4 Desarrollo del diseño y análisis de resultados

2.4.1 Aspectos de seguridad y diseño para la estabilidad de taludes

En los siguientes apartados se incluye la descripción de las premisas de los análisis de estabilidad realizados para el sitio. Las definiciones aquí usadas son las del Código Geotécnico de Estabilidad de taludes y Laderas de Costa Rica (2015), debido a que no se encontró una norma técnica para este tipo de análisis en Honduras. Para la definición del coeficiente sísmico para los análisis en condición pseudoestática, se utilizó el Código Hondureño de Construcción (2008).

2.4.1.1 Definición del nivel de seguridad

De acuerdo con lo indicado en el CGTLCR-15, Capítulo 2, apartado 2.1 *Definición del Nivel de Seguridad* y 2.2 *Factores de Seguridad Mínimos para Taludes en General*, se ha clasificado el sitio como de riesgo BAJO contra pérdida de vidas humanas y riesgo ALTO contra daños económicos y ambientales.

2.4.1.2 Análisis en condición estático

Los análisis en condición estática se refieren a una modelación del sitio en el cual no se introduce una carga de sismo. Por lo tanto, se considera que en un caso actúan únicamente las cargas gravitacionales sobre el modelo y en otro caso, las cargas gravitacionales más las presiones hidrostáticas por saturación del suelo, lo que induce a utilizar los parámetros de resistencia del suelo en condiciones drenadas a largo plazo.

2.4.1.3 Análisis en condición pseudoestático

Los análisis en condición pseudoestática se refieren a una modelación del sitio en el cual se introduce una carga horizontal para simular la sacudida sísmica. En el análisis pseudoestático, se ha considerado la actuación de las cargas gravitacionales sobre el modelo, en una condición drenada del suelo. También se ha hecho una simulación del efecto de la saturación sobre la estabilidad del talud, pero la combinación de ambos factores es sumamente crítica y obtener un factor de seguridad adecuado resultaría sumamente costoso de implementar. En caso de querer considerar ambas condiciones se recomienda una

reducción. En este tipo de análisis se utiliza la zonificación sísmica descrita en el CHOC08 y el tipo de perfil estratigráfico que se encuentra en el sitio, para la determinación de un factor de aceleración sísmica que se utiliza en los análisis de estabilidad.

El sitio de la T2, se ubica en la zona sísmica clasificada como 4a, la cual está caracterizada por un valor de la aceleración pico del suelo de 0.30 g. El coeficiente pseudoestático horizontal corresponde a un 65% del APS, lo que resulta en un valor de 0,195, que redondeado es 0,20g.

2.4.1.4 Factores de seguridad admisibles

A partir de la definición del nivel de seguridad del sitio, se obtienen los valores de los factores de seguridad mínimos que se muestran resaltados en la Tabla 2.8. Como puede verse, se tomó como factor de seguridad admisible para taludes permanentes, un valor de 1,40 para la condición estática y de 1,05 para la condición pseudoestática.

Tabla 2.8. Factores de seguridad para diseño de taludes permanentes y análisis de laderas.

Condición de análisis	Riesgo de pérdida de vidas	Bajo	Medio	Alto
	Riesgo de daños económicos y ambientales			
Estática	Bajo	1,20	1,30	1,40
	Medio	1,30	1,40	1,50
	Alto	1,40	1,50	1,50
Pseudoestática	Bajo	>1,00	>1,00	>1,05
	Medio	>1,00	1,05	1,10
	Alto	1,05	1,10	1,10

Fuente: Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica, 2015.

2.4.2 Modelación del problema por equilibrio límite

Para la modelación por medio del método de equilibrio límite, se ha introducido el modelo geotécnico (desarrollado en el capítulo 3.) en el programa de análisis de Slide2 y algunos efectos adicionales, como el peso propio de la torre, el cual se estableció en 40 t, los cuales se suponen que pueden generarse de manera instantánea en cada uno de los montantes debido a efectos que rigen el diseño estructural como lo es la carga de viento. Para evaluar la estabilidad global, ello se ha seleccionado el mecanismo de búsqueda de superficies verticales mediante los métodos de Bishop simplificado, Jambu simplificado, Morgenstern-Price y Spencer, estos últimos dos como métodos rigurosos. En principio se han hecho la búsqueda de las superficies no circulares más críticas para cada una de las condiciones de análisis, debido a que las superficies circulares representan más la realidad de los movimientos de tierra o deslizamiento frecuentes en la inestabilidad de taludes. Sin embargo, debido a dificultades en la estimación del modelo por parte del programa se han seleccionado superficies circulares para evaluar la estabilidad del sitio con las obras propuestas.

Se han considerado diferentes escenarios para la modelación, los cuales buscan reflejar las condiciones que pueden suceder en el sitio para un análisis en condición drenada ($\emptyset \neq 0$), esto se hace suponiendo de un comportamiento a largo plazo, los cuales pueden resumir a continuación:

- Condición actual del sitio análisis estático
- Condición actual del sitio con saturación y análisis estático
- Condición actual del sitio y análisis pseudoestático
- Condición con obras de estabilización propuestas análisis estático
- Condición con obras de estabilización propuestas con saturación máxima y análisis estático
- Condición con obras de estabilización propuestas con nivel freático abatido y análisis estático
- Condición con obras de estabilización propuestas y análisis pseudoestático

Adicionalmente, se ha realizado una verificación de la condición no drenada ($S_u \neq 0$) para medir los efectos de las obras a corto plazo en los siguientes escenarios:

- Condición actual del sitio análisis estático
- Condición actual del sitio análisis pseudoestático
- Condición con obras de estabilización propuestas análisis estático
- Condición con obras de estabilización propuestas análisis pseudoestático

2.4.3 Análisis de resultados de estabilidad global

A partir del modelo desarrollado en Slide2 se han analizado y comprobado los resultados obtenidos, teniendo en consideración que el modelo intente tener sentido en su comportamiento físico y que a la vez refleje la realidad del sitio. De esta manera, se ha determinado que para el sitio en estudio y bajo las condiciones de análisis realizadas, el sitio es susceptible a deslizamientos, debido a que incumple en sus factores de seguridad mínimos requeridos para la condición actual. Según se muestra en la Tabla 2.9, la solución planteada, compuesta por una estabilización por medio de suelo cosido, obtiene resultados satisfactorios, de acuerdo con el CGTLCR-2015.

Tabla 2.9. Resultados del análisis de estabilidad global en condición drenada

<i>Condición de análisis</i>	<i>FS obtenido</i>	<i>FS requerido</i>	<i>¿Cumple?</i>
Actual – Estático	1.35	1.40	No
Actual - Saturado	1.03	1.40	No
Actual – Pseudoestática	1.12	1.05	Sí
Obras – Estático sat max.	1.40	1.40	Sí
Obras – Estático sat med.	1.42	1.40	Sí
Obras – Pseudoestática	1.20	1.05	Sí

Es importante acotar que el análisis estático en condición actual muestra que el sitio es relativamente estable, sin embargo, cuando se introduce la saturación de los suelos en la capa UG-1 Suelo residual coluvio utilizando un nivel freático variable, que oscila entre el 1.5 m de profundidad (a nivel promedio) hasta alcanzar la superficie se observa como el factor de seguridad cae bruscamente. Lo cual físicamente está bien representado, debido a que demuestra que los eventos de inestabilidad en el sitio se han generado principalmente

durante la época lluviosa, donde posiblemente exista una alta saturación de los suelos, lo que ocasiona deslizamiento de tipo regolítico, sin alcanzar las capas más profundas de roca, lo cual se aprecia en los resultados presentados por el modelo y las superficies de falla generadas para las condiciones de análisis estáticas y pseudoestática.

Por otro lado, la solución planteada a partir del suelo cosido muestra resultados admisibles y una superficie de falla reducida

Con respecto a la verificación en condición no drenada, se ha revisado la condición de análisis para cuantificar los efectos a largos plazo, como tal, la obra planteada no exigía la creación de bermas o taludes temporales que requirieran ser analizados en condiciones a corto plazo. Sin embargo, se planteó la posibilidad de que la UG-1 Suelo residual coluvio, se encontrara en condición no drenada, para lo cual se le asignó propiedades en condiciones no drenadas y se evaluó la influencia de esta unidad en el modelo. Como resultado, se determinó que el análisis en condición no drenada no representaba un escenario crítico posible, de acuerdo con la solución planteada y únicamente se revisó para verificar congruencia en el modelo desarrollado. En la Tabla 2.10 se presenta el resumen de los resultados obtenidos para la condición no drenada, es importante indicar que los factores de seguridad admisibles con los que se comparan en este caso se definieron a partir de los propuestos para taludes temporales de acuerdo con el CGTLCR-2015, debido a que la condición no drenada no se espera que sea un evento sostenido a largo plazo y más bien puede deberse a condiciones temporales

Tabla 2.10. Resultados del análisis de estabilidad global en condición no drenada

<i>Condición de análisis</i>	<i>FS obtenido</i>	<i>FS requerido</i>	<i>¿Cumple?</i>
Actual – Estático	1.20	>1.10	Sí
Actual - Pseudoestático	1.03	>1.00	Sí
Obras – Estático	1.47	>1.10	Sí

Finalmente, resulta fundamental comprender que el método por equilibrio límite, debido a que trabaja sobre la línea de rotura de Mohr Coulomb en donde se genera la zona plástica, no incorpora el efecto de la deformación como parte del modelo y como objetivo del método

se busca trabajar para obtener una condición superior de seguridad por lo que no se alcanza la zona plástica. De esta manera, el método de equilibrio límite, no indica valores o niveles de deformación de manera directa y la única manera de controlar que el sistema no llegue a niveles de deformación descontrolada es garantizando factores de seguridad indicados en los códigos de diseño. Es por ello por lo que para precisar de un valor de deformación del sistema resulta necesario un análisis de desempeño, el cual podría ser realizado por medio de un modelo de elemento finito. Para efectos de esta investigación, no se estimaron deformaciones en el sistema más que por los métodos empíricos.

2.4.4 Verificación del problema por método de elemento finito

Como parte de la verificación de los resultados obtenidos por medio de la herramienta de equilibrio límite, se ha planteado la modelación en elemento finito, por medio de la herramienta de RS2 de Rocscience. El enfoque planteado corresponde a otro acercamiento de análisis distinto al equilibrio límite, para lo cual fue necesario determinar parámetros de deformación de los materiales a partir de la investigación, los cuales se resumen en la Tabla 2.11. A diferencia del método de equilibrio límite, el modelo de elemento finito no plantea suposiciones sobre la localización o la forma de la superficie de falla, tampoco hace consideraciones restrictivas sobre las fuerzas laterales entre dovelas actuando (Chatterjee & Elkadi, s.f.). De esta manera, al ejecutar el modelo el resultado del factor de reducción de fuerza "SRF" (por sus siglas en inglés) se reducen las características de resistencia del suelo por un factor hasta que se alcanza la pérdida de estabilidad de la estructura y esto ocasiona o genera la superficie de falla en el terreno. De manera análoga se puede asociar al factor de seguridad del método de equilibrio límite al SRF del modelo de elemento finito, teniendo en mente que ambos se derivan de distintas formas.

Tabla 2.11. Parámetros de los materiales utilizados en RS2

Parámetro	UG-1	UG-2
Módulo elástico (kPa)	15000	40000
Coefficiente de Poisson	0.4	0.3
Cohesión (kN/m ²)	15	32
Ángulo de fricción (°)	15	30

Basado en los resultados obtenidos, que se aprecian en la Figura 2.14, se observa como para el análisis de elemento finito en condición estática se obtiene un SFR de 1.32, muy comparable con el FS obtenido por equilibrio límite para la misma condición de 1.35. De esta manera, se obtienen resultados sumamente similares con dos enfoques distintos, lo que genera confiabilidad en el modelo desarrollado. Adicionalmente, se puede identificar el tipo de superficie de falla generada por el método de elemento finito, en donde se observa una superficie no circular, similar a la obtenida por equilibrio límite.

De igual forma para la condición de análisis saturado se obtienen resultados sumamente comparables, en este caso de SFR 1.06 y con equilibrio límite de FS 1.03. Los cuales se pueden observar en la Figura 2.15. Para esta condición en particular, se observa como la superficie de falla generada pareciera tener una forma cercana a la circular, lo que dio pie a la utilización de superficies de falla circulares en el análisis de las superficies de falla para la condición con obras geotécnicas.

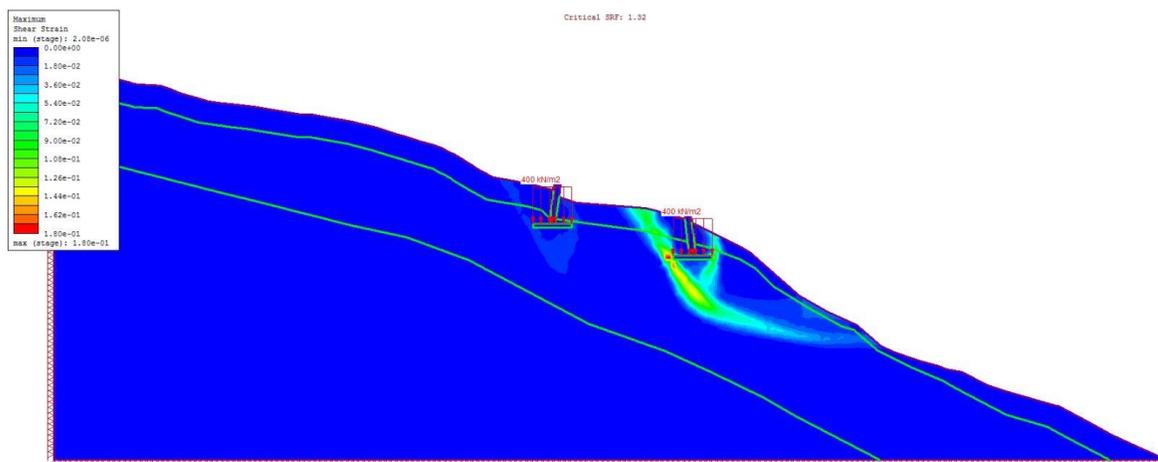


Figura 2.14. Modelo de elemento finito para la condición estática

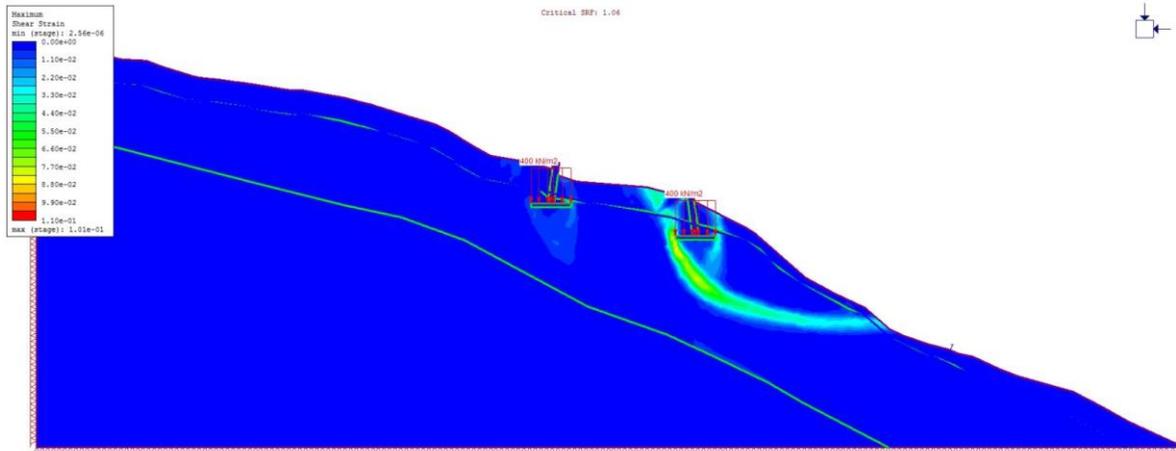


Figura 2.15. Modelo de elemento finito para la condición estática saturada

2.4.5 Revisión de la influencia del agua en la estabilidad del sitio

Debido al cambio drástico provocado por el efecto del agua en la estabilidad del talud, se investigó la influencia que podía tener esta en el sitio. En primer lugar, se planteó la posibilidad que existiera un flujo dinámico del nivel freático en el interior de la capa de suelo UG-1 y que este flujo pudiera ser capaz de generar una erosión interna en el material. Basado en (Lulu, Fang, Hua, Lei, & Jie, 2017) se determinó que era poco probable que el efecto de la erosión interna afectando la zona húmeda fuera posible debido a las características del suelo, siendo común en suelos arenosos y gravosos donde la permeabilidad intrínseca es tan alta que permite desarrollo de velocidades tales que ocasionan un arrastre de finos provocando tubificación en la estructura del suelo.

De igual forma, la investigación geotécnica del sitio se basó en pruebas para determinar propiedades de resistencia del sitio y no propiedades hidráulicas o granulométricas que permitan llegar a una conclusión definitiva. Por lo tanto, conocer con exactitud el riesgo generado por la influencia del agua en el sitio es complicado, y se requieren más parámetros para una correcta caracterización.

2.4.6 Determinación del caudal máximo de escorrentía

Para la estimación del caudal de escorrentía generado por un evento de precipitación de diseño, el Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA) permite el uso del método racional siempre y cuando el área de drenaje no sea mayor a 3 km. Previamente, fue necesario identificar las curvas de intensidad, duración y frecuencia a partir de la información meteorológica disponible.

La información hidrológica se obtuvo de un informe elaborado en el año 2013 por el Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras en conjunto con la organización Engineers Canada. En este informe se realiza una evaluación del riesgo y de vulnerabilidad al cambio climático en la infraestructura de un grupo de puentes de Honduras. Esta información se consideró adecuada para el análisis, debido a que, como elemento básico para la evaluación de la vulnerabilidad por el cambio climático, se requiere un registro completo de las condiciones climáticas y los datos climatológicos más confiables a los que se pueda acceder. (CICH-Engineers Canada, 2013) El informe recopila la información climatológica y en este se presenta modelos de curvas intensidad - duración – frecuencia (IDF), para una serie de estaciones que se encuentran sobre el territorio hondureño. Debido a ubicación de las torres T1 y T2, se eligió la estación ubicada cerca de la ciudad de Santa Rosa de Copán, la cual se encuentra a una distancia aproximada de 40 km del sitio del proyecto. La estación cercana a Santa Rosa de Copán tiene registros de precipitación, temperatura e intensidad de lluvia con un registro desde 1978 hasta el 2010 y sus curvas IDF se presentan en la Figura 2.16. En la Tabla 2.12 se tabulan las distintas intensidades de precipitación para los periodos de retorno analizados.

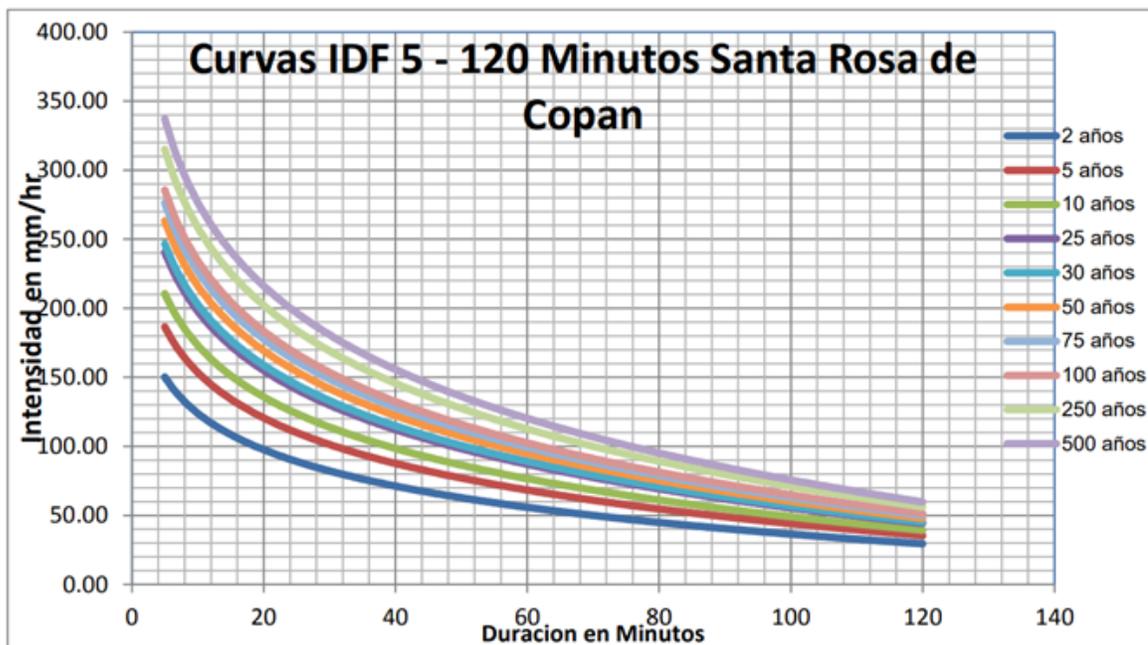


Figura 2.16. Curvas IDF Estación Santa Rosa de Copán

Fuente: (CICH-Engineers Canada, 2013)

Tabla 2.12. Intensidades de precipitación para distintos periodos de retorno (mm/h)

Duración	Periodo de retorno (años)						
	T5	T10	T25	T50	T100	T250	T500
(min)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)
5	185.51	208.54	236.59	267.55	281.23	305.12	333.02
10	152.89	171.94	194.97	221.74	231.93	251.24	273.35
15	133.80	150.53	170.62	194.94	203.09	219.72	238.44
30	101.18	113.94	129.00	149.13	153.80	165.83	178.77

De esta manera, para un periodo de retorno de 25 años, y una duración del evento de 10 min, se determina una intensidad de 195 mm/h y para un área de 1.3 Ha y un coeficiente

de escorrentía de 0.45 se determina el caudal máximo de escorrentía por medio del método racional tal y como sigue:

$$Q_{max} = CIA = 0.45 * 195 \frac{mm}{h} * 1.3 Ha = 0.32 \frac{m^3}{s}$$

Se ha realizado la revisión de la sección hidráulica por medio del programa HCanales v 3.0, desarrollada por la Escuela de Ingeniería Agrícola del Instituto Tecnológico de Costa Rica. Para la sección de análisis se tomó como referencia una sección trapezoidal de 45 cm de base como se observa en la Figura 2.17 que sería el tipo de sección a implementar en el sitio.

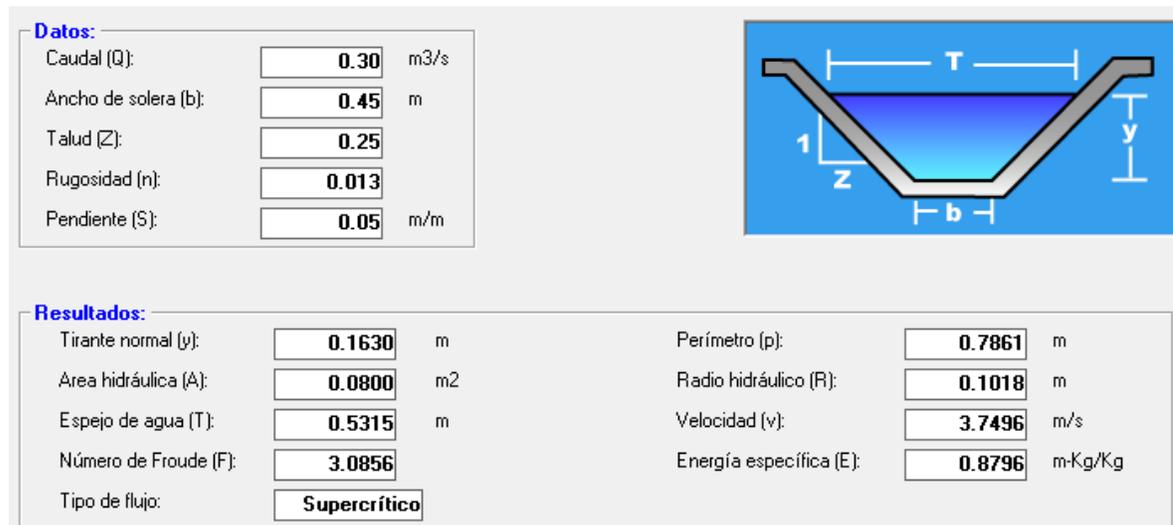


Figura 2.17. Revisión de la sección hidráulica

Basado en los resultados obtenidos, la sección hidráulica cumple en cuanto a su tirante normal y a las velocidades de flujo generadas, por lo que el diseño cumple los requerimientos.

2.5 Diseño propuesto y verificación de comprobaciones

Basado en los resultados obtenidos en el análisis de estabilidad obtenido en la sección 2.4. Se procedió a esquematizar el diseño detallado del muro de suelo cosido.

2.5.1 Diseño propuesto de suelo cosido

El diseño propuesto al muro de suelo cosido presenta las siguientes características según se detallan en la Tabla 2.13 y los cuales fueron comprobados a partir de una revisión interna de la estabilidad del suelo cosido, siguiendo la metodología del FHWA (2015):

Tabla 2.13. Resumen de características del suelo cosido

Parámetro	Valor
Tipo de barra	SAS barra roscada
Diámetro de barra	25.0 mm
Fuerza de fluencia	245 kN
Longitud del perno	9.00 m
Inclinación con respecto a la horizontal	15°
Separación horizontal entre pernos	2.00 m
Separación vertical entre pernos	2.00 m
Diámetro de perforación	100 mm
Resistencia de la lechada	28 MPa
Espesor de la pantalla de concreto	13 cm
Refuerzo de la pantalla	Malla electrosoldada Ø3.42 cm
Refuerzo local en anclaje	2 Var. N4 horiz. 2 Var. N4 vert.
Placa de anclaje	20 cm, t=2 cm

En la sección 2.9, se presentan los pasos y suposiciones que se realizaron para la estimación y verificación de los elementos seleccionados siguiendo el manual del FHWA (2015).

En la Figura 2.18 se presenta el esquema de suelo cosido con todos sus componentes.

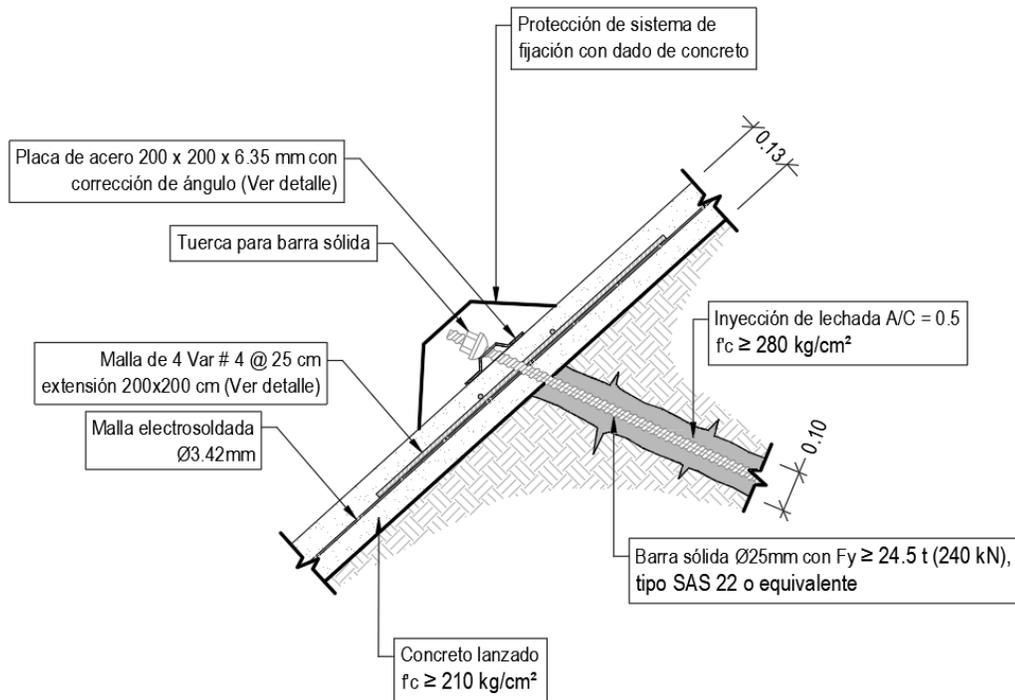


Figura 2.18. Esquema planteado del suelo cosido

Con respecto al tipo de barra roscada SAS, según los resultados de estabilidad interna, las solicitaciones de carga son cumplidos en gran manera y más bien podría pensarse en cambiar el tipo de barra por una de menor diámetro. Sin embargo, según recomendaciones del FHWA (2015), menores diámetros de barra suelen ser inconvenientes su utilización para suelos debido a problemas de doblamiento durante su instalación lo que induce a esfuerzos no deseados en la barra antes de su instalación que pueden provocar un comportamiento inadecuado del suelo cosido.

Se ha seleccionado la marca comercial de los sistemas SAS debido a que es un sistema completo que además de la barra roscada de fabrica presenta sus accesorios propios, como tuercas de collar esférico con ajuste de inclinación y placas de anclajes rectas como cónicas, según sea requerido. Lo que limita la fabricación artesanal de estos elementos en el sitio y se garantiza un control de calidad mínimo y da mayor seguridad del comportamiento de la obra diseñada a largo plazo.

Según se determinó, el diseño planteado cumple las comprobaciones establecidas por el manual del FHWA (2015), para las comprobaciones de resistencia a extracción, a tensión de la barra, resistencia de la pantalla de concreto lanzado a cortante como a flexión.

De igual forma, en la Tabla 2.14 se presentan las características de los subdrenajes sub horizontales que deberán ser instalados en la pantalla de concreto lanzado, con la finalidad de reducir el empuje hidrostático que pueda generarse a trasdós del muro y en la Figura 2.19 se presenta el esquema de planteamiento de los subdrenajes horizontales.

Tabla 2.14. Resumen de características del sistema de subdrenaje

Parámetro	Valor
Tubo PVC	SDR 32.5
Diámetro de tubo	50.0 mm
Diámetro agujero	10.0 mm
Traslape cada	50.0 mm
Diámetro perforación	64.0 mm
Inclinación con respecto a la horizontal	10° hacia arriba
Longitud del tubo	6.00 m
Separación horizontal entre tubos	3.00 m
Separación vertical entre tubos	3.00 m
Recubrimiento	Geotextil
Finalización con	Tapón PVC

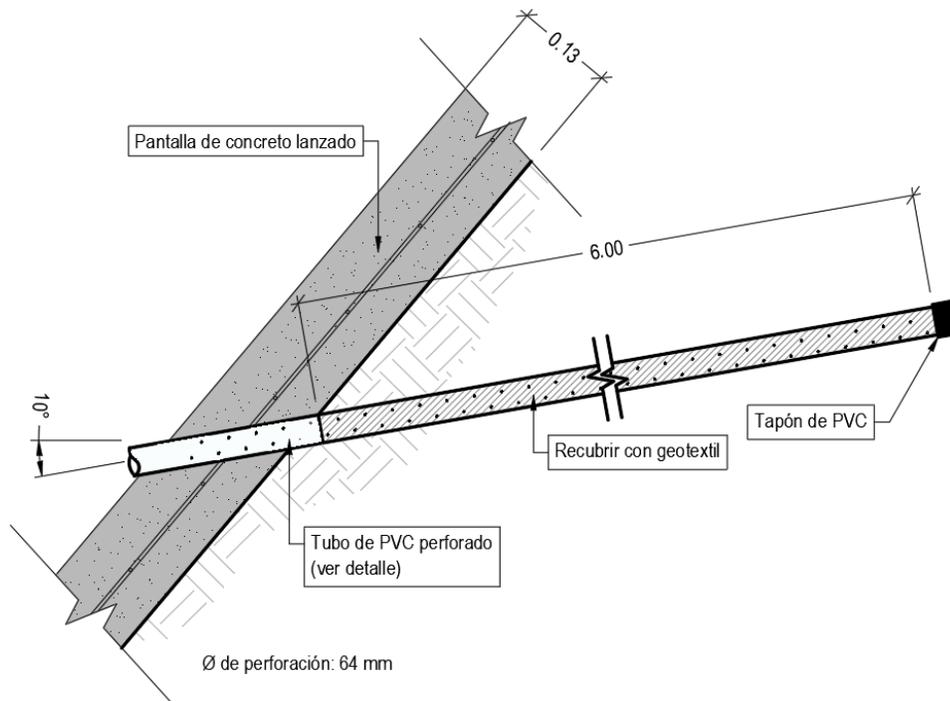


Figura 2.19. Esquema propuesto para los subdrenajes

Finalmente, se presenta el diseño de los elementos de manejo de aguas, se ha propuesto la implementación de colectores de sección trapezoidal, en este caso con una base de 45 cm y con disipadores u obstáculos de fondo en las zonas con alta pendiente para la reducción de la energía del agua. En la Figura 2.20 se muestra el esquema planteado, el cual se compone de concreto colado en sitio con una resistencia de al menos 24.5 MPa seleccionado debido a las altas velocidades que pueden generar erosión en colector.

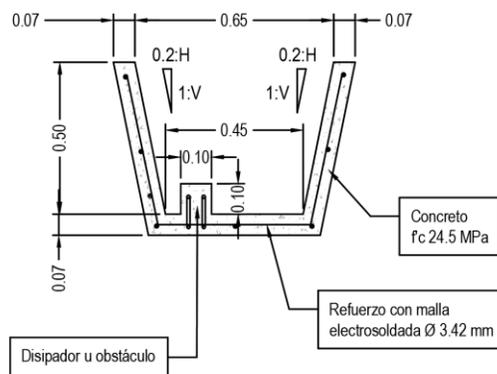


Figura 2.20. Detalle de colector principal

Al final del colector se plantea la opción de la instalación de un disipador de concreto ciclópeo, con el objetivo de reducir el impacto de la velocidad sobre el terreno natural. La posición propuesta no se encuentra dentro de las curvas de nivel suministradas, por lo que su ubicación final deberá ser elegida en sitio de acuerdo con la pendiente donde se determine apropiado evacuar las aguas pluviales sin que genere inestabilidad en el talud donde se elija.

2.5.2 Secuencia y descripción del modelo constructivo

La secuencia del modelo constructivo se ha especificado en el Anexo 3 de manera detallada. En esta sección se presenta un resumen del planteamiento propuesto.

Antes de dar inicio es necesario la aprobación de los planos al ente regulador de permisos en Honduras (el municipio), se iniciará la etapa de construcción de las obras de estabilización y protección de la torre de transmisión T2.

Como primer punto, se recomienda la construcción de obras provisionales en el sitio, para la cual se requiere una adecuada planificación de los sitios de acceso y descarga de los camiones encargados del transporte de los materiales, se deberá verificar en primer lugar el estado actual del camino local que, por sus condiciones en montaña, puede encontrarse bastante afectado. De esta manera, se deberá prever estas condiciones antes de iniciar la movilización de maquinaria al sitio. Una vez identificado el sitio apropiado, el Contratista de las obras será el responsable de la construcción de las obras provisionales para el resguardo

de los materiales y pruebas de control de calidad, oficina para supervisión y el espacio necesario de los servicios sanitarios para el uso del personal.

Una vez establecidos en el sitio, se deberá iniciar con los trabajos de limpieza de la superficie de trabajo, se deberán eliminar arbustos, raíces y cualquier otro material orgánico que pueda impedir la construcción del suelo cosido, la perforación de los anclajes, los subdrenajes o fabricación de las cunetas. Se deberá buscar la manera de minimizar el impacto por tala de árboles del sitio o arbusto de café, realizando las labores de tala estrictamente donde se construirán las obras de estabilización.

Con el terreno limpio se procede a la demarcación topográfica de las obras de estabilización y drenaje, para ello deberá ser verificado por un encargado de topografía, siguiendo las coordenadas indicadas en los planos de diseño, se propone la utilización de puntos de amarre a partir del mojón de centro de la torre.

De esta manera, con el terreno correctamente demarcado se procede a la perforación del agujero donde irán los pernos según las longitudes indicadas en los planos y siguiendo la inclinación indicada de 15° y siguiendo una línea de trabajo de arriba hacia abajo, de esta manera se perforan en primer lugar los anclajes correspondiendo al primer nivel y una vez completado con el primer nivel se procede al siguiente nivel y así de manera progresiva hasta alcanzar la fila 3 de pernos.

Se propone la utilización de un martillo de fondo para la perforación de los pernos apoyado sobre tarimas y andamios armadas en sitio para su montaje. No se recomienda el ingreso de maquinaria elevada, como un manipulador telescópico (telehandler), debido al alto riesgo que existe de generación de efecto de arco eléctrico con las líneas de alta tensión de las torres de transmisión eléctrica cercanas y su potencial altamente destructivo. Una vez que se ha alcanzado la profundidad de perforación, se deberá introducir la barra sólida, con sus respectivos centralizadores y con su manguera tipo tremie adherida que permita realizar la inyección de lechada de adentro hacia a fuera, garantizando que todo el agujero está cubierto completamente de lechada, finalmente se completa con una lechada de relación A/C de al menos 0.5 o que garantice una resistencia a la compresión de 280 kg/cm^2 . Para lo cual se deberán preparar cubos de lechada para las pruebas de control de calidad.

De forma similar se procede con la construcción de los subdrenajes horizontales, estos deben construirse siguiendo las longitudes y separaciones indicadas en los planos y con un

ángulo de incidencia de al menos 10°. El tubo PVC de 50 mm deberá ser envuelto en geotextil de filtro e introducido en la perforación de 63.5 mm garantizando que entren libres.

Una vez completo el proceso de perforación de los pernos y los subdrenajes horizontales, se instala el concreto lanzado, para lo cual se deberá lanzar una capa primera de concreto lanzado que funcione como aislante entre la malla de acero electrosoldada y el terreno, una vez lanzada la mitad del espesor de la pantalla se instala la malla electrosoldada y se procede con la finalización del espesor en la pantalla de concreto lanzado.

Adicionalmente, se deberán construir las obras de manejo de aguas en las zonas indicadas, para el denominado colector principal, este se recomienda su fabricación en concreto y la implementación de obstáculos de fondo para reducir el gradiente hidráulico debido al impacto del agua y de esta manera reducir la velocidad de tránsito y salida del agua sobre el colector. Para los colectores secundarios, estos pueden ser fabricados con concreto lanzado, según conveniencia del Contratista, para lo cual únicamente es necesario el trazado de la sección del colector sobre el terreno, la colocación de la malla electrosoldada y el lanzamiento del concreto proyectado, estos colectores se encuentran ubicados en la zona superior de la pantalla de suelo cosido y en la zona inmediatamente inferior.

Como alternativa que se ha planteado para reducir el impacto ambiental del sitio, es la colocación de geomantas antierosión tipo MacMat R3 004 (sin refuerzo metálico, debido a problemas de vandalismo que existe en la zona), de esta manera se pretende dar cobertura a las zonas altamente erosionadas en donde se desarrolló el canal natural por el que se desviaban los flujos de agua, el cual corresponde a los taludes generados por la zona donde se construirá el colector principal. Adicionalmente, se ha considerado la posibilidad de siembra de plantas que colaboren con la estabilidad de los taludes del sitio, como es el caso de plantas de vetiver (*Vetiveria zizanioides*) los cuales debido a sus características de raíces altamente fibrosas resultan sumamente eficientes en la estabilidad de zonas con cárcavas. Sin embargo, la siembra de este tipo de vegetación requiere de un cuidado especial durante su vida útil, para garantizar su correcto crecimiento y garantizar la estabilidad a largo plazo y debido a lo poco accesible del sitio y la posibilidad del ingreso de animales de granja al sitio, se ha considerado que no es una solución factible para su utilización. De esta manera, la propuesta es la utilización de geomanta antierosión que favorezca el desarrollo y crecimiento de vegetación autóctona a mediano plazo.

2.5.3 Presupuesto preliminar de las obras de estabilización

El presupuesto de las obras constructivas se presenta en la Tabla 1.12. Como puede observarse, se definieron 8 ítems o actividades principales y se calculó el peso relativo de cada una (en porcentajes) con respecto del costo total de las obras.

Tabla 2.15. Presupuesto de las obras de cimentación

Ítem	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo de materiales, mano		% de monto subtotal
				Unitario	Total	
1	Actividades preliminares y traslados	1	GLO	\$ 15 000.00	\$ 15 000.00	7.9%
2	Ancajes pasivos con broca Ø 100 mm C/ Barra roscada $F_y \geq 240$ kN, incluye perforación e inyección de lechadas	432	ml	\$ 145.00	\$ 62 640.00	32.9%
3	Subdrenajes horizontales Ø 50mm, 6m de profundidad	126	ml	\$ 40.00	\$ 5 040.00	2.6%
4	Concreto lanzado, $f_c = 210$ kg/cm ² , e = 130 mm + malla Ø 3.42 mm	400	m ²	\$ 140.00	\$ 56 000.00	29.4%
5	Instalación de geomanta antierosión igual o equivalente a Macmat R1	500	m ²	\$ 55.00	\$ 27 500.00	14.5%
6	Cuneta sección trapezoidal 45cm (incluye tramos con obstáculos para	220	ml	\$ 85.00	\$ 18 700.00	9.8%
7	Concreto ciclópeo para desfogue	1	m ³	\$ 350.00	\$ 350.00	0.2%
8	Servicios, herramientas y equipo general	1	GLO	\$ 5 000.00	\$ 5 000.00	2.6%
SUBTOTAL 1 (\$)					\$	190 230.00
IMPREVISTOS						5.00%
SUBTOTAL 2 (\$)					\$	199 741.50
IVA					\$	23 968.98
TOTAL GENERAL IVAI (\$)					\$	223 710.48

Para el cálculo de los imprevistos se utilizó un porcentaje de 5% y el 12% por concepto de ISV para Honduras (impuesto sobre ventas).

El costo total de la obra asciende a: \$199 741.50 (Ciento noventa y nueve mil setecientos cuarenta y un mil dólares con cincuenta centavos).

Es importante indicar que se debe contemplar un costo por supervisión de las obras que, de acuerdo con las tarifas del ente regulador en Honduras, que puede rondar al 3% (utilizando como referencias los aranceles de Costa Rica) sobre el valor final de la obra, que según el monto total del presupuesto ascendería a \$5 992.24 (cinco mil novecientos noventa y dos dólares con veinticuatro centavos).

Tampoco se está considerando los costos indirectos que puedan generarse por problemas de disponibilidad del fabricante y en general, el costo por metro lineal de las barras sólidas propuestas.

2.6 Conclusiones y recomendaciones

2.6.1 Conclusiones

1. Se realizó una investigación de la normativa y códigos existente para el análisis y diseño de la estabilización de taludes en Honduras, como conclusión se decidió utilizar códigos costarricenses para el análisis de los taludes y la definición del nivel de seguridad y normativa estadounidense para el diseño de la pantalla de suelo cosido.
2. Se ha elaborado el modelo geotécnico del sitio del proyecto a partir de la investigación geotécnica y se ha caracterizado en 3 unidades geotécnicas principales. A nivel superficial se presentan suelos más sueltos de características limosa/arcillosas y conforme se desciende en profundidad el perfil de suelo mejora sus características de resistencia hasta alcanzar un estrato más denso, denominado como una roca meteorizada, altamente fracturada, pero con presencia de bloques que impiden el avance de la perforación por medio de SPT.
3. Se han analizado los patrones de drenaje natural para la determinación de la influencia del agua en su paso y para la colocación estratégica de los colectores.
4. Se ha realizado un análisis hidrológico e hidráulico básico para el dimensionamiento de las obras de manejo de la escorrentía superficial.
5. Como herramienta de soporte para el diseño y de revisión se empleó el software Slide2 de Rocscience, el cual permite realizar análisis de equilibrio límite para diferentes condiciones y escenarios de análisis.
6. Basado en los resultados obtenidos por medio del equilibrio límite y el modelo de elemento finito ambos resultados dan valores similares lo que genera confiabilidad en el modelo planteado.

7. La torre de transmisión eléctrica analizada en este proyecto presenta factores de seguridad no aptos según el Código de Taludes y Laderas de Costa Rica, por lo que es necesario la implementación de obras de estabilización para garantizar su seguridad a largo plazo.
8. Se determinó como caso crítico el efecto de la saturación de la ladera en la estabilidad del sitio de la torre, por lo cual se propusieron soluciones que promueven la minimización del riesgo de saturación a partir de la implementación de subdrenajes y manejos de aguas controlados.
9. Se ha diseñado una estabilización utilizando suelo cosido, con la implementación de un área de concreto lanzado de alrededor de 400 m² y la perforación de 48 pernos pasivos y 21 subdrenajes horizontales.
10. Se han verificado cada una de las condiciones de diseño planteadas por el FHWA (2015) para el análisis de estabilidad global e interna del suelo cosido y el diseño planteado cumple.
11. Se ha propuesto la secuencia constructiva con una descripción detallada del proceso necesario para la implementación de la solución de estabilización.
12. Se ha estimado el costo preliminar de las obras en \$199 741.50, sin embargo, es necesario la consideración de disponibilidad del fabricante aranceles de supervisión e inscripción del proyecto antes el ente competente.
13. El control de calidad en este tipo de obras, con tantas variables en juego es fundamental para garantizar su correcto funcionamiento a largo plazo.
14. La implementación de bioingeniería con plantas utilizadas como refuerzo natural del terreno en un sitio tan alejado y con posibilidad de interacción con animales hace su

implementación esté limitada y se prefiera la utilización de elementos sintéticos que favorezcan el crecimiento de vegetación local.

2.6.2 Recomendaciones

1. Para un diseño aún más completo se recomienda la investigación de las propiedades hidráulicas en sitios donde se ha determinado que la presencia de niveles freáticos altos influyen en la estabilidad del talud.
2. Para garantizar las condiciones de diseño supuestas en esta investigación es necesario una supervisión apropiada del proceso constructivo y de los materiales además de la realización de pruebas de control de calidad para los distintos materiales.
3. Es recomendable la realización de al menos una prueba de carga a un perno, para verificar los supuestos de adherencia entre la combinación de suelo, lechada y perno. De esta manera, si se realiza en etapas tempranas del proceso constructivo es posible redirigir el diseño y proponer optimizaciones en el diseño.
4. De manera general, el riesgo por arco eléctrico es alto en este tipo de obras, por lo que no se recomienda la implementación de manipuladores telescópicos para el manejo del equipo de perforación.

2.7 Fuentes de consulta

- Alliance. (s.f). *Ceramicsteel Products*. Obtenido de <https://www.acerovitrificado.com/>.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2009). *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Avilés, E. (2022). *Notas de clases*. San José: Curso de diseño de presas de tierra. Tema 13 Instrumentación y Monitoreo.
- Barton, N. R., & Grimstad, E. (2014). *Tunnel and cavern support selection in Norway, based on rock mass classification with the Q-system*. Norway: ResearchGate.
- Campbell Scientific. (2020). *Catálogo de equipo*. San José: Campbell SCI.
- Chatterjee, P., & Elkadi, A. (s.f.). *Strenght Reduction Analysis*. The Netherlands: TNO DIANA BV.
- CICH-Engineers Canada. (Marzo de 2013). Honduras Bridges Assessment Climate Change Vulnerability Project. Honduras.
- Das, B. (2008). *Fundamentals of Geotechnical Engineering*. United States: RPK Editorial Services.
- Diaz, J. S. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga, Colombia: Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos.
- Doohyun Kyung, Sangseom Jeong, Youngho Choi, & Junhwan Lee. (2015). Improved Performance of Electrical Transmission Tower Structure Using Connected Foundation in Soft Ground. *Energies* www.mdpi.com/journal/energies, 21.
- energética21.com. (2022). *Criterios para la evaluación del aislamiento en máquinas eléctricas rotativas*. Obtenido de Energética 21: <https://www.energetica21.com/articulos-y-entrevistas-online-ver/criterios-para-la-evaluacion-del-aislamiento-en-maquinas-electricas-rotativas>
- Lulu, Z., Fang, W., Hua, Z., Lei, Z., & Jie, Z. (2017). *Influences of internal erosion on infiltration and slope stability*. Germany: Springer-Verlag.

- National Highway Institute. (2015). *Soil Nail Walls: Reference Manual AASHTO LRFD Bridge Design Specification 7th Edition*. Washington, DC: U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.
- SAS Latinoamérica. (2019). *Catálogo SAS 670/800 18-75 mm*. Barranquilla, Colombia: SAS Systems: Barras roscadas.
- Villanueva Domínguez, E. (2014). *Proyecto de fin de carrera: Análisis estructural de una torre de alta tensión*. Leganés: Universidad Carlos III de Madrid.

2.8 Anexo 3: Salidas gráficas del modelo de equilibrio límite

A continuación, en las siguientes figuras, se presentan las salidas gráficas del análisis de estabilidad global realizado en Slide2.

