

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSGRADO

DISEÑO DE CUATRO OBRAS GEOTÉCNICAS: (I) DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN MEDIANTE UNA LOSA DE FUNDACIÓN PARA UNA ESTRUCTURA DE ENTREGA VERTEDORA AL EMBALSE EL LLANO; (II) ESTABILIZACIÓN DE POZO VERTICAL ADYACENTE A LA ESTRUCTURA DE ENTREGA VERTEDORA AL EMBALSE EL LLANO; (III) DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO TEMPORAL PARA UN TÚNEL PARA EL TRASIEGO DE AGUA POTABLE; (IV) ESTABILIZACIÓN DE LOS TALUDES QUE CONFORMAN EL PORTAL DE SALIDA DE UN TÚNEL DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE.

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

ROY GERARDO RUIZ VÁSQUEZ

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Costa Rica

2022

Dedicatoria

Este trabajo está dedicado en primer lugar a Dios por darme la sabiduría, la energía y sobre todo la salud para llegar a buen puerto en cada uno de estos Talleres Aplicados. A mi esposa Ana Leticia Solano Castro por el tiempo brindado a lo largo de toda la Maestría, su apoyo y ante todo su comprensión y por supuesto a toda mi familia, quienes forjaron en mi la