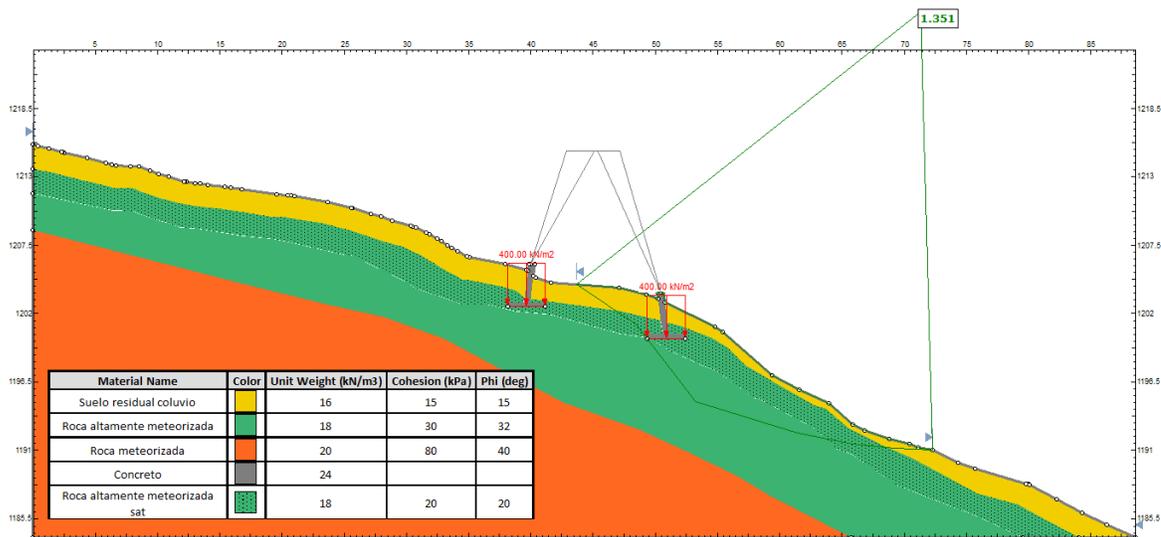


Figura 2.21. Análisis estático condición actual

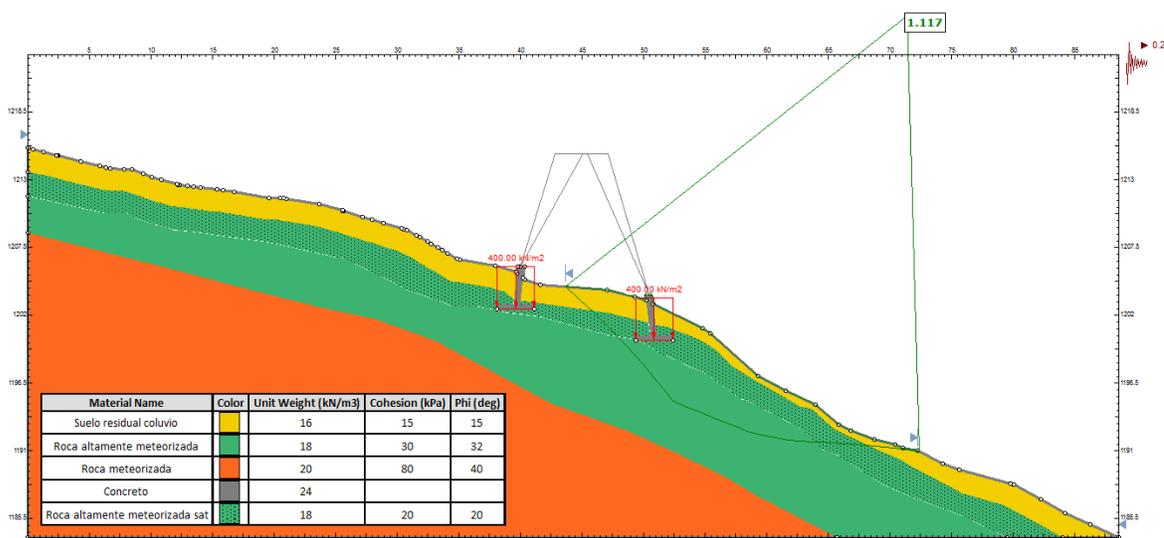


Figura 2.22. Análisis pseudoestático condición actual

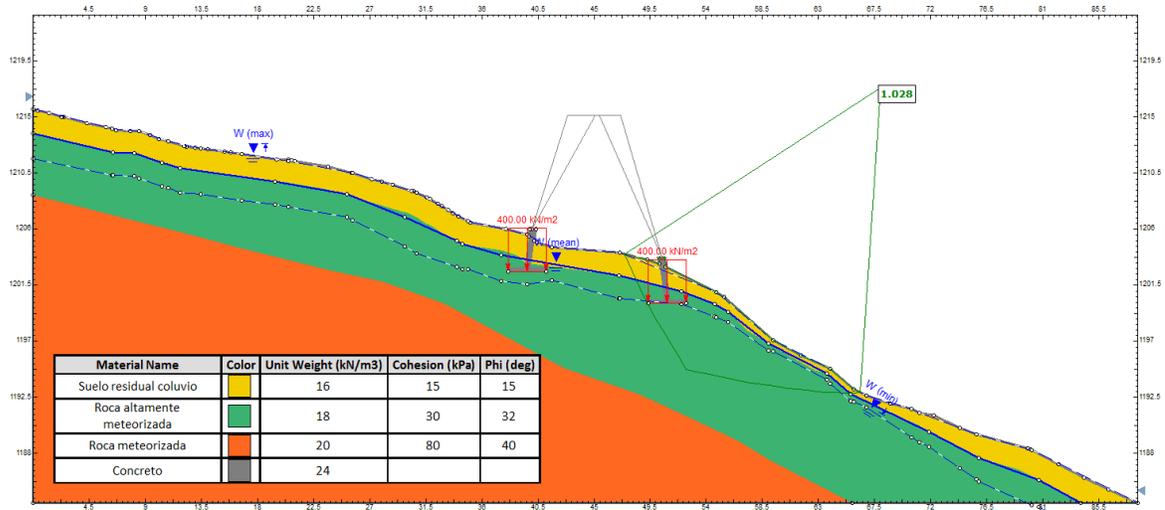


Figura 2.23. Análisis estático condición actual con saturación

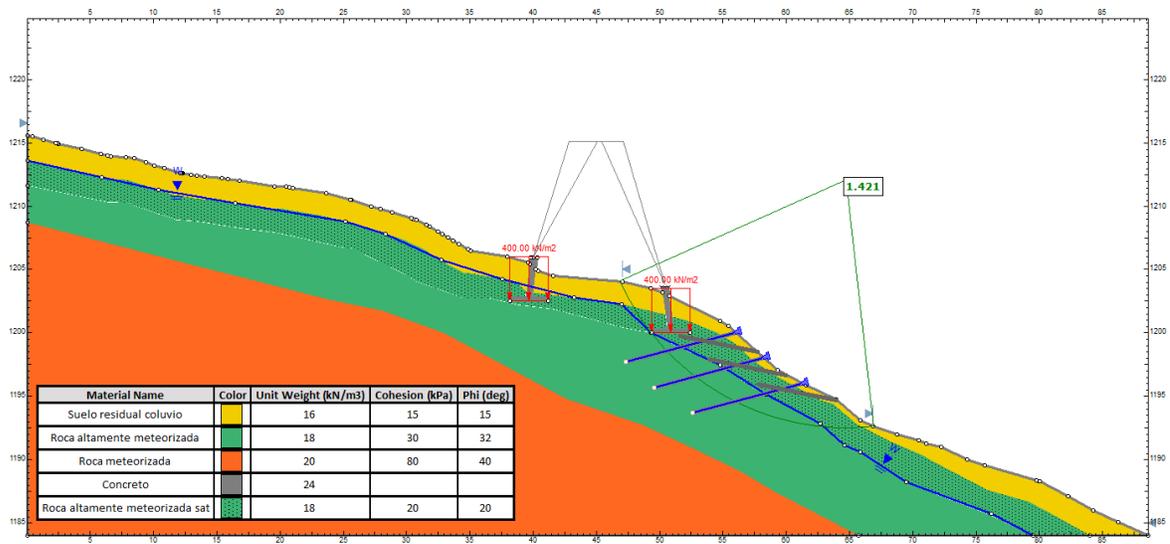


Figura 2.24. Análisis estático con obras de estabilización

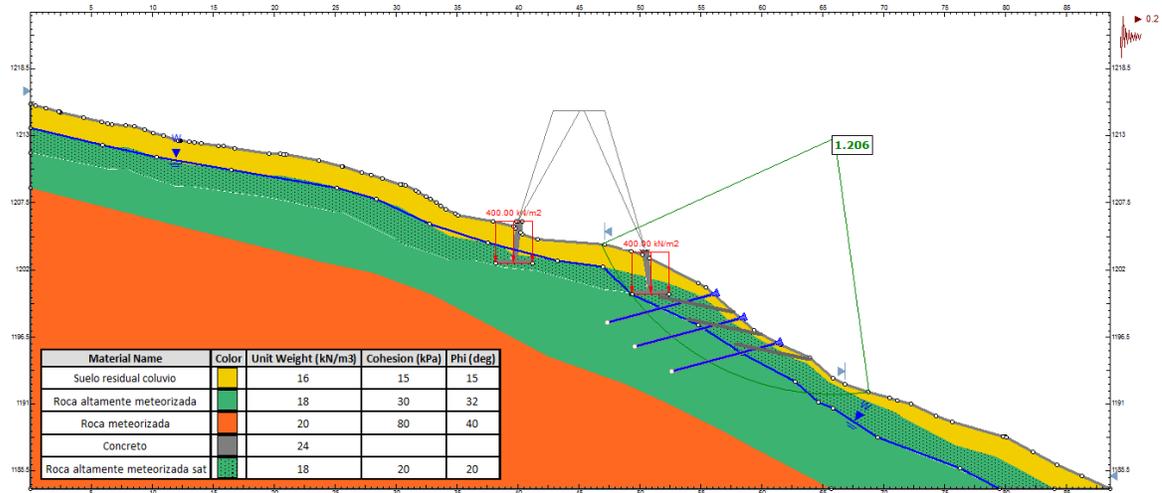


Figura 2.25. Análisis pseudoestático con obras de estabilización

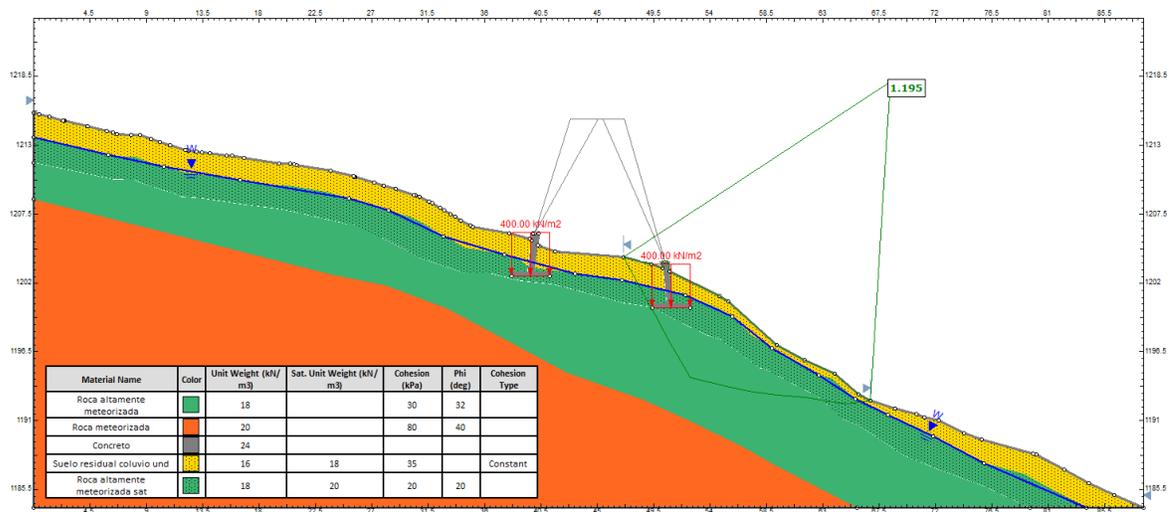


Figura 2.26. Análisis estático en condición actual, no drenada

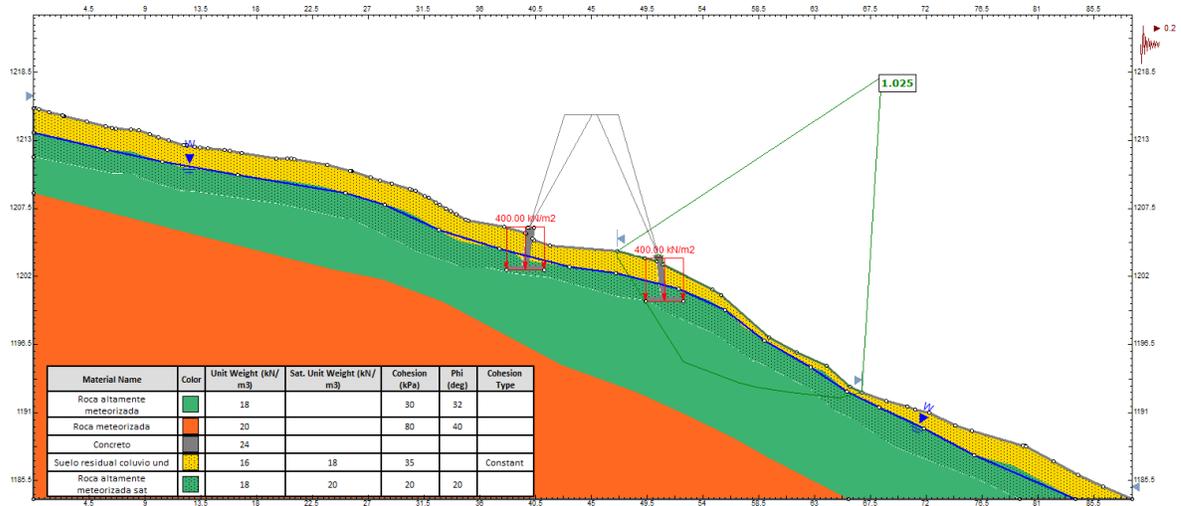


Figura 2.27. Análisis pseudoestático en condición actual, no drenada

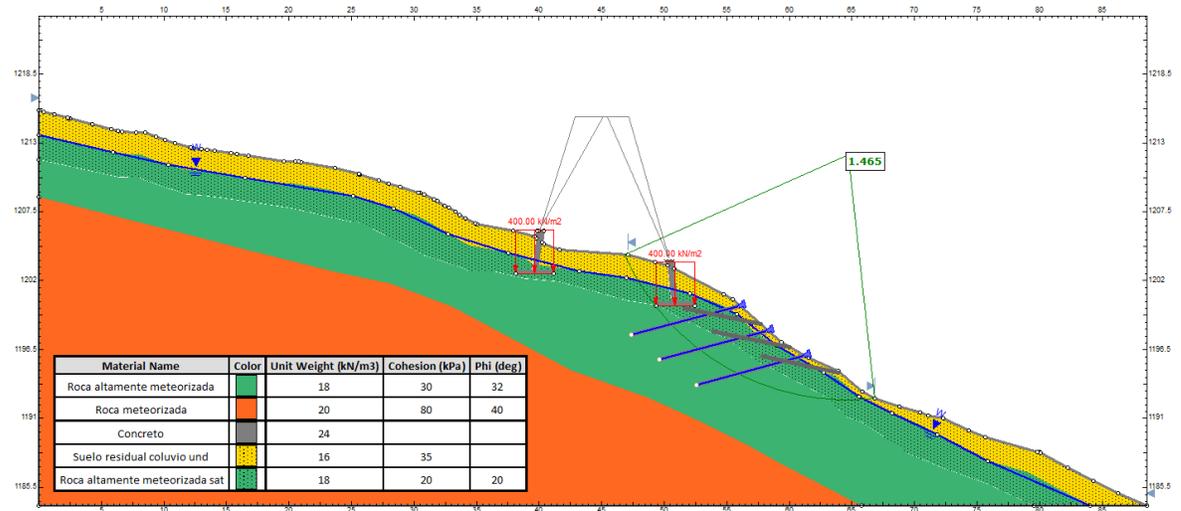


Figura 2.28. Análisis estático en condición con obras, no drenada

2.9 Anexo 4: Memoria de cálculo de la estabilidad interna

En la siguiente tabla de resultados se presenta la memoria de cálculo para la verificación de la estabilidad interna del elemento de refuerzo de suelo cosido crítico. En este caso, la siguiente revisión corresponde al elemento más esforzado, por lo tanto, los otros elementos del suelo cosido cumplen las verificaciones.

Tabla 2.16. Revisión de estabilidad interna

Parámetro	Valor	Unidad de medida	Descripción
H	8	m	Altura del muro
$\emptyset_{\text{nominal}}$	22	mm	Barras roscadas SAS
A	491	mm ²	Área de sección transversal
Af _y	245	kN	Carga elástica de la barra
q _u	50	kN/m ²	Resistencia en la adherencia interfaz lechada-suelo
D _{DH}	10	cm	Diámetro de perforación
L _p	3.6	m	Longitud del perno
S _h	2	m	Espaciamiento horizontal de los pernos
S _v	2	m	Espaciamiento vertical de los pernos
T _{MAX}	26.92	kN	Distribución de fuerzas de tensión máxima
h _c	100	mm	Espesor inicial de la pantalla de concreto
h _f	50	mm	Espesor inicial de la pantalla de concreto
f'c	21	MPa	Resistencia a la compresión del concreto lanzado
b _{PL}	20.32	cm	Ancho de la placa
t _{PL}	1.905	cm	Espesor de la placa
A _{VN}	2.58	cm ²	Refuerzo adicional en las cabezas del perno con 2 barras #4 (129 mm ²)
a _{vm}	1.228	cm ²	Refuerzo en la dirección vertical en el medio del perno
a _{hm}	1.228	cm ²	Refuerzo en la dirección horizontal en el medio del perno
a _{vn}	1.241	cm ²	Refuerzo en la dirección vertical en la cabeza del perno
a _{hn}	1.241	cm ²	Refuerzo en la dirección horizontal en la cabeza del perno
$\gamma = \gamma_{EV}$	1.35	-	Factor de carga vertical para muros de suelo cosido

Tabla 2.17. Datos de entrada de estabilidad interna

D_c	0.3032	m	Diámetro efectivo
h	0.1	m	Alto efectivo
C_F	2	-	Factor de no uniformidad en la presión del suelo
V_F	144	kN	Resistencia a flexión del muro
T_0	21.53	kN	Fuerzas de tensión en la cara del muro
r_{PO}	15.71	kN/m	Resistencia al arrancamiento por unidad de longitud nominal
R_{PO}	57	kN	Resistencia al arrancamiento nominal
R_T	245	kN	Resistencia a la tensión del perno
$R_{FF\ 1}$	63	kN	Flexión en el muro en dirección vertical
$R_{FF\ 2}$	63	kN	Flexión en el muro en dirección horizontal
δ_v	2.40	cm	Deformación máxima 0.3%H para condición pasiva

Tabla 2.18. Comprobaciones de estabilidad interna

Metodología	ASD		
R_{PO}/T_{MAX}	2.1	Cumple	1. Verificación de la resistencia a la extracción
R_T/T_{MAX}	9.1	Cumple	2. Verificación de la resistencia a la tensión del perno
R_{FP}/T_0	6.7	Cumple	3. Verificación del punzonamiento en la cara de concreto
R_{FF}/T_0	2.9	Cumple	4. Verificación de la flexión en la cara de concreto
Metodología	LRFD		
CDR_{PO}	1.0	Cumple	1. Verificación de la resistencia a la extracción
CDR_T	5.1	Cumple	2. Verificación de la resistencia a la tensión del perno
CDR_{FP}	4.5	Cumple	3. Verificación del punzonamiento en la cara de concreto
CDR_{FF}	1.9	Cumple	4. Verificación de la flexión en la cara de concreto

2.10 Anexo 5: Especificaciones técnicas del proceso constructivo de las obras de estabilidad en torre de transmisión en Honduras

1. OBRAS PROVISIONALES

El Contratista será el responsable de confeccionar en sitio las siguientes obras provisionales mínimas:

- Servicios sanitarios provisionales para el uso del personal
- Una oficina para la supervisión de 9 m² y con equipamiento provisional (mesa para revisar planos, 3 sillas, puerta, ventana, estantes, candado)
- Espacio de 4 m² para la custodia y curado de las muestras de lechada de cemento y de concreto.
- Bodega para almacenamiento de material de 18 m²

2. LIMPIEZA DEL TERRENO

Antes de la realización de los trabajos de la estabilización del deslizamiento cercano a la torre, el Contratista deberá hacer la limpieza del terreno y asegurarse que se han eliminado los arbustos, raíces y cualquier material orgánico que pueda impedir la adecuada construcción del suelo cosido, anclajes, subdrenajes y cuneta, que pueda afectar el adecuado funcionamiento futuro de las obras en el sitio de la torre.

3. DEMARCACIÓN TOPOGRÁFICA

En forma posterior a la limpieza del terreno, se requiere la demarcación topográfica detallada de las obras de estabilización y drenaje, la cual deberá ser verificada por el encargado de topografía.

4. EQUIPO DE ELABORACIÓN DE LECHADAS

4.1. Para la elaboración de la lechada de inyección de los anclajes, el Contratista deberá contar con un mezclador con motor (eléctrico o neumático) con capacidad para al menos dos sacos de cemento. Además, deberá contar con una bomba de inyección neumática o eléctrica y con un manómetro que permita verificar la presión especificada durante el proceso de inyección. Así mismo, se requiere un contador de caudal para cuantificar el volumen real de lechada que se inyectará en cada perforación.

4.2. En ninguna circunstancia se permitirá el uso de mezclador y bomba manual.

4.3. El Contratista deberá probar los equipos antes de llevarlos al sitio y deberá verificar su correcto funcionamiento. Además, en sitio deberá contar con los repuestos necesarios tales como empaques, mangueras u otros elementos que permitan realizar en el menor tiempo posible la reparación de cualquier avería.

4.4. En la elaboración de la lechada se permite la dosificación volumétrica.

5. EQUIPO PARA LA ELABORACIÓN DEL CONCRETO LANZADO

5.1. Para el lanzamiento del concreto el Contratista debe contar con equipo con capacidad de producción adecuado a la magnitud de la obra, esto incluye al compresor y a la bomba de lanzamiento y sus aditamentos.

5.2. El Contratista deberá probar los equipos antes de llevarlos al sitio y deberá verificar su correcto funcionamiento. Además, en sitio deberá contar con los repuestos necesarios tales como empaques, mangueras, acoples u otros elementos que permitan realizar, en el menor tiempo posible, la reparación de cualquier avería.

5.3. Se permite el uso de concreto lanzado por vía seca o por vía húmeda, pero se debe procurar minimizar el desperdicio por rebote.

5.4. En las uniones o traslapes de malla electrosoldada, se debe limpiar el rebote del concreto lanzado.

6. PERFORACIÓN DE ANCLAJES Y SUBDRENAJES

6.1. Los anclajes y subdrenajes deberán marcarse en las posiciones e inclinaciones indicadas en estos planos para evitar que, a profundidad, unas interfieran con otras y para que el sistema de estabilización diseñado funcione correctamente. El Contratista deberá apegarse estrictamente a la marcación topográfica de campo para construir cada uno los elementos de las obras.

6.2. Se recomienda la utilización de martillo de fondo

6.3. Los operarios de las máquinas de perforación deberán ser personal debidamente calificado. El Contratista deberá demostrarlo mediante una declaración jurada sobre la experiencia del operario, donde se indique los proyectos similares al actual, en los que el operario ha adquirido la experiencia necesaria.

6.4. En las perforaciones deberán usarse brocas que permitan atravesar materiales arcillosos, bloques de rocas meteorizadas y rocas duras.

6.5. En todos los casos se deberá asegurar la estabilidad del agujero de perforación para lo cual, se pueden utilizar cualesquiera mecanismos de estabilización tales como: lechadas de perforación, tubería para encamisar, entre otros.

6.6. Para la perforación de los anclajes y subdrenajes, el Contratista deberá suministrar en obra equipo de perforación con el torque y potencia necesarias, así como de inyección con la capacidad de volumen y de presión necesarias, para construir los anclajes con las barras sólidas especificadas. El equipo mencionado debe tener la capacidad de alcanzar las longitudes y diámetros de perforación indicados en estos planos.

6.7. Una vez que se haya alcanzado la profundidad de perforación de los anclajes indicada en estos planos, se deberá introducir la barra sólida $\varnothing 22\text{mm}$ con sus centralizadores y con una manguera adherida que permita hacer la inyección de adentro hacia afuera, garantizándose que todo el agujero quedó completamente lleno de lechada.

6.8. Se deberá inyectar una lechada con una relación agua/cemento (A/C) = 0.50, la cual deberá alcanzar una resistencia a la compresión de 280 kg/cm^2 , según la norma ASTM C109 en su última versión.

7. CONSTRUCCIÓN DE SUBDRENAJES

7.1. Los subdrenajes se deben construir en el suelo cosido. Los subdrenajes deben construirse con las longitudes, las separaciones y los detalles indicados en estos planos.

7.2. La profundidad de los subdrenajes del suelo cosido es de 6 m. El diámetro del tubo es de 50 mm y para su construcción debe hacerse una perforación de 63,5 mm para garantizar que el tubo, más el geotextil no tejido de filtro que lo envuelve, entren libres.

7.3. La inclinación de las perforaciones de ambos tipos de subdrenajes es de 10 grados. El Contratista deberá proponer un método de perforación que le permita conocer en todo momento si el ángulo de la perforación es el indicado en estos planos. No se permite la desviación del agujero. En caso de que ocurra una desviación del ángulo de inclinación, el Contratista deberá perforar un agujero adicional contiguo al agujero fallido, asumiendo los costos.

8. PRUEBAS DE CALIDAD DE LECHADA EN LOS ANCLAJES

8.1. El Contratista deberá seleccionar el tipo de cemento que le permita alcanzar la resistencia especificada, así como los aditivos que garanticen la fluidez de las lechadas sin afectar la ganancia de resistencia especificada.

8.2. Antes de iniciar los trabajos de perforación e inyección, el Contratista deberá preparar una mezcla de lechada con el cemento que usará en las inyecciones de lechada y deberá moldear cubos de acuerdo con la Norma ASTM C109 (3 cubos para falla a 7 días, 3 para falla a 14 días y 3 para falla a 28 días). Deberá presentarle los resultados de pruebas de compresión a los 3 días y a los 7 días al Supervisor, para que se verifique que, proyectando los valores de resistencia alcanzados en la prueba, se va a alcanzar la resistencia de diseño. Asimismo, el Contratista deberá entregarle al Supervisor, los resultados de las pruebas de resistencia de lechadas realizadas a las muestras con edad de 28 días, a más tardar dos días después de haber sido realizadas.

8.3. Una vez iniciado el proceso de perforación y de inyección, las lechadas deberán ser sometidas a muestreos continuos para el control de calidad, con el fin de verificar que se cumple con la resistencia especificada, la cual debe comprobarse con ensayos realizados siguiendo la norma ASTM C109 y utilizando los siguientes criterios de frecuencia, lo que resulte en una frecuencia menor:

- 8.3.1. Una vez cada día que se hagan los trabajos de inyección.
- 8.3.2. Una vez por cada 4 anclajes inyectados.
- 8.4. El criterio de aceptación de la resistencia a los 28 días de edad de las lechadas se basa en los siguientes puntos:
 - 8.4.1. El promedio aritmético de 3 ensayos de resistencia consecutivos debe ser igual o mayor al valor de $f'c$ especificado.
 - 8.4.2. Ningún resultado individual de los ensayos de resistencia podrá ser menor a 250 kg/cm² ($f'c - 30$ kg/cm²)
 - 8.4.3. En ningún caso se admitirá un valor menor al definido en el punto anterior.
- 8.5. Se deberá disponer de una cantidad suficiente de moldes para la preparación de los cubos de lechada y su posterior curado. La cantidad de moldes deberá ser tal que por cada muestreo se cuente con al menos 9 especímenes para probar a los 7 días, 14 días, y a los 28 días. Todo esto siguiendo el procedimiento indicado en la norma ASTM C-109.

9. ALMACENAMIENTO DE LOS MATERIALES

- 9.1. El Contratista deberá tener en el sitio las siguientes condiciones mínimas para el almacenamiento de los materiales y muestreo de control de calidad:
- 9.2. Deberá contar con un lugar seguro, debidamente cerrado y techado con condiciones de humedad adecuadas.
- 9.3. Únicamente se permitirá el ingreso al Supervisor, al Ingeniero de Obra y al encargado de los muestreos.
- 9.4. Las bolsas de cemento deberán apilarse sobre tarimas de madera y nunca en contacto directo con el suelo.

10. CONCRETO LANZADO DEL SUELO COSIDO

- 10.1. Se construirá una pantalla de concreto lanzado en la superficie del talud, que permita distribuir las fuerzas que provienen de los anclajes en la estructura de suelo cosido. Para ello, se proyectará concreto utilizando las máquinas, técnicas y personal especializado, tal y

como se detalla en la norma ACI 506R ("Guide to shotcrete") para tales fines. El concreto proyectado sobre la superficie del talud deberá tener una resistencia mínima de 210 kg/cm² (21 MPa) a los 28 días de fragua.

10.2. Se deberá proyectar concreto de manera continua hasta alcanzar un espesor de 13 cm +/- 1 cm. El espesor de la pantalla debe ser medido desde la superficie del talud y se debe ajustar a sus contornos.

10.3. Se deberá reforzar el concreto con una malla electrosoldada de $\emptyset 3.42$ mm, la cual deberá disponerse en forma continua sobre el talud, traslapada como mínimo 30 cm en ambas direcciones, de forma tal que cuando se proceda con el lanzado, el refuerzo de malla permanezca centrada en el espesor de la pantalla de 13 cm. Para separar el refuerzo de malla, no se permitirá el uso de pines de varilla. El Contratista deberá usar otro tipo de separador que no induzca corrosión a la pantalla.

10.4. En cada punto de anclaje, de forma centrada con la barra, se deberá colocan dos barras de refuerzo adicional de 2.0 m x 2.0 m de extensión hacia ambos lados, hasta alcanzar al siguiente anclaje. La malla adicional de refuerzo deberá ser de varilla No. 4 Gr60 y deberá quedar debidamente vinculada a la malla de refuerzo general.

10.5. Se deberá instalar un sistema de fijación entre la pantalla terminada y la barra de los anclajes mediante una placa de acero A36 que permita corregir el ángulo entre la pantalla de concreto y la inclinación del anclaje, junto con una tuerca. Si el Contratista quisiera realizar variaciones al sistema de fijación establecido en estos planos, deberá someter a revisión el sistema propuesto por parte del Supervisor o Inspector, quien a su vez le trasladará la consulta al Diseñador. Ninguna variación se puede implementar hasta que se cuente con la aprobación del Diseñador.

10.6. Cada sistema de fijación deberá ser recubierto con un dado de concreto, ya sea colado o lanzado, para evitar la corrosión del sistema de fijación y la barra.

10.7. El concreto lanzado y el concreto de las cunetas deberán ser sometidos a muestreos continuos para el control de calidad con el fin de verificar que cumple con la resistencia especificada, la cual debe comprobarse con ensayos realizados con las normas ASTM C1385 / ASTM C42 / ASTM C39, utilizando los siguientes criterios de frecuencia, lo que resulte en una frecuencia menor:

10.7.1. Una vez por día

10.7.2. Una vez por cada 10 m³ utilizados

10.7.3. El criterio de aceptación de la resistencia se basa en las siguientes condiciones:

10.7.4. El promedio aritmético de 3 ensayos de resistencia consecutivos debe ser igual o mayor al valor de $f'c$ especificado a 28 días.

10.7.5. Ningún resultado individual de los ensayos de resistencia a 28 días es menor al valor de 175 kg/cm² ($f'c - 35$ kg/cm²).

10.8. En caso de que se incumpla lo anterior, se permite la extracción de 3 núcleos de concreto del sector de la pantalla donde se sospecha exista una resistencia menor. Se aceptará el concreto de la zona representada por los núcleos si el promedio aritmético de los 3 núcleos es por lo menos 85% de la resistencia $f'c$ especificada (178,5 kg/cm²) y ningún núcleo podrá tener una resistencia menor al 75% de la resistencia $f'c$ especificada.

11. ENROCADO DEL DISIPADOR DE ENERGÍA

11.1. La geometría, altura y ancho del disipador es la indicada en estos planos, la longitud final será definida por la Supervisión con las condiciones particulares del sitio, pero no será menor a 1.9 m en longitud.

11.2. Los bloques de roca de relleno deberán ser duros, durables y angulosos. No se permitirán bloques de roca sedimentarias. El tamaño de los bloques de relleno deberá estar en un rango de entre 20 cm a 40 cm.

11.3. El concreto que se bombeará en los espacios entre bloques de roca deberá tener una resistencia a la compresión mínima de 210 kg/cm² (21 MPa).

12. VARIACIONES AL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

En caso de que surjan eventos imprevistos o si el Contratista propusiera realizar variaciones al procedimiento constructivo establecido en estas especificaciones, deberá someter a revisión por parte del Supervisor y del Diseñador el procedimiento propuesto, y esperar la aprobación antes de la implementar cualquier cambio.

13. MATERIALES

13.1. CERTIFICADOS DE CALIDAD DE LOS MATERIALES

El Contratista deberá presentar certificados de calidad extendidos por los fabricantes de los materiales que va a utilizar en la obra. En particular, deberá presentar los certificados de calidad de los siguientes materiales:

Barras sólidas roscadas de fábrica, acoples, placas y tuercas

Cemento

Geotextil de filtro

Geomanta antierosión

El Contratista también deberá presentar la ficha técnica de los materiales para que el Supervisor compruebe que cumplen con las especificaciones técnicas.

13.2. GEOTEXTIL DE FILTRO DE SUBDRENAJES

Se deberá utilizar un geotextil no tejido de polipropileno fabricado por un sistema de fibras, punzonado por agujas con las características que se muestran en la siguiente Tabla:

Parámetro	Especificación	Norma
Resistencia nominal a la tensión	≥ 400 N	ASTM D4362
Resistencia al punzonamiento	≥ 250 N	ASTM D4833
Resistencia al rasgado	≥ 200 N	ASTM D4533
Espesor	$\geq 1,4$ mm	ASTM D5199
Permitividad	$\leq 3,20$ s-1/	ASTM D4491
Permeabilidad	$\geq 40 \times 10^{-2}$ cm/s	ASTM D4491

13.3. TUBO DE SUBDRENAJES

Se utilizará tubo de policloruro de vinilo (PVC) perforado tanto para los subdrenajes simples como los compuestos, según se muestra en los detalles de estos planos y las especificaciones de la Tabla siguiente:

Parámetro	Especificación
Cédula	SDR 32.5
Diámetro nominal	50 mm
Diámetro externo	60.32 mm
Diámetro interno	56.62 mm

13.4. CONCRETO DE OBRAS

Se debe dotar un concreto para ser lanzado por vía seca o por vía húmeda, con una resistencia mínima a la compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (21 MPa) con un tiempo de fragua de 28 días.

Para las cunetas, se requiere de concreto convencional colado en sitio, que deberá prepararse con una batidora con capacidad para al menos un saco de cemento. La resistencia mínima a la compresión será $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (21 MPa) con un tiempo de fragua de 28 días.

13.5. LECHADA DE INYECCIÓN

Las perforaciones de los anclajes deberán inyectarse con una lechada fabricada a base de agua potable y cemento que cumpla con la resistencia especificada. La lechada deberá ser dosificada en una proporción A/C entre 0.5 y 0.7 de manera que la mezcla alcance una resistencia mínima a la compresión $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (28 MPa) para un tiempo de fragua de 28 días.

13.6. BARRAS SÓLIDAS PARA ANCLAJES PASIVOS

Se deberá utilizar barras roscadas, sólidas de acero Gr97, tipo Barra SAS Ø25 o equivalente con las características indicadas en la siguiente Tabla:

Parámetro	Especificación
Diámetro externo	25 mm
Esfuerzo de fluencia	240 kN

13.7. GEOMANTA ANTIEROSIÓN

Para dar protección superficial contra la erosión a los taludes remanentes en el área indicada en estos planos, se utilizará una geomanta flexible, tipo Macmat R3 004 o equivalente, tridimensional, con más de 90% de vacíos, fabricada a partir de filamentos gruesos de polipropileno fundidos en los puntos de contacto. La geomanta deberá contar con las siguientes características:

PROPIEDADES FÍSICAS		
Propiedad	Norma aplicable	Especificación
Esesor nominal (mm)	ASTM D 5199	10
Gramaje (g/m ²)	ASTM D 5261	520
Índice de vacíos (%)	N/A	>90
Espesor del filamento (mm)	N/A	0.65
Color	N/A	Verde
Polímero	N/A	Polipropileno
Peso específico del polímero (kg/m ³)	ASTM D 792	905
Punto de fusión del polímero (°C)	ASTM D 1505	150
Resistencia UV del polímero	ASTM D 4355	Estabilizado

PROPIEDADES MECÁNICAS		
Propiedad	Norma aplicable	Especificación
Resistencia a la tracción longitudinal (kN/m)	ASTM D 4595	3
Elongación a la rotura (%)	ASTM D 4595	64
Resistencia a la tracción transversal (kN/m)	ASTM D 4595	1.2
Elongación a la rotura (%)	ASTM D 4595	57

PRESENTACIÓN DEL ROLLO	
Dimensión	Valor
Ancho (m)	2
Largo (m)	50
Área (m ²)	100
Diámetro promedio (m)	0.7
Peso (kg)	52

2.11 Anexo 6: Planos de diseño

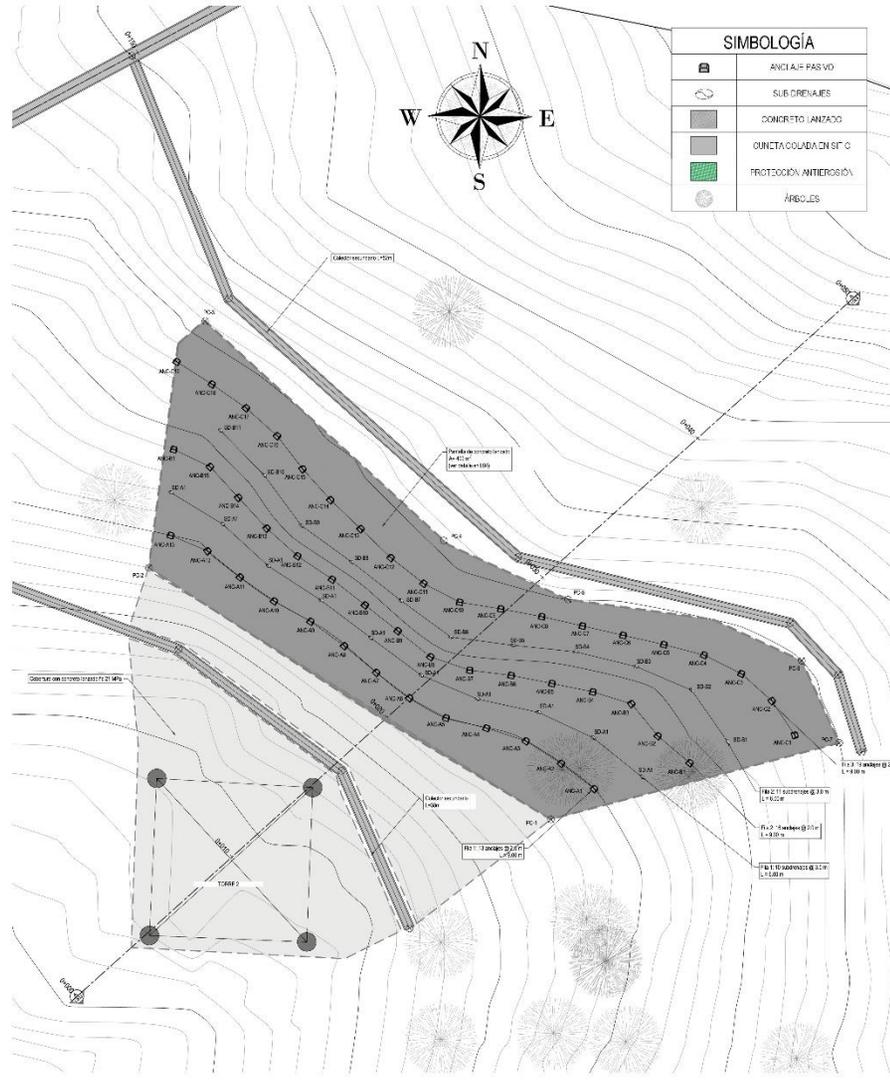
Los planos se han adjunto a continuación.

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSGRADOS

TALLER DE DISEÑO II

**ESTUDIO Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE ESTABILIZACIÓN
 CON SUELO COSIDO PARA UNA TORRE DE
 TRANSMISIÓN ELÉCTRICA EN HONDURAS**

LÁMINA	TÍTULO	CONTENIDO
001	PORTADA	PORTADA Y PLANTA DE SUJO DORADO
002	PLANTA	PLANTA DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN
003	PERFIL Y DETALLES	PERFILES TÍPICOS
004	DETALLES	DETALLES DE EVENTOS
005	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS



PLANTA DE ESTABILIZACIÓN DE SUELO COSIDO
 =ESCALA 1:100

Proyecto:		
ESTUDIO Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE ESTABILIZACIÓN CON SUELO COSIDO PARA UNA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA EN HONDURAS		
Escala:		
Escala: 1:100 (Planta)		
Diseñado:		
Proyecto: 1:100 (Planta)		
Fecha:	Hoja:	De:
1/2023	1	1/2023

TABLA DE COORDENADAS

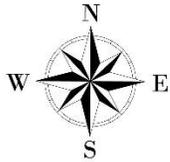
NOMBRE	COORDENADA X	COORDENADA Y
ANC-01	9339.894	1862281.877
ANC-02	9343.138	1862281.277
ANC-03	9333.453	1862294.123
ANC-04	9331.711	1862294.751
ANC-05	9339.775	1862295.177
ANC-06	9339.894	1862295.139
ANC-07	9339.845	1862297.431
ANC-08	9339.896	1862298.038
ANC-09	9339.984	1862298.838
ANC-10	9331.135	1862300.372
ANC-11	9329.897	1862301.176
ANC-12	9329.841	1862301.229
ANC-13	9329.919	1862301.375

NOMBRE	COORDENADA X	COORDENADA Y
ANC-14	9331.461	1862281.028
ANC-15	9339.891	1862284.337
ANC-16	9339.697	1862291.573
ANC-17	9339.814	1862296.457
ANC-18	9339.895	1862296.253
ANC-19	9339.895	1862297.977
ANC-20	9332.204	1862297.225
ANC-21	9339.901	1862297.711
ANC-22	9339.834	1862297.718
ANC-23	9339.401	1862298.496
ANC-24	9339.401	1862298.493
ANC-25	9339.815	1862298.172
ANC-26	9339.897	1862298.192
ANC-27	9339.897	1862298.192
ANC-28	9339.175	1862298.791
ANC-29	9339.819	1862298.795
ANC-30	9339.943	1862298.214
ANC-31	9329.718	1862298.027

NOMBRE	COORDENADA X	COORDENADA Y
ANC-32	9339.486	1862294.412
ANC-33	9339.483	1862294.911
ANC-34	9337.939	1862297.319
ANC-35	9339.391	1862298.253
ANC-36	9339.221	1862298.719
ANC-37	9331.237	1862299.218
ANC-38	9331.151	1862298.647
ANC-39	9331.437	1862298.951
ANC-40	9331.483	1862298.918
ANC-41	9339.431	1862298.718
ANC-42	9339.702	1862298.076
ANC-43	9337.029	1862298.906
ANC-44	9339.483	1862298.798
ANC-45	9339.236	1862298.619
ANC-46	9332.291	1862297.112
ANC-47	9338.873	1862298.718
ANC-48	9339.385	1862297.675
ANC-49	9339.543	1862297.225
ANC-50	9339.483	1862297.229

NOMBRE	COORDENADA X	COORDENADA Y
SC-01	9339.158	1862295.473
SC-02	9339.809	1862295.972
SC-03	9339.213	1862295.181
SC-04	9331.128	1862296.152
SC-05	9339.977	1862297.298
SC-06	9339.177	1862298.476
SC-07	9339.718	1862298.476
SC-08	9339.213	1862298.498
SC-09	9329.906	1862298.123
SC-10	9339.541	1862298.122

NOMBRE	COORDENADA X	COORDENADA Y
SC-11	9334.457	1862294.111
SC-12	9331.354	1862295.189
SC-13	9339.882	1862297.796
SC-14	9331.493	1862298.441
SC-15	9332.987	1862299.111
SC-16	9339.631	1862299.132
SC-17	9339.824	1862299.134
SC-18	9339.155	1862299.798
SC-19	9339.471	1862299.494
SC-20	9339.499	1862299.656
SC-21	9339.939	1862299.189

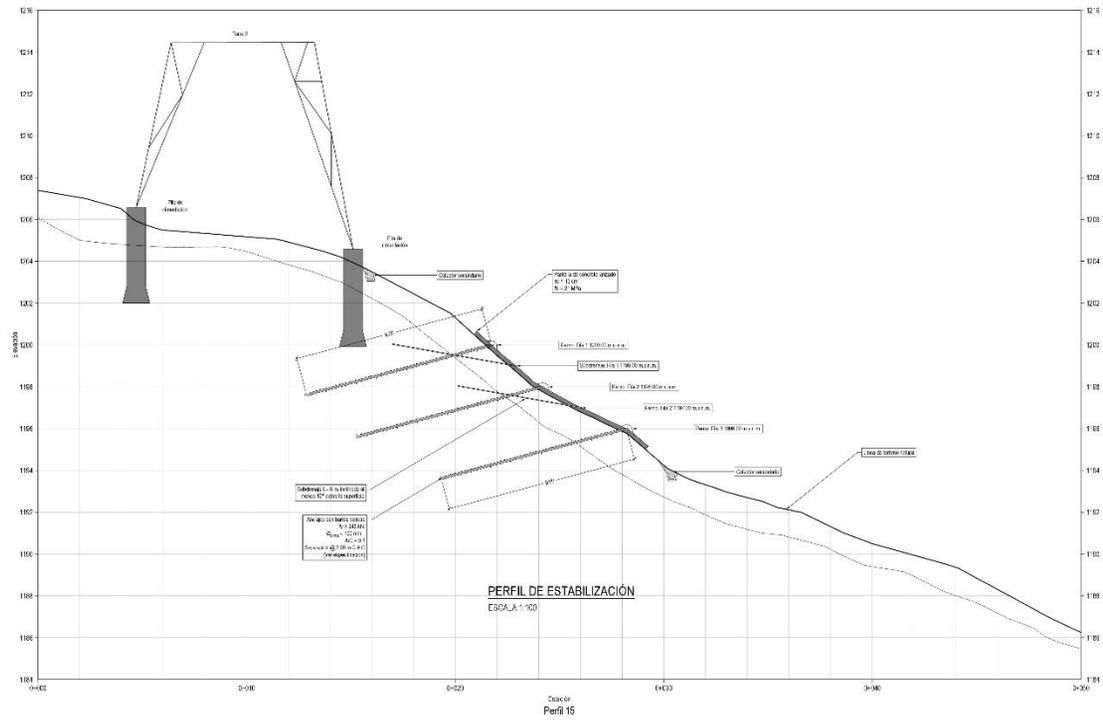


SIMBOLOGÍA	
	ANC A-PASIVO
	SUB DRENAL
	CONCRETO LAZADO
	CUNETAS COLADAS EN SITIO
	PROTECCIÓN ANTIEROSIÓN
	ARBOLES

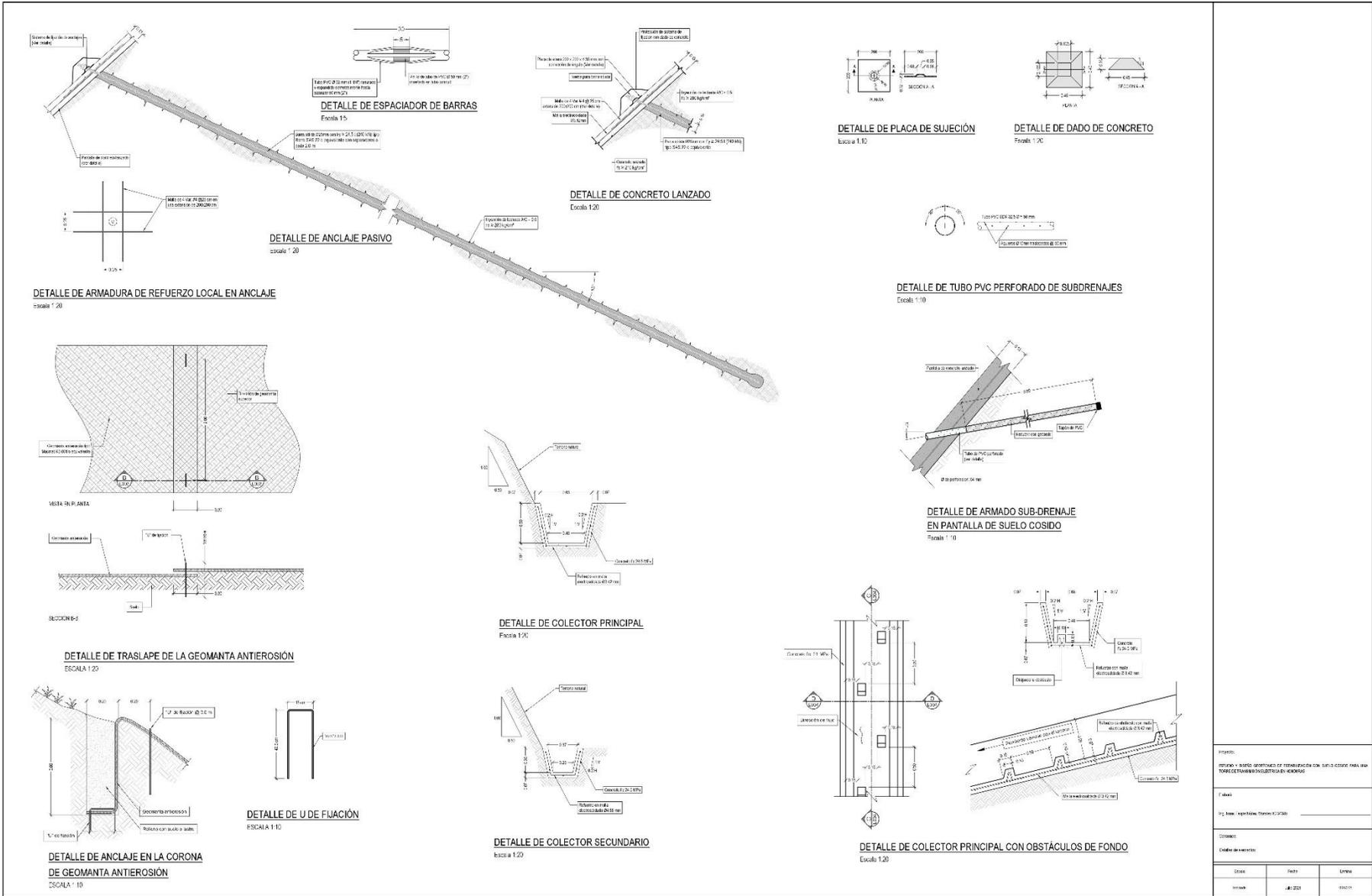


PLANTA DE ESTABILIZACIÓN DE SUELO COSIDO
ESCALA 1:200

Proyecto:		
DISEÑO Y MONITOREO DE ESTABILIZACIÓN DE SUELO COSIDO PARA UNA TORRE DE TRANSMISIÓN DE ELECTRICIDAD EN ACERÓSE		
Fecha:		
Escala: 1:200 (Planos Generales)		
Diseñado:		
Verificado:		
Elaborado:	Revisado:	Aprobado:
Fecha:	Fecha:	Fecha:
Hoja:	de:	Total:



<p>Proyecto:</p> <p>ESTUDIO Y DISEÑO DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES CON CABLES DE ACERO PARA UNA TORRE DE TRANSMISIÓN DE ENERGÍA ELÉCTRICA EN ACERQUE</p>		
<p>F. Obra:</p> <p>Est. Transm. Energía Eléctrica ACERQUE</p>		
<p>Diseño:</p> <p>PERFIL DE OBRAS</p>		
<p>Elaborado:</p> <p>1/1/2023</p>	<p>Revisado:</p> <p>1/1/2023</p>	<p>Aprobado:</p> <p>1/1/2023</p>



Proyecto:		
OBRAS DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL SUELO COSIDO PARA UNA TORRE DE TRANSFORMACIÓN ELÉCTRICA EN ACEROS		
Fecha:		
Ing. José Agustín Gómez, A.C.		
Diseño:		
Código de proyecto:		
Ubicación:	Fecha:	Última:
100000	2023	00001

3 Capítulo 3: Diseño geotécnico del refuerzo del túnel para una sección del proyecto hidroeléctrico de cogeneración privado en Siquirres, Limón.

3.1 Introducción

En el presente capítulo se describen las razones que justifican la realización de este tipo de proyecto. Se pretende mostrar y describir las razones geológicas asociadas al emplazamiento del sitio que lo hacen requerir un diseño separado del refuerzo del túnel basado en secciones de análisis que dependen del tipo de estructura geológica a atravesar.

Para lograr esto, se han definido una serie de objetivos, se ha establecido el alcance de esta investigación con los respectivos entregables y de la misma forma con los excluyentes y limitaciones que son los puntos en los que no se ahondará. Por último, se describe la metodología, la cual se ha definido como la secuencia de pasos que se debieron seguir para completar satisfactoriamente el proyecto.

3.1.1 Planteamiento del problema

Es una obra nueva, el proyecto se ubica en el distrito de Florida del cantón de Siquirres de la provincia de Limón. El Proyecto de Cogeneración Hidroeléctrica Privada busca aprovechar las aguas del río Bonilla, que son derivadas hasta un desarenador. Desde el desarenador, son conducidas por un túnel hasta un embalse de regulación y desde la misma se transportan hasta la casa de máquinas.

Actualmente existe un refuerzo preliminar único para el túnel del embalse, que como tal no considera la variable geotécnica y este proyecto busca definir el tipo de soporte a utilizar y hacer una revisión de su cumplimiento por medio de elemento finito.

3.1.2 Importancia

Los proyectos hidroeléctricos juegan un rol fundamental en la producción de energías renovables y el desarrollo económico. Al ser obras con una inversión importante a nivel

económico, resulta importante optimizar las prácticas del diseño geotécnico, en este caso, el refuerzo del túnel de conducción. Esta optimización se puede alcanzar con la implementación de métodos modernos para el estudio del macizo rocoso y el comportamiento del refuerzo ante las solicitaciones de carga. Es por ello por lo que este proyecto pretende ofrecer una investigación sobre la implementación de modelos de elemento finitos con software de computación.

3.1.3 Objetivos

3.1.3.1 Objetivo general

Desarrollar el diseño geotécnico del refuerzo de un túnel mediante análisis de elemento finito, para un proyecto hidroeléctrico de cogeneración privada ubicado en Siquirres, Limón.

3.1.3.2 Objetivos específicos

- Realizar una investigación de la normativa y códigos de diseño existentes para el análisis y diseño de refuerzos en túneles.
- Procesar la información geológica y geotécnica generada para el sitio de estudio.
- Determinar las propiedades geotécnicas a partir del del modelo geológico y de la recopilación de las características físicas y mecánicas del suelo determinadas por medio de ensayos de campo y de laboratorio.
- Diseñar el refuerzo geotécnico a utilizar en la estabilización del túnel.
- Elaborar modelos de elemento finito basado en determinadas secciones del túnel, mediante el software RS2 de Rocscience.
- Elaborar planos constructivos de las obras de refuerzo del túnel.
- Elaboración de la propuesta constructiva con una descripción del proceso constructivo a implementar.
- Elaboración de presupuesto preliminar de costos de las obras de refuerzo y estabilización.

3.1.4 Delimitación del problema

3.1.4.1 Alcance

El alcance de este trabajo consiste en el diseño geotécnico del refuerzo de un túnel para un proyecto de energía hidroeléctrica, mediante una selección del refuerzo por métodos empíricos y una revisión basada en un análisis por medio de elemento finito a través de software especializado.

Esta investigación incluirá información relevante al diseño geotécnico de túneles y sus sistemas de refuerzo y sostenimiento, incluyendo sus características físicas, mecánicas, ventajas y desventajas como métodos de estabilización y recomendaciones sobre su instalación.

El producto de este proyecto será un informe con planos y especificaciones detallados para el diseño del refuerzo del túnel en sus diferentes tramos con características geotécnicas relevantes.

3.1.4.2 Limitaciones

- El sitio se encuentra ubicado en una propiedad privada en Limón y debido a la situación mundial de la pandemia provocada por el Coronavirus, no se podrán realizar visitas al sitio por lo cual el diseño únicamente se realizará con la información suministrada.
- El proyecto hidroeléctrico es un proyecto que se encuentra en etapa de prefactibilidad y se encuentra sustentada en un conjunto de datos representativos basado en la etapa actual del proyecto. De esta manera, la investigación geológica-geotécnica no se ha desarrollado de manera exhaustiva para la implementación del proyecto en la realidad. Adicionalmente deberá ser tratada de manera confidencial.
- La investigación hidráulica y de parámetros hidrogeológicos del sitio no se realizó y deberá realizarse basada en los hallazgos descritos en el sitio y según fuentes bibliográficas para el tipo de suelo.
- Por cuestiones de tiempo y para cumplir con los tiempos de entrega de este taller de diseño, únicamente se hará el diseño detallado de la sección de refuerzo típica de roca de volcánita cizalla, que representa aproximadamente 70 m.

- No se suministró un levantamiento de orientación de las diaclasas para la roca porque lo que el análisis de materiales rocosos controlados por discontinuidades no se podrá ejecutar.

3.1.4.3 Exclusiones

- La ubicación del sitio y el alineamiento del túnel ya se encuentra definido y no se propondrá su movilización.
- Se partirá con las premisas geológico-geotécnicas obtenidas hasta la etapa actual del proyecto, no se pretende profundizar en las condicionantes geológicas a nivel regional que puedan comprometer el desarrollo del proyecto en el futuro.
- Se partirá con la investigación geotécnica disponible y no se supone la generación de nueva investigación
- El refuerzo de la zona de los portales, por ser zonas particularmente conflictivas de analizar no se realizará en este proyecto.
- Las zonas de escombreras de materiales y su ubicación quedan fuera del alcance del proyecto.

3.1.5 Metodología

Se entiende por metodología la secuencia de pasos necesarios que se deben seguir para completar satisfactoriamente el proyecto. Para ello, el proyecto en su totalidad se dividió en cinco fases.

La investigación dio inicio con una revisión exhaustiva de la información existente. Fue revisada la geología del proyecto, se estudiaron las teorías en las que se basan los modelos de rotura de las rocas y los principales criterios de clasificación para macizos rocosos. De igual manera, se realizó una investigación de los métodos de excavación y los principales tipos de soporte utilizados para túneles.

Una vez obtenida la información recolectada con su debido procesamiento se realizó una identificación de la información necesaria para el diseño y en caso de que no existiera se estimaron las propiedades geomecánicas del modelo geotécnico que sea representativo para el sitio de la investigación.

La tercera fase consiste en la determinación del refuerzo para las distintas secciones del túnel, primeramente, mediante métodos empíricos basados en criterios de clasificación y posteriormente basado en una revisión utilizando herramientas de cálculo para modelos de elemento finito. Para ello es necesario la generación de un análisis numérico del macizo basado en las propiedades asignadas a cada unidad geotécnica y posteriormente se procede a realizar una simulación del comportamiento del túnel bajo las condiciones supuestas. A partir de estos resultados se determina si es requerido un mayor o menor refuerzo considerando las zonas de deformación plástica y deformaciones máximas causadas en la roca o el frente de excavación para una sección en forma de herradura. En la Figura 3.2 se presenta en mayor detalle la metodología aplicada para la estimación del modelo iterativo utilizando elemento finito.

Una vez obtenido los resultados se procede a la clasificación de los diferentes tipos de soportes resultantes para cada una de las secciones que se dividirán en clases de soporte. A esta altura del proyecto aún no se ha determinado el tipo de soporte requerido, pero parte del proyecto será la determinación de los soportes que mejores resultados se obtengan en el análisis.

Finalmente, en la fase final, se espera realizar la comparación de los resultados obtenidos y completar los entregables a partir de los cuales se obtienen las conclusiones del proyecto y se realiza la presentación para su defensa. Se presenta el esquema mostrado en la Figura 1.2 que representa el esquema diseño planteado para el planteamiento del esquema de refuerzo para el túnel, es posible que este planteamiento sufra variaciones conforme se avance a partir de los hallazgos que se vayan generando.

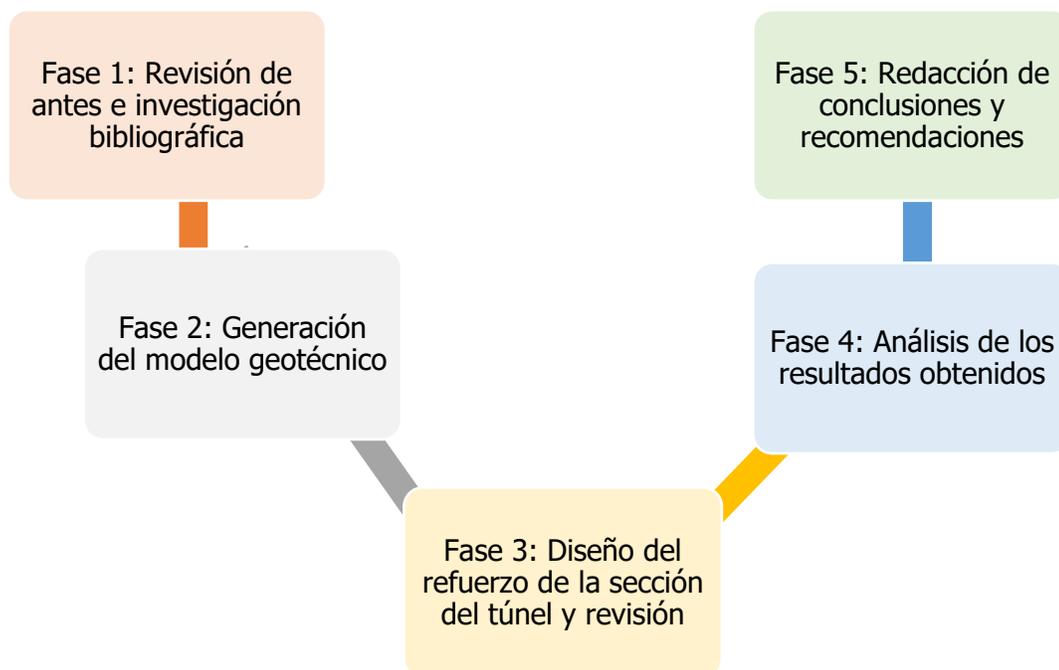


Figura 3.1. Esquema metodológico resumido del proceso de diseño

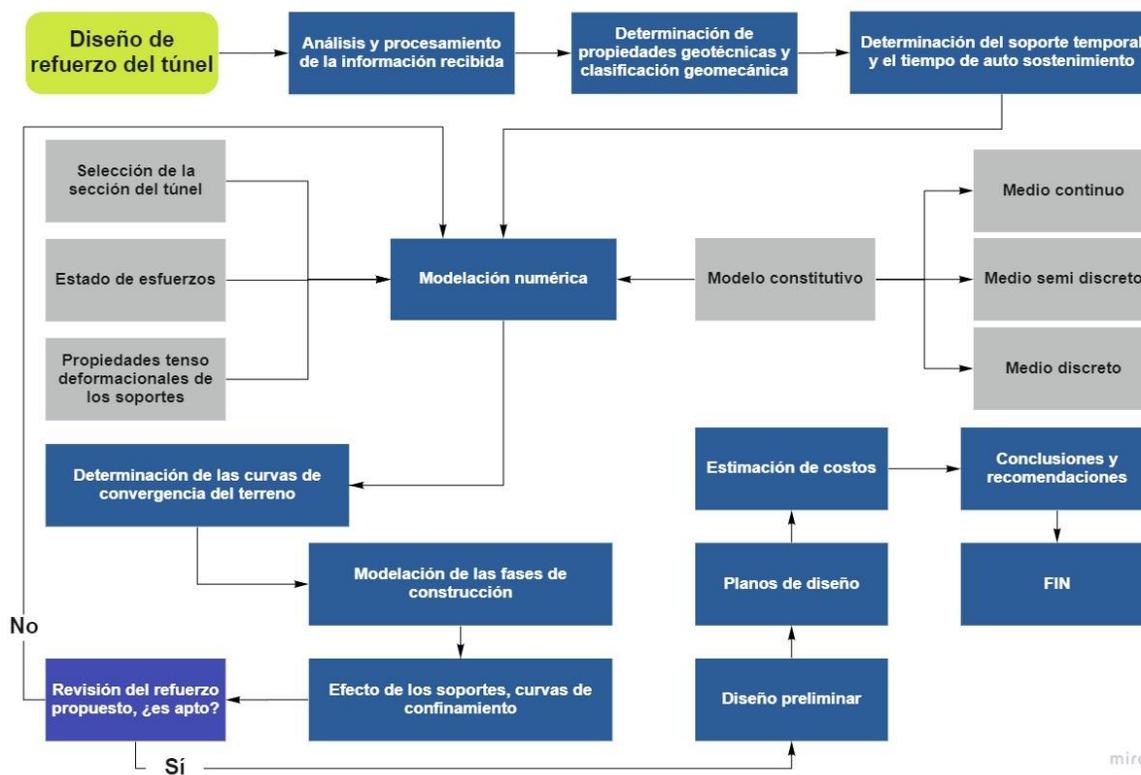


Figura 3.2. Descripción de la fase 3 de la metodología

3.1.6 Esquema de la solución planteada

En la Figura 3.3 se presenta un esquema que representa el funcionamiento de todas las obras del proyecto, como se observa estas iniciarán desde una toma donde se ubica un desarenador que redirecciona las aguas hacia la tubería de baja presión que se plantea que se conduzca sobre el túnel, hasta su salida en el embalse. Posteriormente se transporta mediante una tubería forzada hasta la casa de máquinas del proyecto donde finalmente se aprovecha la energía eléctrica.

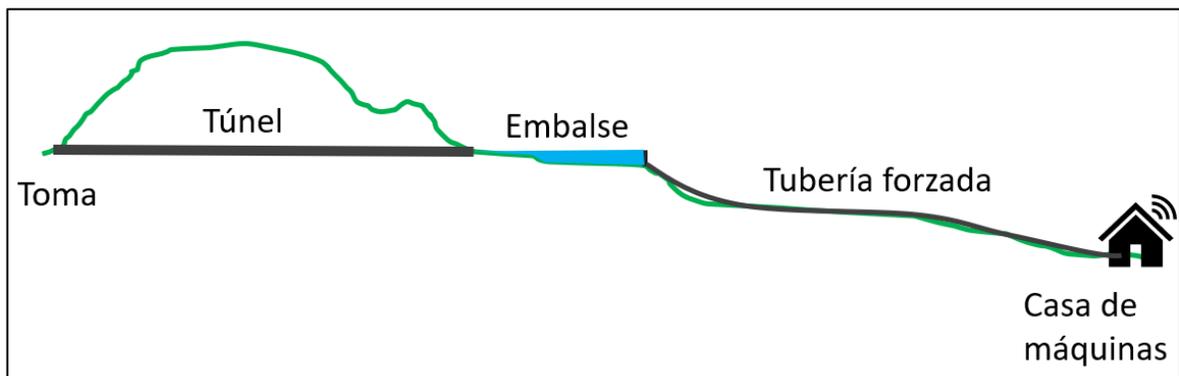


Figura 3.3. Esquema del proyecto hidroeléctrico

En la Figura 3.4 se presenta la morfología del proyecto donde se ubicaron en color amarillo las zonas de los portales del túnel y el cerro que se pretende atravesar. En esta imagen tridimensional se puede apreciar que el sitio posee numerosas zonas donde se observan diferentes tipos de deslizamientos lo que a nivel superficial hacen parecer que es una zona de alto riesgo geológico y geotécnico.

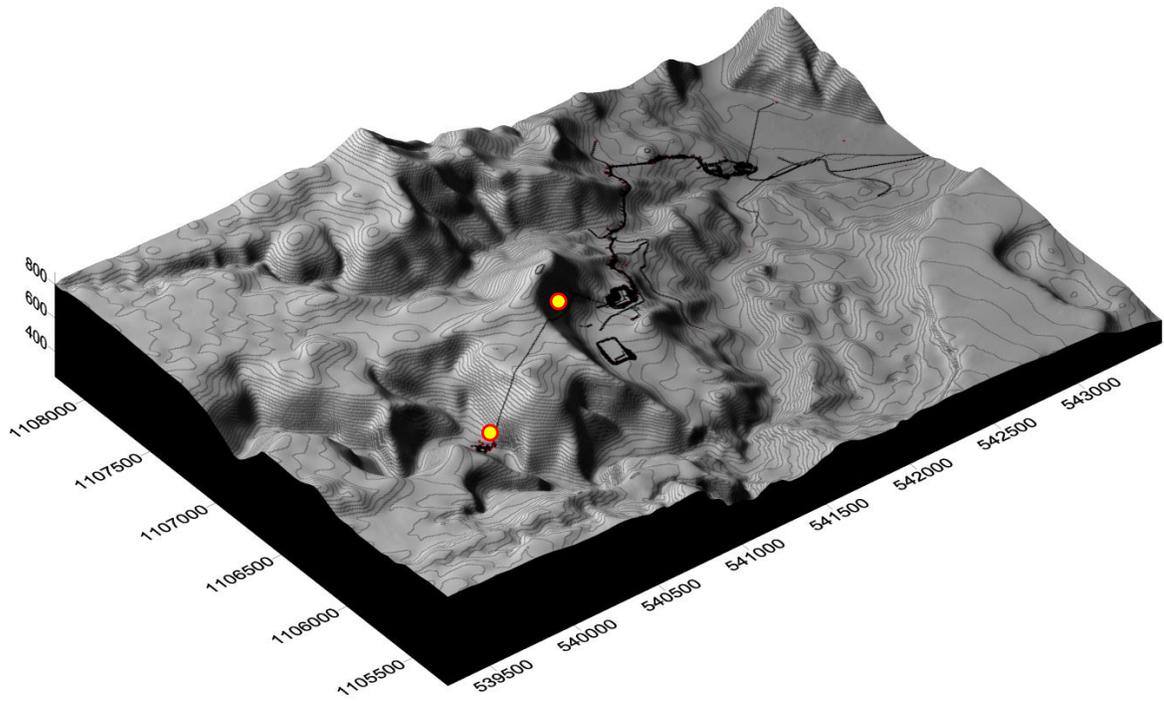


Figura 3.4. Esquema tridimensional del proyecto hidroeléctrico

3.2 Marco teórico

Como parte de la investigación, en este capítulo se expondrán y describirán una serie de conceptos y criterios fundamentales para comprender el eje temático de la investigación del presente proyecto.

3.2.1 Criterios de ruptura

Existen muchos criterios de ruptura fundamentados en conceptos teóricos como también empíricos. Los teóricos pocas veces son cercanos a la realidad, debido a la dificultad que aún hoy existe en determinar los parámetros teóricos que controlan el comportamiento de la roca. Es por ello por lo que, los criterios más utilizados se basan en criterios empíricos desarrollados con la intención de ajustarse a los resultados de laboratorio que han mostrado ser más realistas en la práctica. De esta manera, los criterios de ruptura se aplican en la roca intacta y a partir de ajustes numéricos empíricos se estiman los parámetros de la masa rocosa.

Los criterios de ruptura se pueden definir como ecuaciones que expresan la superficie límite en coordenadas de tensiones principales, denominado el espacio de esfuerzos. Cuando se evalúa un punto utilizando un criterio de ruptura se determina si las tensiones generadas en este se encuentran dentro o fuera de la superficie que describe la resistencia de la masa rocosa. De esta manera, un punto fuera de la superficie representa la zona de falla. Usualmente, y por limitaciones físicas que se desarrollan durante la fase experimental, los criterios de ruptura suelen expresarse en dos dimensiones, donde un eje representa el estado de tensión principal mayor y el otro el estado de tensión menor.

Dependiendo de cómo se defina la ecuación de la superficie de fluencia y el modo de falla así se obtienen distintos tipos de criterios de ruptura. A continuación, se presenta una descripción de los principales criterios de rotura utilizados en la mecánica de rocas.

3.2.1.1 Criterios de ruptura lineal de Mohr-Coulomb

El criterio de ruptura lineal de Mohr-Coulomb, define la envolvente de la superficie de fluencia como una ecuación lineal. Este criterio es ampliamente utilizado en suelos, donde se ha estudiado que su comportamiento si puede ser más aproximado a su superficie de fluencia. Sin embargo, en rocas bajo un comportamiento triaxial una ecuación lineal no suele representar el comportamiento de la roca. Dicho esto, en ocasiones resulta necesario analizar el comportamiento de las juntas individuales, por lo que se requiere una herramienta sencilla utilizando pocos parámetros fácilmente medidos que contemple un criterio de resistencia al corte.

El criterio de resistencia de Mohr-Coulomb se puede expresar como una ecuación lineal que representa la resistencia al corte (τ) en función de la tensión normal que actúa en el plano de ruptura (σ_n) y basado en dos parámetros de resistencia que se conocen como cohesión aparente (C) y ángulo de fricción (\emptyset) representados por la siguiente ecuación:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \emptyset \quad \text{Ecuación 16}$$

En la Figura 3.5 se muestra la representación de la envolvente de Mohr-Coulomb en el espacio de tensión normal y tangencial en color rojo viene representada la envolvente de falla. Basado en esto, cualquier punto que describa un estado tensional con valores superiores a los de la envolvente representa una falla de la roca. Y todos aquellos que se encuentren por debajo de la envolvente representan un estado de tensiones en rango elástico.

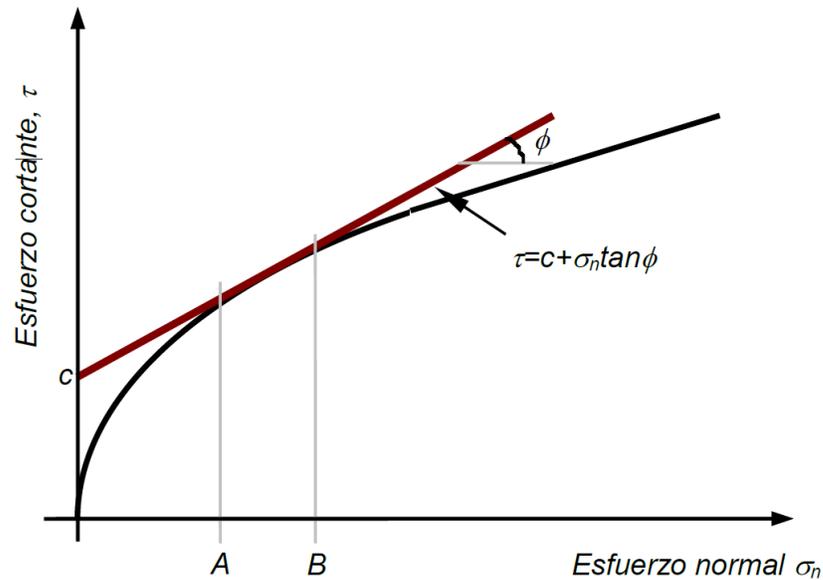


Figura 3.5. Criterio de resistencia de Mohr-Coulomb

Fuente: (Tapia, 2004)

3.2.1.2 Criterios de ruptura no lineal de Hoek y Brown generalizado

El criterio de ruptura de Hoek y Brown representa el criterio empírico más utilizado en la actualidad. Se basa en una publicación realizada por ambos autores en el año 1980 con actualizaciones y modificaciones hasta la más reciente en el año 2018. Su creación se debió al análisis de resultados experimentales de múltiples materiales y de forma empírica se ajustó un modelo. En su forma generalizada, el criterio no lineal se expresa por la siguiente ecuación:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad \text{Ecuación 17}$$

Donde:

σ'_1 : Esfuerzo principal mayor en la resistencia pico

σ'_3 : Esfuerzo principal menor en la resistencia pico

σ_c : Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta

m_b : Valor de la constante m para la masa rocosa (según tablas)

s y a: Constantes que dependen de las propiedades de la roca

Por su desarrollo, es un criterio basado en estimar la resistencia de la roca para el diseño de excavaciones subterráneas por lo que sus resultados son bastante buenos.

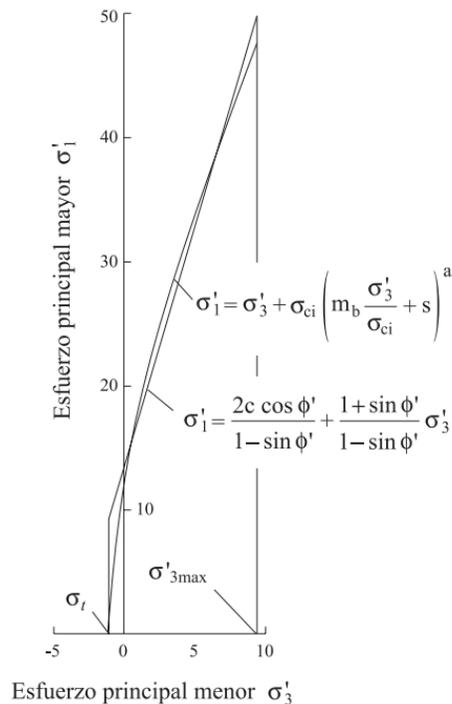


Figura 3.6. Criterio de ruptura de H&B en un espacio de tensiones normal y tangencial

Fuente: (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition, 2002)

3.2.2 Sistemas de clasificación geomecánicos

Los sistemas de clasificación geomecánicos resultan fundamentales para lograr un diseño equilibrado, seguro y económico de obras que se realicen en el espacio subterráneo y que conlleven la excavación de la roca y son valiosos como herramientas para trazar un rumbo inicial en un proyecto, por ejemplo, define aquellos ensayos geotécnicos mínimos requeridos para estimar parámetros de cada sistema de clasificación. A partir de estos modelos, en su mayoría desarrollados a partir de las experiencias y situaciones para sitios específicos se

determinan parámetros del comportamiento geomecánica del macizo desde un enfoque empírico para proyectos en etapas preliminares, aunque, para muchos proyectos terminan siendo la única herramienta disponible para afrontar el desafío de diseñar un túnel en roca.

De esta forma, y basado en (Tapia, 2004) los sistemas de clasificación geomecánica son una herramienta que permiten realizar zonificaciones y asignación de las propiedades mecánicas del macizo rocoso basado en una clasificación de los distintos materiales geológicos en unidades geotécnicas que permiten ser usadas posteriormente en un diseño. Y con sus resultados se pueden determinar las cargas actuantes sobre las estructuras, da recomendaciones habituales sobre el tipo de soporte de la excavación basado en su clasificación y permite optimizar la calidad de las investigaciones de campo y dirigirlas especialmente a los sitios de interés.

Debe tenerse especial cuidado y saber que las clasificaciones geomecánicas no son recetas que se pueden aplicar de manera indiscriminada lo que puede inducir a errores. Para su correcta aplicación es necesario complementarlos con métodos de diseño analíticos y observacionales además de ser complementados para así realizar una revisión cruzada con varios sistemas de clasificación y por último conocer su naturaleza conservadora y los límites con los que fueron elaborados.

A continuación, se presentan los sistemas de clasificación geomecánicas más utilizados en el mundo.

3.2.2.1 Sistema RMR

Sistema de clasificación desarrollado por Z.T. Bieniawski (Rock Mass Rating) en 1973 más tarde actualizada en 1979 y 1989. Consiste en una metodología que clasifica los macizos rocosos in situ a partir de 6 clases y que permite correlacionar con la calidad de la roca y parámetros geotécnicos del macizo rocoso que a su vez proveen de un sistema de sostenimiento preliminar.

Los parámetros que considera el sistema del RMR son la suma de los siguientes:

1. Resistencia a la compresión uniaxial del material de la roca intacta.
2. Designación de la calidad de la roca (RQD).

3. Espaciamiento entre las discontinuidades
4. Condición de las juntas.
5. Condición del agua subterránea,
6. Orientación de las juntas.

Y basado en su puntaje obtenido se puede establecer la clasificación del RMR según la siguiente tabla que además indica una descripción del comportamiento esperable del macizo rocoso.

Tabla 3.1. Clasificación según el RMR

Rango RMR	Descripción del macizo rocoso	Clase
81-100	Muy bueno	I
61-80	Bueno	II
41-60	Medio	III
21-40	Malo	IV
0-20	Muy malo	V

Fuente: Modificado de (González De Vallejo, 2002)

Basado en este criterio, un macizo rocoso considerado de Clase I será muy bueno, es decir un macizo con materiales rocosos de características muy resistentes, con pocas diaclasas, con poco aporte de infiltraciones y en un estado leve o poco meteorizado. Durante su excavación va a presentar pocos problemas en su frente en cuanto a estabilidad y sus requerimientos de soporte serán menores o incluso soporte tiempo de avance largos sin soporte temporal.

Adicionalmente, el RMR permite la determinación a partir de relaciones empíricas de parámetros de resistencia según el criterio de Mohr-Coulomb, así como también módulos de deformabilidad. En las siguientes ecuaciones se muestran algunas de las correlaciones.

$$C = 5RMR \text{ (kPa)} \quad \text{Ecuación 18}$$

$$\phi = 5 + \frac{RMR}{2} \text{ (}^\circ\text{)} \quad \text{Ecuación 19}$$

$$E_M = 2RMR - 100, \text{ Bieniawski (1978) para RMR >50} \quad \text{Ecuación 20}$$

$$E_M = 10^{(RMR-10)/40}, \text{ Serafim y Pereira (1983) para RMR < 50} \quad \text{Ecuación 21}$$

3.2.2.2 Sistema Q

Desarrollado de manera contemporánea al sistema de RMR, su autor Barton presentó en 1974 el sistema de clasificación Q, la cual ha sido revisada en varias ocasiones, hasta la más reciente en 2006. Su nombre proviene del término calidad en inglés ("Quality") y por eso se llama valor Q de Barton en el cual se basa para el diseño y recomendaciones de soportes para excavaciones subterráneas.

El valor del Q se determina a partir de la relación entre 6 parámetros de la masa rocosa que se muestran en la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad \text{Ecuación 22}$$

El primer componente de la ecuación asociado al $\left(\frac{RQD}{J_n}\right)$ representa el tamaño de los bloques, $\left(\frac{J_r}{J_a}\right)$ representa la resistencia al corte existente entre los bloques y por último $\left(\frac{J_w}{SRF}\right)$ representa la influencia del estado tensional. De esta manera, cada uno de los parámetros se puede describir de la siguiente forma, donde:

RQD : Índice de calidad de la roca

J_n : Número de familias de discontinuidades

J_r : Número de rugosidad de las discontinuidades

J_a : Número de alteración de las discontinuidades

J_w : Factor de reducción por agua en las juntas

SRF: Factor de reducción por los esfuerzos

La multiplicación de los 3 componentes de la ecuación puede dar como resultado que el valor de *Q* puede variar en un rango entre 0.001 a 1000, que representan un macizo excepcionalmente pobre hasta uno excepcionalmente bueno, respectivamente. Los resultados numéricos determinan diferentes valores de clases y limitados por diferentes tipos de macizos rocosos y subdivisiones basados en un rango según una escala logarítmica. En la siguiente Tabla 3.2 se muestran los rangos de clasificación por medio del sistema *Q*.

Tabla 3.2. Clasificación del macizo rocoso según valores de Q

Q	Grupo	Clasificación
0.001-0.01	3	Excepcionalmente pobre
0.01-0.1		Extremadamente pobre
0.1-1		Muy pobre
1-4	2	Pobre
4-10		Regular
10-40		Buena
40-100	1	Muy buena
100-400		Extremadamente buena
400-1000		Excepcionalmente buena

Fuente: Modificado de (González De Vallejo, 2002)

3.2.2.3 Índice de resistencia geológica "GSI"

Considerando que los sistemas de clasificación RMR y Q se basan en las características de las discontinuidades de las rocas para describir el comportamiento del macizo rocoso. Su autor, Evert Hoek determinó que existía una necesidad de desarrollar métodos para estimar de mejor manera las propiedades de la masa rocosa. Es por ello por lo que en 1994 publica y propone el criterio del "Geological Strength Index" utilizado para estimar la resistencia de la masa rocosa y su módulo de deformación. El GSI se basa en la descripción de la litología, la estructura y la condición de las discontinuidades a partir de los afloramientos. Combina principalmente dos factores basados en procesos geológicos, el tamaño y distribución de los bloques y la condición de las superficies de las discontinuidades.

La clasificación de la masa rocosa se realiza a través de lineamientos visuales y descriptivos de la condición de la roca. Una vez determinado el valor del GSI este sirve como insumo para la caracterización por el criterio de ruptura de Hoek y Brown.

3.2.3 Métodos de excavación

El tipo o modalidad de la excavación será función de las características geológicas y geotécnicas obtenidos durante la campaña de exploración e investigación geológica, así como de diversos aspectos de tipo económico y financiero e incluso, político. Según sea el grado de complejidad, existe la posibilidad de cambiar el sistema de excavación conforme se avance en el terreno, cada sistema tiene sus ventajas y desventajas, por lo que resulta conveniente realizar un análisis detallado de cada proyecto en particular. Por último, la construcción de túneles es una disciplina altamente especializada que exige la aplicación de métodos y sistemas de trabajo aptos para obtener rendimientos adecuados, considerando siempre las medidas de seguridad que demandan las obras subterráneas (SCT, 2016).

El tipo de método constructivo a utilizar tendrá un efecto significativo en los detalles de requerimientos y las dimensiones del túnel, de esta forma, el diseño y la posición del equipamiento técnico dependerá esencialmente de la forma de excavación. Por ejemplo, para un túnel realizado con una máquina tuneladora (TBM) podría ser circular, mientras que con una técnica tipo cut-and-cover tendrá, por lo general, una forma rectangular.

A continuación, se presentan los métodos de excavación más utilizados en el desarrollo de obras subterráneas.

3.2.3.1 Método convencional de excavación

Uno de los métodos de excavación de túneles más antiguo y ampliamente utilizado, es el sistema de excavación mediante perforación y voladura con explosivos. Su desarrollo está fuertemente ligado a las actividades mineras. Este método, supone numerosas ventajas cuando la longitud del túnel no es muy extensa, además, resulta especialmente válido cuando el medio geológico del proyecto posee una roca muy abrasiva, resistente y de estado muy masivo o bien, cuando la forma requerida del túnel es compleja.

Para la aplicación de este método, es necesario perforar la superficie del frente del túnel y colocar en cada una de las perforaciones una carga explosiva siguiendo un patrón preestablecido, esto genera una serie de vibraciones que acaban por romper la roca. De igual forma, es necesario realizar la voladura de forma controlada, para minimizar los daños sufridos en el macizo rocoso (Structuralia Blog, 2016).

El sistema de perforación y voladura es ampliamente utilizado, debido a ciertas ventajas en comparación con los métodos de excavación mecánica o con tuneladoras que se describirá más adelante, entre ellas se destacan los siguientes puntos:

- sistema de excavación válido para todo tipo de roca,
- permite la ejecución de múltiples tipos de secciones,
- permite una gran adaptabilidad en su trabajo,
- baja movilidad de equipo y
- reducida inversión inicial.

De manera resumida, el ciclo básico de trabajo para una excavación con el método de perforación y voladura con explosivos se esquematiza en la Figura 3.7.

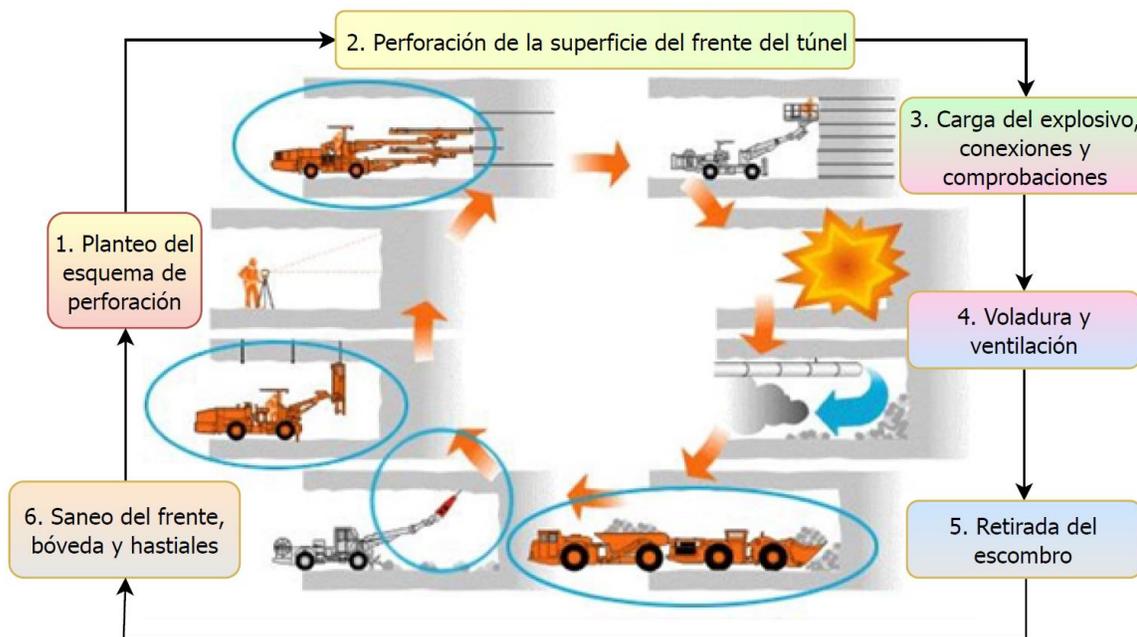


Figura 3.7. Esquema de trabajo del método de perforación y voladura con explosivos

Fuente: Modificado de (Megaw & Bartlett, 1997)

El proceso puede ser repetido las veces necesarias hasta la longitud requerida. Según Satici (2012), como causa de la explosión es muy normal una fracturación de la superficie de la roca y, como consecuencia, la generación un medio rocoso perturbado. Típicamente la perturbación puede extenderse por uno o dos metros en el interior de la roca y puede ser el causante o iniciador de una falla tipo cuña. De este modo, y dependiendo de la calidad y tipo de la roca, resulta necesario la instalación de más soportes.

Para el lector interesado en el método de excavación convencional, se sugiere consultar los reportes del ITA Working Group Conventional Tunnelling (2009) y Satici (2018).

3.2.3.2 Nuevo método austríaco de excavación de túneles (NATM)

También llamado Método Secuencial de Excavación o por sus siglas en inglés "SEM", se entiende como una serie de principios que permiten una valoración dinámica del terreno fue desarrollado en la región alpina debido a los trabajos de L. Von Rabcewicz, L. Müller y F.

Pacher, entre 1957 y 1965. Su origen busca entender el comportamiento del macizo rocoso junto a la deformación de suelo y como este reacciona con la apertura del túnel.

El enfoque principal de este concepto se basa en utilizar el macizo rocoso y su resistencia como parte del material de construcción e integrarlo al sistema de soporte del túnel, mientras se lleva a cabo un proceso de auscultación que permite conocer el comportamiento de la excavación durante su construcción.

En la Figura 3.8 se presenta de manera esquemática los principios básicos del NATM.

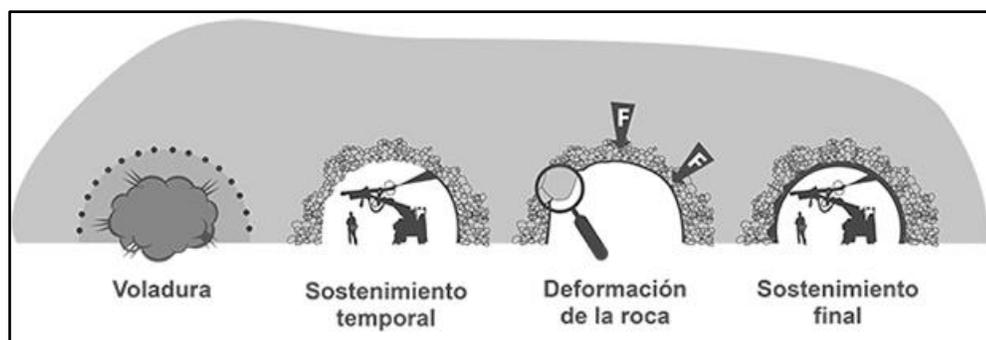


Figura 3.8. Esquema del proceso de excavación y construcción del NATM

Fuente: (Putzmeister, 2018)

El proceso de excavación mediante el método secuencial posee las siete características indicadas en Tabla 3.3:

Tabla 3.3. Características del NATM

<i>Movilización de la resistencia del macizo rocoso</i>	El método se basa en la conservación de la resistencia inherente del propio macizo
<i>Uso de concreto proyectado</i>	Utilizado para preservar la capacidad de carga del macizo, ante un potencial debilitamiento como resultado de una excesiva deformación.
<i>Auscultación</i>	El NATM requiere la instalación de un sofisticado sistema de auscultación. De esta manera se proporciona información conforme se avance y garantiza la estabilidad de la excavación.
<i>Uso de soportes flexibles</i>	El NATM aboga por la versatilidad y flexibilidad en los sostenimientos. Con una preferencia entre elementos de soporte activos en lugar de pasivos.
<i>Cierre del anillo de convergencia</i>	Los sostenimientos no deben colocarse demasiado pronto tras la excavación, dado que la capacidad de movilización del macizo no se efectúa de manera inmediata, por lo cual no se recomienda conformar el anillo de carga.
<i>Consideraciones contractuales</i>	El NATM se basa en un seguimiento continuo durante la construcción. Por ello, debe existir la posibilidad en términos contractuales de realizar un cambio de sistemas de refuerzo conforme se avanza en la construcción.
<i>La clasificación del macizo rocoso determina las medidas de sostenimiento</i>	La utilización de los sostenimientos se realiza conforme se avance en el proyecto. Por tanto, el NATM implica trabajar con un presupuesto dinámico, a diferencia de otros métodos con coste cerrado o fijo.

Fuente: Modificado de (Delgado, 2012)

Un gran número de túneles han sido construidos alrededor del mundo mediante esta técnica, lo que lo han vuelto uno de los métodos modernos más utilizados para el diseño y la construcción de túneles en los últimos años.

La principal ventaja que consideran los expertos en el uso del NATM en la excavación de túneles, es la utilización del propio suelo como elemento portante principal, a diferencia de otros métodos en los que se requiere fabricar un elemento robusto que sirva de soporte.

3.2.3.3 Método de excavación mecánica

Con el avance de la tecnología, la mecanización y automatización de los procesos de excavación, se ha contribuido al desarrollo de túneles de forma más amplia, eficiente y segura, incluso en escenarios en donde existe dificultad en el empleo de explosivos.

Según Cornejo (1988), los métodos de excavación mecánica permiten excavar en macizos de roca debido a las enormes presiones que generan sobre la superficie, mientras a su vez las sierras giratorias van rotando y destrozando la roca o el suelo, lo que permite obtener rendimientos superiores en el avance del túnel, en comparación con otros métodos.

3.2.3.3.1 Máquinas rozadoras

Según Cornejo (1984), las rozadoras son máquinas excavadoras cuyo sistema de trabajo se basa en un cabezal rotatorio, el cual está provisto de herramientas de corte montados sobre un brazo articulado que inciden directamente sobre la roca. En algunas máquinas, el sistema de excavación se acompaña de un sistema de recogida y transporte de escombros desde el frente de trabajo hacia la parte trasera de la máquina. Estas máquinas utilizan el ataque puntal, el cual se basa en concentrar la potencia total del motor de corte y el peso de la máquina sobre un punto, lo que permite atacar rocas bastante duras.

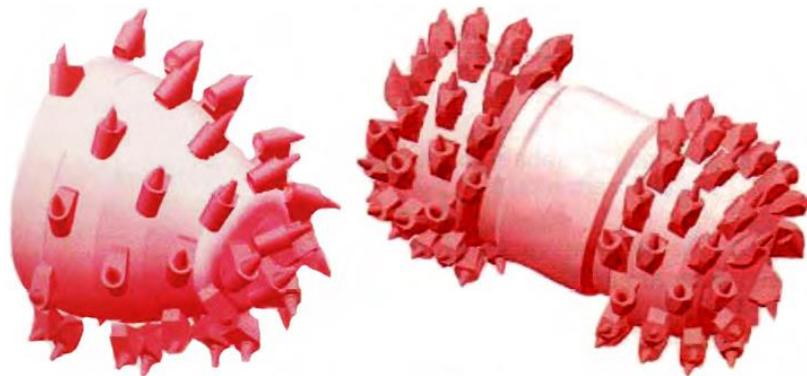
En la Figura 3.9 se presenta una máquina rozadora con un cabezal de corte axial tipo milling.



Figura 3.9. Máquina rozadora de corte axial

Fuente: (Nanjing Runlianjia Machinery Co., Ltd., 2018)

Los sistemas de corte empleados en las máquinas rozadoras se componen principalmente de dos: el “ripping” (debido a que tiende a rasgar la roca) de cabeza frontal y el “milling” (debido a que realiza un fresado de la roca) de cabeza radial. En el caso del milling, la cabeza gira en torno a un eje longitudinal, paralelo al eje del túnel. Mientras que, en el ripping, la cabeza gira en torno a un eje que es perpendicular al eje del túnel. En la Figura 3.10 se ejemplifica cada uno de los tipos de cabeza de corte.



a) Cabeza de corte axial tipo milling

b) Cabeza de corte transversal tipo ripping

Figura 3.10. Tipos de cabeza de corte para rozadoras

Fuente: (SCT, 2016)

Ambos sistemas poseen sus ventajas e inconvenientes, y cada uno tiene su campo de aplicación específica. Según Cornejo (1984), para sistemas con un motor de corte de las mismas características y bajo un medio geológico similar, el rendimiento de rozado aumenta hasta un 30% utilizando el sistema de ripping. Por otro lado, el cabezal de corte empleando el sistema de milling es de menores dimensiones, por lo que su utilización en zonas estrechas permite una mayor maniobrabilidad lo que lo vuelve más utilizado para la elaboración de túneles en la industria minera.

Según la experiencia en México, documentada por la SCT (2016), la excavación mediante rozadoras ofrece ventajas, entre las que se destacan:

- Las secciones de excavación grandes pueden subdividirse y excavarse en fases sucesivas, lo que permite ajustarse a una secuencia de excavación.
- Permite un perfilado de la sección prácticamente sin sobre excavación y se trabaja con un frente limpio y muy accesible.
- Menor afectación a la roca, como consecuencia puede llegar a requerir menores necesidades de sostenimiento que otros métodos.
- No genera mayores vibraciones.
- El empleo de rozadoras puede ser utilizado en muchos medios geológicos. Dentro de los que destacan, en terrenos de resistencia media a blanda y en rocas fracturadas de calidad media a baja.

Como principal desventaja de la excavación mediante rozadoras es la alta generación de polvo que puede causar inconvenientes a los trabajadores y debido a esto, es necesario prever y garantizar una muy buena ventilación en el frente de trabajo y la utilización del equipo de protección personal adecuado.

3.2.3.3.2 Máquinas tuneladoras

Las máquinas topo, tuneladoras o TBM (Tunnel Boring Machine) son máquinas integrales de construcción de túneles. Esto significa que poseen un cuerpo principal y otros elementos de soporte que permiten establecer una dirección y agarre en el avance, ejercer empuje sobre la roca o el suelo y mediante sus mecanismos de corte excavar el frente y retirar los escombros. Así mismo, permite la perforación exploratoria, el levantamiento de apoyos y la aplicación del revestimiento del túnel. Según la Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México (2016), en terrenos estables se pueden alcanzar rendimientos mayores a 1000 metros por mes de excavación.

En la Figura 3.11 se presenta un ejemplo de máquina tuneladora de escudo con equilibrio de lodos, utilizada en la excavación del Metro Túnel de Victoria, Australia.



Figura 3.11. Máquina tuneladora con escudo de equilibrio de lodos (Slurry TBM)

Fuente: (State Government of Victoria, 2019)

En la Figura 3.12 se ilustra la clasificación de las tuneladoras según la DAUB (2010).

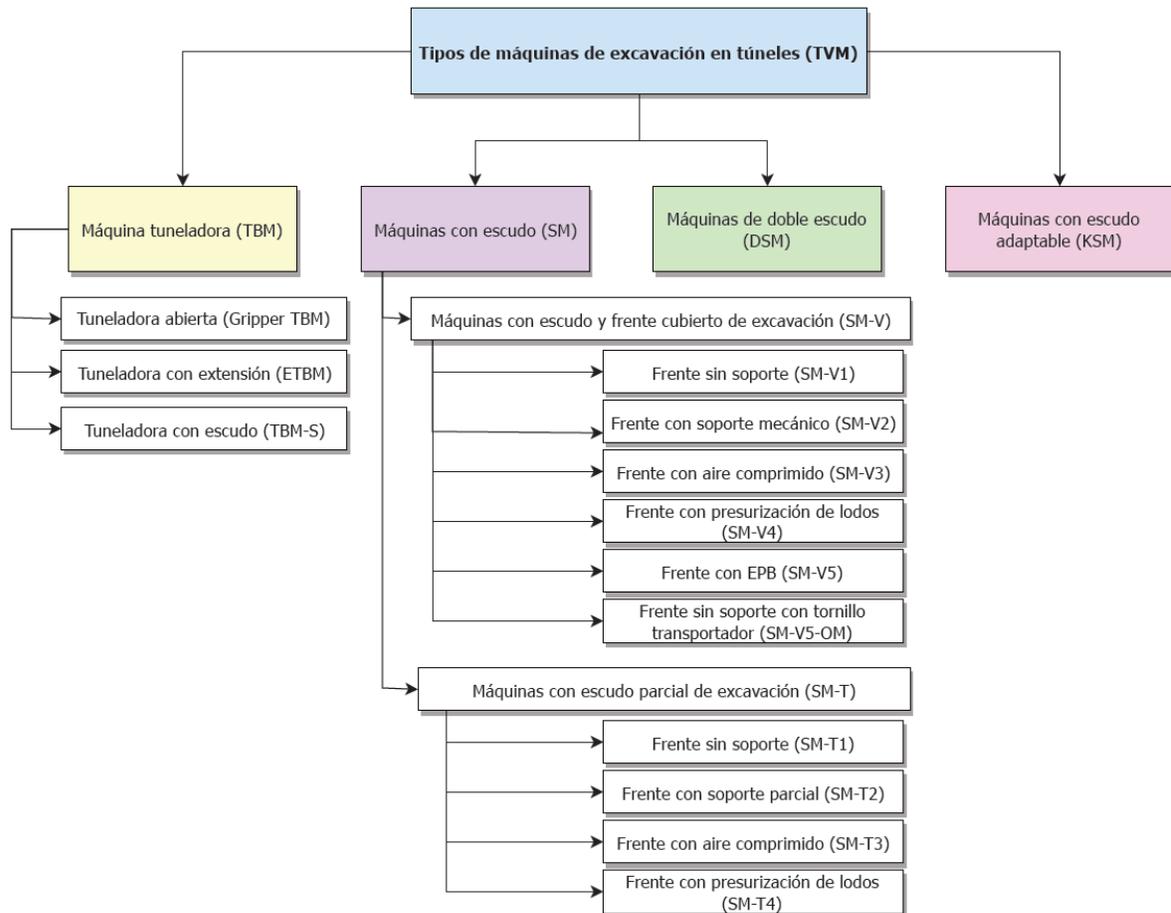


Figura 3.12. Categorización de máquinas tuneladoras

Fuente: Modificado de (Deutscher Ausschuss für Unterirdisches Bauen e. V (DAUB), 2010)

A continuación, se hará una breve reseña de cada uno de los distintos tipos de tuneladoras, basado en las referencias de (SCT, 2016) y (Robbins, 2018).

3.2.3.3.2.1 TBM escudo sencillo

Consta de una cabeza de corte giratorio de forma circular en donde se colocan los discos cortadores. Detrás de la cabeza se ubica un sistema de gatos mecánicos que presionan el cabezal de corte sobre la roca y así logra avanzar con éxito en la excavación de la roca. El escombros se carga automáticamente en una banda transportadora que lo conduce hasta la

parte trasera de la máquina, en donde se deposita en vagonetas para su posterior traslado al exterior.

3.2.3.3.2.2 TBM escudo doble

Su funcionamiento es similar a la TBM de Escudo sencillo, con la ventaja que le permite realizar de manera simultánea la labor de excavar la roca e instalar sistemas de sostenimientos primarios.

3.2.3.3.2.3 Tuneladora abierta de viga principal con zapatas laterales para roca dura

También llamadas "topos" o "moles" en inglés, son máquinas abiertas, lo que quiere decir que no están protegidas en su totalidad. Su avance al excavar la roca se debe a los esfuerzos combinados del giro de su cabeza junto al del empuje contra la roca conseguido por medio de sus zapatas (llamados grippers), los cuales se fijan contra la roca.

3.2.3.3.2.4 Escudo presión de tierra (EPB) para suelos blandos

Es una máquina que incorpora un sistema integral de protección y permite obtener el empuje longitudinal apoyada sobre el revestimiento aplicado. Esto debido a que son suelos que no son suficientemente competentes para sostener un sistema de zapatas o grippers contra ella. El escudo tiene tres elementos distintivos:

- a) La EBP se aloja dentro de una estructura de acero, cuyo objetivo es el sostenimiento de la zona recién excavada que proteja la máquina.
- b) La tuneladora dispone de un sistema de colocación de anillos de revestimiento de concreto o marcos metálicos, la cual permite completar el ciclo de avance.
- c) Su diseño permite trabajar en frentes altamente inestables, manteniendo las condiciones de seguridad.

A manera de resumen, dependiendo del tipo de material a excavar, así será la selección del equipo de maquinaria a elegir. En la Figura 3.13 se ilustra de manera general cual máquina de excavación mecánica se ajusta mejor a cada geología.

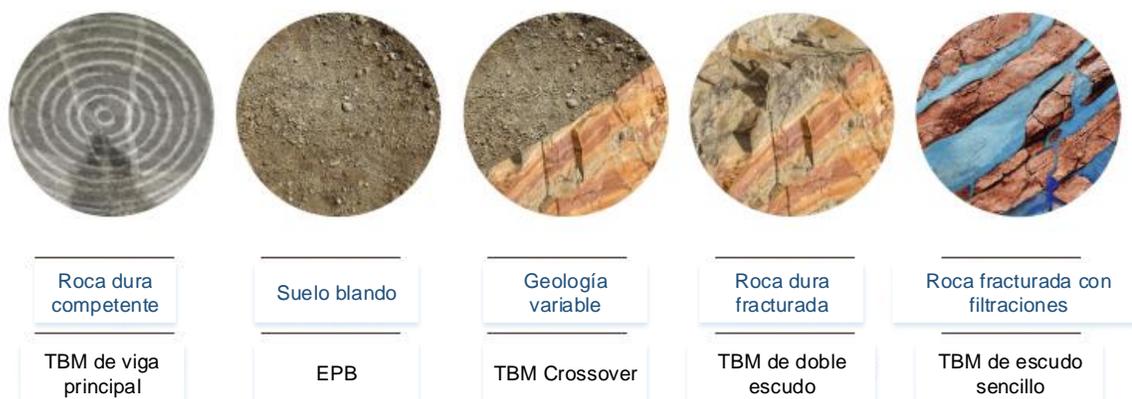


Figura 3.13. Selección de la máquina tuneladora de excavación según el medio geológico.

Fuente: Modificado de (The Robbins Company, 2019)

3.2.4 Sistemas de sostenimientos

Los sostenimientos son el conjunto de elementos estructurales utilizados para contribuir al equilibrio del túnel durante la excavación. Cumplen un papel esencial durante la construcción del túnel ya que proveen de soporte estructural y seguridad en el avance del túnel.

Durante la excavación del terreno es necesario determinar la estabilidad del frente de excavación, para ello el diseñador debe pronosticar los desplazamientos, procesos deformacionales y de redistribución de esfuerzos que puedan darse en la excavación. Estos procesos son intrínsecos a la naturaleza litológica de los materiales, a su estado natural de esfuerzos, grado de fracturamiento y deformabilidad de la roca, entre otros. Por lo que la selección del sistema de sostenimiento se debe basar de acuerdo en múltiples aspectos.

Los elementos de sostenimiento más utilizados son los siguientes:

- *concreto lanzado*
- *inyecciones de concreto (jet-grouting)*
- *pernos comunes de fricción*
- *pernos de sujeción de grandes bloques*
- *marcos metálicos*
- *pantallas de micropilotes*
- *barras de fibra de vidrio*
- *marcos de celosía (marcos noruegos)*

Cada uno posee sus características, por eso es importante esclarecer las aplicaciones y alcances de los distintos sostenimientos. Mientras unos estabilizan el entorno de la excavación por medios artificiales como lo es la modificación de las propiedades y el estado de esfuerzos del terreno, por ejemplo, las inyecciones de concreto, sistemas de drenajes, congelamiento, concreto lanzado, etc. Otros elementos de sostenimientos refuerzan el entorno, como es la aplicación de marcos metálicos, pernos o anclajes, pantallas de micropilotes, etc.

A continuación, se explicará en más detalle los principales sistemas de sostenimiento.

3.2.4.1 Concreto lanzado

Según López-Jimeno (1997), se entiende por concreto lanzado a la proyección neumática a gran velocidad de un concreto o mortero sobre una superficie, aplicado mediante una manguera. Puede separarse en vía seca, vía húmeda y una mezcla de ambos. En el caso de vía húmeda, la mezcla de todos los componentes (agregado, cemento, aditivos y agua) se realiza antes y para vía seca, se mezclan todos los componentes a excepción del agua, que se incorpora en la boquilla justo antes de ser proyectado. En el caso de emplear un proceso semihúmedo, se dosifica una parte de agua previo a su proyección y en la boquilla se completa la dosificación del agua.

El concreto lanzado durante muchos años se acompañó de una malla electrosoldada, con el avance de la tecnología y la fabricación de nuevos materiales, ahora lo normal es el uso de fibras metálicas o sintéticas para aportar resistencia a tracción, sin la malla electrosoldada. En la Figura 3.14 se ejemplifica la forma de aplicación del concreto lanzado. De manera general, las fibras se utilizan en macizos de calidad mala a buena, mientras que el uso de

mallas electrosoldadas se recomienda en macizos de muy mala calidad (López-Jimeno, 1997).



Figura 3.14. Operario aplicando concreto lanzado en el interior de un túnel

Fuente: (Garmendia, 2015)

3.2.4.2 Inyecciones de concreto (jet-grouting)

El jet-grouting consiste en la inyección al terreno de una lechada compuesta por cemento o cemento-bentonita a altas presiones por medio de un chorro, con el objetivo de romper la estructura original del terreno y reforzar el medio mediante una unión de suelo y cemento. Esta conjunción formada entre el suelo y el cemento posee mejores propiedades de resistencia y permeabilidad, lo que se traduce en una mejora de las características físicas del macizo (López, 2016). En la Figura 3.15 se ejemplifica la formación de columnas de concreto en el frente de excavación de un túnel.

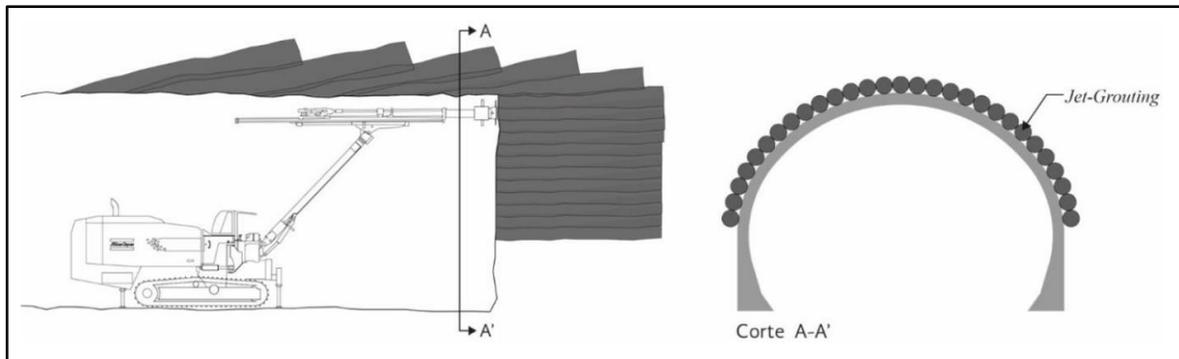


Figura 3.15. Esquema del pre-sostenimiento utilizando inyecciones de cemento

Fuente: (López, 2016)

3.2.4.3 Pantallas de micropilotes (sistemas de enfilaje frontal)

Las pantallas de micropilotes están conformadas por elementos lineales colocados mediante perforaciones en el terreno en dirección al trazo del túnel y sobre el contorno de este antes de la excavación. Como se ilustra de manera esquemática en la Figura 3.16. De esta forma, permiten mediante la acción semejante a un paraguas, atravesar zonas de mala calidad de roca sin desprendimientos en la clave (López, 2016).

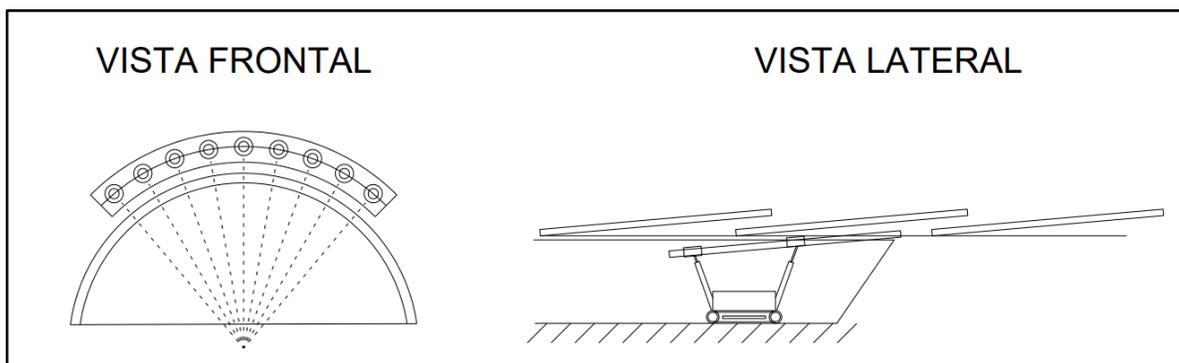


Figura 3.16. Esquema del sistema de pantalla de micropilotes

Fuente: (López, 2016)

En la Figura 3.17 se ejemplifica la colocación del sistema de sostenimiento y como se continúa con el avance seguro en la excavación, de esta manera la pantalla de micropilotes ofrece una protección ante la caída de bloques.



Figura 3.17. Colocación de sostenimiento mediante pantalla de micropilotes

Fuente: (Interempresas, 2015)

3.2.4.4 Vigas o cuadros metálicos

Es el método clásico de sostenimiento de túneles, permite una gran versatilidad debido a los múltiples terrenos donde puede ser utilizado. Sus propiedades mecánicas le permiten trabajar a tensión, compresión y flexión con altas resistencias. Suele ser combinado en conjunto con otros sistemas de sostenimiento como el concreto lanzado o colado en sitio para aportarle un acabado final (SCT, 2016).

En la Figura 3.18 se presenta un ejemplo de vigas o cuadros metálicos usados en la construcción de un túnel falso, como zona de ingreso al túnel.



Figura 3.18. Cuadros metálicos en forma de herradura para construcción de túnel falso

Fuente: (Tedes S.A, 2008)

3.2.4.5 Utilización de pernos de anclaje

La técnica de sostenimiento mediante la aplicación de pernos o bulones consiste en coser la roca mediante una barra que permite incrementar la resistencia a tracción del conjunto. De esta manera, se confina el macizo rocoso evitando el efecto cuña, columna o viga que pueda darse y permitiendo aprovechar el comportamiento intrínseco de las rocas. Se clasifican en pernos por adherencia y por fricción. Los pernos por adherencia implican una introducción del perno y su posterior relleno con una inyección de concreto o en algunos casos de resina. Por otro lado, los pernos de fricción o por resistencia al deslizamiento, generan un contacto entre la superficie externa del perno y la roca circundante logrando así una tensión de carga que permite estabilizar la roca. Los pernos de fricción son comúnmente utilizados como soportes temporales.

En la Figura 3.19 se presenta el esquema de utilización de pernos de anclajes en la estabilización de túneles.

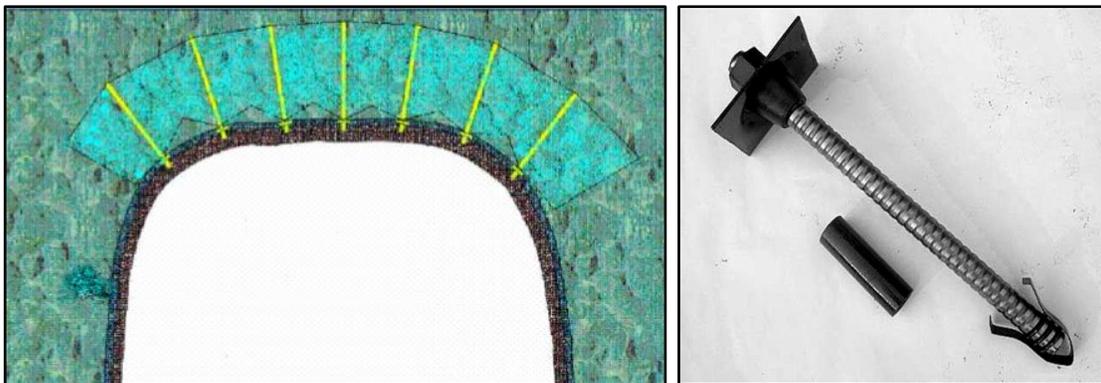


Figura 3.19. Esquema de utilización de pernos de anclaje en túneles excavados en roca y ejemplo de perno de acero.

Fuente: (Miguel A., 2015)

3.2.5 Requerimientos funcionales para la operación del túnel

La impermeabilización y el correcto encauzamiento del agua en el interior del túnel es considerado un requerimiento fundamental para el funcionamiento y operación del túnel. El agua resulta uno de los principales enemigos para la excavación y operación de túneles. Si no se trata correctamente, traerá consigo daños al revestimiento y al sistema de sostenimiento, y, una vez superados, el daño continuará a los demás elementos funcionales hasta afectar la seguridad del usuario y vida útil del túnel.

La presencia de agua en el macizo rocoso puede generar una serie de daños importantes a la estructura del túnel. Según ITA-AITES (1991), los principales daños los sufre el concreto estructural, con un detrimento de sus características de resistencia por el continuo lavado de sus materiales y la formación de reacciones de cristalización y carbonatación generadas en la matriz del concreto. Superado el revestimiento, inicia un daño más profundo capaz de alcanzar y corroer el refuerzo del concreto que con el tiempo pueden quedar totalmente deteriorado (ITA-AITES, 1991).

Debido a requerimientos de funcionalidad, seguridad, conservación y reducción de costos de mantenimiento durante la explotación se justifican obras de impermeabilización durante la ejecución de proyectos de túneles. A continuación, se explicarán algunas obras necesarias para garantizar el correcto desempeño ante la amenaza del agua.

3.2.5.1 Sistemas de drenaje

Los túneles poseen sistemas de drenaje para recoger las aguas superficiales producto de las lluvias que ingresan por los portales, a su vez el agua de infiltración proveniente del interior del macizo rocoso. En general, los sistemas de drenaje constan de ranuras y canaletas que permiten la redirección y recogida de líquidos. De esta manera, se puede eliminar el riesgo de acumulación sobre la superficie de la calzada.

Los sistemas de drenaje del túnel serán función de las características geomorfológicas e hidrogeológicas del macizo rocoso o del suelo, relacionadas directamente con la posibilidad de infiltración que existe. Dentro de los parámetros que mayor influencia tienen se encuentran los siguientes:

- climatología,
- geomorfología,
- porosidad,
- permeabilidad,
- gradiente hidráulico y
- transmisividad.

3.2.5.2 Revestimiento definitivo y acabado

Según la Secretaría Técnica de México (2016), el revestimiento definitivo puede concebirse como un blindaje o una barrera delimitadora de espacios, que funciona como elemento funcional y estético para proteger de forma permanente la excavación subterránea.

A continuación, se hará un recuento de los principales sistemas de revestimientos utilizados:

3.2.5.2.1 Concreto lanzado

El concreto lanzado se distingue por ser la mezcla de agua, cemento, agregado y aditivos que se transporta a través de una manguera y se proyecta a alta velocidad sobre una superficie. Al ser proyectado a alta velocidad, su colocación y compactación ocurren de manera simultánea lo cual lo diferencian del concreto convencional (López-Jimeno, 1997).

En obras subterráneas, se acostumbra el uso de concreto lanzado como soporte primario en interacción con pernos pasivos, arcos de acero para controlar el desarrollo de esfuerzos y deformaciones. Dado esto, no se aconseja tratar al concreto lanzado como un elemento estructural independiente, sino como un elemento de un sistema de sostenimiento integral. De hecho, en obras subterráneas el comportamiento del suelo puede generar esfuerzos de tensión, cortante y contracciones, como es bien sabido, la capacidad del concreto de resistir esfuerzos a tensión es reducida, se vuelve necesario reforzarlo con un material que le mejore sus capacidades en tensión. Es por ello por lo que se refuerza con malla electrosoldada o con fibras metálicas o sintéticas, dependiendo de las características geomecánicas del macizo (SCT, 2016).

3.2.5.2.2 Elementos prefabricados

Cuando se construyen túneles con máquinas tuneladoras (TBM) se reviste la excavación con dovelas, las cuales son elementos prefabricados de concreto reforzado que en conjunto forman una serie de anillos yuxtapuestos que permiten la estabilización de la excavación al mismo tiempo que se avanza con la TBM (SCT, 2016).

Según López (2013), las dovelas, al ser elementos prefabricados, se fabrican utilizando moldes metálicos con tolerancias muy exigentes con el fin de conseguir un buen ensamblaje de los anillos y las dovelas. Por otra parte, las dovelas requieren la presencia de una armadura en su interior con el objeto de soportar los esfuerzos debido tanto a su manipulación como a la de las cargas del terreno. En la Figura 3.20 se presenta un ejemplo de dovelas de concreto prefabricadas apiladas.

Al igual que los otros revestimientos, se debe garantizar la estanqueidad del túnel mediante la colocación en las juntas de la dovela unas bandas o tiras de impermeabilización.



Figura 3.20. Dovelas de concreto prefabricado

(Hidrodemolición, 2014)

3.3 Caracterización del proyecto y del modelo geotécnico

Con base en la información obtenida a partir de la investigación realizada y considerando el contexto geológico, se elaboró el modelo geotécnico del sitio.

A continuación, se presentan en primera instancia las descripciones de las unidades geotécnicas identificadas y, posteriormente, los valores de los parámetros geotécnicos correspondientes. Al final del capítulo se muestra la sección del modelo geotécnico.

3.3.1 Descripción general del proyecto

El proyecto fue planificado y diseñado con un caudal de diseño de 3.6 m³/s y una potencia máxima instalada de 6,156 MW en dos generadores.

3.3.1.1 Ubicación del sitio

La zona evaluada se ubica en Costa Rica, en algún lugar cercano a Siquirres de Limón, que por temas de confidencialidad no se ubicará de manera explícita, En la Figura 1.8 se puede apreciar un mapa con la ubicación. El sitio por sus características de interés es una zona altamente montañosa, poco habitada y de difícil acceso, en la Figura 1.9 se presenta una fotografía que muestra el sitio del emplazamiento.

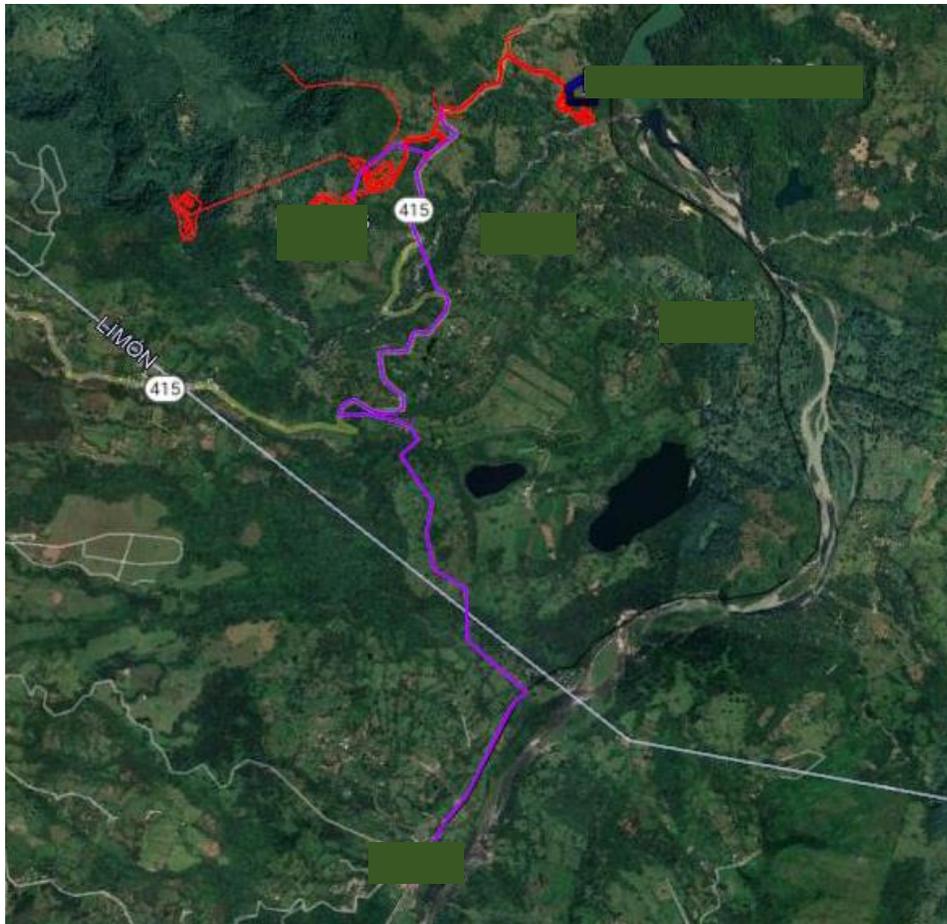


Figura 3.21. Ubicación satelital del sitio del proyecto



Figura 3.22. Ubicación del sitio

3.3.1.2 Descripción de las obras propuestas

El proyecto consta de múltiples obras hidráulicas con la intención de aprovechar el recurso hídrico. Sin embargo, para efectos de este proyecto de taller de diseño interesa el túnel, el cual cumplirá la función de conducir la tubería de trasvase o de baja presión. El túnel, para efectos de prefactibilidad se ha proyectado desde su construcción para que sea un túnel visitable de sección herradura, con paredes reforzadas con concreto lanzado. El túnel servirá para alojar la tubería de baja presión la cual podrá inspeccionarse debido a que las dimensiones de la sección tipo están diseñadas para tal fin.

El alineamiento del túnel no contempla puntos de inflexión, siendo un trazado recto desde el desarenador hasta la balsa de regulación con una longitud de aproximadamente 1300 m. La cobertura varía desde los 8 m en las zonas de los portales hasta los 230 m en las zonas de mayor cobertura del túnel. La sección tiene un radio de 1,225m, un ancho de excavación de 3.00 m, una altura de 3.50 m, un hastial de 1,75m y una pendiente de 0,1%. La longitud del túnel es 1163m. En la siguiente figura se presenta la sección tipo:

En la Figura 2.6 se muestra un esquema que muestra las dimensiones propuestas por el informe de prefactibilidad y la sección propuesta.

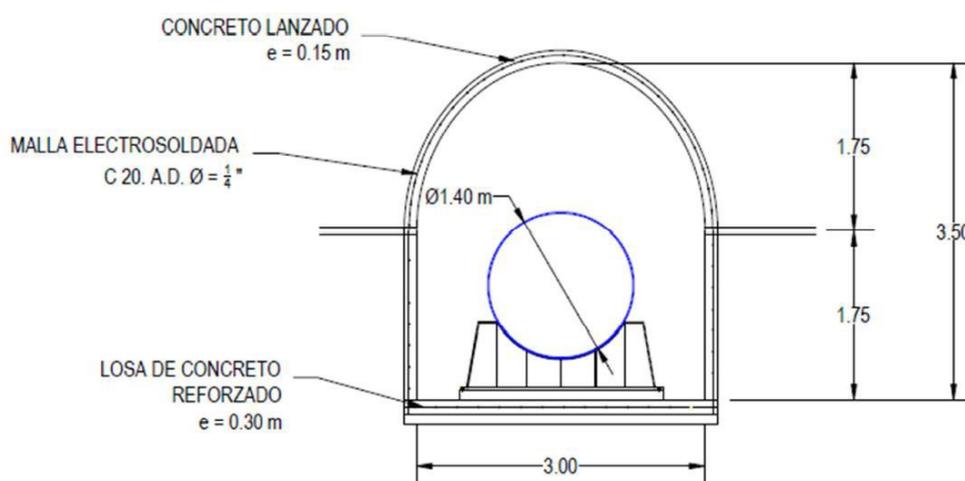


Figura 3.23. Esquema del refuerzo y dimensiones del túnel

3.3.2 Descripción geológica regional breve del sitio

El mapa geológico regional muestra una serie de unidades de origen sedimentario de edad neógena, sobreyacidas discordantemente por unidades volcánicas del Plio-Cuaternario. Dentro de las principales formaciones se encuentran la Fm. Uscari (Lutitas del Mioceno inferior-superior), Fm. Linda Vista (calizas someras del Mioceno Superior al Plioceno), Fm. Río Banano (areniscas del Mioceno Superior al Plioceno), Fm Doán (volcanitas del Plioceno), Rocas del Proto a Neo Turrialba (Volcanitas del Pleistoceno) y Depósitos de coluvios y aluviones (Pleistoceno Tardío y Holoceno)

3.3.3 Descripción geológica local del sitio

Según el informe geológico suministrado, las rocas que afloran en la periferia del área de la línea de túnel son sedimentarias en la base, y volcánicas de diferente índole en el grueso del área (Ver Figura 3.24).

Asimismo, se cuenta con información geofísica (la cual se muestra aparte), con lo cual se ha realizado un perfil geológico (Ver Figura 3.25; este perfil asimismo se complementa con información geofísica).

A continuación, se hace una descripción de las principales formaciones geológicas que se encuentran en el sitio, basado en el informe geológico suministrado.

3.3.3.1 Formación Uscari

Tal como lo identifican los mapas publicados, el basamento rocoso local a lo largo de una parte importante del corredor del río, está conformado por una secuencia de rocas sedimentarias clásticas de grano fino (lutitas con cemento calcáreo o margas), y areniscas finas a medias, también con cemento calcáreo y concreciones, de colores gris claro a oscuro o bien verdosas, bien estratificadas en estratos cm a dm, y plegadas con ejes aproximadamente NW-SE, pertenecientes a la Formación Uscari (Figuras 1 y 3). Las lutitas son muy deleznales, con alteración concoidal, de modo que cuando se meteorizan, tienen una alta degradación mecánica, y su producto final son arcillas expansibles (tipo "barro de

olla”) con residuos calcáreos. Las capas fosilíferas no son muy evidentes ni afloran ampliamente

En el área del proyecto afloran estas sedimentitas en una zona del camino que baja desde la meseta del cerro cercano hacia la toma del proyecto, limitada por fallas (aunque son ligeramente diferentes, como se verá), en el fondo del río, cerca de 1 km aguas abajo del sitio de toma, y luego en la base del cerro Encanto, cerca de la quebrada Linda, donde empieza a aparecer aflorando sobre el camino a La Florida, y sobre el sector de margen izquierda del Reventazón, por donde discurre la tubería de presión, hasta el sitio de casa de máquinas.

3.3.3.2 Rocas del macizo del volcán Turrialba

La mayoría de las rocas volcánicas que bajan desde el volcán Turrialba, y forman parte del macizo volcánico sobre el sector de margen izquierda del río Reventazón, se atribuyen estratigráficamente al volcán Turrialba, en donde las más distales, cercanas al Reventazón, se asignan a la fase más antigua de construcción del volcán, entre aproximadamente 1,1 y 0,8 Ma, o fase Proto Turrialba (i.e., Cervantes, s.f.; Denyer & Alvarado, 2007). No obstante, falta mucho trabajo de estratigrafía y cronoestratigrafía en la cuenca del río Bonilla y otros alrededores, para esclarecer las relaciones estratigráficas reales. Hacia el sector de margen derecha del Reventazón, las volcanitas son atribuidas a la Fm. Doán, y el límite entre las unidades Doán y Proto Turrialba, es oscuro, y frecuentemente inferido.

De tal manera, las rocas volcánicas que afloran en la periferia de la toma del proyecto son atribuidas al Proto Turrialba, aunque bien podrían ser más antiguas.

Lo importante en todo caso, es que estas volcanitas sobreyacen disconformemente a las sedimentitas de la Fm. Uscari en el cerro Encanto y hacia el norte, casi paralelos al corredor de la carretera a La Florida. Las relaciones estratigráficas están además alteradas por una paleotopografía existente en las rocas sedimentarias plegadas y erosionadas y además meteorizadas en un ambiente continental sobre el que se depositan las volcanitas, y, además, por fallas neotectónicas o al menos cuaternarias, que complican todo el panorama, como se ve en el mapa de la Figura 3.24, y en el perfil de la Figura 3.25.

Las rocas volcánicas predominantes en el cerro Encanto y alrededores, incluyendo el río próximo al proyecto, son una serie de brechas con abundantes escorias en una fábrica soldada y fracturada, que sugieren haberse originado por corrientes piroclásticas de escoria predominante, a alta temperatura. Hay lavas andesíticas a andesítico basálticas subordinadas, y menormente tobas y lahares.

En el sitio de toma de aguas las rocas son brechas y lavas, con depósitos coluvio-aluviales del lado norte (sobre margen izquierda), que hacen un abanico, y que en la parte del río son aluviones recientes.

En el sitio del portal de entrada del túnel de conducción, se observa un depósito de coluvio de bloques de roca de brechas volcánicas de variado tamaño (cm a dm y algunos hasta m) sobre la superficie del talud, aparentemente desprendidos desde puntos cercanos, donde se observan fracturas abiertas y basculamiento de bloques. Desde un punto de vista cinemático, se concluye que este material no alcanzó velocidades altas dado que se observa en el sitio una selección por gradación de los bloques, permaneciendo los más grandes en los sectores más bajos y los más pequeños en las partes más altas. No se observaron evidencias de que el material alcanzara el lecho del río. Se especula que el espesor máximo es métrico, a partir de las observaciones de campo.

En la pared del sitio del portal, así como a nivel de lecho de río, afloran brechas fracturadas, de buena condición geomecánica, alta velocidad de onda primaria, que consisten en bloques de lava a escorias de composición andesítica gris de tamaño decimétrico predominante, en una matriz de tamaño ceniza gruesa a lapilli, soldada. Los bloques son de una fábrica vesicular a casi densa, fracturados y casi mono litológicos. Estas características indican que son flujos piroclásticos (o de escoria) emplazados en caliente y soldados de origen. El macizo rocoso está fracturado de forma subvertical, formando pseudocolumnas o columnatas poco definidas, de modo que hay basculamiento de las columnas y caída del material.

3.3.3.3 Estructuras geológicas

En la base del cerro Encanto, como se ha expuesto, afloran las sedimentitas de la Fm. Uscari, las cuales están plegadas y falladas, acorde con los buzamientos observados y están sobreyacidas de manera disconforme por las volcanitas.

Por otra parte, con base en las observaciones geomorfológicas de campo, y a través de los mapas, los modelos de elevación digital (MED) y la geofísica, se establecen las estructuras mostradas en el mapa geológico de la Figura 3. Predominan las estructuras subregionales con dirección NE, que son fallas importantes, subverticales, con desplazamientos importantes (hm a km), posiblemente de desplazamiento de rumbo y quizás con componente normal, y que configuran el contorno del cerro Encanto y alrededores, incluido el corredor alledaño del río Reventazón. No son visibles en el campo, de manera evidente, y solo se han observado zonas de profuso fracturamiento en lavas en la quebrada Linda.

Otras estructuras menores o subordinadas corren en dirección WNW. Tienen aspecto de zonas de fractura subvertical, con expresión morfológica de valles alineados no muy profundos en la cima del cerro Encanto y en sus paredes.

3.3.4 Aspectos hidrogeológicos

Con base en la ubicación de nacientes, es evidente que hay dos sistemas acuíferos en el sitio del proyecto.

Un sistema superior somero, colgado, alojado en los epiclastos, tobas y lavas superiores (ver perfil de la Figura 3.25), obedece a una recarga y descarga pronta, en tanto sufre un fuerte ascenso y descenso de caudales según el estiaje.

Un segundo sistema acuífero está en las brechas, principalmente, y las lavas interdigitadas con ellas, en donde el acuífero es básicamente fisurado y tiene descargas en diferentes puntos dependiendo de la intersección de la topografía. La recarga se asume desde el occidente, en la parte alta a intermedia del macizo del volcán Turrialba.

Un tercer sistema es posible que se encuentre cercano al contacto entre las volcanitas y las sedimentitas de la Fm. Uscari, en tanto se ha visto que hay nacientes y suamos cercanos a este contacto. Este sería además un disparador potencial de deslizamientos en las margas de Uscari.

Según explica el informe geológico, para análisis más detallados respecto al comportamiento hidrogeológico del macizo del cerro solo podrán ser posible cuando se perforen piezómetros y se comparen datos con aforos y otros mapeos de nacientes.

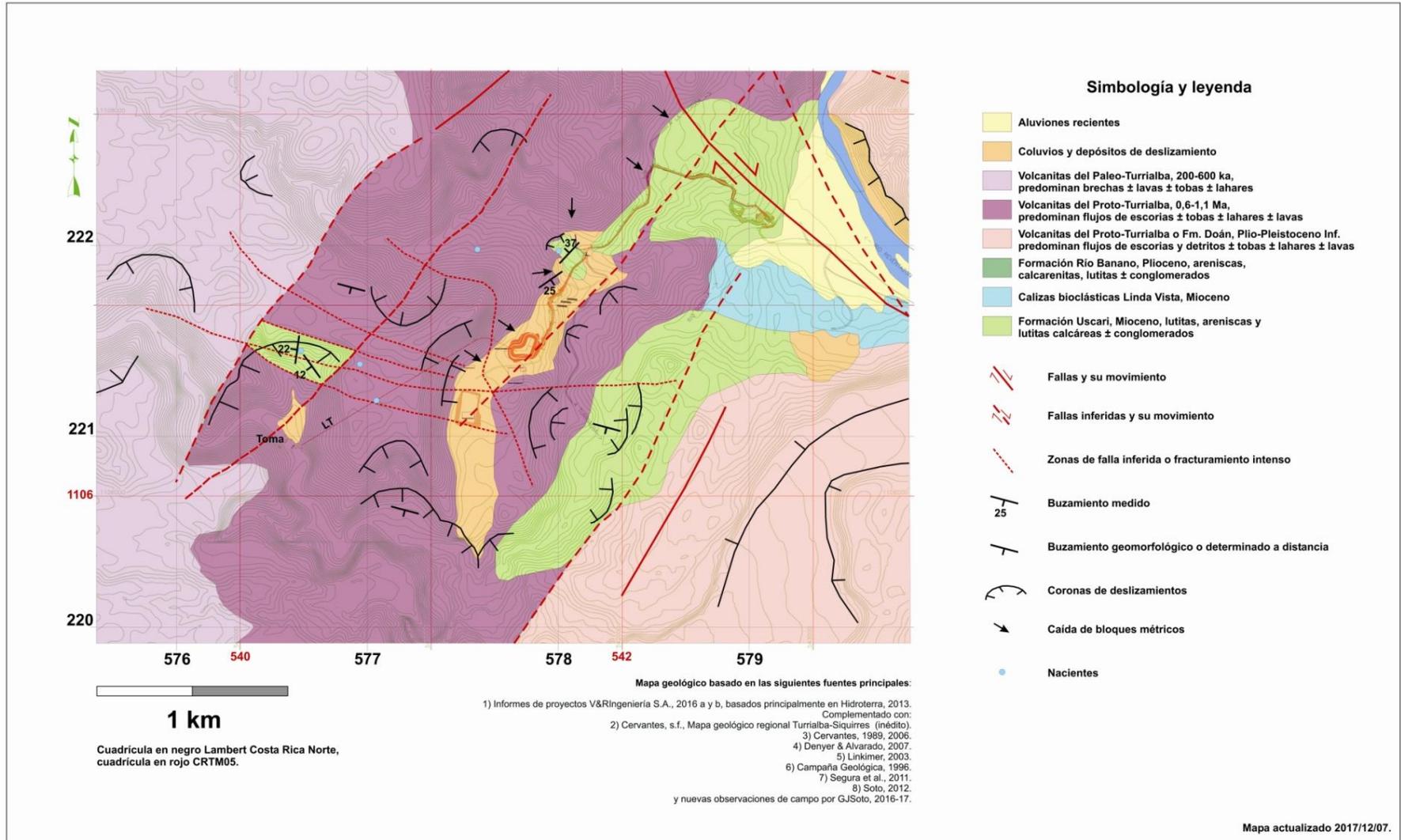
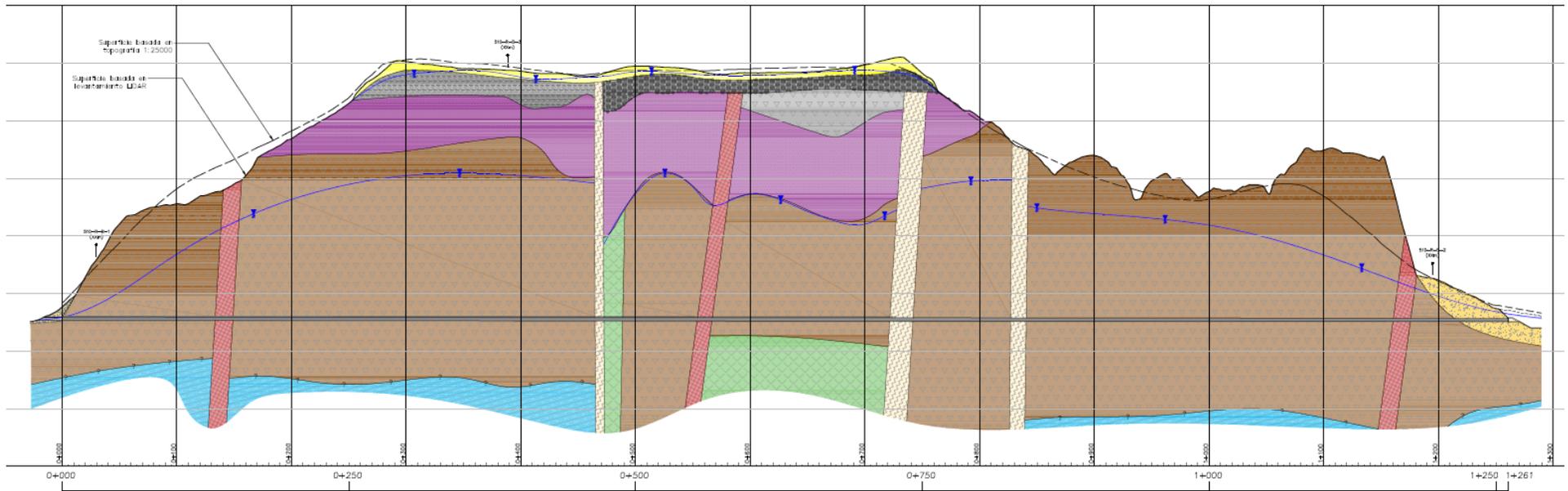


Figura 3.24. Mapa geológico local



SIMBOLOGÍA

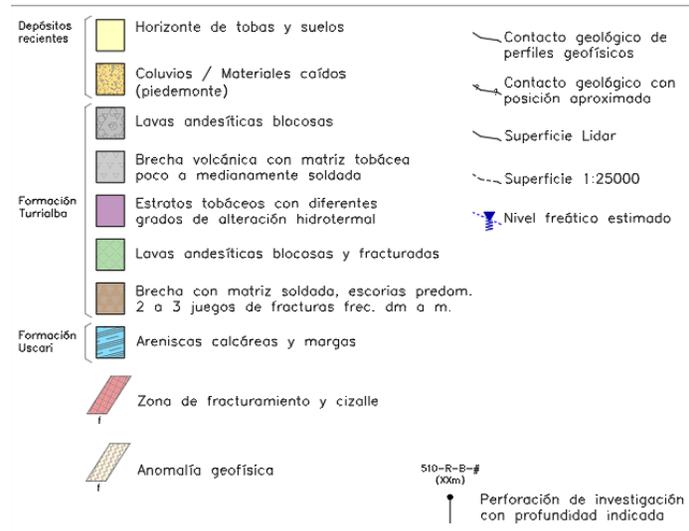


Figura 3.25. Modelo geológico bidimensional a través de la línea de túnel

3.3.5 Investigación geotécnica realizada

El estudio del sitio incluyó exploraciones del subsuelo mediante ensayos de recuperación de testigos, calicatas y excavación de trincheras y prospección mediante perfiles geofísicos. A continuación, se describen los resultados de esta investigación.

3.3.5.1 Topografía

Existen dos levantamientos topográficos de tipo LIDAR para el sitio del proyecto con curvas cada 5m y el otro con curvas cada 1m.

3.3.5.2 Ensayos geofísicos

Se realizaron múltiples perfiles de refracción sísmica en los portales de entrada y salida y un perfil de perfil de tomografía eléctrica a lo largo del alineamiento del túnel el cual se muestra en la Figura 3.26 y Figura 3.27 y la simbología se presenta en la Figura 3.28.

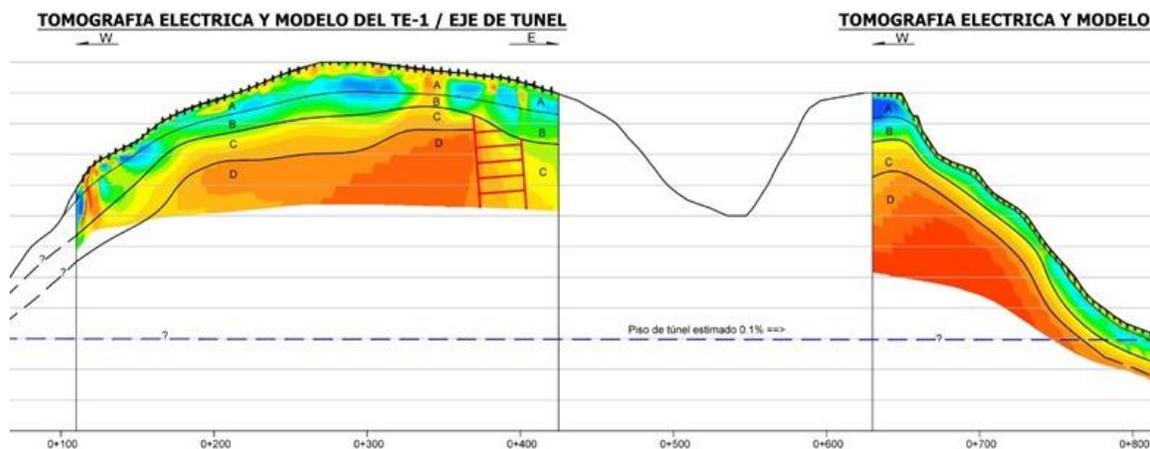


Figura 3.26. Resultados de Tomografía Eléctrica

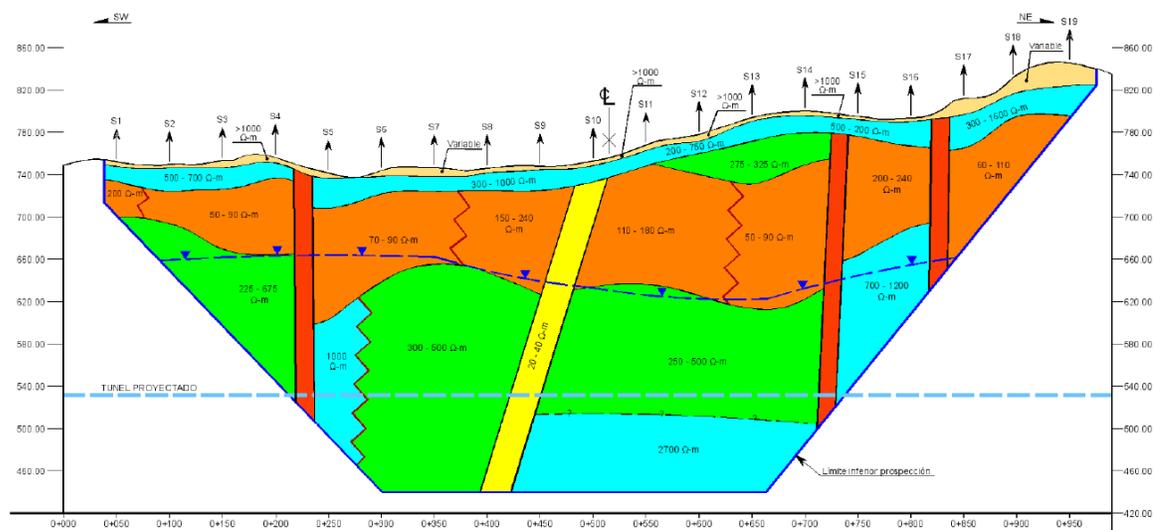


Figura 3.27. Resultados interpretados de Tomografía Eléctrica

Capas	Correlación	Resistividad Ohm-m
	Suelos - coluvios - epiclastos	Variable
	Piroclastos y/o epiclastos / brechas	50 - 240
	Lavas y/o brechas	200 - 500
	Lavas	>>500
	Zona de baja resistividad (cizalla o falla)	20 - 40
	Anomalía eléctrica	
	Intersección con la línea de centro del túnel actual	
	Variación lateral eléctrica	 Posible nivel freático

Figura 3.28. Posible correlación geológica y simbología

3.3.5.3 Ensayos con recuperación de testigos.

Se encontraron resultados de ensayos de perforación con un log de perforación a rotación en el sitio del embalse en la Figura 3.29 se muestran los resultados de una caja extraída en la zona del embalse, cercano al portal de salida del túnel. Para efectos de la información relevante para el diseño del refuerzo, únicamente se suministró una perforación que se encontraba dentro de la influencia del alineamiento del túnel. Su registro se presenta

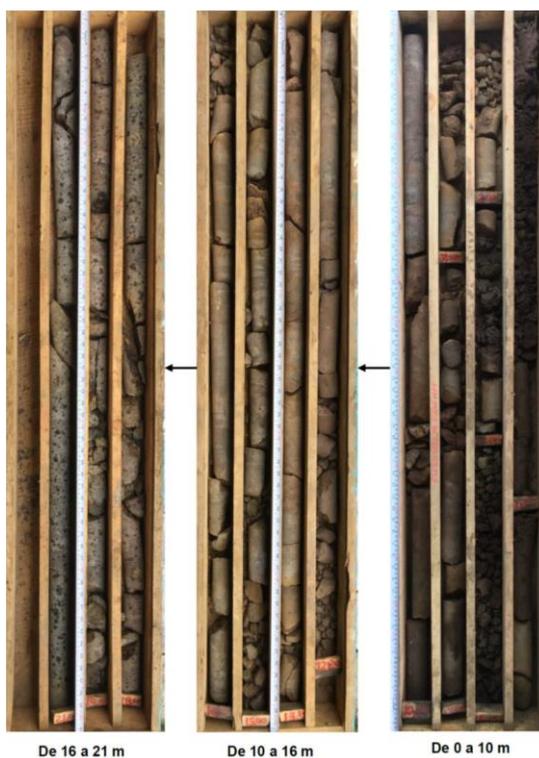


Figura 3.29. Muestras representativas en perforación 510-r-d-2

3.4 Desarrollo del diseño y análisis de resultados

En el siguiente capítulo se realizará la explicación del proceso de diseño y los análisis de resultados que condujeron hacia el diseño final del soporte del túnel.

3.4.1 Determinación de propiedades geotécnicas

Para alimentar los modelos de selección de soporte empíricos y los de elemento finito es necesario el procesamiento de la información generada en sitio y determinación de los parámetros requeridos. Debido a las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio, se han determinado tres unidades geotécnicas que gobiernan la composición del alineamiento del túnel.

Toda la información de interés se resume en la Tabla 3.4 y gran parte de la estimación de estas se realizó a partir utilizando como referencia las velocidades de onda primaria, el registro de perforación inclinado y correlaciones. Se da un rango de variación máximo y mínimo para cada una de las propiedades. En la sección de Anexo 1 se encuentra el procedimiento más detallado de la clasificación geomecánica.

Tabla 3.4. Resumen de propiedades geotécnicas

Descripción	Rango	Volcanitas cizalladas		Volcanitas meteorizadas		Volcanitas fracturadas y sanas	
		Min	Max	Min	Max	Min	Max
Resistencia a la compresión uniaxial	σ_{ci} (MPa)	5	20	20	35	50	90
Velocidad de onda primaria	V_p (km/s)	0.3	0.6	0.8	2.3	2.3	2.8
Índice de resistencia geológica	GSI	25	35	45	55	55	70
Clasificación Bieniawski	RMR	30	40	50	60	60	75
Clasificación del RMR	RMR Clase	Clase IV		Clase III		Clase II / Clase I	
Q de Barton	Q	0.001	0.56	3.5	12.5	12.5	30
Q de Barton corregido	Qc	0.001	0.112	0.7	4.375	6.25	27
Razón de Poisson	ν	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2
Módulo de deformación estático	E (MPa)	850	1100	1250	4000	4000	5800

3.4.2 Determinación de soporte temporal utilizando el Q de Barton

Como primera aproximación del modelo se planteó la determinación utilizando modelos empíricos. Bieniawski (1973), establece unos parámetros de sostenimiento de acuerdo con la clasificación geomecánica del RMR, sin embargo, únicamente son aplicables para túneles con forma de arco de herradura, de 10 m de ancho, construidos por medio del sistema convencional de voladura y con presiones verticales inferiores a 25 MPa. Basado en esto y en la Figura 3.30, y haciendo una revisión del RMR obtenido, se puede determinar lo siguiente:

Las secciones donde se incluyan volcanitas cizalladas con una clasificación RMR de clase IV (Mala) requieren una excavación en dos fases (a media sección y banco) con progresiones

cortas de 1.0 a 1.5 m. Es requerido el uso de concreto lanzado, pernos de anclaje y marcos de acero.

Para volcanitas meteorizadas con una clase III (Regular), sugieren una secuencia de excavación en dos fases y con la implementación de concreto lanzado y pernos de anclaje.

Por último, para las secciones de análisis compuestas por volcanitas fracturadas o en condición sana, con una clase II según el RMR como roca buena se puede avanzar a sección completa en pases de avance de 1 a 1.5 m se recomienda el uso de anclajes ocasionales y concreto lanzado de 50 mm en la clave y donde fuera necesario.

Como se puede apreciar, la sensación del refuerzo muestra que no es aplicable al caso de estudio desarrollado en este proyecto y es requerido otra herramienta para determinar el soporte temporal a implementar. De esta manera, se planteó la utilización del ábaco de soporte según Barton y modificado por Grimstad con última versión del 2014. El cual, utilizando como referencia el índice Q y el tamaño de la sección se puede determinar el tipo de soporte. En la Figura 3.31 se muestra la utilización para una sección con una relación alto entre ESR, el cual representa una sección equivalente de la apertura. A diferencia del RMR, utilizando el valor Q, se pueden definir los soportes en función del tamaño y tipo de sección a excavar.

Para este caso, el ESR (razón de soporte de la excavación) se utiliza un valor de 1.6, correspondiente a los valores recomendados para apertura de minas, túneles para el transporte de agua o pozos. Y la dimensión máxima de la altura del túnel o el claro corresponde a 3.5 m medidos de altura según la sección requerida.

$$\text{Dimensión equivalente: } \frac{3.5 \text{ m}}{1.6} = 2.2 \text{ m}$$

Y el valor de Q para cada unidad ya fue presentado en la Tabla 3.4. Resumen de propiedades geotécnicas.

De esta manera, al hacer la lectura del ábaco para selección de soporte del túnel, se determina lo siguiente:

- Volcanitas cizalladas (7): Requiere la implementación de pernos de anclaje con un espaciamiento de al menos 1.7 m y concreto lanzado reforzado con fibras (1000 J) de al menos 15 cm de espesor adicionalmente el refuerzo con arcos de acero espaciados cada 1.7 m.
- Volcanitas meteorizadas: Zona sin soporte, pero con la implementación de pernos localizados.
- Volcanitas sanas: Zona sin soporte, pero con la implementación de pernos localizados.

Como comentarios a este sistema de clasificación, parece que para túneles de diámetro reducido los métodos empíricos tienden a sugerir poca o nula intervención lo que implicaría una excavación estable. Es por ello por lo que es requerido la utilización de otras herramientas más avanzadas para verificar estos resultados preliminares.

Clase de macizo rocoso	Excavación	A d e m e		
		Anclas (diám. 20 mm, adhesión total)	Concreto lanzado	Marcos de acero
Roca muy buena I RMR:81-100	Sección completa Progresiones de 3 m.	Generalmente no se necesita ademe excepto algunas anclas para refuerzo local.		
Roca buena II RMR:61-80	Sección completa Progresiones de 1.0-1.5 m Refuerzo total a 20 m del frente	Anclas locales en la clave 3 m de largo y espaciamiento de 2.5 con malla ocasional.	50 mm en la clave donde fuera necesario.	No
Roca regular III RMR:41-60	Media sección y banqueo progresiones de 1.5 a 3 m en la media sección. Algunos refuerzos después de cada voladura. Refuerzos completos a 10 m del frente.	Anclas sistemáticas de 4 m de largo, espaciamiento 1.5 a 2 m en la clave y las tablas con malla en la clave.	50-100 mm en la clave, 30 mm en las tablas	No
Roca mala IV RMR:21-40	Media sección y banqueo, progresiones de 1.0 a 1.5 m en la media sección. Hay que instalar los refuerzos conforme el avance, a 10 m del frente.	Anclas sistemáticas de 4 a 5 m de largo espaciamiento 1 a 1.5 en la clave y en las tablas, con malla.	100 a 150 mm en la clave y 100 mm en las tablas.	Marcos ligeros, separados 1.5 m, donde hagan falta.
Roca muy mala V RMR: 20	Etapas múltiples. Avances de 0.5 a 1.5 m en la media sección. Instalación de los refuerzos conforme al avance. Concreto lanzado a la mayor brevedad después de las voladuras.	Anclas sistemáticas de 5 a 6 m de largo, espaciamiento 1-1.5 m en la clave y en las tablas, con malla. Anclas en la plantilla.	150 a 200 mm en la clave 150 mm en las tablas y 50 mm en el frente.	Marcos medianos a pesados espaciam. 0.75 m con estacas y jaula de ardilla donde se necesiten. Sellar la cubeta.

Figura 3.30. Determinación del soporte a partir del RMR de Bieniawski

Modificado de: (Hoek & Brown, Excavaciones subterráneas en roca, 1980)

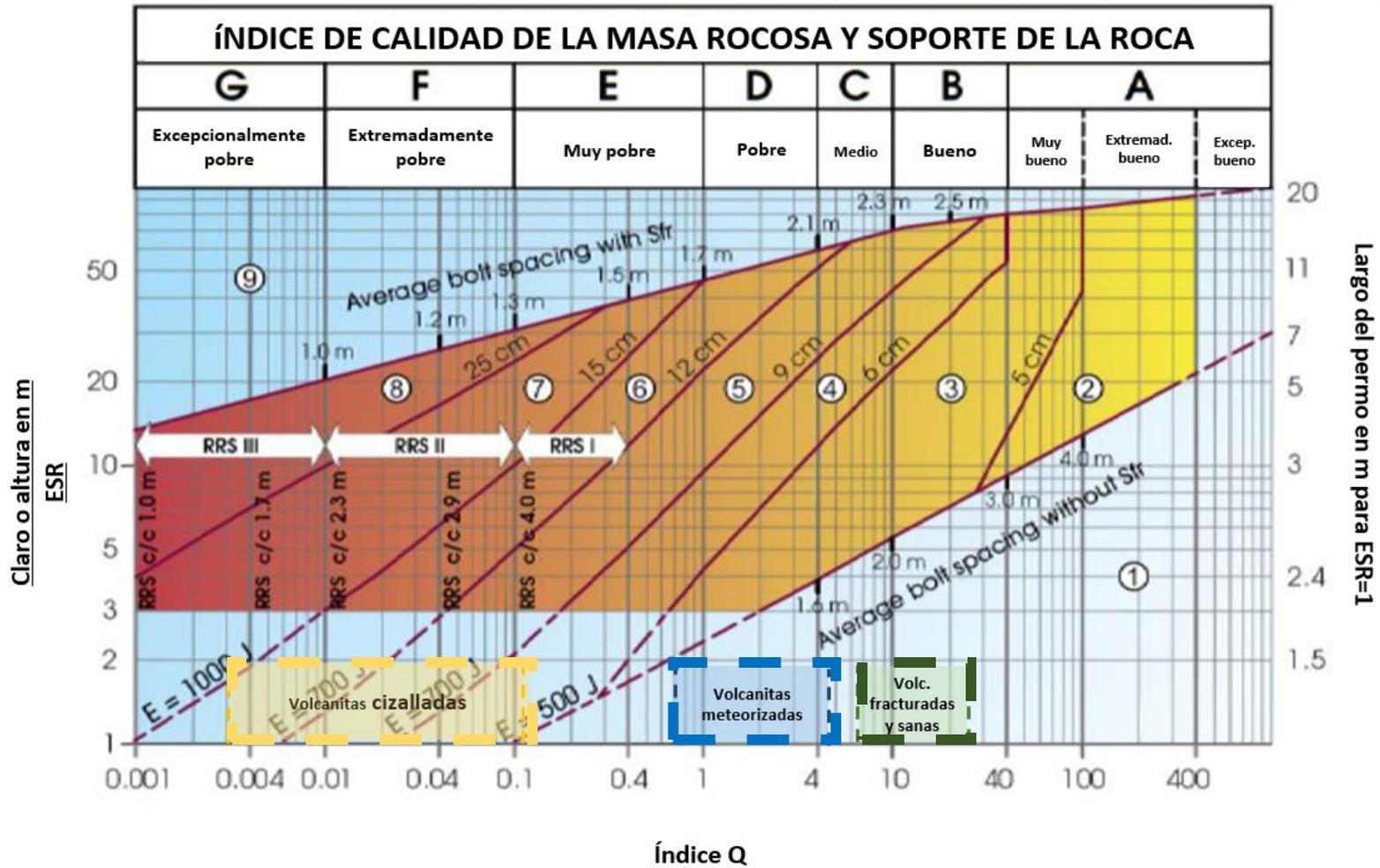


Figura 3.31. Determinación del soporte a partir del Ábaco Q de Barton

Modificado de: (Barton & Grimstad, 2014)

3.4.3 Modelación numérica para las volcanitas cizalladas

A continuación, se describe el procedimiento realizado para la modelación computacional del refuerzo del túnel en la unidad geotécnica de volcanitas cizalladas.

3.4.3.1 Sección del túnel

La sección transversal propuesta por el propietario (Figura 2.6) tuvo que ser ligeramente adecuada para efectos de su modelación computacional tal y como se muestra en la Figura 3.32. Esto debido a que las secciones planas de la contra bóveda y los hastiales generan alta concentración de esfuerzos y desplazamientos, por lo que se optó por generar un cambio de la geometría para su modelación con la inclusión un arco invertido en la contra bóveda y un suavizado de las uniones entre la contra bóveda y los hastiales. Esto para efectos prácticos resulta más realista que la sección regular propuesta.

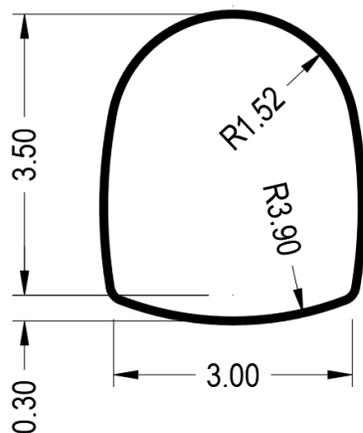


Figura 3.32. Sección transversal del túnel

3.4.3.2 Estado de esfuerzos

Para la determinación del estado de esfuerzos del sitio se utilizó la cobertura máxima para determinar la componente vertical de los esfuerzos. De la siguiente forma:

$$\sigma_y = \gamma z$$

Siendo γ el peso específico de la roca o suelo encima del punto donde está evaluando y z la profundidad a la que se encuentra la excavación. En el RS2 se incorpora la estimación de los esfuerzos a partir del cambio de elevación y asignando el valor del peso específico, definido en 0.027 MN/m^3 . Y la base del túnel se encuentra a 230 m de profundidad para su cobertura máxima.

La componente horizontal se determinó a partir de la siguiente relación:

$$\sigma_y = k \sigma_x$$

Siendo k la constante que relaciona el esfuerzo horizontal entre el esfuerzo vertical. Esta relación puede resultar difícil de estimar sobre todo en profundidades menores a los 500 m debido a la alta dispersión que existe entre las fórmulas desarrolladas. Por lo que resulta más conveniente realizar la medición de los esfuerzos in situ de manera experimental. Sin embargo, esa información no se suministró, por lo tanto, fue necesario estimar por fórmulas de la literatura.

Según (Hoek & Brown, Excavaciones subterráneas en roca, 1980), el valor de k puede estar definido dentro de los siguientes límites:

$$\frac{100}{z} + 0.3 < k < \frac{1500}{z} + 0.5$$

Siendo el límite inferior más realista para profundidad menores y pudiendo obtener valores cercanos a $k \sim 0.75$. Para el límite inferior los k determinados pueden superar hasta 7 veces la unidad.

Por otro lado, Sheorey (1994) sugiere una relación de estado de esfuerzos basado en la profundidad en metros y dependiendo del módulo elástico de la corteza terrestre que sigue la siguiente fórmula:

$$k = 0.25 + 7E_h \left(0.001 + \frac{1}{z} \right)$$

Al evaluar esta ecuación se obtienen resultados muy similares a los de Hoek y Brown, cercanos a 0.65.

Por esta razón, se decidió utilizar una constante de razón de esfuerzos de 0.7. Indicando que el esfuerzo horizontal es 0.7 veces el esfuerzo vertical.

3.4.3.3 Modelo constitutivo y método de análisis

Debido a las características de la roca y a sus propiedades geomecánicas esta unidad geotécnica se ha evaluado como un modelo de medio continuo equivalente. Como tal supone que la matriz del material se encuentra descrita por medio correlaciones que tratan de manera conjunta las propiedades de las discontinuidades y de la roca intacta, de esta manera el material se encuentra altamente alterado y no posee discontinuidades físicas (como por ejemplo diaclasas) en una escala representativa para el modelo que condicionen su comportamiento a uno definido por la parte estructural.

Para la selección del medio continuo equivalente se apoyó en la escala de mecanismos de inestabilidad presentada por Martin et al (2003) de la Figura 3.33. El cual indica que para materiales compuestos por rocas débiles y deformables con un GSI menor a 30 y una relación entre el esfuerzo vertical y el esfuerzo a compresión uniaxial de la roca con un rango menor a 2 se puede realizar un análisis por medio de plastificación del material. El cálculo se presenta adelante. La selección de este modelo constitutivo condiciona el comportamiento elastoplástico de un medio continuo y puede ser modelado a partir de software numérico como RS2 y por medio de métodos analíticos como el de Convergencia – Confinamiento.

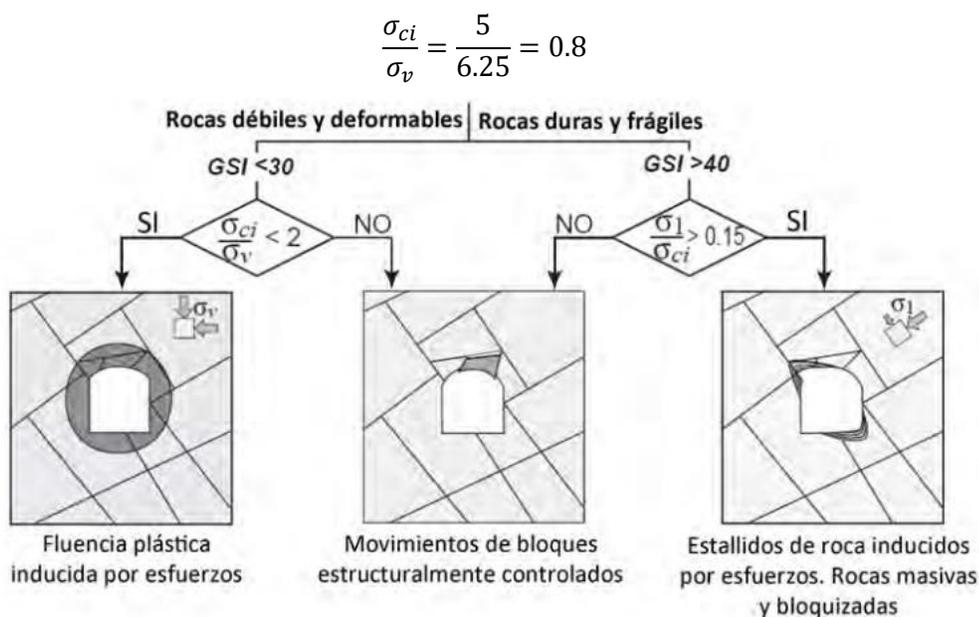


Figura 3.33. Mecanismos de inestabilidad según Martin et al (2003)

Fuente : A partir de (Martin, Kaiser, & Christiansson, 2003)

Para la definición de la volcánita cizalla se ha modelado para condiciones iniciales dadas por el campo de esfuerzos determinado en el punto 3.4.3.2. Se ha asignado un comportamiento isotrópico con un módulo de Young de 850 MPa. Los parámetros de resistencia del material han sido definidos por el Criterio Generalizado de Hoek y Brown el cual se considera más apropiado para describir el comportamiento de las rocas cuando se trata de un comportamiento isotrópico.

3.4.3.4 Determinación de la curva de convergencia del terreno

Para la determinación de las curvas de convergencia del terreno se ha modelado en RS2 la sección a excavar y se ha representado la pérdida de confinamiento producto de la excavación como una reducción de la presión interna, que se modela utilizando un esfuerzo inducido en la periferia igual en magnitud a los esfuerzos in situ, pero en dirección contraria con una reducción progresiva de su magnitud. De esta manera, para distintas presiones de confinamiento se determina la deformación del túnel y el radio plástico generado.

En las siguientes figuras se ilustra el proceso utilizado para la determinación de la convergencia en la media sección del túnel debido a que a sección completa la deformación superaba los 365 mm representando una convergencia cercana al 25%.



Figura 3.34. Condición inicial

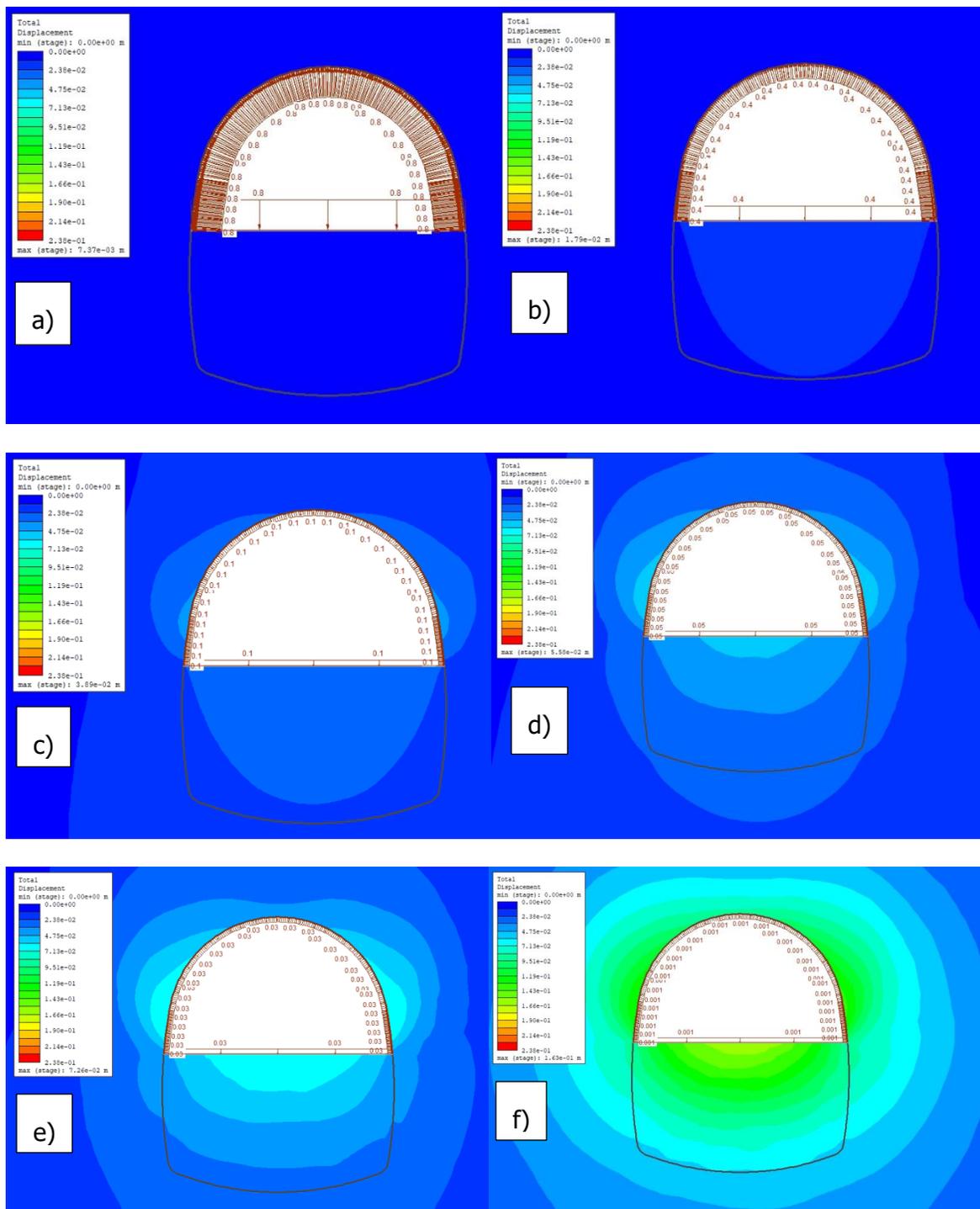


Figura 3.35. Condición de relajación con a) 80, b) 40, c) 10, d) 5, e) 2.5, f) 1% de la carga inducida

Para el proceso final se determina la deformación máxima de 238 mm, lo que determina una convergencia cercana al 20% (17.8%) de la media sección del túnel. Según (Chern, Yu, & Shiao, 1998) esto se considera una convergencia inaceptable y es requerido la utilización de soportes. En la Figura 3.36 se muestra el resultado del elemento finito para el túnel con excavación a media sección y en la Figura 3.37 se presenta el resultado de la zona de plastificación generada, medida aproximadamente en 8.8 m.

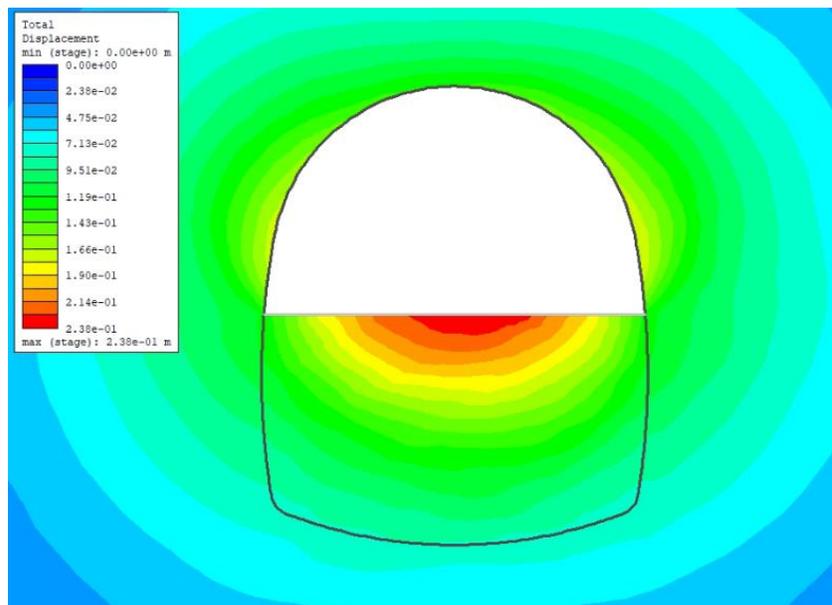


Figura 3.36. Condición de relajación final con una deformación de 238 mm

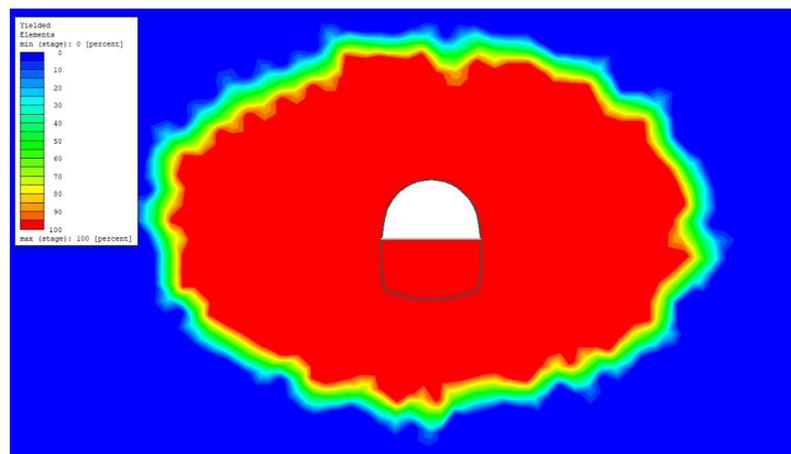


Figura 3.37. Condición de relajación final con un radio plástico de 8.8 m

En la siguiente gráfica, de la Figura 3.38, se muestra la variación de la deformación en función de la presión de confinamiento. Se muestra el determinado punto crítico con una presión crítica de 0.621 MPa y un desplazamiento de 0.038 m (38 mm) en la cara del túnel. Como se observa se determinaron 3 puntos diferentes debido a la sección en forma de herradura y que corresponden a las secciones críticas. La deformación máxima se estimó en 238 mm para la contra bóveda de la media sección.

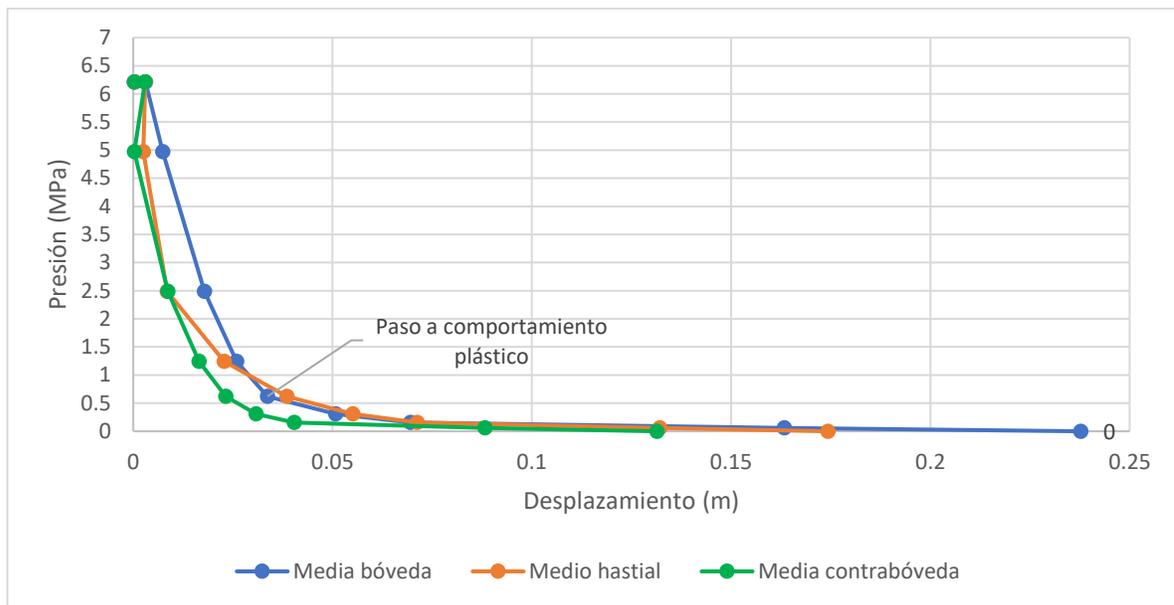


Figura 3.38. Curva de convergencia para la media sección del túnel

De igual forma, se calcula la curva de convergencia para la segunda etapa de la excavación, tal como se muestra en Figura 3.39, la cual consiste en excavación del banco. Para este caso se repite el procedimiento, pero con el refuerzo colocado durante la primera fase de excavación y se estima la convergencia del banco, para este caso se alcanza una deformación de 142 mm en la contra bóveda y 129 mm en el hastial sin soporte de la segunda fase.

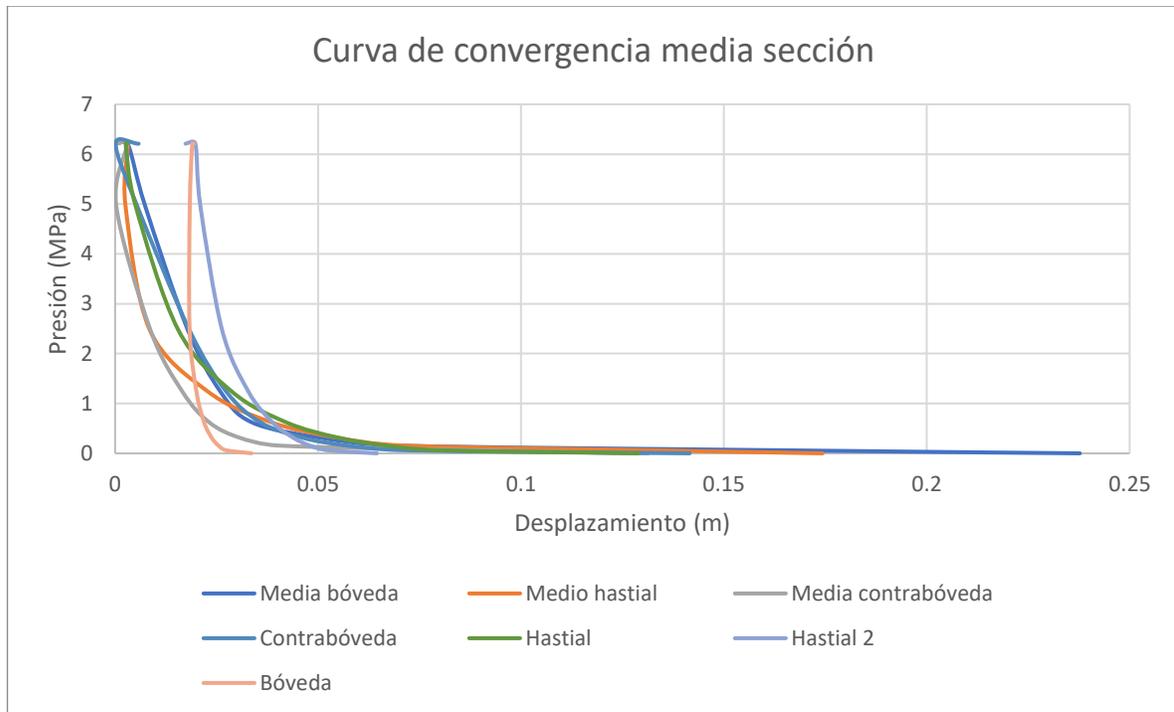


Figura 3.39. Curva de convergencia para la excavación del banco

3.4.3.5 Propiedades del refuerzos y curvas de confinamiento

Para el refuerzo se ha planteado la siguiente solución contemplando 4 tipos de refuerzo, los cuales se detallan a continuación:

Concreto lanzado con fibras metálicas para el recubrimiento de la bóveda y hastiales con las siguientes propiedades:

Tabla 3.5. Parámetros de diseño del concreto lanzado con fibras

Espesor (mm)	100
Módulo de Young (MPa)	38 000
Razón de Poisson	0.2
Esfuerzo de compresión (MPa)	40
Esfuerzo a tensión (MPa)	8
Espaciamiento (m)	Elástico

Concreto lanzado convencional para el sostenimiento de la contra bóveda a media sección, posteriormente deberá ser demolida, se modeló con las siguientes propiedades:

Pernos tipo Swellex aplicado de manera sistemática a lo largo de los hastiales y el techo del túnel, para un total de 6 elementos por sección:

Tabla 3.6. Parámetros de diseño de los pernos tipo Swellex

Diámetro (mm)	27.5
Capacidad (MN)	0.1
Módulo de Young (MPa)	200 000
Longitud libre del perno (m)	3
Espaciamiento (m)	1.5

Arcos de acero tipo S100x14.1 (IPN100) para el refuerzo del túnel con un espaciamiento cada metro a lo largo de la sección de análisis:

Tabla 3.7. Parámetros de diseño de los arcos de acero IPN 100

Área de sección transversal (m ²)	0.0018
Esfuerzo de fluencia (MPa)	245
Módulo de Young (MPa)	207 000
Esfuerzo de compresión (MPa)	400
Esfuerzo a tensión (MPa)	400
Espaciamiento (m)	1.0

Se concluye el cierre de la sección con la construcción de un arco invertido en la contra bóveda, con las siguientes características:

Tabla 3.8: Parámetros de diseño del arco invertido en la contra bóveda

Viga estándar de concreto	
Módulo de Young (MPa)	30000
Razón de Poisson	0.2
Espesor (m)	0.3
Análisis	Elástico

Finalmente, a partir de las consideraciones geométricas y de resistencia de los materiales de soporte se determina la curva de confinamiento tal y como se muestra en la siguiente gráfica de la Figura 3.40.

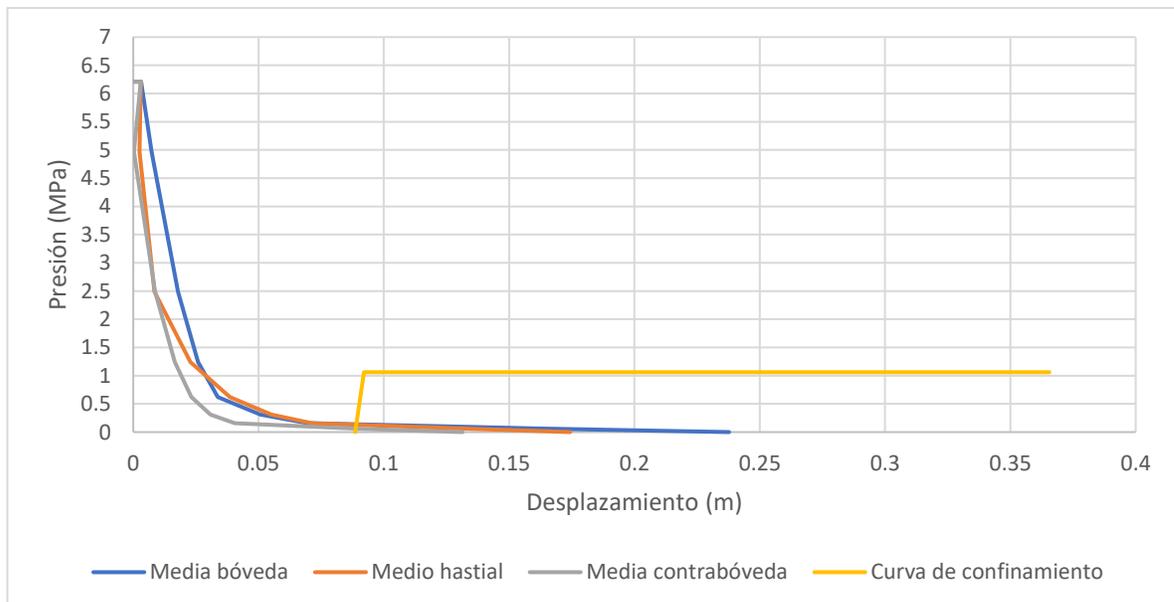


Figura 3.40. Curva de confinamiento del refuerzo

Sin embargo, la posición en la que se encuentra colocada no corresponde a la posición útil de colocación, donde mayor rendimiento se obtendrá del soporte, para ello es requerido determinarlo basado en la distancia medida desde el frente utilizando la curva longitudinal de desplazamientos la cual fue determinada utilizando los Vlachopoulos y Diederichs (2009) siguiendo la Figura 3.41. Para ello es requerido la determinación del radio plástico que se genera en el túnel. Como sigue a continuación:

Para la media sección de excavación, con un radio equivalente de 1.3 m y un radio plástico sin soporte de 8.8 m. Se obtiene la siguiente relación

$$\frac{\text{Radio plástico (RP)}}{\text{Radio del túnel (RT)}} = \frac{8.8}{1.3} = 6.77$$

$$\frac{\text{Distancia de avance (RT)}}{\text{Radio del túnel (RT)}} = \frac{0.5}{1.3} = 0.38$$

Se busca el punto de intercepción, utilizando la curva de $R_p/R_T = 7$ y conociendo que el máximo desplazamiento radial es de 238 mm, determinado a partir del modelo de elemento finito, se estima el desplazamiento radial al momento de instalar el soporte a partir de la relación que sigue:

$$\text{Desplazamiento radial (U)} = 0.25 \text{ Desplazamiento radial máximo (U}_{max}\text{)}$$

$$U = 0.20 U_{max} = 0.20 * 240 \text{ mm} = 48 \text{ mm}$$

Revisando el esfuerzo de confinamiento asociado a ese desplazamiento se determina que es aproximadamente 1.1 MPa. Este esfuerzo inducido representa de esta manera:

$$\frac{1.1}{6.21} = 17.7\% \text{ del esfuerzo total}$$

La instalación del soporte se genera cuando haya un esfuerzo de confinamiento de 1.1 MPa.

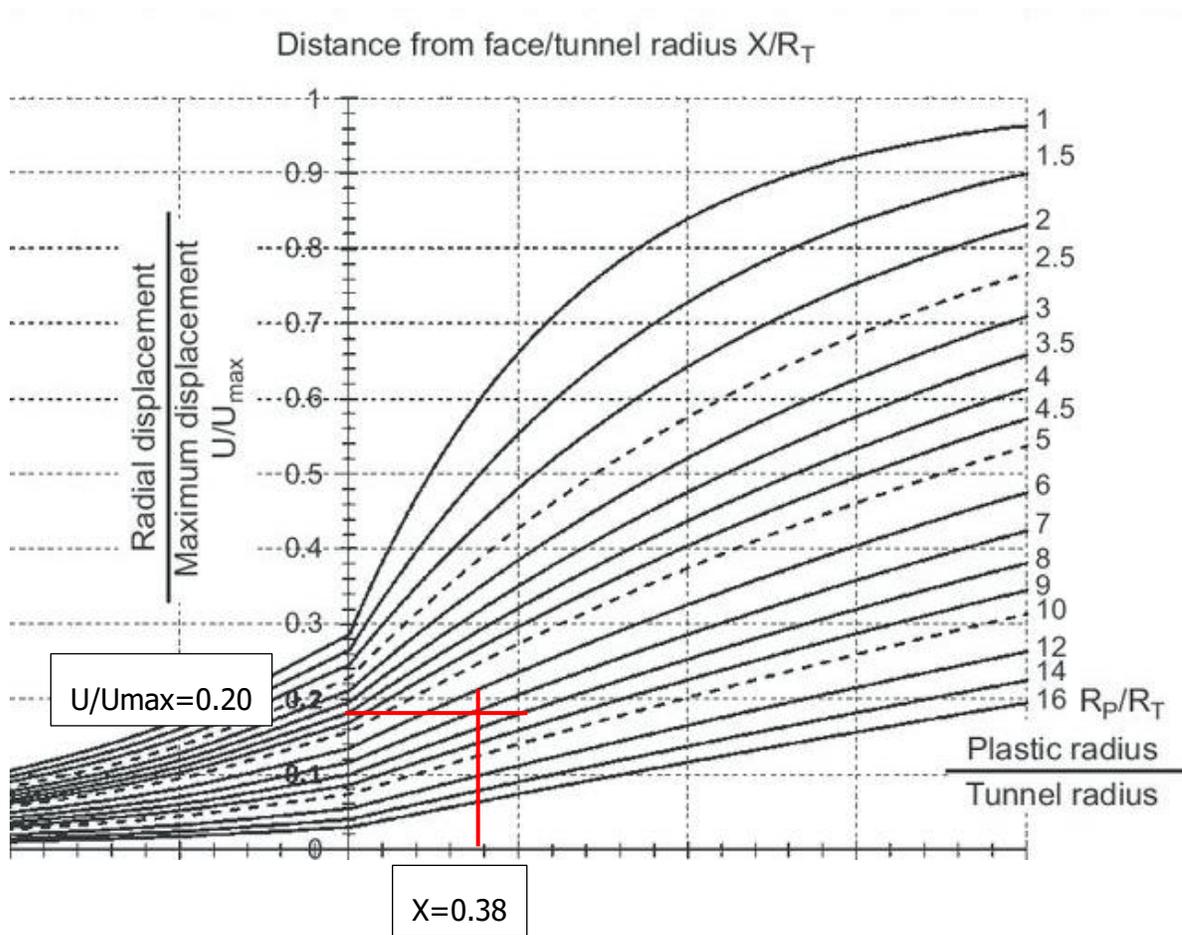


Figura 3.41. Estimación del desplazamiento radial U (LDP)

Fuente: Vlachopoulos y Diederichs (2009).

3.4.3.6 Determinación de la instalación del soporte del avance y modelación de las fases de construcción

El soporte se instaló con una presión de confinamiento del 15% y una convergencia aproximada de 48 mm. Basado en esto, se modelan las diferentes fases del proceso de construcción.

1. Condición inicial: Macizo sin alteración

No se ha realizado el inicio de la excavación, por lo tanto, no deberían existir deformaciones en el modelo, tal como se muestra en la Figura 3.42.

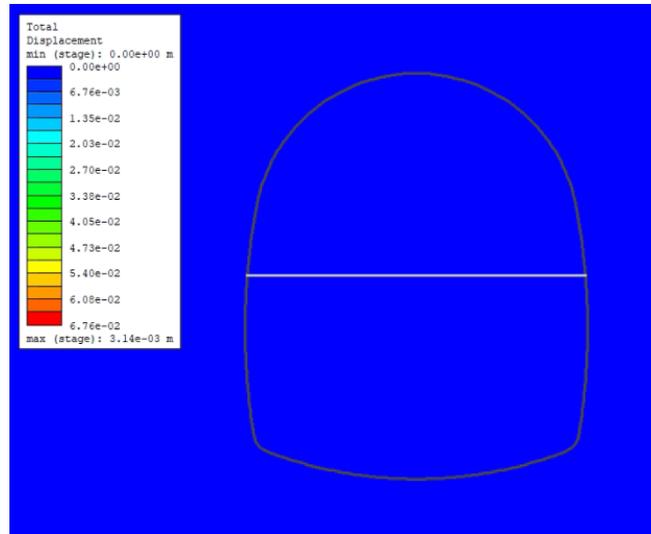


Figura 3.42. Modelo en condición inicial

2. Inicio de excavación: Media sección superior

En la segunda fase, se excava el avance y se deja el macizo en condición de relajamiento hasta alcanzar la convergencia determinada en puntos previos. (Ver Figura 3.43)

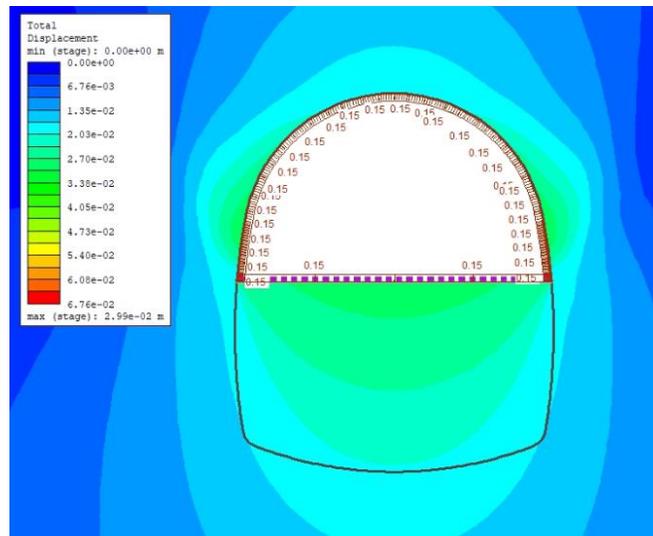


Figura 3.43. Modelado de la excavación sin soporte

3. Instalación de soporte de media sección:

En la tercera fase, se instala el soporte de la media sección superior, el cual consiste en pernos, concreto lanzado con fibras y arcos de acero, la separación entre la sección inferior

y la superior se hace con concreto lanzado, para evitar la descompresión del banco. (Ver Figura 3.44)

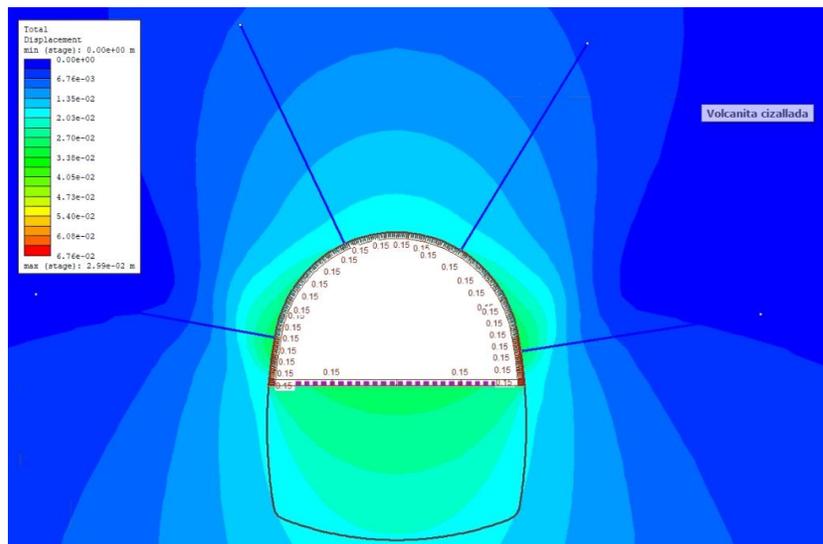


Figura 3.44. Instalación de soporte

4. Excavación del banco

En la cuarta fase, se excava el banco o sección inferior y una vez alcanzada la convergencia del banco, correspondiente a 46 mm, se procede a la fase 5. (Figura 3.45)

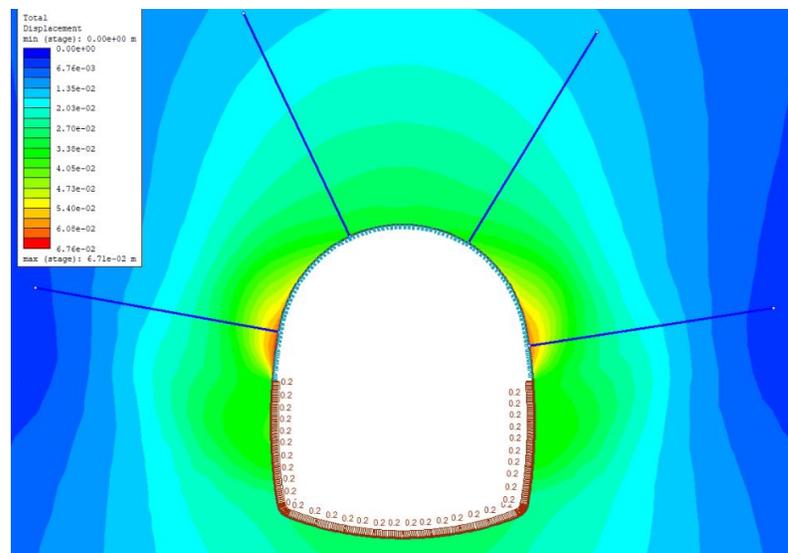


Figura 3.45. Excavación del banco (banqueo)

5. Instalación del soporte completo

En la última fase, se instala el soporte restante en el banco con lo que se termina el refuerzo de la sección y se procede a repetir el procedimiento en avances de 0.75 m. (Figura 3.46)

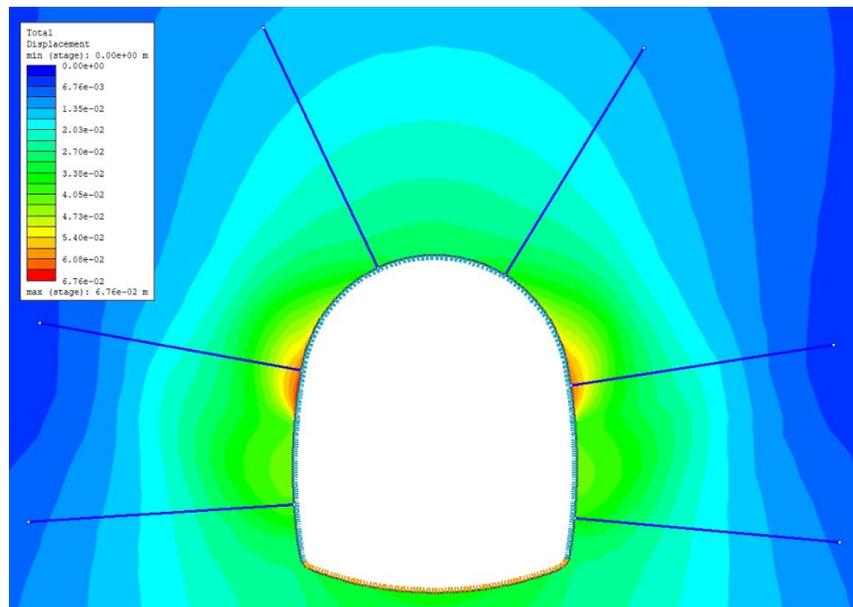


Figura 3.46. Instalación del soporte completo

3.4.3.7 Revisión del refuerzo propuesto

A continuación, se hace una revisión del refuerzo propuesto, para ello se determinan las convergencias que se generan al final del proceso de construcción y los esfuerzos a los que se encuentran los materiales de refuerzo.

En primer lugar, la convergencia al final del proceso constructivo se determinó en 67 mm en la zona de los hastiales, siendo aproximadamente un 3% de la totalidad de la dimensión equivalente. La cual en comparación a la solución en elemento finito sin soporte se obtenía en 20%.

La evaluación estructural de los soportes o gráficos de capacidad de carga, permiten verificar desde el punto de vista estructural si el soporte es adecuado. Para cada tipo de soporte se puede estimar el diagrama de capacidad de carga considerando combinaciones de carga

axial y momentos cortantes que el elemento soporta y asociarlo a un factor de seguridad. Tal y como se muestran en las Figura 3.47 y Figura 3.48.

Adicionalmente se hace una revisión de las longitudes de anclaje de los pernos a partir de la verificación de las zonas de plastificación que se generan posterior a la construcción, como se muestra en la Figura 3.49.

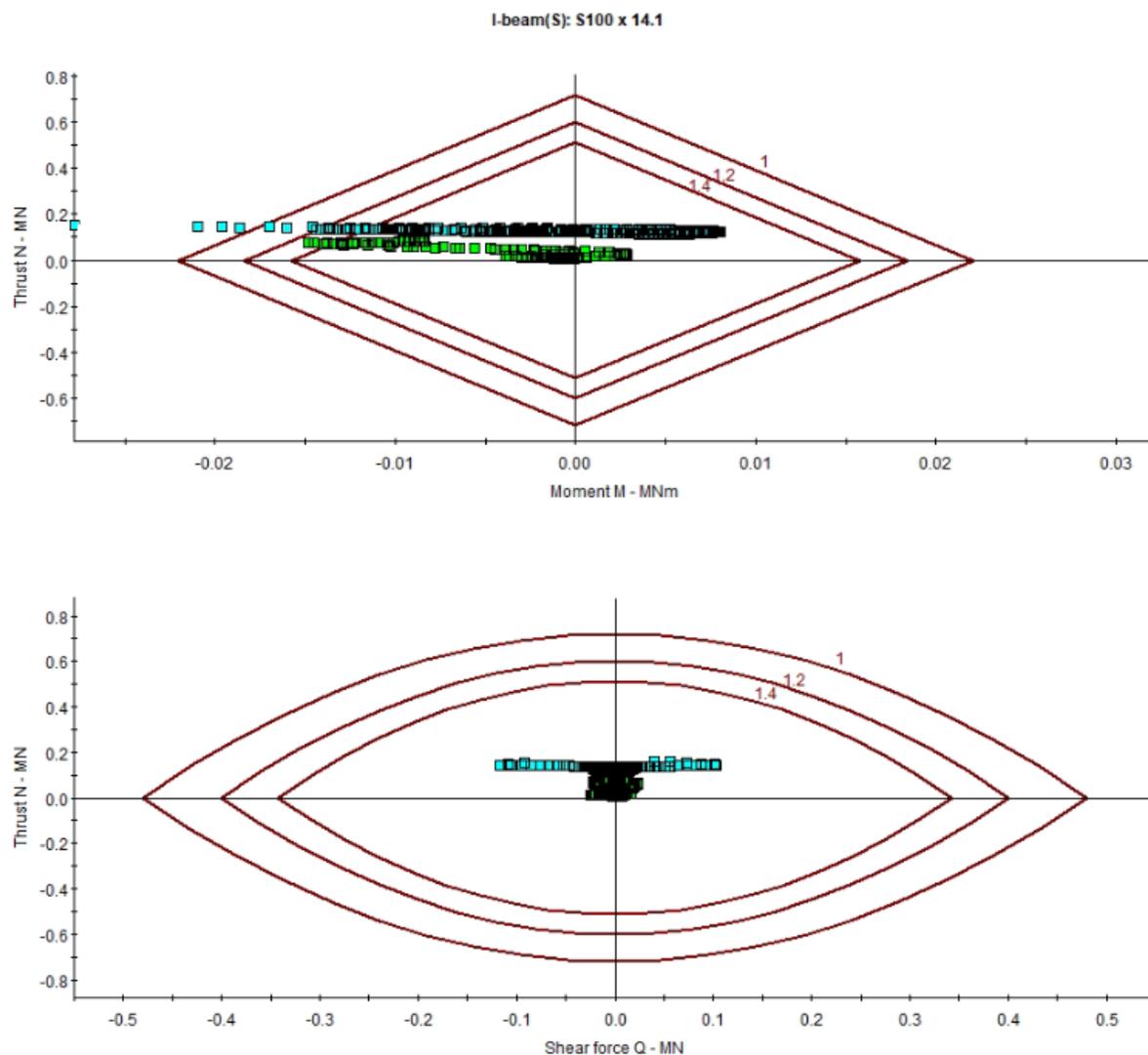


Figura 3.47. Capacidad de carga estructural para la viga IPN100

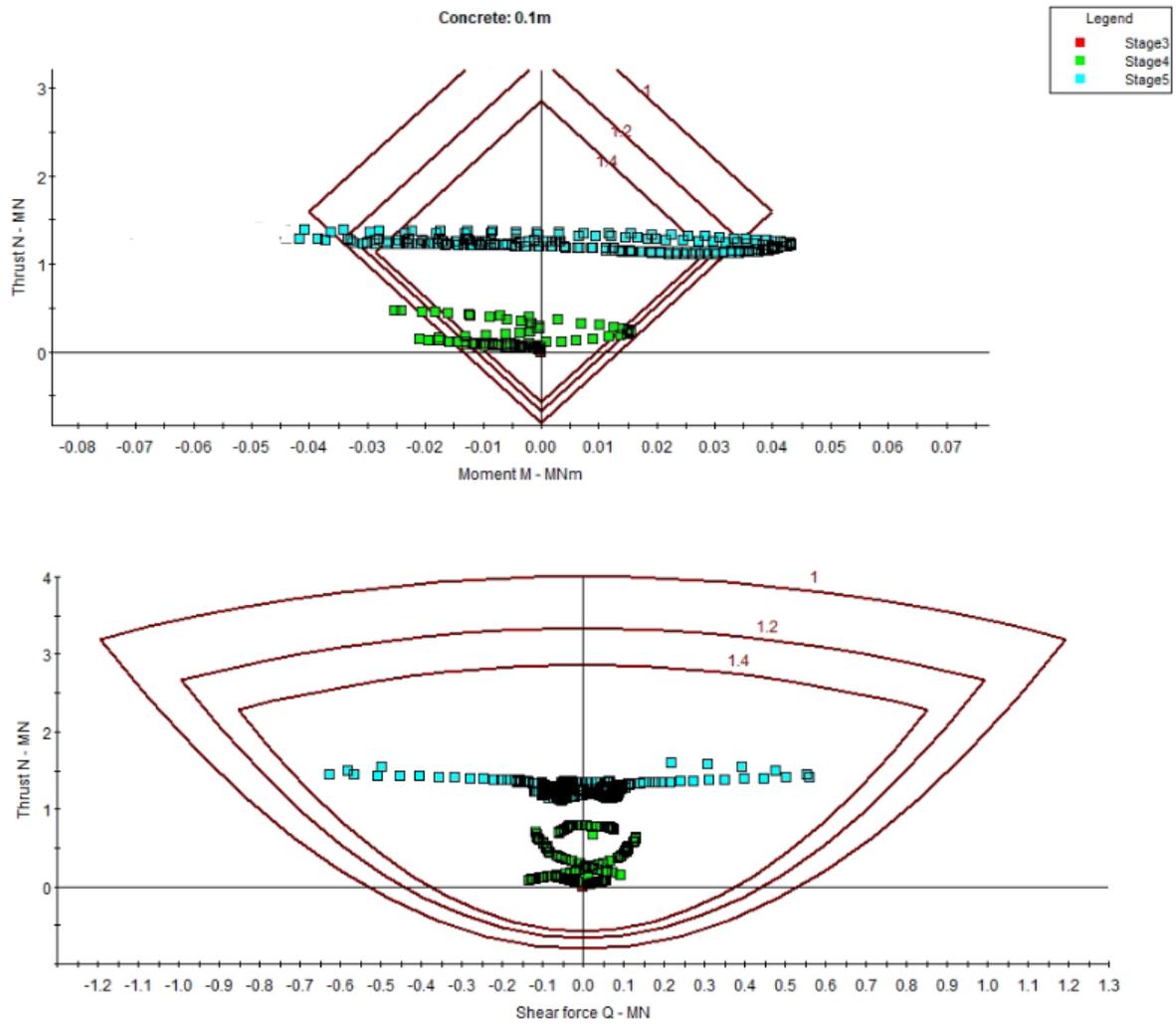


Figura 3.48. Capacidad de carga estructural para el concreto lanzado con fibras de acero

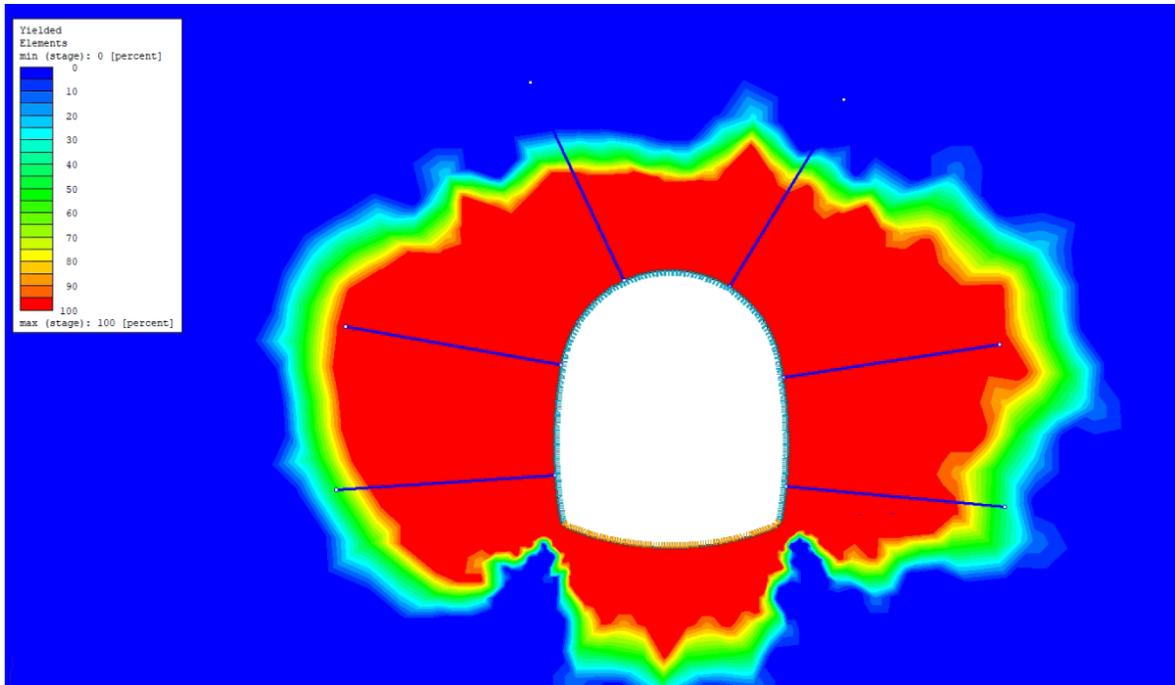


Figura 3.49. Revisión de longitud de anclajes

A partir de los resultados obtenidos, el comportamiento del refuerzo es adecuado y se concluye con la estimación del tipo de refuerzo.

3.4.4 Descripción de la secuencia constructiva

A partir del modelo planteado en RS2, basado en los principios de comportamiento de la masa rocosa bajo cargas. Se propone la utilización de los principios constructivos del NATM (Nuevo método austriaco). Es importante indicar que este método se basa en el monitoreo constante de las convergencias y para la construcción de la obra será necesario calibrar las deformaciones del modelo en RS2 con las deformaciones in situ.

Para la ejecución de la excavación en 5 fases, según se planteó previamente, se recomienda la utilización de equipo mecánico debido a que la descripción del terreno muestra un comportamiento de comportamiento suave. Se podrán usar rozadoras o excavadoras convencionales o martillos hidráulicos para la ejecución de la excavación. Esto debido a que

se tiene la limitante de emplear explosivos para esta unidad geotécnica por su alto grado de diaclasado.

La sección planteada a excavar consiste en dos secciones parciales, una media sección superior y la sección inferior o banqueo, tal como se muestra en la siguiente Figura 3.50:

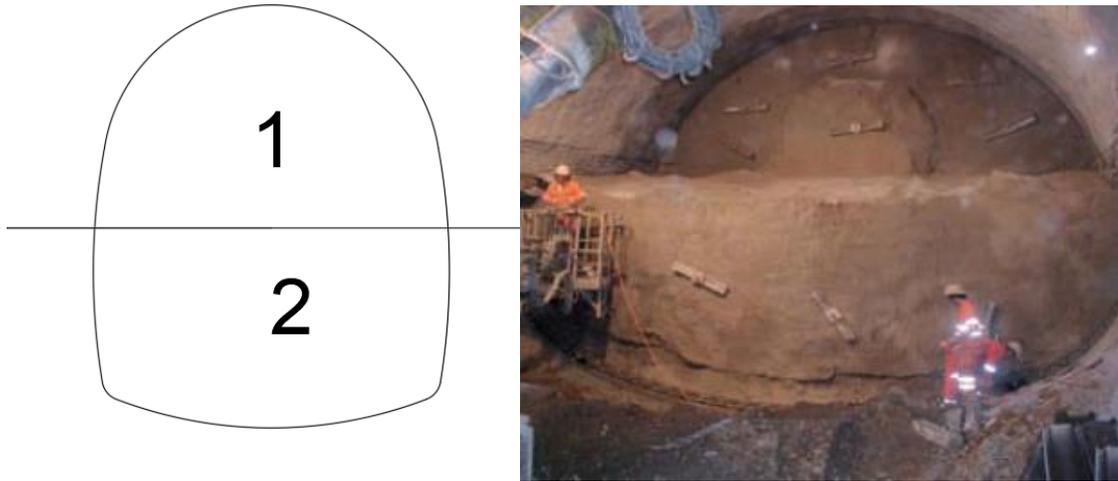


Figura 3.50. Excavación por medio de dos secciones parciales

Los avances de diseño consisten en longitudes de 0.75 m e instalación de soporte. Es necesario el lanzamiento de concreto en la interfaz entre la fase de excavación 1 y 2, para garantizar la estabilidad del banco. Según se determinó, la instalación del concreto lanzado deberá realizarse justo después de excavar el avance, posteriormente se instalan los pernos Swellex en el terreno y se finaliza el cierre de la sección con la instalación.

3.4.5 Oportunidades de innovación y mejora

El Nuevo método austriaco a pesar de su gran antigüedad sigue siendo un método sumamente utilizado y que cada día se encuentran nuevas oportunidades de mejora que permitan optimizar los rendimientos del proceso. De esta manera, se ha identificado que el concreto lanzado corresponde a una de las actividades con más altos grados de desperdicio durante la fase constructiva. Basado en esto, y siguiendo recomendaciones dadas en otros países (Chun-Lei, Hao, Chun-Lai, & Jin-Yang, 2019) el lanzamiento de concreto se puede realizar a partir de la autodetección con sensores de tipo LiDAR y la utilización de un brazo robótico,

volviendo el lanzado de concreto de manera sistemática con una precisión que conoce a partir de un modelo tridimensional los contornos del túnel, pudiendo hacer adaptaciones al proceso de acuerdo con el perfil. Por otro lado, considerando que el método de NATM se basa en el continuo monitoreo de las convergencias, resulta conveniente la utilización de los sensores LiDAR para la medición de las convergencias con precisión sumamente detallada.

3.4.6 Componente de sostenibilidad

De igual forma como se mencionó en el apartado anterior, el control de desperdicio de concreto lanzado es una de las actividades que mayor consumo de recursos requiere y por ello su optimización durante la construcción permite lograr una mayor sostenibilidad. A partir de lo planteado, esto se ha logrado con la implementación de equipos robóticos para el lanzado del concreto en otros países.

Con respecto al tratamiento de sedimentos excavados, se recomienda para evitar la afectación al medio ambiente canalizar las aguas recogidas por el túnel y conducir las hasta una planta de tratamiento donde se tratarán los sedimentos y separarán de acuerdo con su tipo, permitiendo desfogar la parte líquida y reubicar los sedimentos o parte sólida en la zona destinada para este fin.

De igual forma, se recomienda el seguimiento del Manual de explotación del PIARC: Primeros pasos hacia un enfoque sostenible (PIARC, 2017). En este manual se le da un enfoque basado en tres pilares para el desarrollo sostenible de un proyecto de túnel, principalmente enfocado a los túneles viales, pero comparten muchos puntos entre proyectos que se pueden aprovechar.

3.5 Presupuesto de las obras

Ítem	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo de materiales, mano de obra con garantías sociales, equipo y subcontratos		% de monto subtotal
				Unitario	Total	
1	Excavación de volcanitas por medio mecánico	732	m ³	\$ 150.00	\$ 109 800.00	27.4%
2	Concreto lanzado 40 MPa de 100 mm	58.6	m ³	\$ 290.00	\$ 16 994.00	4.2%
3	Fibra de acero	7000	kg	\$ 2.00	\$ 14 000.00	3.5%
4	Vigas IPN 100	93	unidad	\$ 438.00	\$ 40 734.00	10.2%
5	Losa de concreto ref. en la contra bóveda 30 cm	60.97	m ³	\$ 280.00	\$ 17 071.60	4.3%
6	Pernos Swellex 27.5 mm	1440	ml	\$ 140.00	\$ 201 600.00	50.4%
SUBTOTAL 1 (\$)					\$	400 199.60
SUBTOTAL 1 POR METRO LINEAL (\$/M)					\$	5 717.14
IMPREVISTOS						5.00%
SUBTOTAL 2 (\$)					\$	420 209.58
IVA					\$	50 425.15
TOTAL, GENERAL IVAI (\$)					\$	470 634.73
TOTAL, GENERAL IVAI POR METRO LINEAL (\$/M)					\$	6 723.35

3.6 Conclusiones y recomendaciones

3.6.1 Conclusiones

1. Se realizó una investigación de la normativa y códigos existente para el análisis y diseño de refuerzos de taludes, basándose principalmente en normativas internacionales.
2. Se han definido las propiedades de los materiales a partir de la investigación geotécnica y se han caracterizado los principales materiales en 3 unidades geotécnicas principales y su comportamiento geomecánico.
3. Se han definido las propiedades tenso deformacionales de los materiales para la inclusión en el modelo de RS2.
4. Se ha supuesto el comportamiento isotrópico para las volcanitas cizalladas, lo que permite su caracterización por medio del criterio generalizado de Hoek y el análisis del refuerzo a partir de un medio continuo con una excavación en comportamiento plástico.
5. Se ha determinado las curvas de convergencia del terreno para las diferentes secciones de excavación. El desplazamiento máximo se midió en aproximadamente 350 mm para la sección completa de la excavación
6. Las convergencias iniciales del túnel sin sostenimiento representan alrededor de un 25% de la sección del túnel, lo que se considera inadecuado y es requerido la implementación de soportes.
7. Se determinó una zona de plastificación de la excavación de hasta 8.8 m de radio, medido concéntrico a la sección del túnel.

8. Se ha planteado la implementación como medidas de soporte la inclusión de concreto lanzado con fibras, arcos de acero y pernos y se verificó su comportamiento y efecto de soporte en la excavación.
9. Con la implementación de soportes se reducen las convergencias hasta 3% de la sección completa del área de excavación.
10. Para la determinación de la deformación longitudinal del terreno se han utilizado los nomogramas de Vlachopoulos y Diederichs y de esta manera se ha verificado la distancia del pase de avance la cual se definió en 0.75 m.
11. El método constructivo para emplear consiste en dos secciones parciales con la excavación superior y el banco utilizando herramientas mecánicas o máquinas.
12. Se modeló la secuencia constructiva en RS2 para verificar la estabilidad de la construcción, las cuatro fases a seguir consisten en la excavación de la sección superior, instalación del soporte, excavación del banco e instalación final de los soportes.
13. Se presenta la verificación con la capacidad de carga de los soportes y todos cumplen adecuadamente.
14. Se ha estimado un presupuesto preliminar del costo por metro lineal de excavación, el cual puede rondar \$ 5171/m.

3.6.2 Recomendaciones

5. Para un diseño completo de la sección del túnel es necesario una mayor investigación geotécnica con la determinación de diaclasas del material que lo rige el comportamiento por equilibrio estructural.
6. El diseño basado en el NATM se basa en la comparación de las condiciones modeladas con las condiciones reales de las convergencias. Por lo que los resultados aquí obtenidos solo marcan un punto de partida para la primera iteración del NATM.
7. Se deben implementar análisis de sensibilidad de las diferentes componentes para evaluar su efecto en el resultado final.

3.7 Fuentes de consulta

- Alliance. (s.f). *Ceramicsteel Products*. Obtenido de <https://www.acerovitrificado.com/>.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2009). *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Barton, N. R., & Grimstad, E. (2014). *Tunnel and cavern support selection in Norway, based on rock mass classification with the Q-system*. Norway: ResearchGate.
- Chatterjee, P., & Elkadi, A. (s.f.). *Strenght Reduction Analysis*. The Netherlands: TNO DIANA BV.
- Chern, J. C., Yu, C. W., & Shiao, F. Y. (1998). *Tunnelling in squeezing ground and support estimation*. Taipei: Proc. reg. symp. sedimentary rock engineering 192-202 pp.
- Chun-Lei, L., Hao, S., Chun-Lai, L., & Jin-Yang, L. (2019). *Intelligent Detection for Tunnel Shotcrete Spray Using Deep Learning and LiDAR*. CCBY - IEEE DOI 10.1109/ACCESS.2019.2962496.
- Das, B. (2008). *Fundamentals of Geotechnical Engineering*. United States: RPK Editorial Services.
- Delgado, J. (2012). *Clasificación de Macizos Rocosos*. A Coruña: Universidade da Coruña.
- Deutscher Ausschuss für Unterirdisches Bauen e. V (DAUB). (2010). *Recommendations for the selection of tunnelling machines*. Cologne: German Tunnelling Committee (ITA-AITES).
- Doohyun Kyung, Sangseom Jeong, Youngho Choi, & Junhwan Lee. (2015). Improved Performance of Electrical Transmission Tower Structure Using Connected Foundation in Soft Ground. *Energies* www.mdpi.com/journal/energies, 21.
- Dunnicliff, J. (1988). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. Massachussetts: John Wiley & Sons, Inc.
- Garmendia, C. F. (26 de Junio de 2015). Uso de concreto lanzado reforzado con fibras metálicas en túneles. México: <http://www.revistacyt.com.mx>.
- González De Vallejo, L. (2002). *Ingeniería Geológica*. España: Pearson Prentice Hall.

- Grado Lucena, R. (2015). *Análisis de redes de flujo en presas de materiales sueltos*. Zaragoza: Trabajo de fin de grado. Universidad de Zaragoza.
- Hidrodemolición. (10 de 05 de 2014). *Reparación de túneles*. Obtenido de HIDRODEM: <https://www.hidrodemolicion.info/2014/05/>
- Hoek, E., & Brown, E. (1980). *Excavaciones subterráneas en roca*. México D.F: McGraw-Hill.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition. *Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium*, vol. 1, pp. 267 – 273.
- Interempresas. (30 de Noviembre de 2015). *Excavación de los túneles de Chimalpa (México)*. Obtenido de interempresas.net: [http://www.interempresas.net/Mineria/Articulos/147738-Excavacion-de-los-tuneles-de-Chimalpa-\(Mexico\).html](http://www.interempresas.net/Mineria/Articulos/147738-Excavacion-de-los-tuneles-de-Chimalpa-(Mexico).html)
- ITA-AITES. (1991). *Report on the damaging effects of water on tunnels during their working life*. Great Britain: ITA Report.
- López, A. J. (2016). *Sistemas de pre-sostenimiento para túneles en terrenos difíciles*. México D.F: Universidad Nacional Autónoma de México.
- López-Jimeno, C. (1997). *Manual de Túneles y Obra Subterránea*. Madrid: Entorno Gráfico.
- Martin, C., Kaiser, P., & Christiansson, R. (2003). *Stress, instability and design of underground*. International J. Rock Mechanics. Min. Sci. 40, 1027-1047.
- Megaw, T., & Bartlett, J. (1997). *Túneles: Planeación, diseño y construcción*. México, D.F: Limusa.
- Miguel A. (29 de Enero de 2015). *Sostenimiento y geomecánica*. Obtenido de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional del Centro del Perú: [/es.slideshare.net](https://es.slideshare.net)
- PIARC. (2017). *Explotación de túneles de carretera: Primeros pasos hacia un enfoque sostenible*. CEDEX: PIARC.
- Piqueras, V. Y. (08 de 10 de 2015). *Impermeabilización de túneles*. Obtenido de Universitat Politècnica de Catalunya: <https://victoryepes.blogs.upv.es/2015/10/08/impermeabilizacion-de-tuneles/>

- Putzmeister. (2018). *Nuevo Método Austriaco de Túneles (NATM) & shotcrete: creciendo de la mano*. Obtenido de Best Support Underground: <http://bestsupportunderground.com/natm-shotcrete/>
- Robbins. (8 de Octubre de 2018). *Tuneladoras de Equilibrio de Presión del Terreno*. Obtenido de <http://www.therobbinscompany.com>: <http://www.therobbinscompany.com/es/neustros-productos/tunnel-boring-machines/earth-pressure-balance/>
- SAS Latinoamérica. (2019). *Catálogo SAS 670/800 18-75 mm*. Barranquilla, Colombia: SAS Systems: Barras roscadas.
- SCT. (2016). *Manual de Diseño y Construcción de Túneles de Carretera*. México, D.F: Secretaría de Comunicaciones y Transportes Dirección General de Servicios Técnicos.
- Somodi, G., Arrieta , M., & Kovács, L. (2021). *Study of Rock Mass Rating (RMR) and Geological Strength Index (GSI)*. Hungary: Applied Sciences MDPI.
- State Government of Victoria. (18 de Noviembre de 2019). *MetroTunnel*. Obtenido de Building the Metro Tunnel: metro.tunnel.vic.gov.au
- Structuralia Blog. (4 de Mayo de 2016). *Métodos de excavación de túneles: perforación y voladura*. Obtenido de Structuralia: www.structuralia.com
- Tapia, M. (2004). *Concepto de mecánica de rocas*. San José: Inédito. Notas de Clase.
- Tedesa S.A. (2008). *Técnicas de entibación*. Obtenido de TEDESA - Técnicas de entibación, S.A: https://www.durofelguera.com/catalogo_tedesa/
- The Robbins Company. (30 de Julio de 2019). *Tuneladoras: Los contratistas confían en las tuneladoras Robbins de Escudo Simple para terrenos con roca muy fracturada*. Obtenido de www.therobbinscompany.com: <https://www.therobbinscompany.com/es/neustros-productos/tunnel-boring-machines/single-shield/>
- TunnelTalk. (September de 2002). Dublin coping with complicated conditions. Dublin, Ireland: TunnelTalk Direct by Design.

U.S Department of Transportation Federal Highway Administration. (2009). *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnel - Civil Elements*. Washington D.C.: National Highway Institute.

3.8 Anexo 7: Clasificación geomecánica de las volcanitas cizalladas

Utilizando como base el registro de perforación a rotación de la 510-R-B-2, el cual detalla las observaciones de los núcleos extraídos durante la prueba se procedió a la realización de la clasificación geomecánica para dos unidades geotécnicas, en este caso para las volcanitas fracturadas y sanas y para las volcanitas cizalladas. En la siguiente Figura 3.51 se observa el esquema de la perforación inclinada 510-R-B-2 la cual por su inclinación y longitud de 70 m permitió la caracterización de los materiales.

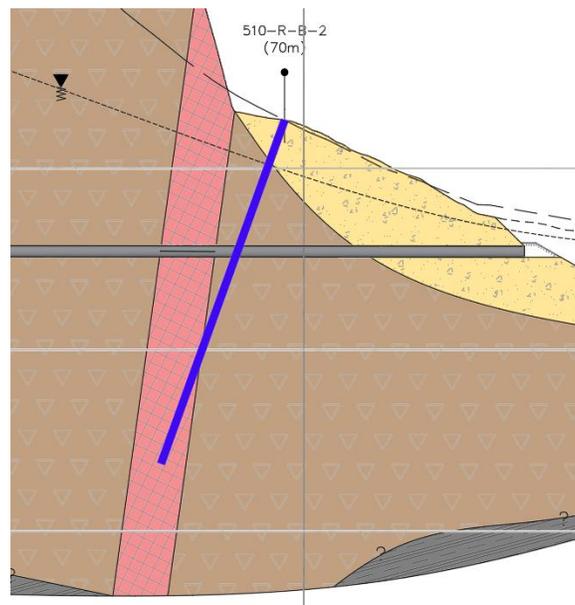


Figura 3.51. Esquema de la perforación 510-R-B-2

A continuación, se muestran las salidas utilizadas para la estimación de la clase del macizo utilizando el RMR y el Q. Además, se han utilizado correlaciones para la estimación del GSI a partir del RMR. Cabe resaltar que ha sido necesario estimar cada uno de los parámetros indicados para cada uno de los métodos, como el J_n , J_r , J_a , J_w , SRF y RQD para cada uno, al igual como los 5 parámetros del RMR.

A manera de ejemplo se presentará el cálculo realizado para la estimación del material desde los 33 m hasta los 48 m, el cual se ha catalogado como la volcanita cizalla, compuesta por una zona altamente alterada y descompuesta.

La descripción de la perforación indica lo siguiente:

Brecha con condiciones similares a la del tramo anterior, pero con mayor grado de fracturamiento. La matriz de la brecha pierde calidad mecánica que se produce por una pobre cementación. Se recuperan principalmente los clastos y la matriz se desintegra por el proceso de perforación. Hasta 40,5m la roca es similar al tramo anterior, en adelante se desintegra la matriz. Parece que a 48m se produce un cambio de material, a lava.

Con respecto a las discontinuidades presente se indica lo siguiente: "hay discontinuidades paralelas al núcleo. En general están cerradas, pero al sacar el núcleo se descompresionan se abren, o por una pequeña presión aplicada con la mano".

Para la estimación del RMR se ha seguido el siguiente procedimiento:

Como primer parámetro la resistencia a la compresión simple se ha tomado basado en lo registrado y se ha asignado un valor que va desde 5 MPa hasta los 25 MPa. De esta manera:

$$UCS = 5 - 25 MPa \rightarrow 2 - 4$$

Como segundo parámetro el RQD, se ha determinado con una variación de entre 10-40%, por lo que se asigna un puntaje entre 3-6.

La separación entre diaclasas fue medida en campo, con una variación entre los 10 y 600 mm se le asigna un valor de 5-10.

Para el estado de las discontinuidades se ha asumido un valor global de 14.

Finalmente, para el estado del agua se ha asignado en condición seca con un valor de 15. Sin embargo, de manera conservadora se ha determinado que esté ligeramente húmedo, con un puntaje de 10.

De esta manera al realizar la ponderación del RMR se obtiene lo siguiente:

$$RMR_{min} = 2 + 3 + 5 + 14 + 10 = 34$$

$$RMR_{max} = 4 + 6 + 10 + 14 + 15 = 49$$

De esta manera, al estimar el índice Q se utilizaron los siguientes parámetros:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Para la estimación del RQD, se partió por lo registrado en el log de perforación el cual varía en el siguiente rango de muy pobre a pobre:

$$RQD (\%) = 10 - 40$$

El número de juntas (J_n) se estimó para una roca deshecha, la cual se le otorga una calificación de 20. Pero como nota indica que para aplicaciones en túneles este valor debe aumentarse en 3 veces. De esta manera:

$$J_n^* = 3 \times J_n = 3 \times 20 = 60$$

Valor de rugosidad de las juntas, el detalle indica que son discontinuidades cerradas e irregulares, pero que se descomprimen y se abren. De esta manera, se clasifican como tipo B.

$$J_r = 3$$

El grado de alteración de la discontinuidad se clasificó entre tipo E y tipo M, compuesto por rellenos arcillosos de baja fricción o en zonas de bandas de arcilla, desintegrada o como roca descompuesta. De esta manera:

$$J_a = 4 - 8$$

El factor de reducción por efecto del agua en las juntas se determinó que la totalidad de la perforación se encontraba en estado seco sin presencia de un nivel freático. De esta manera se clasificó como tipo A. Sin embargo, de manera conservadora se ha incluido el posible efecto por entrada de agua de un flujo medio. De esta manera:

$$J_w = 0.66 - 1$$

Finalmente, el factor de reducción de esfuerzos se ha considerado que el material puede sufrir una variación producto de squeezing con variación en un rango de suave tipo M. De esta manera:

$$SRF = 5 - 10$$

De esta manera, se procede a la estimación del Q, tal como se indica:

$$Q_{min} = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} = \frac{7.67}{60} \times \frac{3}{8} \times \frac{0.66}{10} = 0.0041$$

$$Q_{max} = \frac{40}{60} \times \frac{3}{4} \times \frac{1}{5} = 0.1$$

Para la estimación del GSI, se ha utilizado la correlación propuesta por (Somodi, Arrieta , & Kovács, 2021), los cuales despues del análisis de muestras de varios países determinaron dos correlaciones que asocian el GSI al RMR de la siguiente forma:

$$GSI = 0.793RMR_{89} + 2.001 \quad (R^2 = 0.736, B\acute{a}taapati)$$

$$GSI = 0.876RMR_{89} + 0.935 \quad (R^2 = 0.876, Telfer)$$

Al aplicar las ecuaciones anteriores se obtienen los siguientes valores:

$$GSI_{min} = 30.7$$

$$GSI_{max} = 43.8$$

Profundidad (m)		Descripción	Espaciamiento (mm)	Condición de fracturas	RMR	Q	GSI
0.00	0.50	Tramo de 0 a 1,5m: Brecha dura y densa color grisáceo. Dos juegos de discontinuidades a 45°,	100 - 200	Ligeramente alteradas, cerradas, pátinas de óxido, relleno de calcita. Apertura de 0,1 mm, rugosas onduladas.	41	1.25	36
0.50	1.00						
1.00	1.50						
1.50	2.00	Tramo de 1,5 a 4,5m: Brecha dura muy poco fracturada, clastos porosos. Fracturas por máquina, sep.=0,6m, rugosas, poco alteradas.	100 - 200	Rellenas (duro) cerradas. Dos juegos bien definidos más uno aleatorio.	58	5.74	53
2.00	2.50						
2.50	3.00						
3.00	3.50						
3.50	4.00						
4.00	4.50						
4.50	5.00	Tramo de 4,5 a 6: Ídem Brecha dura, matriz muy cementada de la Brecha.	100 - 200		58	7.41	53
5.00	5.50						
5.50	6.00						
6.00	6.50	Tramo de 6 a 7,5m: Fracturas de máquina, rugosas, limpias. 0,4 - 0,05m			58	9.48	53
6.50	7.00						
7.00	7.50						
7.50	8.00	Tramo de 7,5 a 13,5m: Brecha de color grisáceo rojizo que le da tonalidad rosada. Matriz fuertemente cementada con clastos centimétricos porosos (predominan) y algunos densos de roca dura.	100 - 1000	Discontinuidades por fracturas en clastos a 45°, rugosas, limpias	62	5.54	57
8.00	8.50						
8.50	9.00						
9.00	9.50						
9.50	10.00						
10.00	10.50						
10.50	11.00						
11.00	11.50						

Profundidad (m)		Descripción	Espaciamiento (mm)	Condición de fracturas	RMR	Q	GSI
11.50	12.00						
12.00	12.50						
12.50	13.00						
13.00	13.50						
13.50	14.00	Tramo de 13,5 a 21m: Brecha con clastos porosos, baja la densidad de la roca. Cementación buena.	150 - 200	Discontinuidades con pátinas de minerales, muy rugosas.	53	3.46	48
14.00	14.50						
14.50	15.00						
15.00	15.50						
15.50	16.00						
16.00	16.50						
16.50	17.00						
17.00	17.50						
17.50	18.00	Tramo de 13,5 a 21m.			53	3.47	48
18.00	18.50						
18.50	19.00						
19.00	19.50						
19.50	20.00						
20.00	20.50						
20.50	21.00	Tramo de 21 a 27,5m: Ídem descripción anterior. Clastos muy porosos contimétricos a decimétricos.	150 - 200	Discontinuidades oblicuas al núcleo con ángulo de 80°, muy rugosas, con pátinas de minerales y oxidación, con tubos de desgasificación.	58	4.26	53
21.00	21.50						
21.50	22.00						
22.00	22.50						
22.50	23.00						

Profundidad (m)		Descripción	Espaciamiento (mm)	Condición de fracturas	RMR	Q	GSI
23.00	23.50						
23.50	24.00						
24.00	24.50						
24.50	25.00						
25.00	25.50						
25.50	26.00						
26.00	26.50						
26.50	27.00						
27.00	27.50						
27.50	28.00	Tramo de 27,5 a 33m: Ídem descripción anterior.	200 - 600	Rugosas con oxidación ligeramente alteradas.	65	12.5	60
28.00	28.50						
28.50	29.00						
29.00	29.50						
29.50	30.00						
30.00	30.50						
30.50	31.00						
31.00	31.50						
31.50	32.00						
32.00	32.50						
32.50	33.00						
33.00	33.50	Tramo de 33 a 39 m: Brecha con condiciones similares a la del tramo anterior, pero con mayor grado de fracturamiento.	200 - 600	Discontinuidades rugosas con pátinas de oxígeno y minerales. Discontinuidades oblicuas al núcleo a 45°.	51	2.47	46
33.50	34.00						
34.00	34.50						

Profundidad (m)		Descripción	Espaciamiento (mm)	Condición de fracturas	RMR	Q	GSI
34.50	35.00						
35.00	35.50	Tramo de 33 a 39 m		Entre 37,5 y 39 m hay discontinuidades paralelas al núcleo. En general están cerradas, pero al sacar el núcleo se descompriman se abren, o por una pequeña presión aplicada con la mano.	51	0.4958	46
35.50	36.00						
36.00	36.50						
36.50	37.00						
37.00	37.50						
37.50	38.00						
38.00	38.50						
38.50	39.00						
39.00	39.50						
39.50	40.00						
40.00	40.50						
40.50	41.00						
41.00	41.50						
41.50	42.00						
42.00	42.50						
42.50	43.00						
43.00	43.50						
43.50	44.00						
44.00	44.50						
44.50	45.00						
45.00	45.50						
45.50	46.00						

Profundidad (m)		Descripción	Espaciamiento (mm)	Condición de fracturas	RMR	Q	GSI
46.00	46.50						
46.50	47.00						
47.00	47.50						
47.50	48.00						
48.00	48.50	Tramo de 48 a 61,5m: Clastos de lava densa y dura altamente fracturada	10 - 100	Tres juegos de discontinuidades con pátinas de óxido y calcita ligeramente alterada.	35	0.5556	30
48.50	49.00						
49.00	49.50						
49.50	50.00						
50.00	50.50						
50.50	51.00						
51.00	51.50						
51.50	52.00						
52.00	52.50	Tramo de 48 a 61,5m.	10 - 100	Tres juegos de discontinuidades con pátinas de óxido y calcita ligeramente alterada.	35	0.556	30
52.50	53.00						
53.00	53.50						
53.50	54.00						
54.00	54.50						
54.50	55.00						
55.00	55.50						
55.50	56.00						
56.00	56.50						
56.50	57.00						
57.00	57.50						

Profundidad (m)		Descripción	Espaciamiento (mm)	Condición de fracturas	RMR	Q	GSI
57.50	58.00						
58.00	58.50						
58.50	59.00						
59.00	59.50						
59.50	60.00						
60.00	60.50						
60.50	61.00						
61.00	61.50						
61.50	62.00	Tramo de 61,5 a 70m: Roca similar al tramo anterior con menor grado de fracturamiento. Núcleos densos y duros.	50 - 150	Discontinuidades oblicuas al núcleo con 45° a 60° y paralelas. Rugosas con pátinas de minerales y oxidación. Abiertas y cerradas.	41	0.556	36
62.00	62.50						
62.50	63.00						
63.00	63.50						
63.50	64.00						
64.00	64.50						
64.50	65.00						
65.00	65.50						
65.50	66.00						
66.00	66.50						
66.50	67.00						
67.00	67.50						
67.50	68.00						
68.00	68.50						
68.50	69.00						

Profundidad (m)		Descripción	Espaciamiento (mm)	Condición de fracturas	RMR	Q	GSI
69.00	69.50						
69.50	70.00						

3.9 Anexo 8: Registro de perforación a rotación

				Fecha:		510-r-b-2												
				Ubicación:														
				Perforador:														
				Elev. (m.s.n.m.):		70.00	m											
				Coord. Norte:		43.1	mm											
				Coord. Este:		NO HAY												
Nº	PROF (m)		N _{SPT}	% REC				RQD				Simbología	Descripción	Espac. (mm)	Condición de fracturas	RMR	CLASE MACIZO	
	metros	de		a	0	20	40	60	80	100	0.00							20.00
1	0.00	0.50																
2	0.50	1.00																
3	1.00	1.50																
4	1.50	2.00																
5	2.00	2.50																
6	2.50	3.00																
7	3.00	3.50																
8	3.50	4.00																
9	4.00	4.50																
10	4.50	5.00																
11	5.00	5.50																
12	5.50	6.00																
13	6.00	6.50																
14	6.50	7.00																
15	7.00	7.50																
16	7.50	8.00																
17	8.00	8.50																
18	8.50	9.00																
19	9.00	9.50																
20	9.50	10.00																
21	10.00	10.50																
22	10.50	11.00																
23	11.00	11.50																
24	11.50	12.00																
25	12.00	12.50																
26	12.50	13.00																
27	13.00	13.50																
28	13.50	14.00																
29	14.00	14.50																
30	14.50	15.00																
31	15.00	15.50																
32	15.50	16.00																
33	16.00	16.50																
34	16.50	17.00																
35	17.00	17.50																
36	17.50	18.00																

Nº	PROF (m)		N _{SPT}	% REC					RQD					Simbología	Descripción	Espac. (mm)	Condición de fracturas	RMR	CLASE MACIZO
	metros	de		a	0	20	40	60	80	100	0,00	20,00	40,00						
71		35.00	35.50																
72	36	35.50	36.00																
73		36.00	36.50																
74	37	36.50	37.00																
75		37.00	37.50																
76	38	37.50	38.00																
77		38.00	38.50																
78	39	38.50	39.00																
79		39.00	39.50																
80	40	39.50	40.00																
81		40.00	40.50																
82	41	40.50	41.00																
83		41.00	41.50																
84	42	41.50	42.00																
85		42.00	42.50																
86	43	42.50	43.00																
87		43.00	43.50																
88	44	43.50	44.00																
89		44.00	44.50																
90	45	44.50	45.00																
91		45.00	45.50																
92	46	45.50	46.00																
93		46.00	46.50																
94	47	46.50	47.00																
95		47.00	47.50																
96	48	47.50	48.00																
97		48.00	48.50																
98	49	48.50	49.00																
99		49.00	49.50																
100	50	49.50	50.00																
101		50.00	50.50																
102	51	50.50	51.00																
103		51.00	51.50																
104	52	51.50	52.00																

Tramo de 39 a 48m: La matriz de la brecha pierde calidad mecánica que se produce por una pobre cementación. Se recuperan principalmente los clastos y la matriz se desintegra por el proceso de perforación. Hasta 40,5m la roca es similar al tramo anterior, en adelante se desintegra la matriz. Parece que a 48m se produce un cambio de material, a lava.

Tramo de 48 a 61,5m: Clastos de lava densa y dura altamente fracturada

Nº	PROF (m)		N _{SPT}	% REC	RQD	Simbología	Descripción	Espac. (mm)	Condición de fracturas	RMR	CLASE MACIZO
	metros	de									
105		52.00	52.50								
106	53	52.50	53.00								
107		53.00	53.50								
108	54	53.50	54.00								
109		54.00	54.50								
110	55	54.50	55.00								
111		55.00	55.50								
112	56	55.50	56.00								
113		56.00	56.50								
114	57	56.50	57.00								
115		57.00	57.50								
116	58	57.50	58.00								
117		58.00	58.50								
118	59	58.50	59.00								
119		59.00	59.50								
120	60	59.50	60.00								
121		60.00	60.50								
122	61	60.50	61.00								
123		61.00	61.50								
124	62	61.50	62.00								
125		62.00	62.50								
126	63	62.50	63.00								
127		63.00	63.50								
128	64	63.50	64.00								
129		64.00	64.50								
130	65	64.50	65.00								
131		65.00	65.50								
132	66	65.50	66.00								
133		66.00	66.50								
134	67	66.50	67.00								
135		67.00	67.50								
136	68	67.50	68.00								
137		68.00	68.50								
138	69	68.50	69.00								
139		69.00	69.50								
140	70	69.50	70.00								

Observaciones: Perforación inclinada a 20°.

Revisiones			Perforación
Descrito por:	M. Jiménez	11/7/2018	510-r-b-2
Revisado por:	M. Jiménez	11/7/2018	
Aprobado por:	M. Jiménez	11/7/2018	

3.10 Anexo 9: Planos de diseño

Los planos se han adjunto a continuación.

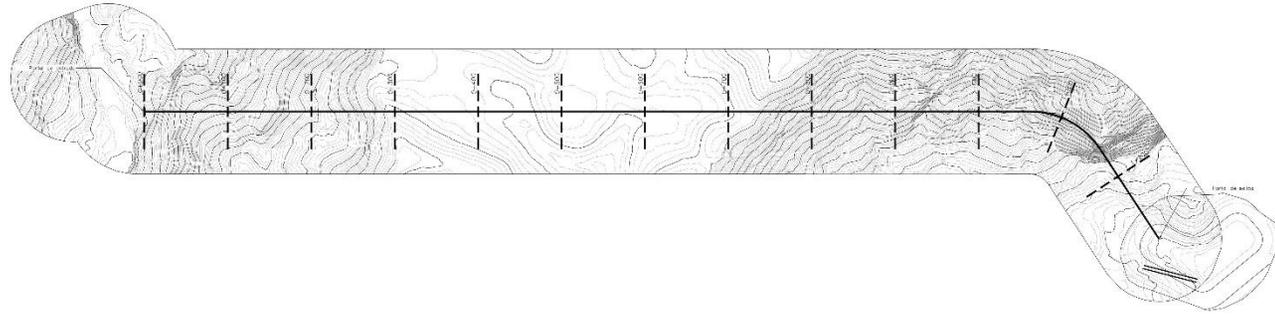
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSGRADOS

TALLER DE DISEÑO III

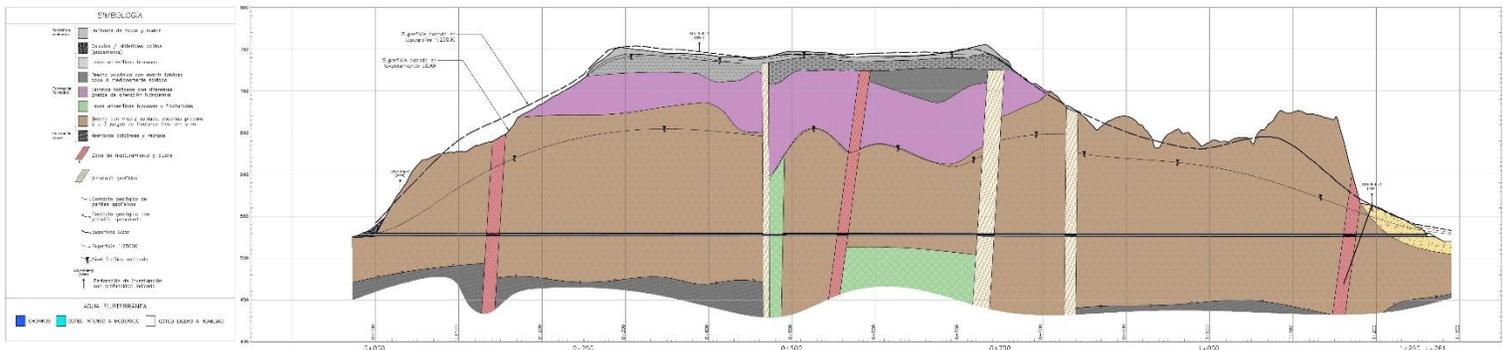
**DISEÑO GEOTÉCNICO DEL REFUERZO DEL TÚNEL PARA UNA SECCIÓN DEL
 PROYECTO HIDROELÉCTRICO DE COGENERACIÓN PRIVADO EN SIQUIRRES, LIMÓN**

LÁMINA	TÍTULO	CONTENIDO
001	PORTADA	PORTADA
002	PLANTA Y PERFIL	PLANTA DEL ALINEAMIENTO Y PERFIL DEL TÚNEL
003	DETALLES Y PERFILES	DETALLES DE LAS SECCIONES Y PERFILES
004	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Proyecto: DISEÑO GEOTÉCNICO DEL REFUERZO PARA UNA SECCIÓN DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO DE COGENERACIÓN PRIVADO EN SIQUIRRES, LIMÓN.		
Empresa: Ing. Juan Felipe Muñoz Estrada (C-0428)		
Cursante: TALLER DE DISEÑO III (Taller de Construcción)		
Fecha: 19/04/2014	Párrafo: 104-47002-223	Línea: 000/001



PLANTA DE ALINEAMIENTO DEL TÚNEL
ESCALA 1:200



CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA SEGUN RMR (BENNETT 1984)		Clase II	V	Clase I / II	VI	Clase I	V	Clase I / II	V	Clase II	V	Clase I / II	V	Clase III
ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOMECÁNICA (RMR - Max 100)		45 - 55	55 - 70	30	45 - 55	55 - 70	30	45 - 55	55 - 70	45 - 55	55 - 70	30	45 - 55	55 - 70
ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA (Q - Max 1000)		12,5 - 17,5	17,5 - 30	17,5 - 30	17,5 - 30	12,5 - 30	17,5 - 30	12,5 - 30	17,5 - 30	12,5 - 30	17,5 - 30	12,5 - 30	17,5 - 30	12,5 - 30
CONDICIONES GEOMECÁNICAS DE LA EXCAVACIÓN														
TIPO DE EXCAVACIÓN	SOBRE	PARQUE DE ACEROS	VI	VI	VI	VI	VI	VI	VI	VI	VI	VI	VI	VI
	INTERRIZO	CONCRETO ARMADO SOPORTADO CON PERAS	VI	VI	VI	VI	VI	VI	VI	VI	VI	VI	VI	VI

PLANTA DEL ALINEAMIENTO DEL TÚNEL Y CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA
ESCALA 1:100

Proyecto: **ESTRUCTURA DEL EMPUJO PARA UNA SECCIÓN DEL PROYECTO**
 OBJETIVO: ESTUDIOS DE CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE LA ROCA

Elaborado: **Ing. Juan Pablo Muñoz Torres (C-0428)**

Corrección: **Ing. Juan Pablo Muñoz Torres (C-0428)**

Estado	Fecha	Límite
Final	Noviembre 2023	002/01

4 Capítulo 4: Diseño geotécnico y propuesta de actualización de la instrumentación del cuerpo de una presa en El Salto, Nicaragua.

4.1 Introducción

En el presente capítulo se describen las razones que justifican la realización de este tipo de proyecto. Se pretende mostrar y describir los motivos de seguridad en presa asociados durante las etapas de operación y mantenimiento que lo hacen requerir un diseño de actualización de la instrumentación basado en las características necesarias por cuantificar en el cuerpo de una presa antigua y de esta manera buscar el objetivo de garantizar un adecuado comportamiento a través del tiempo.

Para lograr esto, se han definido una serie de objetivos, se ha establecido el alcance de esta investigación con los respectivos entregables y de la misma forma con los excluyentes y limitaciones que son los puntos en los que no se ahondará. Por último, se describe la metodología, la cual se ha definido como la secuencia de pasos que se debieron seguir para completar satisfactoriamente el proyecto.

4.1.1 Planteamiento del problema

El proyecto se ubica en la zona de El Salto, sobre el Río Viejo. Esta es una presa con funciones hidroeléctricas la cual permite generar el desvío del agua hasta la planta de generación. A pesar de que la presa de materiales sueltos y zonificada se encuentra en operación desde 1972, esta ha sufrido el proceso de envejecimiento propio de una estructura con 50 años. Adicionalmente, gran parte del equipo de instrumentación instalado en su puesta en operación fue actualizado en 1998 debido a los embates del huracán Mitch en la zona y fue necesario la instalación de nuevos puntos de instrumentación. Sin embargo, en los últimos 25 años, nuevamente y es posible que, debido a la falta de mantenimiento, la gran mayoría del equipo se encuentra deteriorado y es necesario una actualización y readecuación de los antiguos puntos de medición para garantizar la seguridad de la presa.

Tal como lo indica el (ICOLD, 2018) en su boletín 158, debido al riesgo intrínseco que supone la falla una presa de gran tamaño y dado que las condiciones actuales de operación, representan un riesgo elevado ante la amenaza que provoca la carencia de datos y registros que faciliten la determinación de las condiciones de servicio a las que está expuesta la presa y obras complementarias, derivado de los problemas asociados a una instrumentación defectuosa y hasta inexistente en algunos tramos. Lo cual contrasta con el uso recreativo del río aguas debajo de la presa, la cual se convierte en un sitio visitado aunado a la vulnerabilidad de las poblaciones aguas abajo que pueden verse afectadas.

4.1.2 Importancia

Los proyectos hidroeléctricos juegan un rol fundamental en la producción de energías renovables y el desarrollo económico. Al ser obras con una inversión importante a nivel económico, resulta importante optimizar las prácticas del diseño geotécnico, en este caso, la seguridad de la presa con la instalación de equipos de medición que permitan determinar el comportamiento de la presa a través de una auscultación y monitoreo periódico. De esta manera se busca minimizar el riesgo de una rotura de la presa a través de la identificación de potenciales mecanismos de fallo, o su detección temprana y las posibles consecuencias a las comunidades cercanas al sitio.

En este proyecto se busca mostrar el papel que juega la instrumentación geotécnica, el cual es un tema de alta relevancia en los proyectos; que en algunas ocasiones es poco tratado o comentado, pero que abre una vista detallada de la respuesta a través del tiempo con la posibilidad de tomar medidas de corrección en caso de que el comportamiento afecte el proyecto. Además, resulta importante resaltar, que la instrumentación y auscultación, es un seguimiento que no solo se concentra en la etapa de exploración de una obra ya que también deberá estar presente en el diseño, construcción y mantenimiento durante su vida útil.

Finalmente, los programas actuales de simulación dan una vista general del comportamiento y posible respuesta del suelo, pero no dejan de ser datos que son producto de la teoría y recolectados de manera puntual y en este punto es donde entra la instrumentación

geotécnica dando una respuesta del momento lo que permite la toma de decisiones basadas en evidencias.

4.1.3 Objetivos

4.1.3.1 Objetivo general

Determinar los requerimientos de instrumentación de la presa el Salto a partir de la reevaluación de las condiciones de estabilidad y el análisis de flujo a través del cuerpo de la presa y utilizando criterios internacionales de seguridad en presas.

4.1.3.2 Objetivos específicos

- Realizar una investigación de la normativa y códigos de diseño existentes para el análisis y diseño de presas de materiales sueltos y relevantes a su instrumentación.
- Procesar la información geológica y geotécnica generada para el sitio de estudio.
- Determinar las propiedades geotécnicas a partir del del modelo geológico y de la recopilación de las características físicas y mecánicas del suelo determinadas por medio de ensayos de campo y de laboratorio.
- Elaborar una evaluación de la estabilidad y análisis de flujo a través de la presa para diferentes condiciones de análisis utilizando software Slide 2 de Rocscience.
- Determinar las necesidades de instrumentación basados en los resultados obtenidos del análisis de estabilidad y de flujo y requerimientos de seguridad de la presa.
- Elaborar planos esquemáticos y presupuesto preliminar de la instrumentación de la obra.

4.1.4 Delimitación del problema

4.1.4.1 Alcance

El alcance de este trabajo consiste en el diseño geotécnico de la actualización de la instrumentación de una presa utilizada para energía hidroeléctrica, mediante una selección de la instrumentación necesaria basada en criterios de seguridad por entes internacionales y una revisión del análisis por medio de elemento finito a través de software especializado.

Esta investigación incluirá información relevante a la auscultación de obras, que incluyen la instrumentación y el monitoreo como métodos de observación del comportamiento con el fin de determinar y controlar sus condiciones de seguridad. La instrumentación permite el monitoreo del desempeño a través de la medición de los parámetros.

El producto de este proyecto será un informe con planos y especificaciones donde se localiza la ubicación de cada uno de los puntos de instrumentación requeridos para la garantizar la seguridad en el comportamiento del cuerpo de la presa y sus alrededores cercanos.

4.1.4.2 Limitaciones

- El sitio se encuentra ubicado en Nicaragua y debido a la situación mundial de la pandemia provocada por el Coronavirus, no se podrán realizar visitas al sitio por lo cual el diseño únicamente se realizará con la información suministrada.
- No se dispuso de la memoria de cálculo del diseño de manera completa, lo que implica que algunas premisas adoptadas por el diseñador no se conocieron para realizar esta evaluación.
- Únicamente se evaluará y propondrá la instalación de instrumentos de medición de las condiciones hidráulicas y sísmicas.
- El comportamiento deformacional se ha dejado fuera del análisis debido a que no se suministró información de insumo.

4.1.4.3 Exclusiones

- Únicamente se propondrá la instrumentación de la zona de la presa debido a la falta de insumos en el entorno cercano.
- Se partirá con la investigación geotécnica disponible y no se supone la generación de nueva investigación.
- Se partirá con las premisas geológico-geotécnicas suministradas, no se pretende profundizar en las condicionantes geológicas a nivel regional que puedan comprometer el desarrollo del proyecto en el futuro.
- El diseño de la parte electromecánica de la instrumentación no se realizará debido a que compete a otras áreas de conocimiento.

4.1.5 Metodología

Se entiende por metodología la secuencia de pasos necesarios que se deben seguir para completar satisfactoriamente el proyecto. Para ello, el proyecto en su totalidad se dividió en cinco fases. Estando la fase 3 subdividida en múltiples etapas.

La investigación dio inicio con una revisión exhaustiva de la información existente. Fue revisada la geología del proyecto, se estudiaron los documentos que respaldaron al diseño original del proyecto. Una vez obtenida la información recolectada con su debido procesamiento se realizó una identificación de la información necesaria para el diseño y en caso de que no existiera se estimaron las propiedades geomecánicas del modelo geotécnico que sea representativo para el sitio de la investigación.

La tercera fase es la central del proyecto, en esta se plantea el plan de instrumentación, el cual se detalla en la Figura 3.2. Esta fase busca determinar el procedimiento requerido para una correcta planificación de un plan de instrumentación, se incluyeron 6 subetapas que fueron necesarias para concluir con la propuesta de instrumentación, todo esto basado en múltiples fuentes bibliográficas y ajustadas a las necesidades del proyecto. Conviene explicar

que durante la etapa 2, donde se busca predecir los mecanismos que controlan el comportamiento se han evaluado las condiciones hidráulicas, para esto se busca evaluar la estabilidad de la presa por medio de un análisis de flujo utilizando la herramienta de Slide2. En esta modelación se analizó la presa para diferentes escenarios con condiciones distintas y cuya finalidad es la de determinar el comportamiento teórico de la presa y la verificación de la estabilidad de la presa. A partir de sus resultados se hará una comparación con los estimado a partir de los diseños originales y basado en esto se se continua con el diseño de la instrumentación, en donde se deberá determinar la ubicación relativa de los instrumentos que se utilizaran y la justificación de la necesidad en su instalación y la selección de cada uno de los equipos.

En la fase cuatro se generan los planos y las secciones de instrumentación, en esta fase se estima un presupuesto preliminar y finalmente se concluye con la fase cinco, la cual es la de cierre del proyecto, en donde busca finalizar con la redacción de las principales conclusiones y recomendaciones del proyecto.

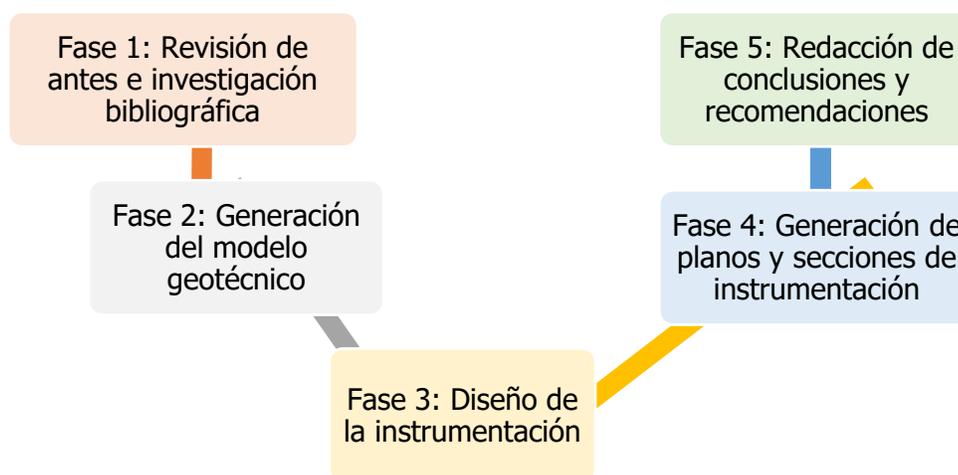


Figura 4.1. Esquema metodológico resumido del proceso de diseño



Figura 4.2. Descripción de la fase 3 de la metodología

4.2 Marco teórico

Como parte de la investigación, en este capítulo se expondrán y describirán una serie de conceptos y criterios fundamentales para comprender el eje temático de la investigación del presente proyecto.

4.2.1 Presas de materiales sueltos

Se conocen por "presas de materiales sueltos" a aquellas presas cuyos elementos no están ligados entre sí por conglomerantes hidráulicos como el cemento. Están constituidas por materiales naturales muy variados como lo son la tierra, gravas, arena, escollera, etc., normalmente son materiales con nula o limitada cohesión, procedentes de préstamos locales próximos a su ubicación.

La principal característica de estas presas es el tipo de material utilizado para su construcción. La gran mayoría de materiales geológicos son aceptables, excepto los que se pueden alterar, disolver o evolucionar modificando sus propiedades, como lo pueden llegar a ser algunas arcillas muy activas por su naturaleza química.

El sistema de construcción consiste en la compactación de materiales dispuestos por capas. Esta simplicidad de sistema junto con la actual disponibilidad de potentes medios de transporte y compactación hacen que resulten en principio más económicas que las de fábrica.

La naturalidad, que es la gran ventaja de estas presas, tiene el contrapeso de la grave limitación en su cometido hidráulico: el vertido de agua sobre ellas llevaría a la erosión y arrastre de los materiales, indefensos por su falta de cohesión.

Las presas de materiales sueltos, por su gran versatilidad ante condiciones geológicas adversas y en las características de los materiales con que se construyen, se han convertido en una alternativa muy económica y ventajosa frente a otras tipologías.

La experiencia demuestra que, frente a esas dificultades, la solución puede adaptarse al emplazamiento perfectamente. Esa capacidad de adaptación ha sido consecuencia de los importantes avances que se han producido en el proyecto y en la construcción de este tipo de presas a medida que se iba profundizando en el conocimiento: la experiencia y el juicio ingenieril han jugado y seguirán jugando en el futuro un importante papel en este sentido.

Las presas de materiales sueltos cuentan con una serie de estructuras auxiliares imprescindibles para su funcionamiento:

4.2.1.1 Aliviaderos

Son las estructuras que permiten el vaciado del embalse. Se diseñan para caudales máximos estimados en base al estudio de las series históricas de precipitación en la cuenca de recepción afectada por la cerrada. La localización y configuración del aliviadero depende del tipo de presa y de las condiciones topográficas o geológico-geotécnicas de la cerrada y su entorno. En las presas de materiales sueltos el aliviadero se construye con independencia al cuerpo de presa.

4.2.1.2 Desagües de fondo

Se utilizan para vaciar el embalse desde los niveles que no alcanzan las tomas, con el fin de eliminar parte de los sedimentos que han podido producirse, reforzar la capacidad de desagüe o realizar inspecciones y corregir filtraciones.

4.2.1.3 Tomas de agua

Consisten en estructuras que permiten desaguar el embalse a distintas alturas. Su número y capacidad dependen del volumen embalsado, de los servicios que haya que abastecer y de la profundidad del agua.

4.2.1.4 Cierres de desagües

Son los sistemas que permiten regular el funcionamiento de tomas y desagües de fondo.

4.2.2 Presas de materiales sueltos homogéneas

El presente apartado muestra las características principales de las presas de materiales sueltos homogéneas apoyándose en el manual de SPANCOLD "Guía Técnica N°2. Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas. Presas de Materiales Suelos".

Se entiende por presas homogéneas aquellas que se encuentran construidas por un único material relativamente impermeable, que cumple simultáneamente las exigencias de estanqueidad y resistencia. Este tipo de presas necesitan tener algún elemento drenante en su interior y alguna protección externa. Se diferencia de las otras tipologías de presas de materiales de relleno en las que existe un elemento impermeable claramente diferenciado.

Debido a lo difícil que puede ser obtener materiales totalmente homogéneos, en ocasiones se realiza una cierta zonificación que consiste en colocar la porción más impermeable de ese material en la zona central a modo de núcleo o, incluso, en toda la zona de aguas abajo y el resto del material más permeable y, generalmente, más resistente en el espaldón de aguas arriba. Este tipo de presas son casi homogéneas son las que se suelen definir como presas "zonificadas".

En una hipotética sección completamente homogénea es inevitable que, en condiciones estacionarias de largo plazo con nivel de embalse elevado, la línea de saturación emerja en el talud de aguas abajo, cualquiera que sea la inclinación de éste y la impermeabilidad del material de cuerpo de presa, ya que la permeabilidad es en la realidad claramente anisótropa, tal como se muestra en la Figura 4.3

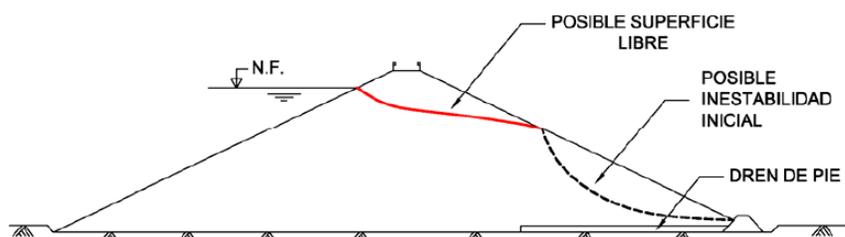


Figura 4.3. Drenaje insuficiente para presa de materiales sueltos homogéneo

Fuente: (ANCOLD, 2003)

Este tipo de presas era utilizado cuando la construcción de presas recién iniciaba o en presas de tamaños reducidos como diques y en la actualidad, para evitar los problemas propios de esta tipología de presas se realizan filtros y drenes dentro del cuerpo de presa. A continuación, se explican sus funciones y características.

4.2.2.1 Filtros

El objetivo principal de los filtros consiste en retener partículas de suelo que pudieran ser arrastradas por una eventual vía de filtración de agua. Su granulometría debe ser tanto más fina cuanto más pequeños sean los diámetros equivalentes de las partículas de suelo que puedan ser arrastradas por el agua que se quiere filtrar. En la práctica habitual se suele establecer como parámetro clave del tamaño del filtro el diámetro D15, que es la apertura del tamiz que deja pasar el 15% del material del filtro, después de puesto en obra.

Además, deben cumplir las siguientes misiones:

- a) Impedir el arrastre de las partículas arcillosas fuera del cuerpo de la presa.
- b) Reducir la presión del agua intersticial en el espaldón de aguas abajo y en su cimentación.
- c) Posibilitar que los drenes sean capaces de evacuar las eventuales filtraciones con presiones intersticiales moderadas, esto es, con gradientes hidráulicos bajos.
- d) Evitar una intrusión de los elementos gruesos de la protección del paramento de aguas arriba en zonas de partículas más pequeñas y menos resistentes del cuerpo de presa.

4.2.2.2 Drenes

La finalidad de los drenes es reducir las presiones intersticiales en los filtros. Ante una hipotética vía de filtración, el caudal de agua a desaguar después de filtrado puede ser de entidad suficiente para saturar el filtro y ponerlo en carga. Este eventual problema se puede evitar colocando un dren mucho más permeable que el filtro y ubicándolo inmediatamente aguas abajo del filtro.

En presas homogéneas la utilización de solo un filtro drenante y un filtro horizontal en la zona de cimentación de aguas abajo ha sido frecuente en tiempos pasados. Sin embargo, la existencia de zonas o bandas horizontales de mayor permeabilidad que puedan hacer aflorar el agua en zonas del paramento de aguas abajo hacen obligados por razones de mayor seguridad los drenes chimenea, que cortan la filtración en el interior de la presa.

Los drenes chimenea suelen proyectarse con una altura que alcance o se eleve ligeramente sobre el nivel del embalse. Sobre su situación en el interior de la presa, no hay duda de que, desde el punto de vista de un mayor ahorro de materiales, cuanto más cerca se sitúe del paramento de aguas arriba, más se mejora la estabilidad del espaldón de aguas abajo. Sin embargo, frente a esta idea se contraponen la necesidad de que debe tener suficiente espesor por las razones siguientes:

- a) Para que el caudal de filtración esté dentro de límites tolerables.
- b) Para que parte de esta zona de estanqueidad esté situada en el centro de la sección o en sus cercanías, donde el régimen de compresión es más elevado y se aminoran los riesgos de fisuración.

Los drenes constituidos por capas horizontales a diversas alturas se usan para:

- a) Los situados en la zona de aguas abajo para reducir las presiones intersticiales durante la construcción.
- b) Los situados en la zona de aguas arriba para facilitar la disipación de presiones intersticiales durante la construcción y, sobre todo, en situaciones de desembalse.

4.2.3 Presas de materiales de núcleo de arcilla

El presente apartado muestra las características principales de las presas de materiales sueltos de núcleo apoyándose en el manual de SPANCOLD "Guía Técnica Nº 2. Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas. Presas de Materiales Suelos".

Las presas de núcleo de arcilla con espaldones de materiales de otras características son habituales cuando la presa tiene ya una cierta entidad (por encima de los 40- 50 m) y los materiales impermeables no abundan y coexisten con otros más permeables.

Esa tipología es la más frecuente y tiene la ventaja de emplear óptimamente los materiales próximos disponibles, distribuyéndolos en el interior de la sección tipo en función de sus características geotécnicas. Así, es frecuente situar los más impermeables en la zona central, constituyendo el núcleo, mientras que los más permeables y resistentes se ubican a ambos lados de este, formando los espaldones, cuya misión es la de servir de contención del núcleo

como elementos estabilizadores. Normalmente se procura que, de todos los materiales permeables disponibles, los más drenantes se sitúen en el espaldón de aguas arriba para garantizar su estabilidad en el caso de un desembalse.

En general, las presas con núcleo central tienen ambos taludes iguales o similares, algo más tendidos que los de equilibrio natural. Cuando el núcleo está aguas arriba, el talud aguas arriba suele ser más tendido, obligado por las superficies de inestabilidad que afectan al núcleo.

El núcleo puede ser central o inclinado. Suele ser preferible el primero al segundo, ya que no sólo ejerce una mayor presión de contacto sobre la cimentación, lo que a su vez reduce el desarrollo de filtraciones a través de ésta, sino que también proporciona una mayor estabilidad estática y dinámica, así como una mayor facilidad de llevar a cabo ciertas reparaciones en caso de que sea necesario.

El núcleo inclinado tiene la ventaja de que permite la construcción de casi todo el espaldón de aguas abajo con carácter previo. A su vez, con él se evita la posibilidad de que se produzca su fracturación hidráulica por cuelgue de los espaldones. Está especialmente indicado en zonas muy lluviosas y cuando lo que se desea es alcanzar una rápida protección aguas abajo reteniendo agua en el embalse. Otra ventaja del núcleo inclinado es el de que permite una mejor adaptación, en ciertos casos, a la cerrada geológica, o cuando se precisa extender hacia aguas arriba la impermeabilización del vaso mediante tapices.

En cualquier caso, sea el núcleo vertical o inclinado, se completa esta tipología con la ineludible ejecución de filtros y drenes, tanto aguas abajo del núcleo como aguas arriba del mismo. Este último caso se diseña para evitar fenómenos de migración de finos cuando se producen desembalses, si bien los requerimientos de los materiales a emplear, o los espesores, suelen ser menos restrictivos que los utilizados aguas abajo.

Al igual que las presas homogéneas, si los espaldones de aguas arriba se ejecutan con materiales poco permeables puede ser conveniente disponer drenes horizontales en el interior de la sección tipo. Este tipo de solución podría ser también interesante en los espaldones de aguas abajo si, por alguna circunstancia, se esperase que durante la construcción se pudieran generar presiones intersticiales elevadas que pusieran en peligro la estabilidad durante la propia construcción de la presa.

4.2.4 Filtraciones en presas de materiales sueltos

Para conocer el comportamiento del agua infiltrada en la presa, conocer los conceptos previos sobre hidrogeología. A continuación, se describen algunos conceptos según (González De Vallejo, 2002).

4.2.4.1 Permeabilidad

La permeabilidad es el parámetro que permite evaluar la capacidad de transmitir agua de una formación geológica en función de la textura de esta. Depende principalmente de:

- a) La granulometría: la distribución de tamaños de los granos del suelo (y por lo tanto de sus poros), hará disminuir la permeabilidad cuanto más pequeñas sean las partículas del suelo.
- b) La densidad del suelo: para una misma granulometría, cuanto más denso sea el terreno menor será su volumen de huecos, y menor será también su permeabilidad.
- c) La forma y orientación de las partículas: si las condiciones de sedimentación dan lugar a orientaciones preferenciales, la permeabilidad podrá variar sustancialmente en función de la dirección de flujo.

Dentro de este concepto pueden definirse, además:

La permeabilidad efectiva o conductividad hidráulica "k" ligada tanto a las características texturales del medio físico como del fluido que transmite. Sus unidades más habituales son m/día en hidrogeología y cm/s en ingeniería.

La permeabilidad intrínseca "K" que es solo dependiente de las características internas del medio permeable. Se expresa en m².

La permeabilidad intrínseca y la permeabilidad efectiva se relacionan únicamente por los parámetros capaces de definir las características del fluido:

$$k = K \frac{\gamma_w}{\mu}$$

k = permeabilidad efectiva

K = permeabilidad intrínseca

γ_w = peso específico del agua

μ = viscosidad dinámica del fluido

A pesar de los esfuerzos de diversos investigadores, no ha sido posible encontrar una relación capaz de definir con carácter generalista la permeabilidad intrínseca en función del medio. En cualquier caso, no influye solamente el tamaño de las partículas que conforma el medio, sino también su forma y superficie, no admitiendo generalización estas dos últimas características. Diversos autores de esta temática han establecido las siguientes relaciones:

Hazen: $K = c \cdot d^2$

Slichter: $K = c \cdot m^n \cdot d^2$

La variable d es el denominado diámetro eficaz, que para el caso más general es el d_{10} de la curva granulométrica de la muestra, es decir, el tamaño de abertura de tamiz que permite el paso del 10% en peso de la muestra de material granular. Los coeficientes c , m , n y λ dependen de las características geométricas y de fricción de los granos.

4.2.4.2 Ley de Darcy

La ley de Darcy establece que el caudal Q que es capaz de atravesar un medio permeable, es proporcional al área de paso del medio permeable A , normal al flujo, y al gradiente de niveles piezométricos entre la entrada y la salida del flujo en el medio permeable, i . La constante de proporcionalidad es la permeabilidad del medio, k , en la que quedan incluidas las características del fluido, es decir, es la permeabilidad efectiva o conductividad hidráulica.

$$Q = -kAi$$

Al moverse el flujo de zonas de mayor a menor nivel piezométrico, que es en este caso la función escalar, el flujo y el gradiente tienen direcciones distintas, lo que justifica el signo negativo en el segundo término de la ecuación de Darcy. En la Figura 4.4 se ejemplifica el modelo planteado que explica el concepto de la Ley de Darcy.

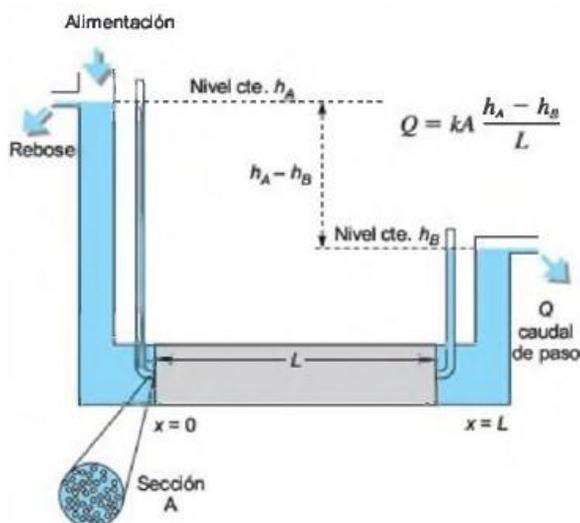


Figura 4.4. Ley de Darcy

Fuente: (Grado Lucena, 2015)

Llamando h al nivel piezométrico y x al espacio en el sentido del flujo, la ecuación puede expresarse en forma diferencial, considerando la variación de niveles piezométricos a lo largo del recorrido del flujo por el medio poroso:

La ley de Darcy es únicamente válida en el caso en que el régimen sea laminar. Para evaluar si el régimen es laminar hay que acudir al denominado número de Reynolds, que representa la relación entre las fuerzas de inercia y viscosas en el seno de un fluido. Un valor del número de Reynolds comprendido entre 1 y 10 denota un régimen laminar en el que puede considerarse aplicable la ley de Darcy, aunque es particularmente fiable para valores inferiores a 4.

La velocidad con la que el flujo atraviesa el medio permeable puede ser fácilmente deducida a partir de la ley de Darcy:

Esta velocidad es la denominada velocidad de Darcy y se refiere a la velocidad del fluido si el paso de este se realizara a través de una sección abierta. El fluido al atravesar la sección se encuentra con que está ocupada en una buena parte por las partículas del suelo y que, a efectos reales, dispone de una sección mucho menor. La sección real que se dispone viene dada por la porosidad eficaz n_e . Para hallar la velocidad real se utilizará la siguiente expresión:

La velocidad real es de gran interés en el ámbito de las filtraciones debido a que el agua arrastra partículas sólidas que erosionan el cuerpo de presa. La velocidad real de circulación del agua resulta clave para saber si se está produciendo erosión.

4.2.4.3 Ecuación de Laplace

La ecuación de Laplace modela el flujo estacionario de un medio poroso homogéneo e isotrópico de un fluido incompresible, con un peso específico, constante y saturado. La solución analítica es de difícil resolución debido a que involucra ecuaciones diferenciales, sin embargo, se puede encontrar su respuesta de manera gráfica al dibujar las dos familias ortogonales entre sí, las líneas equipotenciales y las líneas de corrientes que forman las conocidas redes de flujo. Para la presentación gráfica de las redes de flujo es necesario considerar fronteras impermeables que delimitan las líneas de corrientes y las fronteras permeables que son líneas equipotenciales. En las zonas de contacto entre ambas se deben formar cuadrados curvilíneos.

Una vez dibujada la red de flujo, la estimación de la pérdida de carga total se distribuye de forma uniforme entre las equipotenciales, todos los canales de flujo transportan el mismo caudal, y un canal de flujo es el comprendido entre dos líneas de corriente. Dentro de las ventajas que poseen las redes de flujo para la ingeniería es que:

- Permiten calcular las presiones del agua subterránea en unas determinadas líneas o superficies,
- Permiten estimar los caudales del agua subterránea y calcular los gradientes hidráulicos de manera sencilla.

Hay que recordar que estos métodos gráficos son utilizados como métodos preliminares debido a su fácil aplicación.

4.2.4.4 Métodos de resolución

Dentro de los principales métodos de resolución de flujos en medio poroso se encuentran los métodos gráficos, métodos que involucran la solución de ecuaciones diferenciales y métodos empíricos. Es claro que la solución de este tipo de problema aún no se encuentra

del todo bien explicado físicamente, pero por la aplicación de diversos métodos se pueden obtener resultados aceptables para el campo de aplicación de la ingeniería.

Dentro de los métodos más habituales se encuentra los modelos gráficos los cuales buscan a través de la simplificación y utilización de monogramas obtener una respuesta rápida basada en condiciones idealizadas. Normalmente se acepta su utilización para análisis preliminares. Los dos métodos más utilizados son los de Casagrande y la aplicación de redes de flujo.

físicos, los cuales tuvieron gran fama antes de la llegada de los programas informáticos de análisis numérico y elemento finito. Su objetivo es la fabricación de un elemento a escala en el cual se evalúa el flujo de agua pasando a través de medios porosos en condiciones controladas. Debido a lo costoso que en ocasiones puede significar su fabricación este método ha sido sustituido por métodos que utilizan la herramienta computacional.

Los métodos numéricos son análisis de elemento finitos en los que se aproxima la solución por medio de ecuaciones diferenciales complejas, para su aplicación es necesario discretizar el dominio en elemento que se interconectan por medio de nodos que forman una malla. La solución se resuelve de manera matricial con ayuda de software especializado y destacan por permitir la modelación de sistemas complejos con relativa facilidad. Hoy día son la herramienta más utilizada debido a que permiten realizar análisis en estado estacionario o transitorio. Los principales programas que analizan las filtraciones a través del cuerpo de una presa son los siguientes:

- FLAC
- MODFLOW
- SEEP/W
- Slide2
- Entre otros

Para esta investigación el análisis fue realizado con Slide2 y en el capítulo de Anexos se presenta la memoria de cálculo para la estimación del flujo de agua a través del cuerpo de la presa.

4.2.5 Sistemas de instrumentación

A continuación, se hace una descripción breve de los principales instrumentos de medición utilizados para el monitoreo y vigilancia en cuerpos de presas, se han subdividido de acuerdo con el parámetro que se busca monitorear. Las descripciones aquí incluidas son tomadas principalmente del Manual de Mecánica de Suelos. Instrumentación y Monitoreo del Comportamiento de Obras Hidráulicas (2012) elaborado por la Comisión Nacional del Agua de México.

4.2.5.1 Evaluación de las condiciones hidráulicas

4.2.5.1.1 Piezómetros

La medida de las supresiones está íntimamente ligada con las pantallas de impermeabilización y drenaje, con las características del cimiento y con su estado tensional, por lo que la interpretación de su evolución es siempre compleja y exige la comparación en situaciones análogas. Los piezómetros más usuales consistentes en un sondeo entubado cuyo último tramo está perforado en la zona a analizar, normalmente en las inmediaciones del contacto roca-concreto. El acoplamiento de un manómetro en la parte superior permitirá la lectura directa de la presión referida a su cota. En el caso de que el nivel del agua no llegue al manómetro resulta necesario medir su profundidad mediante una sonda, lo que es habitual en el cuerpo de presas de materiales sueltos.

4.2.5.1.2 Piezómetros abiertos

Son muy utilizados en la medición directa del nivel freático en terrenos altamente permeables debido a su alta confiabilidad y rápida medición, además que suelen ser de bajo costo y con funcionalidad a largo plazo. En general, su funcionamiento en los tipos Casagrande consiste en una punta conformada por un material poroso que se coloca en el fondo de la excavación. El agua ingresa a la punta y asciende al tubo central vertical hasta alcanzar el equilibrio de presiones. Una vez estabilizado, el nivel se mide utilizando una sonda graduada que se introduce por el interior del tubo. De esta manera se pueden medir presiones positivas en ciertos puntos y muy confiables.

4.2.5.1.3 Piezómetros cerrados

A diferencia de los piezómetros abiertos, tienen un diseño más sofisticado, por lo cual exigen de igual manera un mayor cuidado durante su instalación y son mucho más costosos. De esta manera, tienen la ventaja que dan mediciones con tiempo de respuesta más corto y con una precisión aún mayor. Dentro de este tipo de piezómetros se destacan por ser ampliamente usados los piezómetros eléctricos y los neumáticos. Los piezómetros eléctricos consisten en un diafragma que al existir presión de poro se flexiona ocasionando que una cuerda en su interior vibre e indicando la deflexión, la cual es proporcional a la presión aplicada en el punto. Por otro lado, los piezómetros neumáticos suelen ser utilizados para medir la presión de poro que se presenta en la masa de suelo y resulta útil para la medición en suelos de baja permeabilidad, por ejemplo, la zona del núcleo impermeable de una presa, debido a que tiene la ventaja de responder a pequeños cambios en el volumen de agua en el interior de su celda.

4.2.5.2 Evaluación de las condiciones de desplazamiento

4.2.5.2.1 Celda de asentamiento

Son instrumentos diseñados exclusivamente para la medición de las deformaciones en sentido vertical, ya sea debido a asentamientos o expansiones de un punto específico del terraplén. Las lecturas se realizan desde una caseta, lo que hace que sean de fácil medición. Como tal su instalación no se ve afectada por el proceso de construcción. Este tipo de instrumentos son instalados durante la etapa constructiva para monitorear el avance en el relleno y determinar si el proceso constructivo se está ejecutando correctamente según los diseños.

4.2.5.2.2 Celda de presión total

Son instrumentos que miden la presión total ejercida en el interior del terraplén o relleno que se encuentra sobre la celda. Son instaladas durante la etapa constructiva.

4.2.5.2.3 Clinómetros

Suele ser un equipo mecánico o eléctrica que mide con alta precisión los cambios en la inclinación o rotación de un punto que se ubica en tierra o sobre una estructura. Este equipo funciona utilizando principios gravitacionales, ya que se basa en registrar movimientos a partir de un eje vertical.

4.2.5.2.4 Inclínómetros

Es el instrumento utilizado para la medición de desplazamientos tanto verticales como horizontales de una masa de suelo o roca, sumamente utilizado en el monitoreo de taludes y laderas proclives a deslizar. Su funcionamiento se basa en medir el cambio en la pendiente de un ademe guía colocado dentro de un sondeo, mediando el paso de una sonda guiada o fija en su interior.

4.2.5.2.5 Deformímetro

Es un instrumento utilizado para medir la deformación entre varios puntos de referencia a lo largo de un eje. Utiliza una zona en la que se instalan varios transductores que se deslizan en el interior de un tubo guía.

4.2.5.2.6 Extensómetro

Es un instrumento para medir el cambio de distancia entre dos puntos, cuya separación inicial se conoce.

4.2.5.2.7 Puntos de control

Son monumentos topográficos ubicados en las laderas, taludes, zonas de cresta y puntos de interés que se utilizan como puntos de control para las mediciones topográficas. A partir de estos puntos se puede determinar el movimiento relativo de otros puntos ubicados dentro del área de influencia de la presa.

4.2.5.3 Evaluación de las condiciones dinámicas

Las zonas sísmicas deben preverse con la instalación de un buen sistema de instrumentación sísmico que permite monitorear el comportamiento de las obras ante un evento sísmico.

4.2.5.3.1 Sismógrafos

Son instrumentos que miden la velocidad a la que se mueve el suelo durante un sismo.

4.2.5.3.2 Acelerógrafos

Instrumento utilizado para medir la magnitud de las aceleraciones y cambios en la velocidad en función del tiempo cuando se genera un movimiento sísmico.

4.2.5.4 Estaciones meteorológicas

Las estaciones meteorológicas son equipos avanzados para la medición y el registro de las variables meteorológicas. Dentro de una estación se pueden incluir equipos de medición como termómetros, barómetros, pluviómetros, anemómetros, veletas. Normalmente y debido a la gran de datos que registran suelen ser automatizadas.

4.2.5.5 Sistemas de recolección de datos

Los sistemas de adquisición de datos de auscultación deben garantizar la integridad de la información recolectada, tener acceso y disponibilidad inmediata y permanente de la misma, además se deben definir los límites de alerta y bandas de comportamiento habitual para así determinar la aplicación del estado alarma con facilidad por el técnico operativo de la presa.

Al sistema de recolección de datos debe estar conectados aquellos equipos que permitan determinar fallas en el funcionamiento, determinar necesidad de reemplazos, obsolescencia de equipos, requerimientos de control e implementación de sistemas automáticos.

4.2.5.6 Desarrollo del plan de instrumentación

Todas las presas de materiales sueltos deben tener un nivel adecuado de instrumentación capaz de permitir a los ingenieros de presas de monitorear y evaluar el desempeño seguro de las estructuras durante el período de construcción y bajo todas las condiciones de operación. Esto incluye todas las estructuras e instalaciones anexas cuya falla o mal funcionamiento podrían ocasionar la pérdida de vidas, daños materiales y ambientales graves o la pérdida de su función (generación hidroeléctrica).

La instrumentación nunca va a sustituir el diseño adecuado de una presa. Y debe ser visto más como una herramienta para monitorear y verificar el desempeño de la presa una vez construida, bajo condiciones reales de operación. Dentro de los objetivos del plan de instrumentación para cada presa se deberá garantizar los siguientes puntos según el (ICOLD, 2018):

- Deberá existir un nivel de instrumentación apropiado para cada obra.

- Deberá estar acompañado de un programa de mantenimiento programado de manera sistemática.
- La información recopilada por el monitoreo y vigilancia deberán ser documentados permanentemente y sus registros de fácil acceso para los ingenieros.
- La interpretación del monitoreo debe ser revisado de manera oportuna con periodicidad variable sobre cada uno de los instrumentos.
- La información recopilada por el monitoreo y vigilancia deberá ser incorporada en el desempeño del proyecto para la toma de decisiones.
- Se le deberá dedicar un esfuerzo de dedicación y financiación para mantener el programa de instrumentación.

4.2.5.7 Objetivos de la instrumentación en presas

El principal objetivo de la instrumentación y el monitoreo es el mantenimiento y mejora de la seguridad de la presa, para lo cual el monitoreo y vigilancia deberán proveer la información necesaria para evaluar el desempeño y para advertir de posibles cambios que puedan poner en peligro la seguridad de la presa.

Otros objetivos de la instrumentación buscan garantizar el control durante las etapas constructivas, control de calidad y verificación del diseño. Esto debido a que durante el diseño no se conoce con seguridad las premisas de diseño y la colocación de instrumentos permite verificar suposiciones que generen modificaciones en el diseño.

Los principales problemas asociados a las presas de materiales sueltos y donde se hayan tenido incidentes son los siguientes:

- desbordamiento por capacidad inadecuada del vertedero, bloqueo del vertedero o exceso,
- asentamiento que resulta en la erosión del terraplén;
- erosión de terraplenes por falla de aliviaderos, falla o deformación de la salida;

- conductos que causan fugas y tuberías, y fallas de escollera;
- fugas de terraplén y tuberías a lo largo de conductos de salida, interfaces de apoyo,
- contactos con estructuras de concreto, o tubería concentrada en el propio terraplén;
- fugas de cimientos y tuberías en estratos permeables, lentes solubles y rocas discontinuidades;
- deslizamiento de taludes de terraplenes debido a taludes demasiado empinados, fuerzas de filtración, abatimiento, o lluvia;
- • deslizamiento a lo largo de las costuras de arcilla en los cimientos;
- • fisuración por asentamientos diferenciales; y
- • licuefacción.

La implementación de un plan de instrumentación con monitoreo y vigilancia constante pueden advertir en etapas tempranas la formación de la gran mayoría de problemas listados y de esta manera, la instrumentación contribuye a la prevención de incidentes o colapsos de presas.

De esta manera, la instrumentación y el monitoreo deben planificarse y ejecutarse cuidadosamente para cumplir con los objetivos definidos. Para ello, cada instrumento en la presa debe tener un propósito específico. si no tiene un propósito específico, no debe instalarse. La instrumentación para el monitoreo a largo plazo debe ser robusto y fácil de mantener y debe ser capaz de ser verificado o calibrado periódicamente. La instrumentación normalmente proporciona datos para:

- caracterizar las condiciones del sitio antes de la construcción;
- verificar los supuestos de diseño y análisis;
- evaluar el comportamiento durante la construcción, primer relleno y operación de la estructura;
- evaluar el desempeño de características de diseño específicas;
- observar el desempeño de anomalías geológicas y estructurales conocidas; y

- evaluar el desempeño con respecto a posibles modos de falla específicos del sitio.

4.2.5.8 Inspección visual

Las inspecciones visuales constituyen un componente esencial para la comprensión cualitativa de una condición en particular, por ejemplo, en la determinación de anomalías como aumentos en el flujo de agua, desplazamientos, formación de grietas e identificación de signos o señales de daño por meteorización o envejecimiento en la presa. Cada uno de los aspectos deben ser observados para la apropiada identificación de los padecimientos de la presa, a los cuales se les debe dar seguimiento y documentación para encontrar las causas del problema.

4.3 Caracterización del proyecto y del modelo geotécnico

Con base en la información obtenida a partir de la investigación realizada y considerando el contexto geológico, se elaboró el modelo geotécnico del sitio.

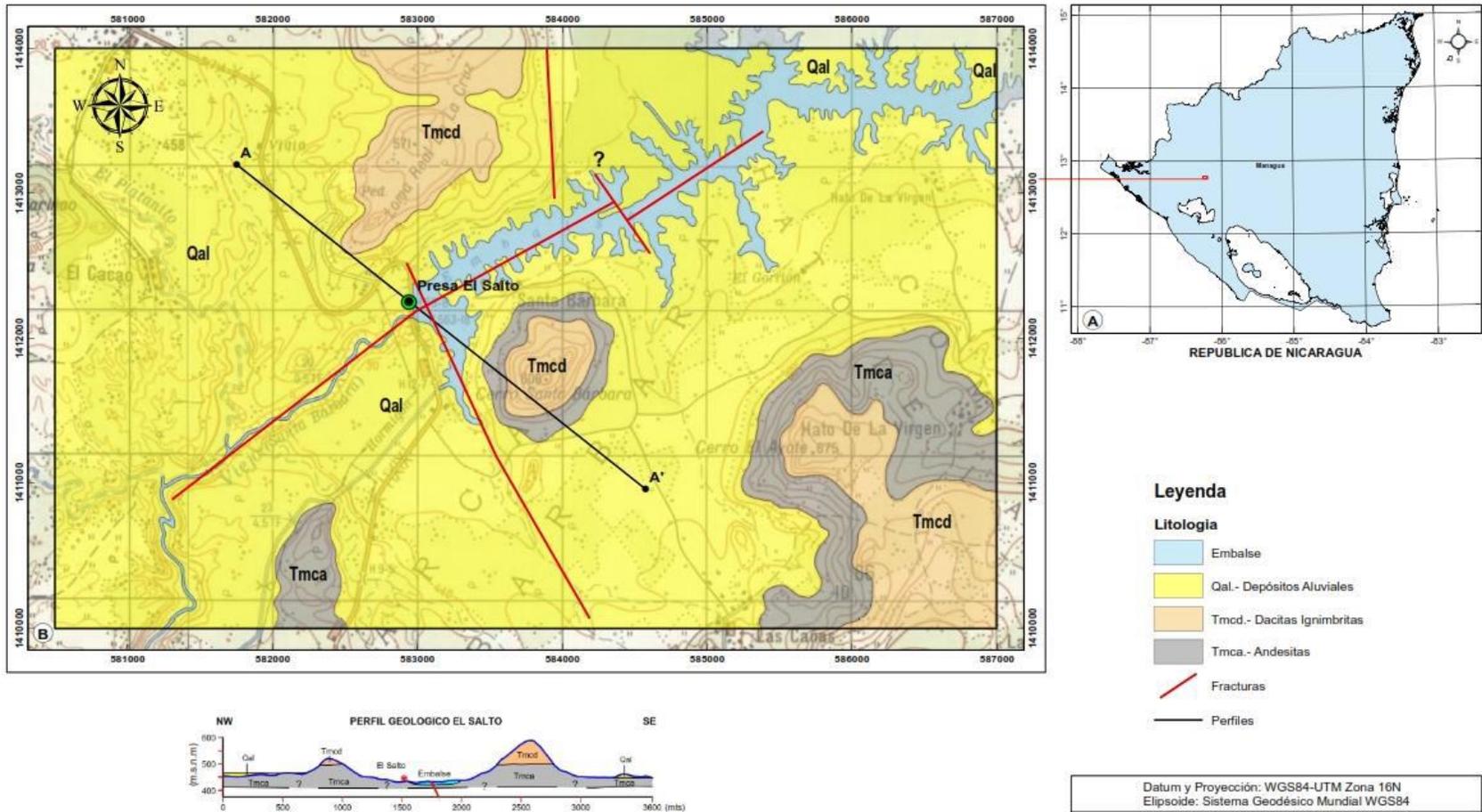
A continuación, se presentan en primera instancia las descripciones de las unidades geotécnicas identificadas y, posteriormente, los valores de los parámetros geotécnicos correspondientes. Al final del capítulo se muestra la sección del modelo geotécnico.

4.3.1 Descripción geológica regional del sitio

Las rocas del grupo río Viejo, ubicadas en la zona de la presa de El Salto; forman todo el desarrollo del salto del río Viejo, aguas abajo de dicha presa, incluyendo las áreas aguas abajo del túnel y el sustrato de la terraza de la casa de máquinas en La Rauda. Fuera del área del proyecto, las mismas rocas ocupan el tramo del río Viejo, desde la zona de Santa Bárbara hasta la terminación del altiplano, en la planicie del lago de Managua. Formaciones similares se observan en Nicaragua al este del lago de Nicaragua, donde se presentan aún con importancia mayor.

El valle del río Viejo, ocupado por un dique extrusivo, se puede también considerar como una falla regional, casi normal a la del graben nicaragüense, mientras fallas menores cruzan la zona en todo sentido. Otras fallas de importancia son las que corren paralelas al eje del valle de San Esteban.

Geológicamente en la zona del canal del vertedero se distinguen dos unidades. La unidad superior es un material aluvial con una potencia de entre 10 y 20 metros, compuesto principalmente por arenas y gravas pobremente clasificadas y fuertemente cementadas. Este material ha sufrido fuerte erosión con el paso de crecientes por el canal del vertedero. Por debajo de este aluvial se encuentra un macizo rocoso competente formado por andesita, que corona entre las cotas 414 y 423 msnm, dependiendo de la zona. A continuación, se presenta el mapa geológico.



AREA DE LOCALIZACION DEL PROYECTO Ⓐ Croquis de Nicaragua Ⓑ Región Norte	FIG. 2 MAPA GEOLOGICO DEL AREA DE PRESA EL SALTO	
	AUTORES: PROYECTO REHABILITACION DE PRESAS HIDROELECTRICAS STC-NICSA	DIBUJO SIG: ESCALA: 1:25.000 FECHA: Noviembre, 2021

Figura 4.5. Mapa geológico local

4.3.2 Investigación geotécnica realizada

El estudio del sitio incluyó exploraciones del subsuelo mediante ensayos de recuperación de testigos, prospección mediante perfiles geofísicos y ensayos de laboratorio. A continuación, se describen los resultados de esta investigación.

4.3.2.1 Topografía

Recientemente se realizó un levantamiento topográfico directo, con curvas de nivel cada 0.5 m. En la Figura 4.6 se presenta la topografía.

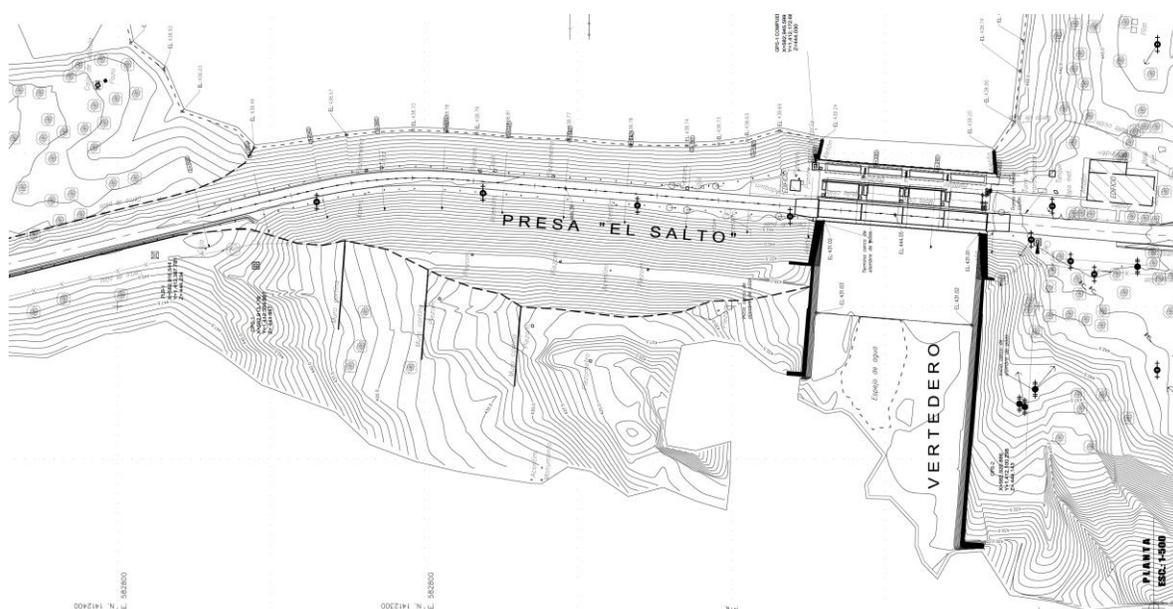


Figura 4.6. Topografía actualizada con curvas de nivel

4.3.2.2 Ensayos geofísicos

Los sondeos geofísicos se realizaron mediante las técnicas de construcción de perfiles tipo LOG de distribución vertical de la velocidad de propagación de onda cortante (V_s), y de distribución vertical de la resistividad eléctrica (sondeos SEV). Se realizaron tres perfiles geofísicos según se muestra el cual se muestra en la Figura 3.26.

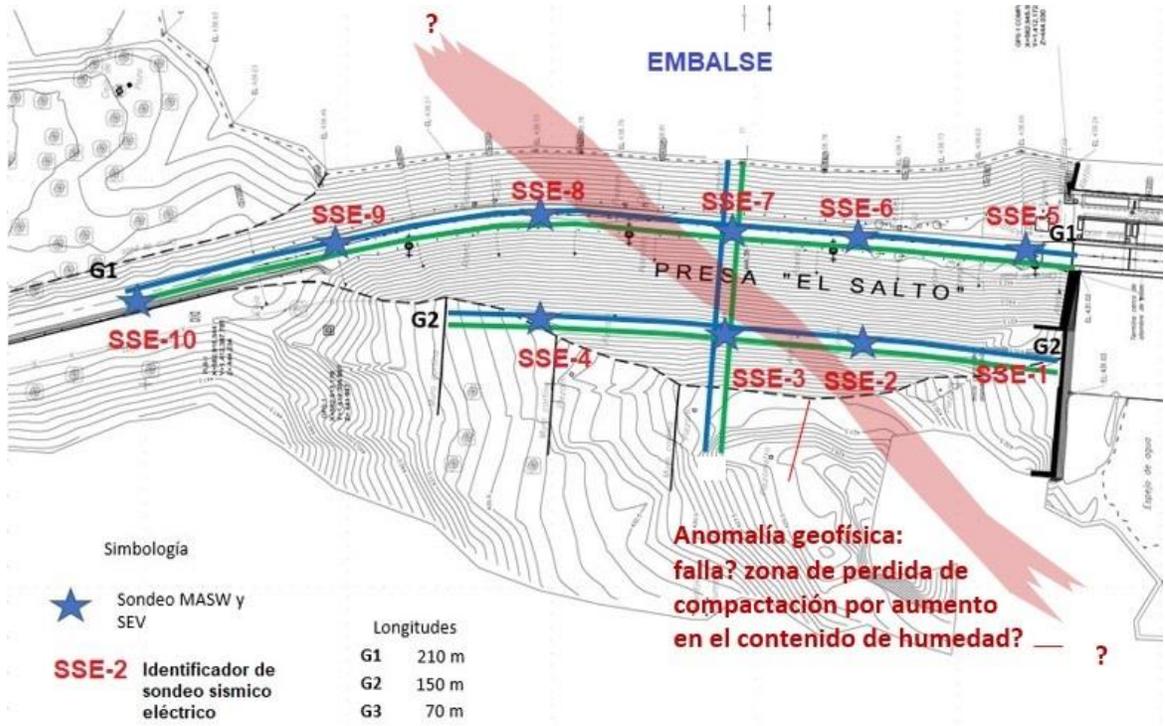


Figura 4.8. Resultados interpretados de la geofísica

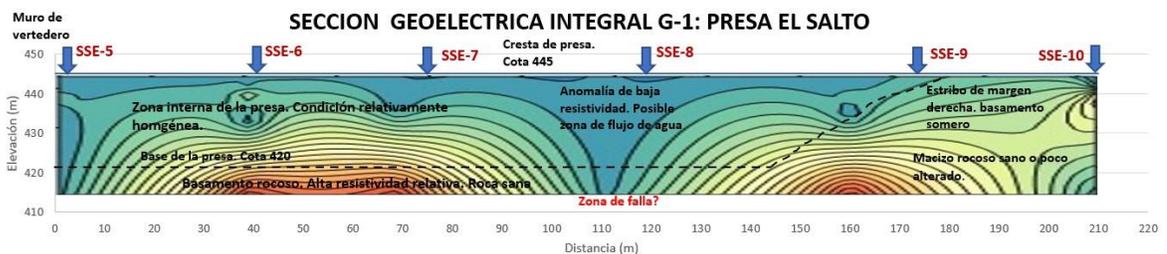


Figura 4.9. Interpretación de resistividad eléctrica

4.3.2.3 Resultados de sondeos SPT y ensayos de laboratorio

Se realizó un análisis de los datos del N_{SPT} reportados en los informes de campo de la perforación realizada en la presa El Salto.

Tabla 4.1. Análisis de valores de N_{SPT}

Variable estadística	CH (de 2,30 m a 9,60 m)
Media	12
Error típico	0.81
Mediana	12
Moda	8
Desviación estándar	3
Varianza de la muestra	9.92
Rango	10
Mínimo	8
Máximo	18
Cuenta	15
Nivel de confianza (95.0%)	1.74

También se realizó un cálculo preliminar de los valores de los parámetros de resistencia al corte del núcleo usando los valores del NSPT corregidos por pérdida de energía (N_{60}) y correlaciones obtenidas de la literatura geotécnica para la cohesión no drenada (S_u) y el ángulo de fricción (\emptyset). Los resultados se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Cálculo de valores de los parámetros de resistencia con correlaciones

UG	PROF (m)		N GOLPES	DESCRIPCIÓN	S _u (kPa)	φ (°)
	de (m)	a (m)				
1	0.00	0.46	0	BOLONES COLOR CAFÉ CLARO (ROTADO Y ADEMADO)		
1	0.46	0.91	0			
1	0.91	1.37	0			
1	1.37	1.82	0			
1	1.82	2.28	0			
2	2.28	2.74	8	ARCILLA CON ARENA Y GRAVILLA COLOR CAFÉ CLARO	22.1	30.0
2	2.74	3.19	11		30.4	31.1
2	3.19	3.65	8		22.1	29.4
2	3.65	4.10	14		38.7	31.9
2	4.10	4.56		Toma de muestra		
2	4.56	5.02	11	ARCILLA CON ARENA Y GRAVILLA COLOR CAFÉ CLARO	30.4	30.1
2	5.02	5.47	10		31.3	30.1
2	5.47	5.93	8		25.1	28.9
2	5.93	6.38	13		40.7	31.0
2	6.38	6.84	17		53.3	32.2
2	6.84	7.30	13		40.7	30.6
2	7.30	7.75	15		52.5	31.8
2	7.75	8.21	11		38.5	30.0
2	8.21	8.66	15		52.5	31.4
2	8.66	9.12	12		42.0	30.2
2	9.12	9.58	18		63.0	32.1
2	9.58	9.60	0			0.0

En la Tabla 4.3 se presentan los resultados promedio a partir de las correlaciones. Nótese que, debido a la granulometría, por tratarse de una arcilla con arena y gravilla, se ha considerado que el material es mixto, con una fracción que aporta cohesión y la otra fricción. Así, el valor del ángulo de fricción varía de 29° a 32°, mientras que, la fracción fina aporta cohesión (no drenada) y su valor varía de 22 kPa hasta 63 kPa.

Tabla 4.3. Resumen de resultados promedio

UG	N GOLPES PROM	DESCRIPCIÓN	S _u (kPa)	φ (°)	E (MPa)
1	0	BOLONES COLOR CAFÉ CLARO (ROTADO Y ADEMADO)	0.0	0	0
2	12	ARCILLA CON ARENA Y GRAVILLA COLOR CAFÉ CLARO	38.9	30.7	29.2

Adicionalmente, la muestra inalterada que se tomó entre 4,10 y 4,60 m se usó para un ensayo de resistencia al corte de tipo corte directo. En la Tabla 4.4 se presenta la comparación de los resultados obtenidos por medio de correlaciones con el N_{60} y los resultados del corte directo. Se podría considerar que, en el caso de la cohesión no drenada, se ha obtenido un rango de valores. Sin embargo, en el caso del ángulo de fricción la diferencia entre los valores es muy grande y, el valor mínimo es muy bajo y no se recomienda para usarlo en análisis hasta que no sea verificado con más pruebas.

Tabla 4.4. Comparación del valor promedio de la resistencia al corte no drenado

Tipo	Cohesión no drenada, S_u (kPa)	Ángulo de fricción, ϕ (grados)
Correlación con N_{60}	39	30.5
Corte directo	29	2.2

4.3.2.4 Resultados de ensayos de permeabilidad

De acuerdo con el reporte del trabajo de campo, los parámetros obtenidos de la aplicación de la prueba Gilg Gavard en la presa El Salto, son los que se muestran. Con estos valores, el coeficiente de permeabilidad k , se calculó como $k = 5.1 \times 10^{-6} \text{ cm/s} = 5.1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$.

4.3.3 Modelo geotécnico

A continuación, se presenta la representación gráfica del modelo geotécnico. La cual se han aprovechado todos los insumos para su generación en el software Slide. La sección presentada corresponde a la sección de mayor elevación de la presa.

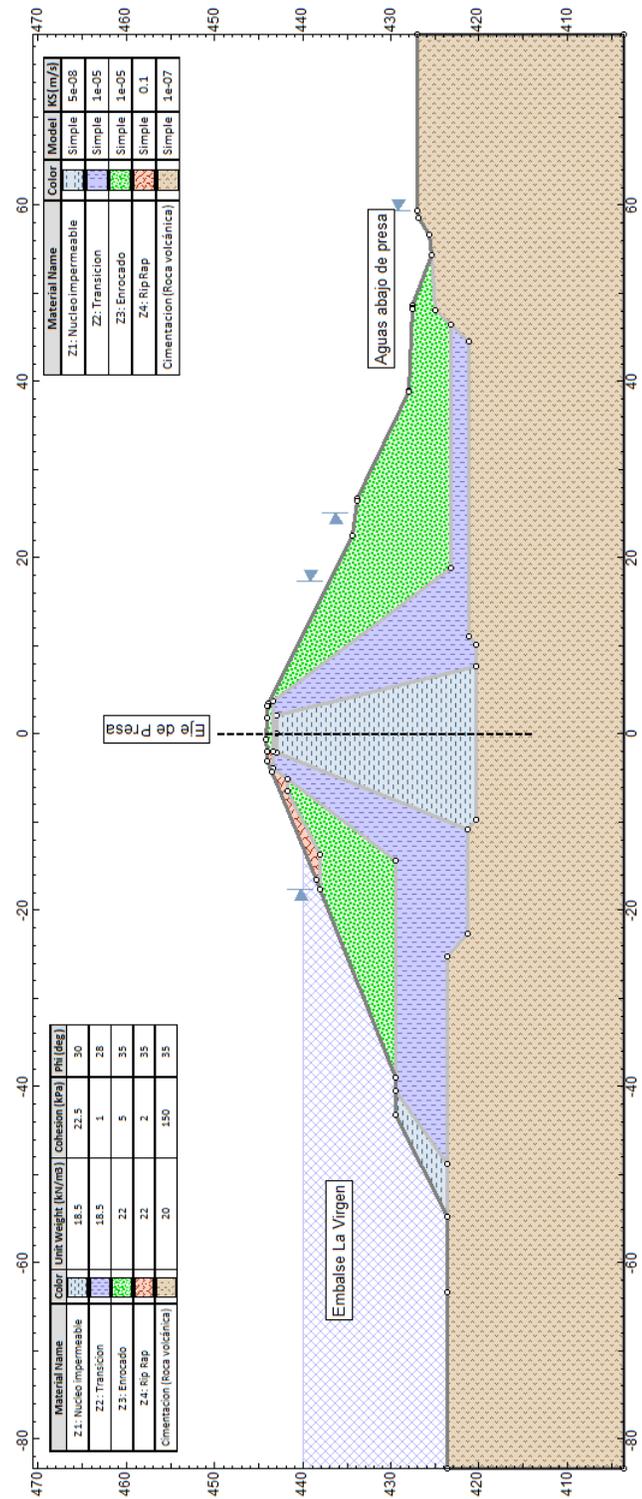


Figura 4.10. Sección transversal máxima y modelo geotécnico de la presa

4.4 Desarrollo del diseño y análisis de resultados

En este capítulo se hace un repaso a los principales criterios de diseño que han cambiado a lo largo del tiempo debido a las revisiones que se han hecho y a la inclusión de nuevas herramientas de análisis que han provocado incluso que la clasificación de la presa varíe de un análisis a otro.

4.4.1 Avenida de diseño

Anterior a la década de los 70's el análisis de la avenida de diseño se establecía mediante un estudio probabilístico para un periodo de retorno de 500 años. A partir de los 70's se determinaron las practicas actuales las cuales recomiendan valores de periodos de retorno de 10 000 años para la avenida extrema de grandes presas de materiales sueltos. De esta manera, en presas construidas en épocas anteriores a estas normas se ha recomendado para su actualización o rehabilitación aumentar la capacidad de los aliviaderos o bien aplicar evaluaciones más conservadoras.

4.4.2 Sismo de diseño

Según el ICOLD (2014), la mayoría de las presas construidas antes de 1990 fueron diseñadas contra terremotos utilizando criterios de diseño sísmico o métodos de análisis dinámicos que hoy día se consideran incorrectos y ya se encuentran obsoletos, para estas presas no se conoce con exactitud si son seguras ante eventos sísmicos y mayor aún si existe evidencias de condiciones deficientes o daños estructurales. En consecuencia, existe una necesidad de una reevaluación sistemática de la seguridad de estas presas grandes.

Actualmente existen ciertas incertidumbres para caracterizar el comportamiento de una presa bajo un fuerte movimiento del suelo, siendo cada vez más útil la implementación de la tecnología para el diseño de las estructuras de presas y obras anexas que sean sismorresistentes. La gran cantidad de variables que se presentan en la estimación

De igual forma, existe línea de pensamiento que propone que los coeficientes pseudoestático aún resultan valiosos y proponen realizar modificaciones a los métodos actuales para la estimación de sus características. Dentro de esta línea está el artículo de (Konstantinos, Achilleas, George, & Dimitrios, 2014) en el cual demuestra que efectivamente

las metodologías existentes para estimar los coeficientes sísmicos en los análisis pseudoestáticos no demuestran independencia, ser precisos o ampliamente aplicables a cualquier combinación de factores. Adicionalmente, según sus autores, en los métodos no existe una explicación de la obtención de sus parámetros significativos, y como estos afectan la ecuación, como el contenido de frecuencia, la excitación, la geometría de la presa, ubicación aguas arriba y debajo de la masa que desliza y la posible existencia de bermas. Los autores presentan una base de datos del coeficiente sísmico que permite ser aplicada de manera sistemática, racional e independiente. De esta forma, le da un aire nuevo al método de análisis pseudoestáticos.

4.4.3 Licuefacción del terreno

Al igual como no se tenía suficiente certeza del comportamiento sísmico de presas grandes, estos mismos movimientos son capaces de inducir grandes deformaciones y aumentos excesivos de presiones de poro en presas de materiales sueltos o en las cimentaciones. En caso de encontrarse en arenas de densidad intermedias, arenas limosas o algunas gravas, se ha encontrado que estas son especialmente susceptibles a la licuefacción, lo que genera deformaciones excesivas producto de una pérdida importante de su capacidad a esfuerzos cortantes. Muchas de estas condiciones no fueron previstas en el diseño de presas antiguas.

4.4.4 Sistemas de instrumentación

Más que obsoletos el avance de la tecnología ha permitido la optimización de equipos de medición haciendo que estos sean más precisos, confiables y sencillos de medir. A pesar de que los principios se mantienen intactos, el cual es determinar la variable a monitorear, en la actualidad existen equipos, sistemas, métodos y procedimientos que facilitan el procesamiento de los datos. Es por ello por lo que, debido a la época de construcción de la presa en 1972, mucho del equipo planteado en su momento ya ha cumplido su vida útil y es por ello por lo que resulta necesario una actualización del sistema de instrumentación.

Los equipos de medición eléctricos son los que actualmente dominan la escena de instrumentación, habiendo desplazado a los de tipo neumáticos con la llegada de las computadoras, debido a la facilidad que permiten con su automatización. Sin embargo, aún hoy en la actualidad es común la utilización de equipos mixtos para garantizar redundancia

en los sistemas, esto porque muchos equipos tienden a fallar durante los primeros años de operación, es por esto por lo que los equipos eléctricos se acompañan con equipos manuales, de tecnología más simple.

4.4.5 Otros criterios de diseño

En general, la caracterización de los materiales ha cambiado grandemente con el tiempo, en lo referente a presas de concreto existía antes una tendencia a caracterizar el comportamiento del concreto con una resistencia cohesivo menor de la roca de cimentación y más de su resistencia al rozamiento, lo que llevó al diseño de presas de arco con metodologías que estiman los espesores de forma inadecuada en comparación a los esfuerzos cortantes que se generan.

Para el caso de las presas de materiales sueltos, los cambios en el estado del arte han sido mayores, en particular al diseño de los filtros, los cuales han evolucionado. Se conoce la severidad de materiales mixtos en la zona del núcleo y la existencia de los suelos dispersivos, los cuales hoy día se les da una especial atención debido a la alta susceptibilidad a la erosión que pueden provocar.

4.5 Análisis de estabilidad y flujo en la presa

En este capítulo se hace un análisis de la estabilidad de la presa la cual está condicionada principalmente por el flujo de agua a través del cuerpo de la presa, se describen las premisas utilizadas para los análisis utilizando el software Slide2 y siguiendo recomendaciones internacionales principalmente por ICOLD.

4.5.1 Nivel máximo en el embalse

Previo a realizar los análisis de estabilidad y de flujo en la presa es requerido establecer la posición de la superficie freática y así estimar las presiones de poro dentro del núcleo y las otras zonas de la presa. El insumo para este análisis corresponde a los niveles del embalse, para el nivel de avenida máxima probable no ha sido modelarlo debido a que no se contaba con el análisis de tránsito hidrológico.

Tabla 4.5. Niveles del embalse La Virgen

Parámetro	Embalse La Virgen
Nivel de cresta de presa (msnm)	444
Nivel máximo en el embalse (msnm)	441
Nivel de operación (msnm)	440
Nivel mínimo al vertedero (msnm)	431

4.5.2 Aspectos de seguridad y diseño

De acuerdo con ICOLD 2010, se presenta la definición del sismo básico de operación (SBO) y del sismo de evaluación de seguridad (SES) de presas, que serán usados en los análisis de estabilidad para la condición pseudoestática.

4.5.2.1 Sismo básico de operación (SBO)

Es el sismo que una presa debe ser capaz de resistir, para el cual presente daños menores que no comprometen la funcionalidad de la obra. Generalmente se selecciona para un periodo de retorno de 150 años (50% de probabilidad de excedencia en 50 años), con base en el resultado de análisis probabilísticos de la amenaza sísmica los cuales son requeridos para presas de Clase II y Clase I según el CGTLCR (2015) y basado en las recomendaciones del ICOLD Bol. 148 (2010).

4.5.2.2 Sismo de evaluación de seguridad

Es el sismo que una presa debe ser capaz de resistir sin la liberación descontrolada del agua del embalse. El SES rige la evaluación de la seguridad y el diseño sísmico de los componentes de una presa, que son relevantes para la seguridad, que deben continuar en funcionamiento después del sismo. Su periodo de retorno debe ser seleccionado por un grupo multidisciplinario de profesionales en las áreas de sismología y diseño geotécnico, de acuerdo con la importancia de la presa, pero nunca debe ser menor al sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años (500 años de período de retorno).

4.5.2.3 Factores de seguridad mínimos para taludes de presas

El CGTLCR (2015) define los factores de seguridad mínimos en condición estática asociados a diferentes escenarios y a las consideraciones especiales de diseño, estos son el final de la construcción, la cual ya no aplica para este proyecto, con la generación del flujo establecido o por sus siglas en inglés "steady flow" y para desembalse rápido, los cuales se muestran tabulados en la Tabla 4.6. Es importante destacar que la presa de El Salto al presentar un vertedor puede presentar la condición de desembalse rápido, el cual es una maniobra en la cual se abren las compuertas de la estructura de control ante un evento meteorológico extremo. La importancia de su evaluación se da debido a que se elimina la carga estática

de manera acelerada que equilibra las presiones entre el embalse y los taludes adyacentes y no permite la supresión de poro de manera controlada, por lo que la resistencia al corte de los taludes se ve disminuida.

Tabla 4.6. Factores de seguridad mínimos en condición estática

Escenario	Embalse	Factor de seguridad	Consideraciones de diseño
Final de construcción	Sin embalse	1,30	Condiciones a corto plazo
Con flujo establecido	Nivel de la avenida máxima probable	1,50	Condiciones a largo plazo
Desembalse rápido	Nivel de la avenida máxima probable	1,10	Condiciones a corto plazo
	Nivel a la cota del vertedero	1,30	

De igual forma se definen los factores de seguridad para la condición pseudoestática, los cuales se recomienda el análisis durante la construcción (utilizando el SBO), para las condiciones básicas de operación (utilizando el SBO) y para la evaluación de seguridad de la presa (utilizando el SES). En la Tabla 4.7 se muestran los factores de seguridad.

Tabla 4.7. Factores de seguridad mínimos en condición pseudoestático

Condición	Embalse	Factor de seguridad	Consideraciones de diseño
Durante construcción usar el SBO	Sin embalse	1,00	Condiciones a corto plazo
Condición básica de operación usar el SBO	Nivel máximo de operación	1,15	Condiciones a largo plazo
Evaluación de la seguridad usar el SES	Nivel máximo de operación	1,05	Condiciones a largo plazo

4.5.3 Coeficiente sísmico para la zona del proyecto

Como insumo se cuenta con los valores del coeficiente sísmico para periodos de retorno de 500 años hasta 2500 años. ICOLD (2010) indica que para el SES el periodo de retorno de evaluación de la estabilidad mínimo debe ser de 500 años. Por ello, la estabilidad de los taludes de las presas se evaluará para ese periodo de retorno y para un periodo de retorno de 1000 años cuando se evalúe la estabilidad en la condición del SES. Para el coeficiente sísmico vertical se ha planteado un valor fijo de 0.1 g.

Tabla 4.8. Variación del valor del coeficiente sísmico por periodo de retorno

Referencia	Presa	0.65 PGA (%g)		
		T_R=500 años	T_R=1000 años	Rango de evaluación
TALAVERA-RESIS II	El Salto	0,195 – 0,228	0,228 – 0,260	0,100 – 0,260

Con respecto del SBO, no se cuenta de forma directa con una recomendación de coeficiente pseudoestático para un periodo de retorno de 150 años, por lo que se hará un análisis paramétrico, haciendo variar el valor del coeficiente desde 0,10 g (100 cm/s^2) hasta el valor máximo del periodo de retorno de 1000 años. En todo caso, el valor del coeficiente sísmico del SBO es menor al mínimo del que se obtiene para un periodo de retorno de 500 años.

4.5.4 Resultados del análisis de estabilidad y análisis de flujo

En la Tabla 4.9 se presentan los resultados del análisis de estabilidad para diferentes escenarios según los propuesto por el CGTLCR (2015) lo cual se basa en las recomendaciones de ICOLD.

En las Figura 4.11 y Figura 4.12 se presentan las salidas gráficas del análisis de estabilidad con flujo estacionario, el cual sirvió para determinar la cota de elevación de la línea freática a través del cuerpo de la presa, en el talud de aguas abajo se estableció que puede variar entre la cota 426 msnm y la cota 428 msnm, mientras que a nivel del núcleo la variación de la cota freática puede estar entre la cota 431 msnm y la cota 441 msnm. Esta información representa un insumo elemental para la definición de las profundidades de instalación de los equipos de instrumentación piezométrica.

Tabla 4.9. Resumen de resultados de análisis de estabilidad

Escenario	Embalse	Factor de seguridad obtenido	Factor de seguridad requerido	Verificación de cumplimiento
Con flujo establecido, condición estática	Nivel de la avenida máxima probable	1,62	1,50	Cumple
Desembalse rápido, condición estática	Nivel de la avenida máxima probable	1.23	1.10	Cumple
Desembalse rápido, condición estática	Nivel a la cota del vertedero	1.25	1.30	No cumple
Condición básica de operación con SBO	Nivel máximo de operación	1.20 (0.145g)	1,15	Cumple
Evaluación de la seguridad SES con Tr. = 500 años	Nivel máximo de operación	1.09 (0.195g) 1.03 (0.23g)	1,05	Cumple
Evaluación de la seguridad SES con Tr. = 1000 años	Nivel máximo de operación	1.03 (0.23g)- 0.97 (0.26g)	1,05	No cumple (hay posibilidad de que cumpla)

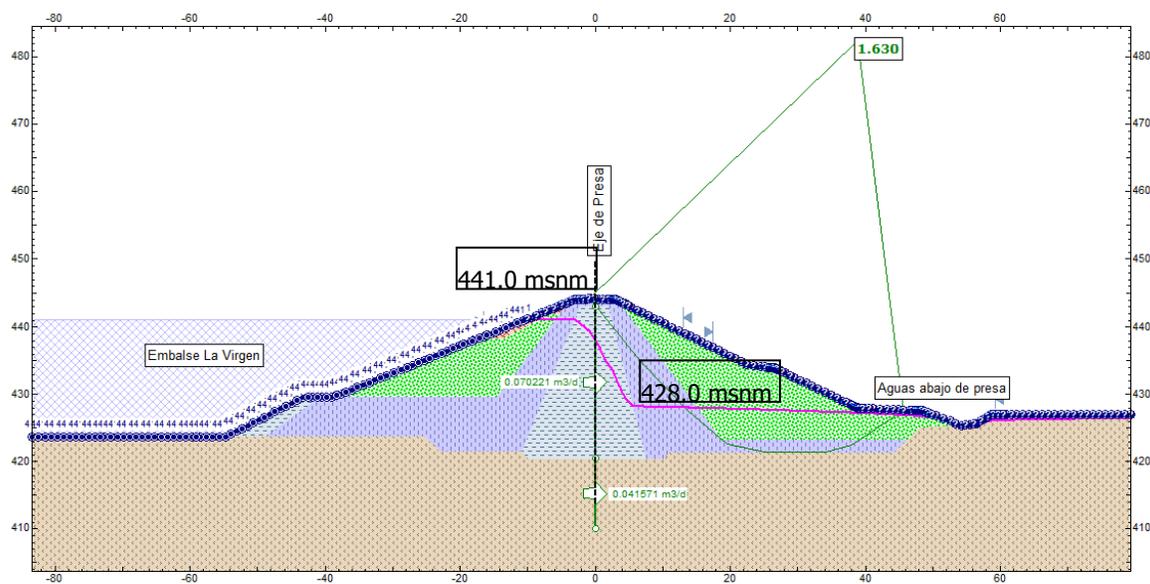


Figura 4.11. Análisis de flujo para nivel máximo del embalse

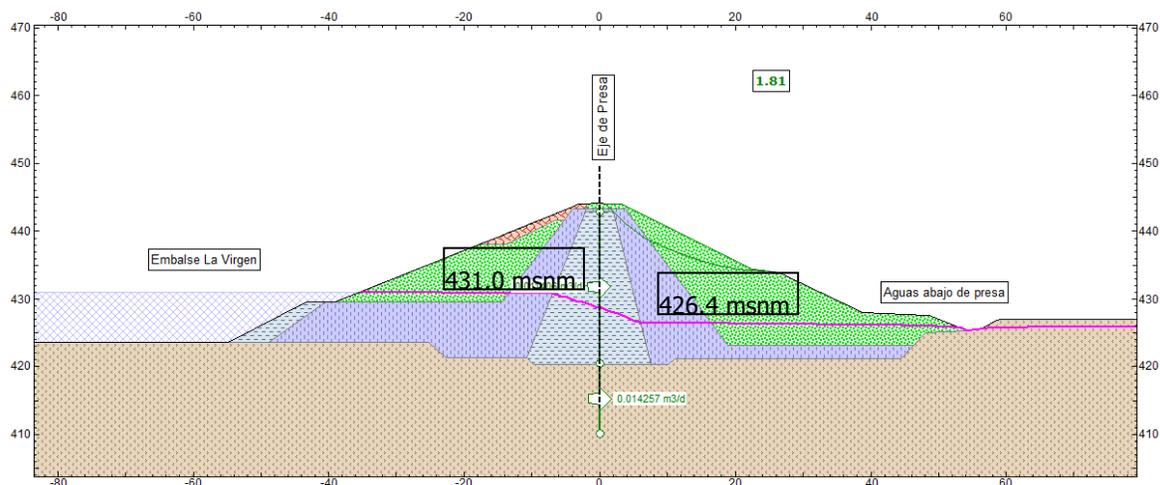


Figura 4.12. Análisis de flujo para nivel mínimo del embalse

Basado en los resultados de la Tabla 4.9 se puede concluir que la presa es estable en su análisis de la sección máxima en condición estático, debido a que se cumplen los factores de seguridad. Sin embargo, los factores de seguridad con el coeficiente sísmico del SES muestran que se debe prestar especial atención a las condiciones pseudoestáticas y es posible que con ciertas modificaciones en el análisis exista posibilidad de que esta cumpla, sin embargo, para estos análisis la información de caracterización ha sido limitada y conservadora mucha de la cual se basa en resultados teóricos para lo que es requerido una mayor investigación y aún más importante, resultados reales de la instrumentación para confirmar si el comportamiento es verdaderamente el esperado y se puede garantizar las condiciones de diseño supuestas.

4.5.5 Justificación de necesidad de instrumentación en la presa

Según los resultados de la sección anterior, la estabilidad de la presa muestra que esta se encuentra en condiciones óptimas bajo un análisis teórico con propiedades conservadoras. Sin embargo, existen múltiples variables que no pueden ser analizadas con equilibrio límite y análisis de flujo, que responden a una necesidad vista en campo a partir de una inspección visual, también como medidas de protección legal ante aseguradoras y la primordial que representa garantizar las condiciones de seguridad de la presa. En esta sección se discuten

las principales conclusiones que justifican la necesidad de actualización de la instrumentación en la presa de El Salto.

En el estado actual de instrumentación de la presa de El Salto, se puede concluir que esta ha sufrido el proceso de envejecimiento producto casi 50 años de estar operando y tal como lo ejemplifica la Figura 4.13 con la representación gráfica de curva de la bañera, que permite ilustrar correctamente el ciclo de vidas de los proyectos de infraestructura civil en donde se pueden encontrar tres escenarios durante la vida útil de una obra.

En una etapa inicial, en este caso correspondería a la puesta en marcha del proyecto contabilizando el primer llenado del embalse, que resulta un momento crítico, es acá donde se espera que exista mayor posibilidad de generarse fallas iniciales o prematuras, pero estas tasas de fallo poseen un comportamiento decreciente las cuales con el tiempo y conforme la obra va madurando se espera que estas se estabilicen, en esta fase es donde normalmente aparecen grietas, filtraciones y se identifican posibles errores durante la fase constructiva.

Posteriormente aparece la segunda fase, que corresponde a la etapa operacional de la presa, en donde la tasa de falla tiene un carácter aleatorio, pero con una ocurrencia constante y están más asociadas a problemas menores de mantenimiento que se deben cubrir durante la vida útil. En presas puede asociarse al fallo de equipos de medición que requieren un recambio, siempre considerando que se da el mantenimiento periódico.

En la última fase, que corresponde al final de la vida útil es cuando el comportamiento de las tasas de falla pasa a ser creciente y es acá donde se forman fallas por deterioro producto de una condición propia del envejecimiento de la obra civil, los materiales han perdido sus propiedades de resistencia, muchos equipos de instrumentación se encuentran fuera de servicio y aunado a esto en muchos casos se combina con un deficiente mantenimiento. Debido a todas estas condicionantes la obra es más susceptible al aumento de fallas que requieren de una mayor inversión para su recuperación.

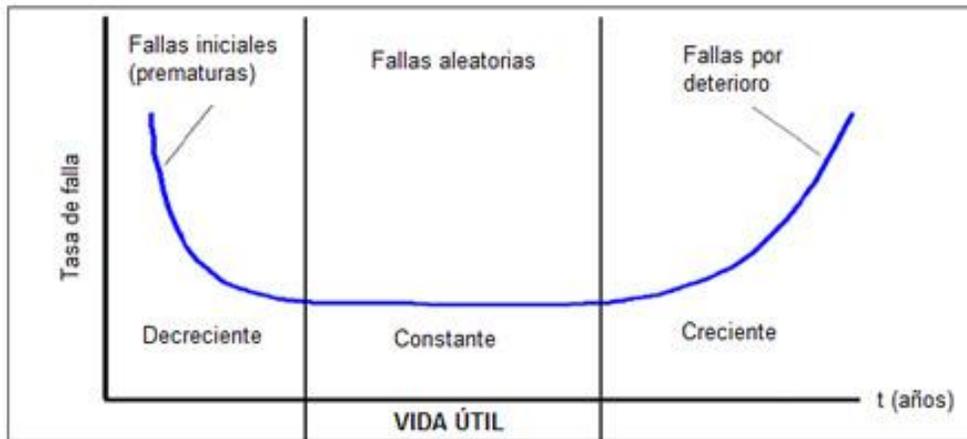


Figura 4.13. Curva de la bañera para probabilidades de fallo

Fuente: (energética21.com, 2022)

El proyecto analizado en este informe es claro que se encuentra en la tercera fase de ciclo de vida y se busca implementarle medidas correctivas que permitan alargar su vida útil y mantenerlo por más tiempo en la parte media del esquema de la curva de la bañera. Sin embargo, para lograr esta condición y según las recomendaciones internacionales como por ejemplo del (ICOLD, 2018), (Dunnicliff, 1988) y (SPANCOLD, 2005) se recomiendan un análisis de la seguridad de la presa desde múltiples aristas en función de la categorización de la presa. Para este caso, por sus características, la presa de El Salto, se cataloga como una presa grande y por lo tanto debido al alto riesgo que supone una condición de ruptura se deben realizar estudios especiales de manera periódica que indiquen el buen estado de los diferentes elementos, se deben monitorear condiciones especiales que puedan suponer un riesgo como la velocidad de subida del embalse, niveles máximo y mínimos admitidos para cada época del años, así como normas para el accionamiento de las compuertas del vertedor. Y, sobre todo, se deberá prestar especial atención a los sistemas de alarma y accionamiento, los cuales forman parte de la revisión de los parámetros primarios de la presa.

En el artículo 21 y 29 del (SPANCOLD, 2005) se indica lo siguiente:

"Artículo 21. Auscultación

21.1 La observación y controles de las diferentes magnitudes se realizarán en función de los diferentes niveles de riesgo y deberán proporcionar la información suficiente para valorar la situación de la presa.

La observación y controles se extenderán a las características de la presa y su cimiento, a las del embalse, a las relativas al agua almacenada, así como a las generales del río y de la cuenca."

"Artículo 29. La explotación y la seguridad

29.3 Durante la fase de explotación, el titular adoptará las medidas pertinentes para detectar y corregir eventuales defectos anteriores o deterioros producidos por la edad, así como para incorporar las que fueran aconsejables debido a innovaciones tecnológicas para lo cual deberá realizar una observación e interpretación constante del comportamiento de la presa."

De esta manera, una instrumentación funcional resulta obligatorio en una presa con esta categorización y resulta más que justificante para la actualización de la instrumentación de la presa de El Salto.

4.6 Desarrollo del plan de instrumentación para la presa

En el siguiente capítulo se realizará la descripción del plan de instrumentación propuesto para el sitio de la presa El Salto. Según (Dunnicliff, 1988), el objetivo principal de la instrumentación a instalar en este tipo de presas es estudiar el comportamiento de acuerdo con las suposiciones planteadas durante el diseño, las cuales se pueden dividir durante la etapa de construcción, durante el primer llenado y para garantizar las condiciones de seguridad a largo plazo.

4.6.1 Objetivos de la instrumentación propuesta y selección de los parámetros a monitorear

La instrumentación no debe ser utilizada si no existe una razón válida que lo amerite. Debido a esto, la razón a la que responde el objetivo principal es a garantizar la seguridad a largo plazo de la estructura. Para ello es necesario la medición y monitoreo periódico del comportamiento hidráulico y deformacionales durante la vida útil de la presa de materiales sueltos.

La cantidad de instrumentos a instalar en una presa se definen basados en aspectos propios de la presa y las necesidades que se hayan identificado por monitorear. Es imposible el establecimiento de reglas predeterminadas que definan la cantidad de instrumentos requeridos en una presa basada en su geometría, pero es importante indicar que el (ICOLD, 2018) da recomendaciones de equipo requerido para presas de materiales sueltos según se muestra en la Tabla 4.10 se muestran los parámetros que representan las condiciones más significativas a monitorear en una presa de relleno.

Tabla 4.10. Parámetros significativos por monitorear

Deformaciones en el cuerpo de la presa y cimentación
Desplazamientos en las juntas de las estructuras
Presiones de poro en el cuerpo de la presa
Filtraciones y tasas de filtración
Análisis químico de las filtraciones (turbiedad)
Geodinámica de la presa

Fuente: Modificado de (ICOLD, 2018)

Para la presa en estudio se ha definido y limitado la instrumentación a la determinación de las condiciones hidráulicas y sísmicas presentes en el sitio. Para ello, los parámetros

significativos se han reducido a la obtención de las presiones de poro, filtraciones y medición de aceleraciones sísmicas. De esta manera y de forma congruente al parámetro a monitorear se han seleccionado los instrumentos, los cuales incluyen piezómetros, aforadores, estaciones meteorológicas y sismógrafos.

Según (Dunnicliff, 1988) el parámetro primario que controla la inestabilidad en presas de relleno suelen ser las grandes deformaciones. Sin embargo, este efecto está normalmente asociada a las condiciones del agua subterránea que podrían describirse como la causa que mayor influencia tienen en la estabilidad de una presa de relleno. De esta manera, al tener un monitoreo en ambos parámetros, deformaciones y presiones de agua, se puede controlar los efectos y la relación que existe entre ambos parámetros.

No obstante, en este informe se ha excluido del análisis la evaluación de las condiciones de desplazamientos, en primer lugar, porque en el sitio de presa aún existen mojones de control topográfico. Aunado a esto, no se suministró información sobre sus mediciones que hagan tener sospechas o evidencia que exista un movimiento activo en algún punto de la presa. En segundo lugar, al tratarse de una presa antigua, con casi 50 años de encontrarse en operación resulta esperable que el comportamiento deformacional se haya estabilizado y no representen un parámetro crítico para esta etapa, como sí lo resulta para las etapas de construcción de la presa y durante el primer llenado. Sin embargo, es importante indicar que muchos procesos de inestabilidad se identifican con el procesamiento de información de varias fuentes, como lo es el asociado al comportamiento hidráulico y deformacional. Por ejemplo, en caso de existir un movimiento en el relleno podría esperarse que este sea propiciado debido a un aumento en la presión de poro sobre la superficie de falla. En conclusión, a pesar de que no está proponiendo nuevo equipo de instrumentación del comportamiento tenso deformacional, sí es importante que los puntos de control topográfico se recuperen y formen parte de la rutina de medición periódica los equipos de instrumentación.

4.6.2 Perfiles de análisis e instrumentación propuestos

Para la medición de las condiciones hidráulicas se han propuesto cuatro perfiles de análisis dispuestos sobre el largo de la presa. El objetivo de cada uno de estos perfiles resulta en asignar representatividad al parámetro medido. Perfectamente podrían elegirse más

secciones de instrumentación, sin embargo, esto no es una garantía de representatividad, porque aún existe la posibilidad que los fenómenos a monitorear se puedan generar en zonas intermedias entre los perfiles de análisis y no puedan ser descubiertos con el equipo y requieran de la vigilancia para su determinación. De esta manera, se determinó que cuatro secciones de instrumentación, para una presa de 180 m de largo (sin considerar la longitud del vertedor), con una separación entre los perfiles de aproximadamente 30 m resultan apropiados para el plan de instrumentación propuesto.

En la Figura 4.14 se presenta de manera esquemática la posición de los perfiles de instrumentación (A, B, C y D). En puntos de diferentes colores se ha propuesto la instrumentación para cada uno de los perfiles. De esta manera, para el perfil de instrumentación A, se propone la implementación de 3 piezómetros de cuerda vibrante, el primero con una elevación a la cota 435 msnm y en la posición del núcleo de arcilla y los restantes corresponden a piezómetros multinivel, instalados en la cota 431 msnm y 426 msnm. En las Tabla 4.11, 4.12 y 4.13 se hace un resumen de la instrumentación a instalar, la cual se compone de 17 piezómetros de cuerda vibrante, instalados a dos niveles, 2 piezómetros abiertos para dar redundancia a los perfiles de análisis centrales, dos acelerógrafos, una estación meteorológica, la reconstrucción de un aforador y finalmente una sonda de nivel para registrar la variación del nivel del embalse.

Es importante recordar que la elevación de los piezómetros responde a los resultados encontrados en el análisis de estabilidad y flujo de la presa, de igual forma, preliminarmente, los umbrales de atención y alarma deberán ser definidos a partir de los resultados de flujo teóricos obtenidos hasta que se obtengan valores de medición reales con la instrumentación que está proponiendo que permita la calibración del modelo a las condiciones del sitio.

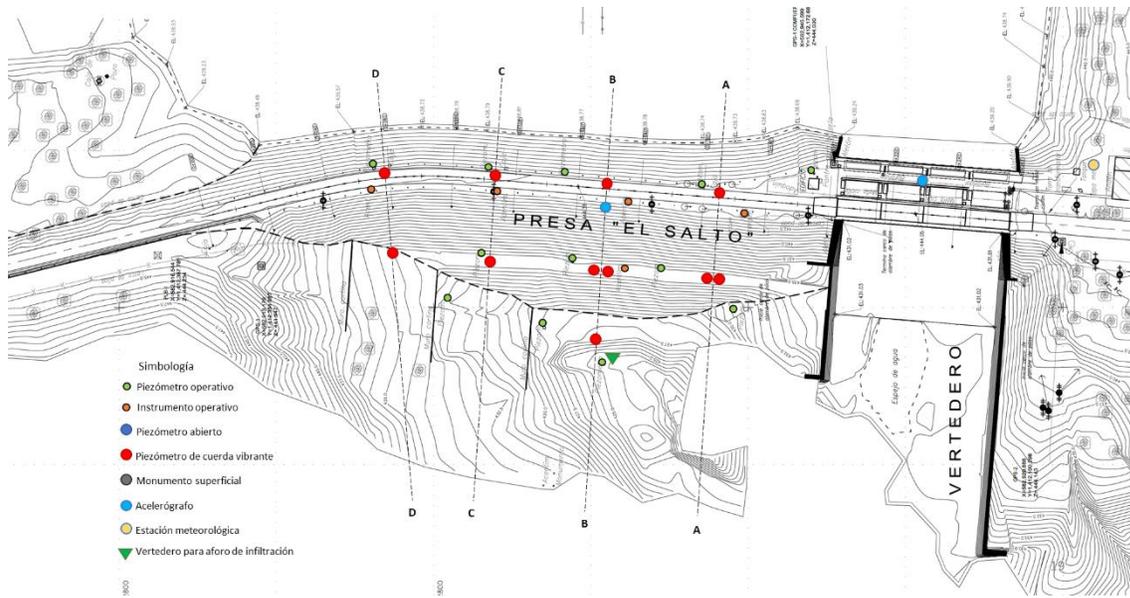


Figura 4.14. Propuesta conceptual de instrumentación en la presa

En la Tabla 4.11, 4.12, 4.13 y 4.14, se hace un resumen de la ubicación de cada uno de los instrumentos a instalar, con las coordenadas y elevación de instalación, adicionalmente se ha agregado una columna que muestra la profundidad de perforación requerida, de esta manera se permite la selección del equipo adecuado con medición en esos rangos de lectura.

Tabla 4.11. Resumen de piezómetros de cuerda vibrante multinivel propuestos

<i>Código</i>	<i>Este (m)</i>	<i>Norte (m)</i>	<i>Elevación (m.s.n.m.)</i>	<i>Profundidad (m)</i>
PZ.VW-01A	582937.566	1412213.93	435	9
PZ.VW-02A	582939.913	1412243.84	435	9
PZ.VW-02B			426	18
PZ.VW-03A	582942.561	1412273.93	435	9
PZ.VW-03B			426	18
PZ.VW-04A	582944.084	1412304.12	435	9
PZ.VW-04B			426	18
PZ.VW-05A	582909.438	1412216.09	431	3
PZ.VW-05B			426	9
PZ.VW-06A	582911.972	1412245.97	426	9
PZ.VW-06B			417	18
PZ.VW-07A	582914.478	1412277.93	426	9
PZ.VW-07B			417	18
PZ.VW-08A	582916.689	1412303.55	426	9
PZ.VW-08B			417	18
PZ.VW-09A	582891.175	1412247.63	426	3
PZ.VW-09B			417	9

Tabla 4.12. Resumen de piezómetros abiertos propuestos

<i>Código</i>	<i>Este (m)</i>	<i>Norte (m)</i>	<i>Elevación (m.s.n.m.)</i>	<i>Profundidad (m)</i>
PZ.O-01	582911.824	1412243.27	426	9
PZ.O-02	582914.267	1412275.35	426	9

Tabla 4.13. Resumen de acelerógrafos

<i>Código</i>	<i>Este (m)</i>	<i>Norte (m)</i>	<i>Elevación (m.s.n.m.)</i>	<i>Profundidad (m)</i>
ACEL-01	582932.188	1412245.35	444	0
ACEL-02	582896.243	1412248.11	428	0

Tabla 4.14. Resumen de instrumentos varios

<i>Código</i>	<i>Este (m)</i>	<i>Norte (m)</i>	<i>Elevación (m.s.n.m.)</i>	<i>Profundidad (m)</i>
EST-MET	582939.795	1412186.28	444	0
AF-01	582883.865	1412245.91	424	0
Sonda de nivel	Por definir			

En la Figura 4.15 se presenta a manera de ejemplo la sección de instrumentación C-C, la cual corresponde a la de mayor altura, en ella se han colocado en vista de perfil los 4 piezómetros de cuerda vibrante, dos en el núcleo, uno en el cuerpo de presa del talud aguas abajo y el otro en la cimentación, además se visualiza la posición del piezómetro abierto ubicado en la cota 426 msnm. De igual forma se presenta de manera esquemática la posición del nivel freático máximo y mínimo determinado a partir del análisis de flujo. Las otras secciones se presentan en la Lámina 03: Perfiles, los cuales se adjuntan de forma externa a este documento.

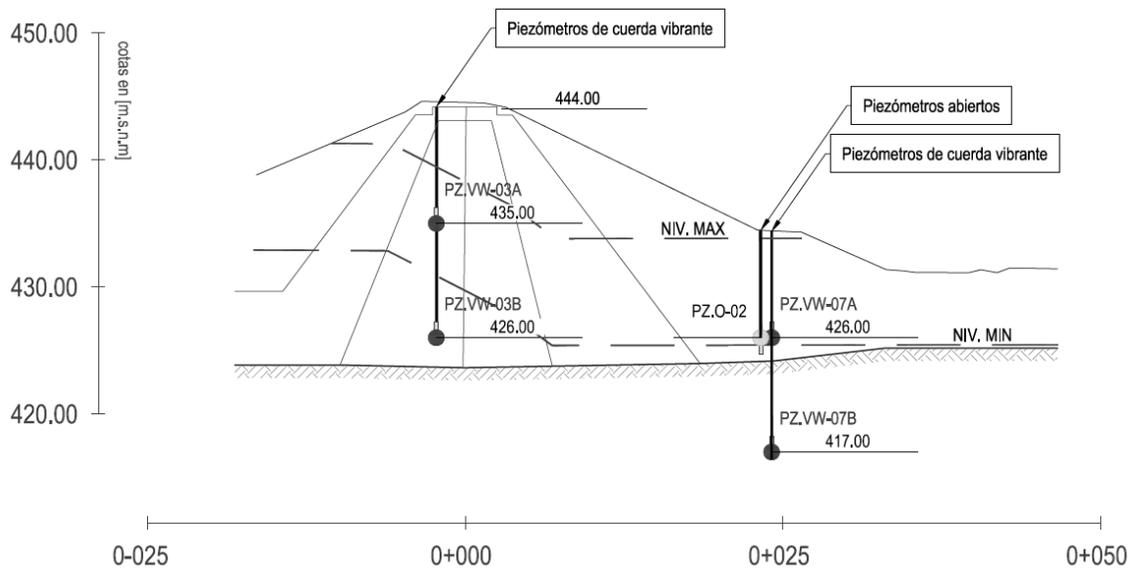


Figura 4.15. Instrumentación de sección C-C

4.6.3 Selección del equipo de instrumentación

Durante la selección de los instrumentos de medición existen muchos factores que afectan la escogencia entre uno o varios equipos con características similares. Dentro de las principales condicionantes se encuentran las ambientales. De acuerdo con (Dunnicliff, 1988), la temperatura, humedad, polvo, entre otros pueden afectar la selección, sobre todo en climas tropicales, donde según (Avilés, 2022) basado en su experiencia en países tropicales los instrumentos mecánicos tienden a tener mayor ciclo de vida que los de tipo eléctrico debido a la humedad que puede afectar su funcionamiento. Sin embargo, las casas comerciales cada vez han realizado mejoras en su equipo para proveer una mayor durabilidad a los equipos eléctricos, que son los que dominan la escena de equipos de instrumentación en la actualidad debido a su facilidad de automatización.

Otro condicionante para la selección de equipo lo representa el personal y los recursos del sitio, en algunos casos debido a la lejanía de la zona es difícil tener un técnico capacitado para la instalación, registro y mantenimiento de los equipos debido a esto cada vez más se prefieren los equipos con capacidad de adquisición de datos de forma automática, que a la larga puede representar ahorros y un mejor registro de la instrumentación.

Es importante indicar que la selección de un instrumento no debe hacerse basado en el precio más bajo, sino que la selección de este debe ser centrada en sus capacidades técnicas, como por ejemplo lo representan el rango de medición, la resolución, exactitud, precisión y confiabilidad del equipo. El orden de medición debe estar acorde a las magnitudes que se esperan según el diseño, a manera de ejemplo, no se debe instalar un piezómetro con rangos de medición máxima en cm cuando se esperan cambios métricos en la presión.

Para finalizar, la vida útil de una presa está hecha para operar por al menos 100 años, sin embargo, por mejor calidad que se utilice en los instrumentos no se puede esperar alargar la vida útil de los componentes electrónicos por plazos mayores a 20 años, el cual es el tiempo de vida de sensores de buena calidad, por lo tanto, la necesidad de cambiar instrumentos o rehacer el plan de instrumentación puede esperarse en estos plazos de tiempo.

Para la selección de los equipos electrónicos de medición en este proyecto se ha elegido utilizar los catálogos de la casa comercial Geokon (Geokon, 2022) y Campbell Scientific (Campbell Scientific, 2020). A continuación, en la Tabla 4.4.15, se hace un resumen de cada uno de los sensores propuestos y las principales características.

Tabla 4.4.15. Resumen del equipo propuesto y características

Parámetro por monitorear	Equipo	Modelo	Rango estándar	Resolución
Presión de poro	Piezómetro de cuerda vibrante	4500S	35 mca (-10 mca)	13 mm
Geodinámica	Acelerógrafo	Fortimus	± 4 g	0.001 g
Nivel del embalse	Medidor de nivel sin contacto	CS475A	0.5 a 35 m	1 mm
Condiciones meteorológicas	Estación meteorológica	-	-	-
Estación	Adquisición de datos	CRVW3	-	-
Estación máster	Adquisición de datos	CR6 Control Datalogger	-	-

4.6.4 Estimación del presupuesto preliminar

Ítem	Unidad	Descripción	Cant.	Precio Unitario	Total
1	Unidad	Sensores de cuerda Vibrante	15	\$1 750.00	\$26 250.00
2	Unidad	Sistema de protección eléctrico	15	\$850.00	\$12 750.00
3	Unidad	Acelerógrafos	2	\$17 500.00	\$35 000.00
4	Unidad	Estación Meteorológica, medición de radiación, temperatura, velocidad y dirección	1	\$13 500.00	\$13 500.00
5	Unidad	Sensor de Nivel de Embalse con cableado	1	\$9 500.00	\$9 500.00
6	Unidad	Piezómetros tipo Casagrande	8	\$1 350.00	\$10 800.00
7	Unidad	Lector de cuerda Vibrante	1	\$3 500.00	\$3 500.00
8	Unidad	Estaciones Tipo CRVW3 y accesorios	7	\$7 500.00	\$52 500.00
9	Unidad	Estación Meteorológica	1	\$4 500.00	\$4 500.00
10	Unidad	Estación Máster	1	\$15 500.00	\$15 500.00
11	Unidad	Sistemas de aterrizaje	9	\$3 500.00	\$31 500.00
12	Unidad	Software de manejo de la instrumentación	1	\$25 000.00	\$25 000.00
13	Unidad	Servidor local y equipo de computación	1	\$15 500.00	\$15 500.00
14	Unidad	Accesorios para armario de alimentación para Acelerógrafos	2	\$8 500.00	\$17 000.00
15	Global	Instalación del equipo	1	\$140 000.00	\$140 000.00
				Total	\$412 800.00

Ítem	Unidad	Descripción	Cant.	Precio Unitario	Total
1	Unidad	Sensores de cuerda Vibrante	15	\$1 750.00	\$26 250.00
2	Unidad	Sistema de protección eléctrico	15	\$850.00	\$12 750.00
3	Unidad	Acelerógrafos	2	\$17 500.00	\$35 000.00
4	Unidad	Estación Meteorológica, medición de radiación, temperatura, velocidad y dirección	1	\$13 500.00	\$13 500.00
5	Unidad	Sensor de Nivel de Embalse con cableado	1	\$9 500.00	\$9 500.00
6	Unidad	Piezómetros tipo Casagrande	8	\$1 350.00	\$10 800.00
7	Unidad	Lector de cuerda Vibrante	1	\$3 500.00	\$3 500.00
8	Unidad	Estaciones Tipo CRVW3 y accesorios	7	\$7 500.00	\$52 500.00
9	Unidad	Estación Meteorológica	1	\$4 500.00	\$4 500.00
10	Unidad	Estación Máster	1	\$15 500.00	\$15 500.00
11	Unidad	Sistemas de aterrizaje	9	\$3 500.00	\$31 500.00
12	Unidad	Software de manejo de la instrumentación	1	\$25 000.00	\$25 000.00
13	Unidad	Servidor local y equipo de computación	1	\$15 500.00	\$15 500.00
14	Unidad	Accesorios para armario de alimentación para Acelerógrafos	2	\$8 500.00	\$17 000.00
15	Global	Instalación del equipo	1	\$140 000.00	\$140 000.00
Total					\$412 800.00

4.6.5 Oportunidades de innovación y mejora

Con el acelerado avance tecnológico se han desarrollado muchas aplicaciones de instrumentación y monitoreo de presas en los últimos años. Asociado a esto, muchos países buscando mejorar la obtención y evaluación de los parámetros de desempeño de las presas han estado investigando con tecnologías emergentes que permiten una evaluación más precisa y rápida de los parámetros. Algunos métodos permiten la medición de deformaciones de manera satelital. A continuación, se presenta una lista con una breve descripción de cada una de las tecnologías emergentes en instrumentación basados en (ICOLD, 2018).

Galgas de mediciones triaxial para grietas: Permite la medición de deformaciones y rotaciones con altas precisiones, han sido desarrollados y probados con éxito en Sudáfrica.

Medición de vibraciones: Permite la medición de la respuesta dinámica y los modos y frecuencias de la estructura, lo que permite el monitoreo a largo plazo de la integridad de las estructuras de concreto.

Sensores de fibra óptica: Permiten la medición de temperaturas y esfuerzos utilizando sensores de fibra con láser de luz. Como ventaja tienen que son mínimamente invasivos y permiten la medición de las filtraciones basado en temperaturas y la detección de deformaciones a partir del movimiento.

Sistema Satelital de Navegación Global (GNSS), permite la medición precisa de distancias entre sensores especialmente utilizado para monitoreo local de movimientos. Ha sido aplicado en múltiples países con resultados exitosos.

Escaneo digital y modelos tridimensionales: Permiten la generación de modelos tridimensionales de la geometría de la presa lo que ayuda a la determinación de mediciones de distancia de manera muy precisa para la detección de movimientos en la presa.

Batimetría de multi-rayo: Utiliza tecnología de eco detección sonar para la generación de batimetrías de muy alta resolución con representación tridimensional de las superficies lo que permite la medición con exactitud de volúmenes de sedimentos que ocasionan pérdida de capacidad del embalse.

Resistividad: método eléctrico activo que permite la detección de los cambios de las propiedades de los materiales con la colocación de electrodos en diferentes puntos.

Muchos de estos métodos aún se encuentran en etapas de investigación, pero al igual como en el pasado lo hicieron los transductores de cuerda vibrante, pueden llegar a cambiar la escena de la instrumentación en el corto plazo.

4.6.6 Componente de sostenibilidad

Según (SPANCOLD, 2005) y los objetivos de desarrollo sostenible, las presas suponen una infraestructura en ocasiones imprescindible para poder disponer de servicios de suministro de agua potable y generación de energía eléctrica, que pueden no estar disponibles de otra manera, especialmente si los volúmenes de población son importantes. Por otra parte, contribuyen en gran manera a facilitar la gestión integrada del recurso hídrico, ya que por medio de los embalses se permite la diversificación de los usos. Aunado a esto se ha demostrado que los embalses aumentan la resiliencia frente al cambio climático de las cuencas hidrográficas, debido a que permite nivelar los cambios y fluctuaciones que estos pueden ocasionar aguas abajo.

De esta manera, la instrumentación con fines de auscultación de una presa debe verse como una herramienta que permite resguardar un bien muy valioso, esto resulta particularmente obvio en países con escasez del recurso hídrico, pero aún no tan valorado en países tropicales con altos índices de precipitación. Puede pensarse que cada litro que se infiltra es uno que se desperdicia. De esta manera, un correcto plan de instrumentación responde a necesidades de seguridad, pero de manera directa, permite un uso más eficiente del recurso hídrico.

4.7 Conclusiones y recomendaciones

En este capítulo se hace una recopilación a los principales conclusiones y recomendaciones que se han hecho a lo largo del informe, contienen conclusiones basadas en la investigación bibliográfica que fue necesaria realizar para este informe y basado en los resultados obtenidos para la instrumentación de la presa de El Salto.

4.7.1 Conclusiones

1. A partir de los resultados de estabilidad y análisis de flujo en el cuerpo de la presa para escenarios en condición estática, dinámica, de flujo estacionario y flujo transitorio se determinó que la presa es estable para las condiciones de diseño teóricas.
2. Los programas de simulación dan una vista general del comportamiento y posible respuesta del suelo, pero no dejan de ser datos que son producto de la teoría y al ser recolectados de manera puntual no necesariamente describen las condiciones reales. Es acá donde la instrumentación geotécnica permite dar una respuesta del momento lo que permite la toma de decisiones basadas en evidencias.
3. A pesar de encontrarse que la presa es estable a nivel teórico, es necesario indicar que la instrumentación geotécnica se justifica por múltiples factores que no pueden ser analizados con modelos de equilibrio límite o análisis de flujo y responden a las inspecciones visuales, necesidad de garantizar la seguridad operacional, como herramienta de protección legal y ante seguros.

4. Los programas de auscultación son obligatorios en presas de categorización con riesgo alto, en presas antiguas es exigido la observación y control de magnitudes de los parámetros de interés en función del nivel del riesgo.
5. El enfoque en la actualización de instrumentación de presas antiguas siempre está enfocado a garantizar las condiciones de seguridad durante la operación y el envejecimiento de la presa y en algunos casos es debido a la necesidad de reforzar zonas con incertidumbre.
6. En muchos casos la instrumentación es valiosa para la determinación del desempeño correcto de la presa, pero en otros escenarios es posible que la instrumentación pueda mostrar deficiencias en el diseño que obliguen a tomar acciones correctivas cuando se alcancen ciertos umbrales de atención o alarma.
7. No existen reglas predeterminadas para la definición de la cantidad de instrumentos a monitorear en una presa, esta se realiza basado en que responda a una necesidad específica de seguridad de la presa.
8. Los equipos de medición manuales resultan los más confiables en sus mediciones y con tiempos de vida cercano a la vida útil de las presas, sin embargo, requieren de personal permanente que registre sus valores debido a la dificultad que existe en su automatización.
9. La vida útil de los equipos eléctricos y electrónicos no es superior a los 20 años, en contra posición la vida útil de la presa es de hasta 100 años, por lo que es necesario contemplar planes de actualización de equipo aproximadamente cada dos décadas.
10. Se ha propuesto un plan de instrumentación de las condiciones hidráulicas de la presa compuesta por 17 piezómetros de cuerda vibrante, dos piezómetros abiertos, un medidor del nivel del embalse, un aforador para la medición de filtraciones, dos

acelerógrafos y el equipo apropiado para la recolección y transmisión de la información.

11. Se ha estimado un presupuesto preliminar del costo de los equipos y su instalación, el cual puede rondar \$ 412 800.00.
12. Los costos de instrumentar y las dificultades técnicas que genera la instalación de nueva instrumentación son costos asumibles y recuperables en consideración de la información que genera un programa de auscultación.

4.7.2 Recomendaciones

8. Para un diseño más detallada es requerido una investigación geotécnica más amplia, que permita determinar las propiedades geotécnicas en varios puntos de la presa y no únicamente en uno.
9. Se deben implementar análisis de sensibilidad de las diferentes componentes para evaluar su efecto en el resultado final.
10. La instrumentación de una presa es una labor que debe ser abordada de manera multidisciplinaria.
11. Debido a la necesidad de realizar perforaciones en el núcleo, lo cual no es recomendable realizar sin tomar altas previsiones en la estabilidad de la presa, se recomienda la implementación de piezómetros totalmente inyectados (fully grouted), debido que minimiza el daño que se genera durante la perforación y esta es la principal razón por la que no se recomienda la perforación.
12. Debido al acelerado avance de la tecnología en todos los ámbitos es necesario estar atentos a los cambios que se pueden influir en la instrumentación.
13. Es necesario convencer a los propietarios de las represas del gran aporte que significa la instrumentación en la toma de decisiones de una presa, y como la falta de información obliga a tomar medidas que pueden significar más costosas que un plan de instrumentación.

4.8 Fuentes de consulta

- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2009). *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Avilés, E. (2022). *Notas de clases*. San José: Curso de diseño de presas de tierra. Tema 13 Instrumentación y Monitoreo.
- Barton, N. R., & Grimstad, E. (2014). *Tunnel and cavern support selection in Norway, based on rock mass classification with the Q-system*. Norway: ResearchGate.
- Campbell Scientific. (2020). *Catálogo de equipo*. San José: Campbell SCI.
- Chern, J. C., Yu, C. W., & Shiao, F. Y. (1998). *Tunnelling in squeezing ground and support estimation*. Taipei: Proc. reg. symp. sedimentary rock engineering 192-202 pp.
- Das, B. (2008). *Fundamentals of Geotechnical Engineering*. United States: RPK Editorial
- Dunnicliff, J. (1988). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. Massachusetts: John Wiley & Sons, Inc.
- Geokon. (2022). *Piezometers & pressure transducers*. United States: Geokon trusted measurements.
- González De Vallejo, L. (2002). *Ingeniería Geológica*. España: Pearson Prentice Hall.
- Grado Lucena, R. (2015). *Análisis de redes de flujo en presas de materiales sueltos*. Zaragoza: Trabajo de fin de grado. Universidad de Zaragoza.
- ICOLD. (2018). *Dam Surveillance Guide*. París: Taylor & Francis.
- ITA-AITES. (1991). *Report on the damaging effects of water on tunnels during their working life*. Great Britain: ITA Report.
- SPANCOLD. (2005). *Guías técnicas de seguridad de presas: Seguridad de presas*. Madrid: Comité Nacional Español de Grandes Presas.
- State Government of Victoria. (18 de Noviembre de 2019). *MetroTunnel*. Obtenido de Building the Metro Tunnel: metro.tunnel.vic.gov.au

4.9 Anexo 10: Memoria de cálculo del análisis en Slide para la sección máxima

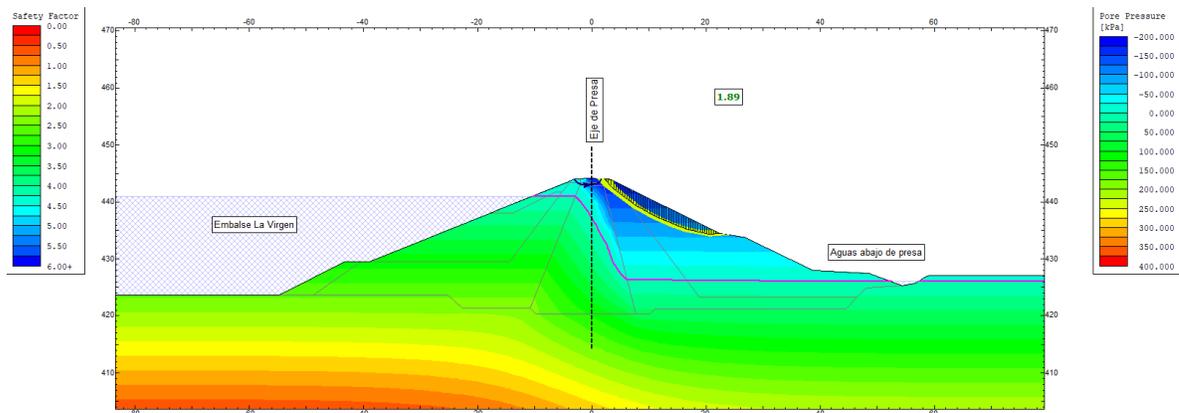


Figura 4.16. Avenida máxima probable flujo estacionario

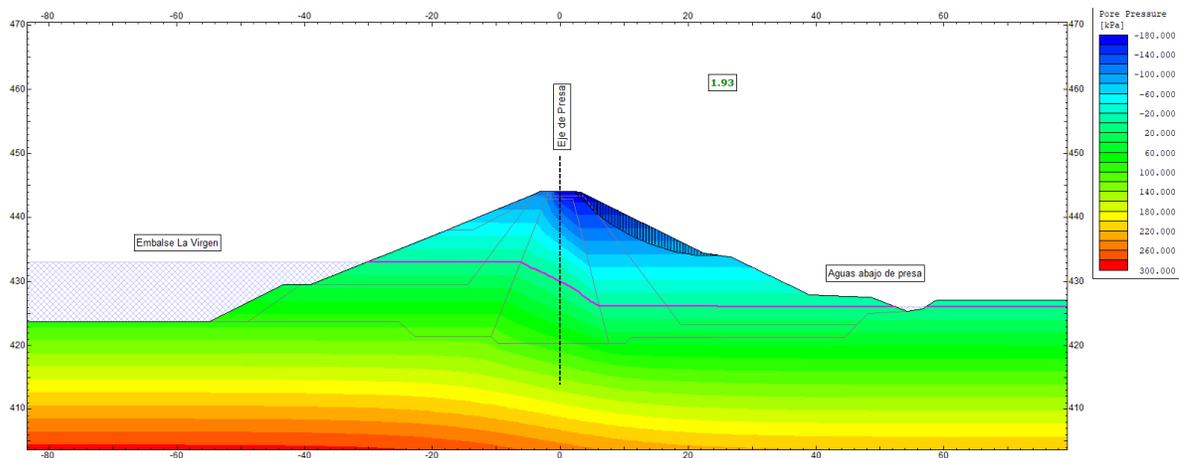


Figura 4.17. Nivel mínimo del embalse flujo estacionario

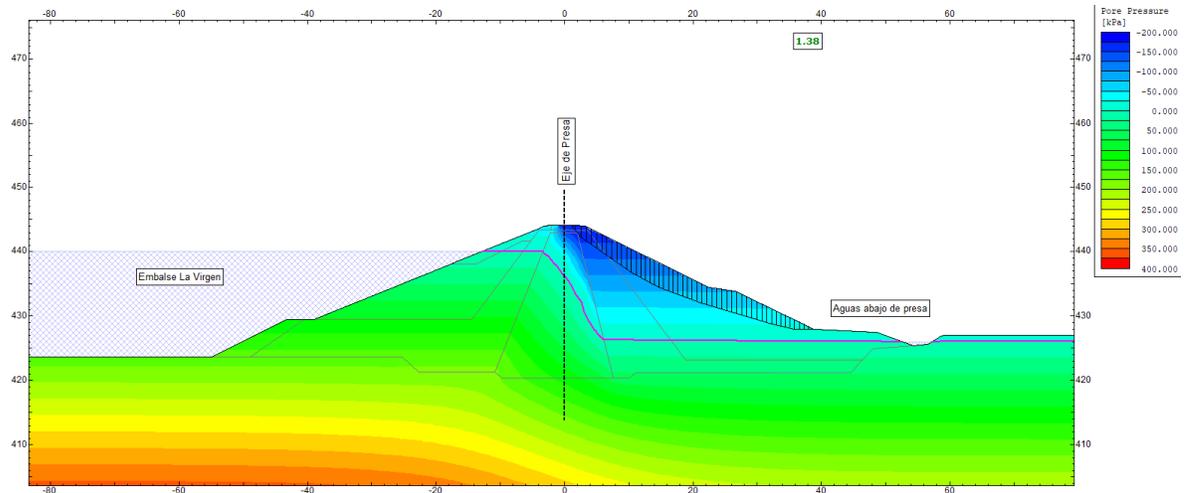


Figura 4.18. Nivel máximo del embalse flujo estacionario, pseudoestático (0.15g)

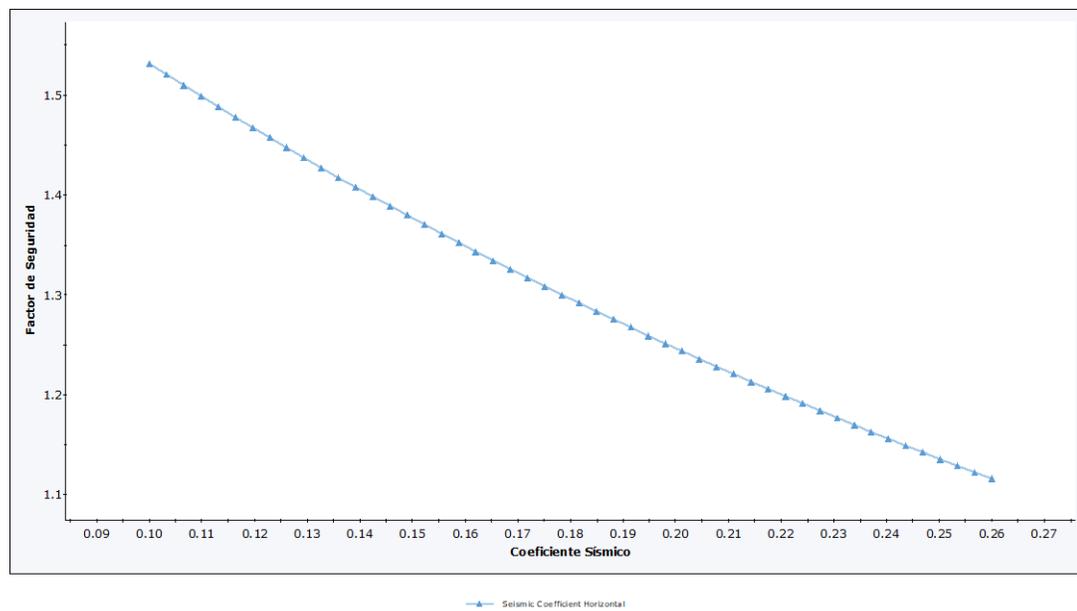


Figura 4.19. Análisis de sensibilidad para el coeficiente sísmico y factor de seguridad

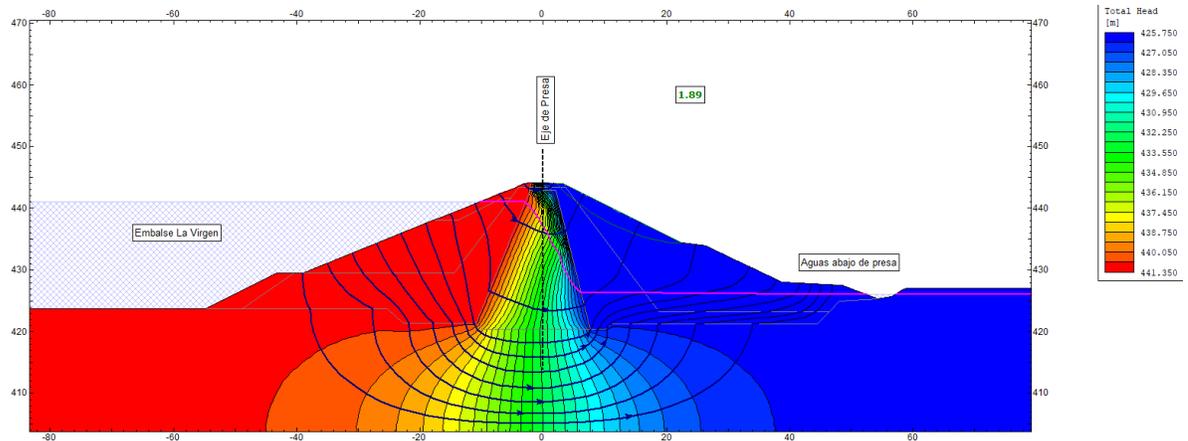


Figura 4.20. Red de flujo para flujo estacionario con nivel máximo

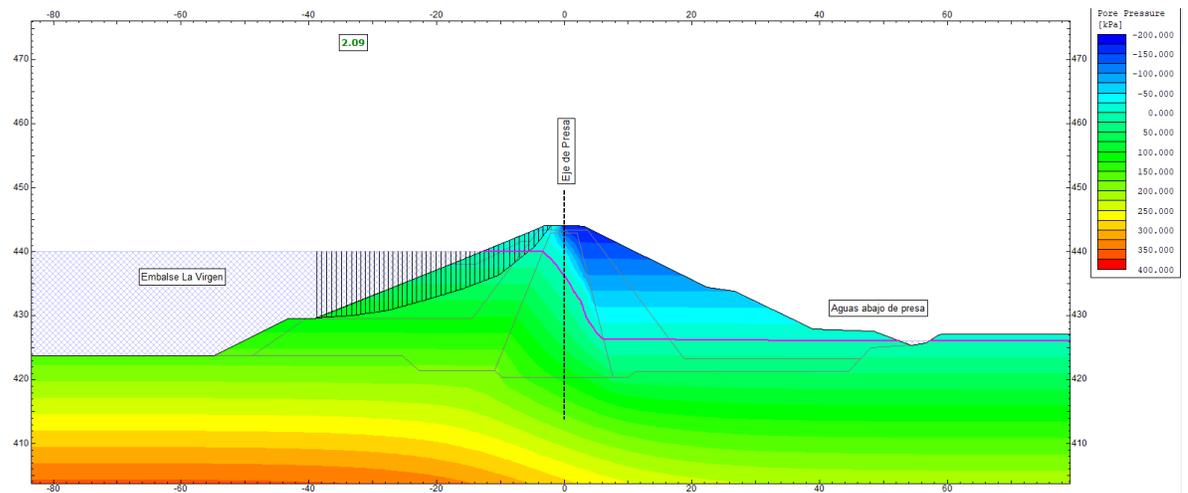


Figura 4.21. Desembalse rápido cota 441 msnm, flujo transitorio

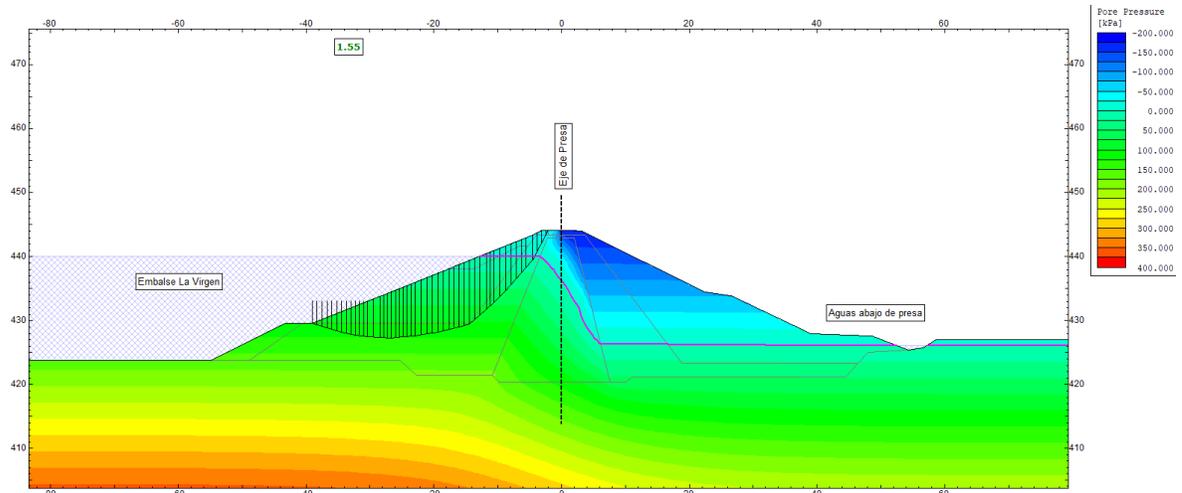


Figura 4.22. Desembalse rápido cota 433 msnm, flujo transitorio

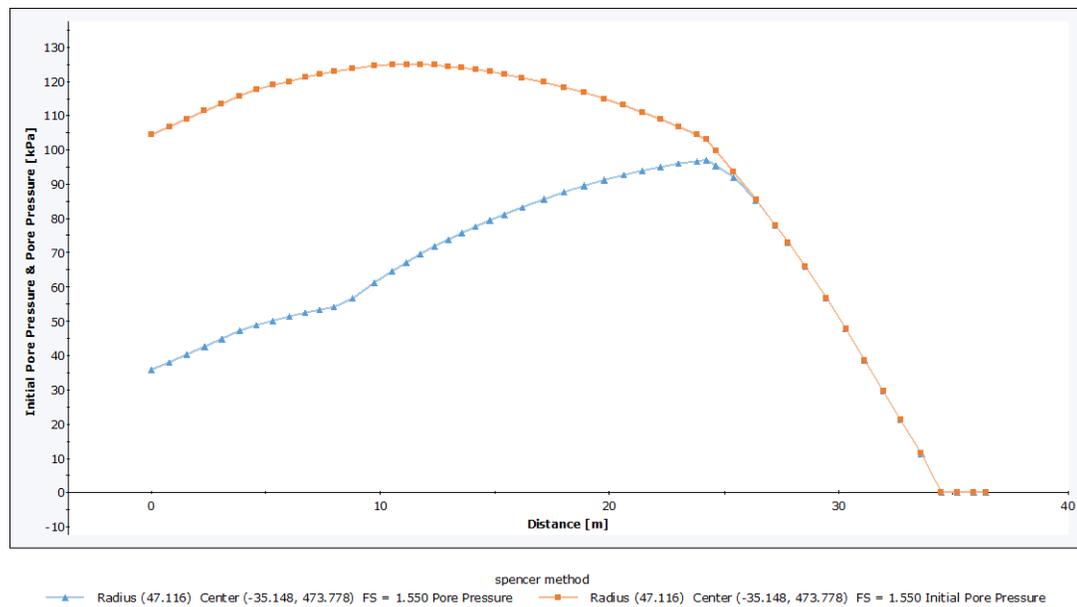


Figura 4.23. Presión de poro inicial vs presión de poro final producto del desembalse rápido, flujo transitorio

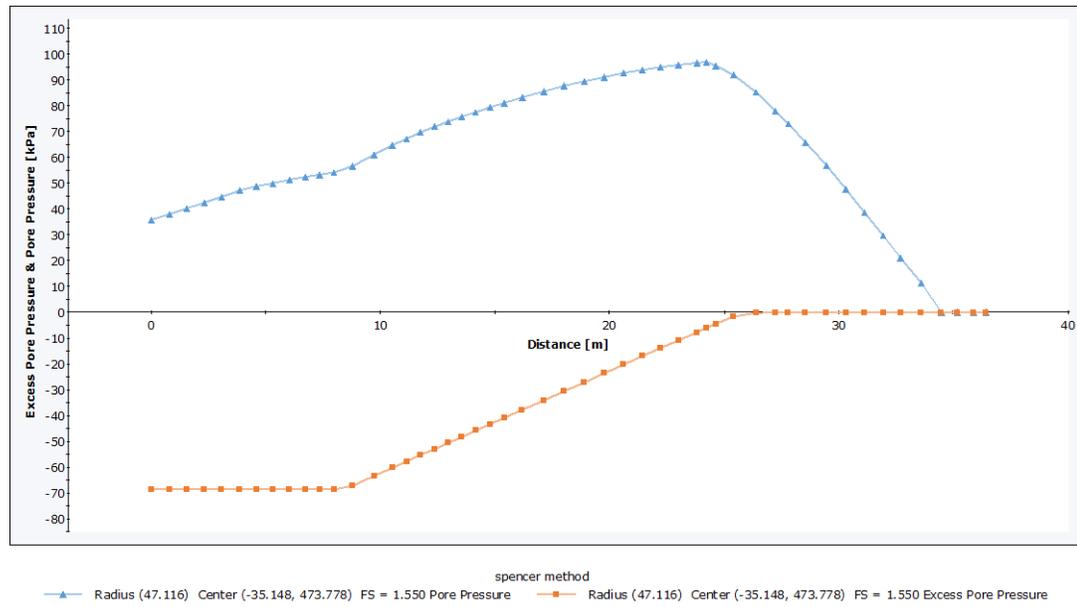


Figura 4.24. Presión de poro final vs exceso de presión de poro negativa producto del desembalse rápido, flujo transitorio

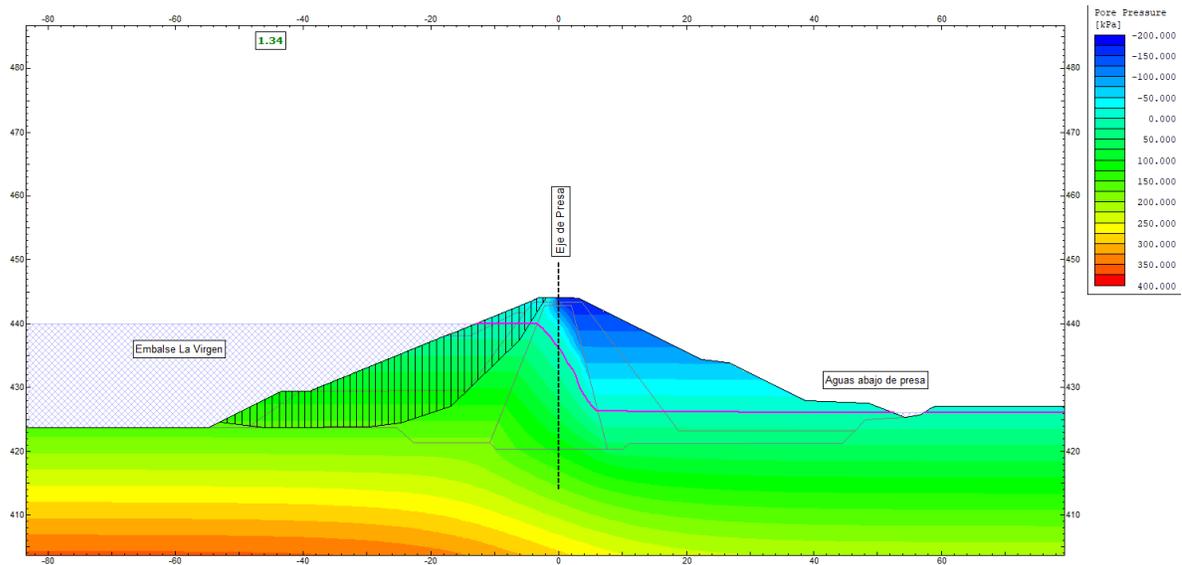


Figura 4.25. Desembalse rápido nivel máximo, flujo transitorio

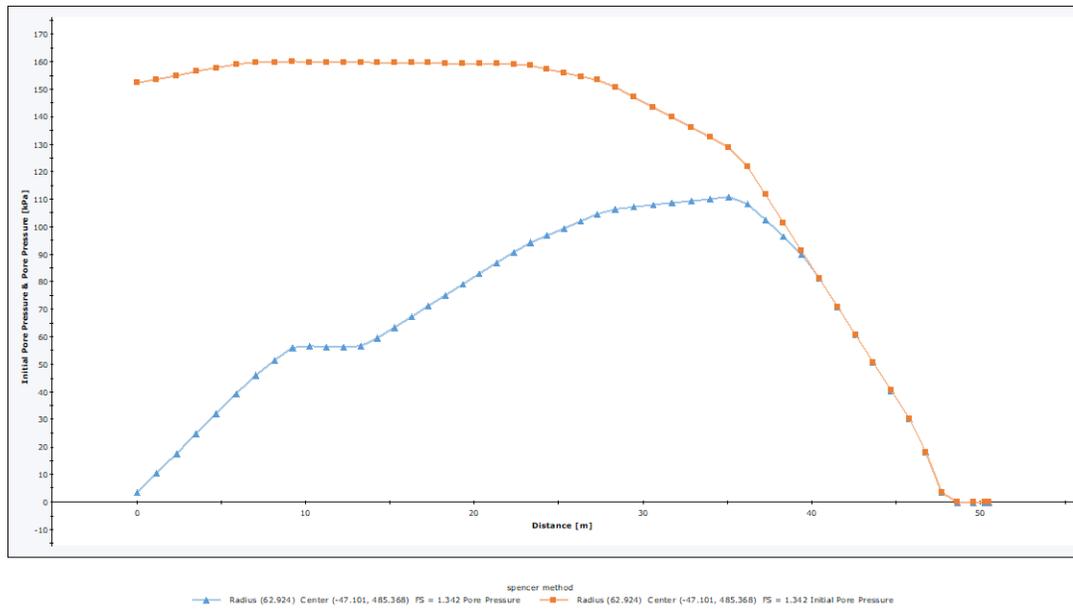


Figura 4.26. Presión de poro inicial vs presión de poro final producto del desembalse rápido, flujo transitorio

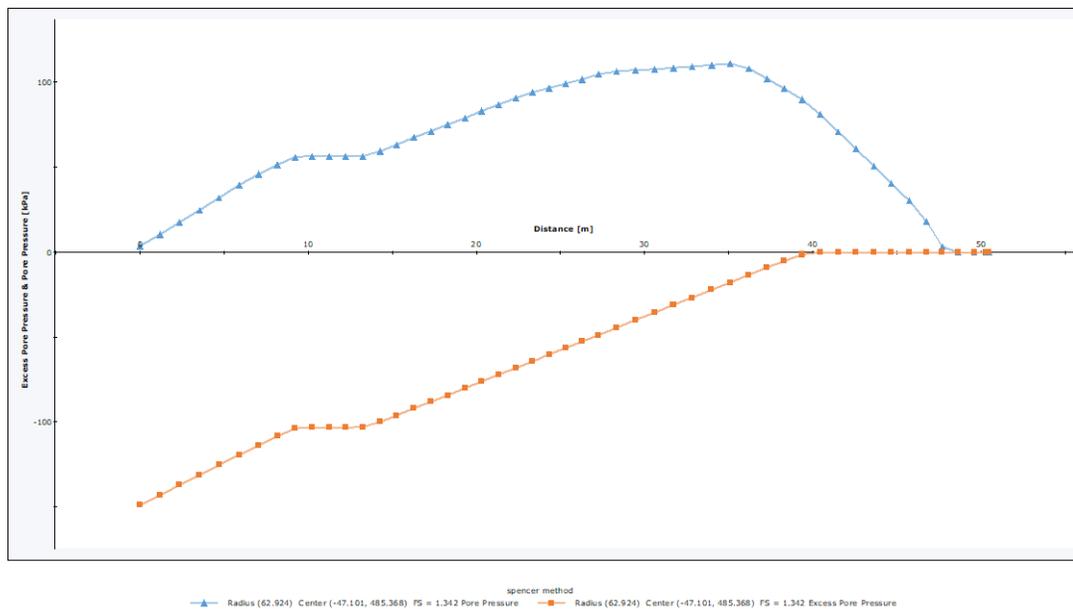


Figura 4.27. Presión de poro final vs exceso de presión de poro negativa producto del desembalse rápido, flujo transitorio

4.10 Anexo 11: Planos de diseño

Los planos se han adjunto a continuación.

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSGRADOS

TALLER DE DISEÑO IV

DISEÑO GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE ACTUALIZACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN DEL CUERPO DE UNA PRESA EN EL SALTO, NICARAGUA.

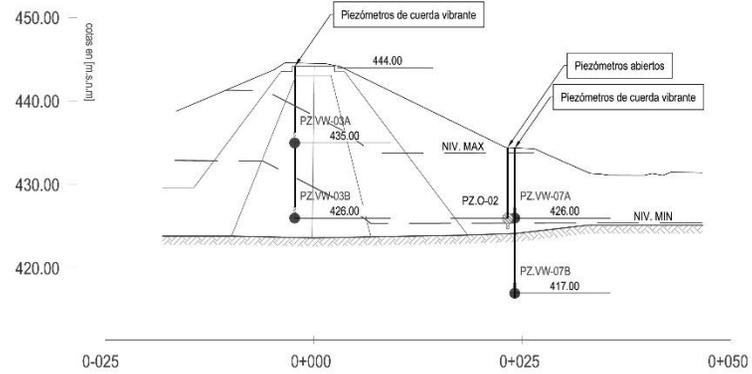
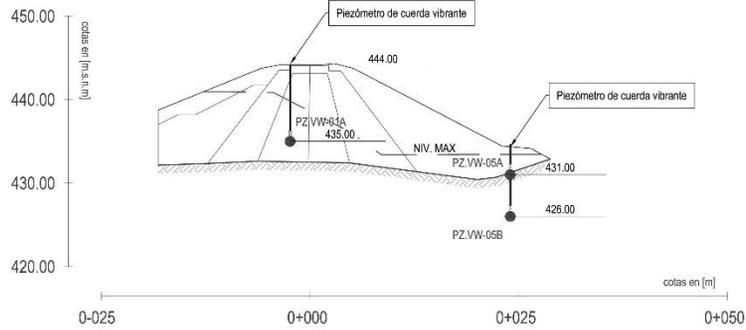
LÁMINA	TÍTULO	CONTENIDO
001	PORTADA	PORTADA
002	PLANTA DE INSTRUMENTACIÓN	PLANTA DE UBICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN
003	PERFILES DE INSTRUMENTACIÓN	PERFILES DEL EQUIPO DE INSTRUMENTACIÓN
004	DETALLES DE INSTALACIÓN	DETALLES DE LOS EQUIPOS Y SU INSTALACIÓN
005	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Proyecto:		
DISEÑO GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE ACTUALIZACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN DEL CUERPO DE UNA PRESA EN EL SALTO, NICARAGUA.		
Blanco:		
No. 1011-18-0000-0000-0000		
Escala de:		
1:1000		
Ejecutor:	Fecha:	Jefe de:
10/10/2018	10/10/2018	10/10/2018

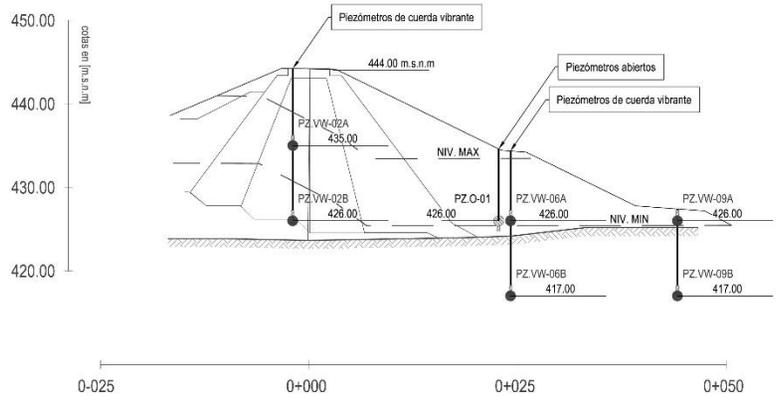


SECCIONES TÍPICAS DE INSTRUMENTACIÓN EN LA PRESA

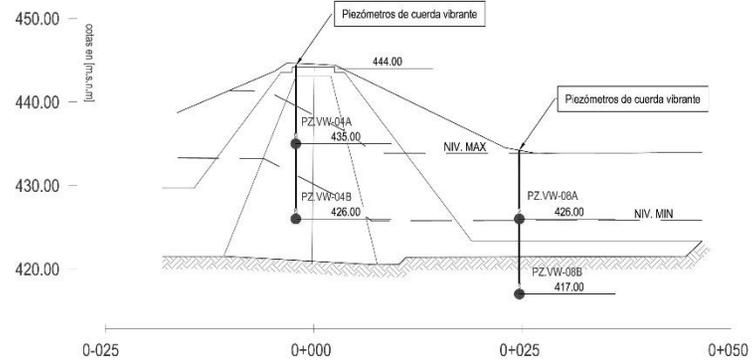
ESCALA 1:500



SECCIÓN A-A



SECCIÓN C-C

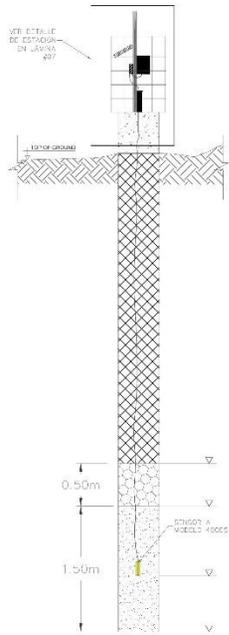


SECCIÓN B-B

PERFIL
ESC.: 1-250

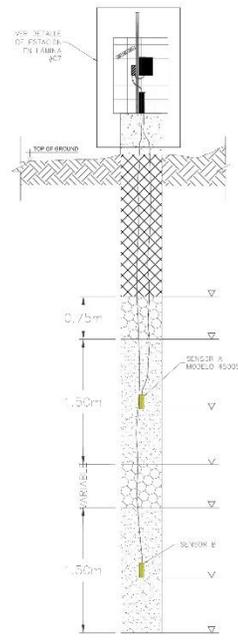
Proyecto:		
OBRA: REFINANCIAMIENTO Y PROPIEDAD DE ACTUALIZACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN DEL CUERPO DE DAMNIFICACIÓN DEL CORTO DE SAN RAFAEL EN LA CARRERA 1000000		
Ubicación:		
Proyecto: FIDIC (FIDIC) - C-3456		
Contrato:		
Sistema de Instrumentación:		
Estado:	Fecha:	Link:
11/18/2024	Jul-2024	11/18/2024

1 DETALLE INSTALACIÓN DE PIEZOMETRO



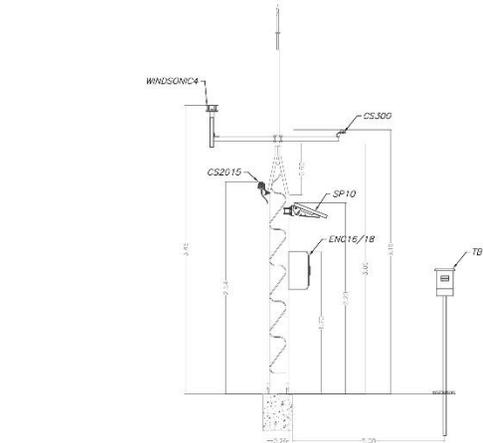
PZVW A 01
DETALLE #1

2 DETALLE INSTALACIÓN DE PIEZOMETRO MULTINIVEL

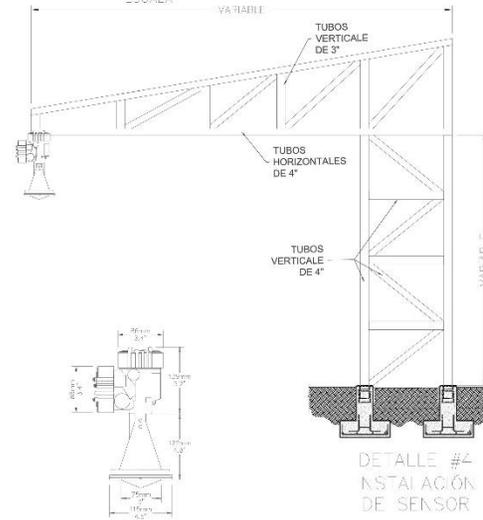


PZVW A/B
DETALLE #2

3 DETALLE INSTALACIÓN DE EST. METEOROLÓGICA



1 OBRA CIVIL MONUMENTOS SIN ESCALA



DE ALLE #6
SENSOR 4500S

DOSIFICACIONES POR PESO			
CEMENTO	BENTONITA	AGUA	FL. 28 (DÍAS) (kg/cm ²)
1	0.45	2	12

NOTAS TÉCNICAS

- EL DIÁMETRO DE PERFORACIÓN DE LOS SONDOS PARA LA INSTALACIÓN DE LOS PIEZÓMETROS DEBERÁ SER COMO MÍNIMO DE 75mm Y ESTOS SE REALIZARÁN DE MANERA VERTICAL.
- LA PERFORACIÓN DEBERÁ TENER REVESTIMIENTO A LO LARGO DE TODA SU LONGITUD.
- SE DEBERÁ PRESENTAR LOS PROCEDIMIENTOS DE MONTAJE DE LOS PIEZÓMETROS PARA LOS APROBACIONES DE LA ENL.
- LOS CABLES DE LOS INSTRUMENTOS DEBERÁN SER LOS RECOMENDADOS POR EL FABRICANTE DEL INSTRUMENTO.

SIMBOLOGIA



NOTAS TÉCNICAS

- EL ACCELERÓGRAFO DEBERÁ TENER UN RANGO DE 4-2g, COMPATIBLE CON SOFTWARE ESTÁNDAR DE LA INDUSTRIA COMO EARTHWORKM DEL QUE ADMITA INTERFAZ DE DATOS SERIAL/USB, PANTALLA LCD, ETHERNET (10/100/1000 BASE T5) CON ALIMENTACIÓN A TRAVÉS DE ETHERNET PoE, WIFI.
- EL ACCELERÓGRAFO DEBERÁ TENER UNA FUENTE DE ALIMENTACIÓN AISLADA PARA FUNCIONAMIENTO DE 10 36 V. COMPATIBLE CON SCRYAM.

Proyecto:		
OBRA DE DISEÑO Y PROYECTO DE ACTUALIZACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN DEL CENTRO CIVIL METEOROLÓGICO		
Ubicación:		
Firma del Proyecto: C-3456		
Construcción:		
Fecha de Emisión del Documento:		
Estado:	Fecha:	Link:
11/2024	JUN-2025	10/21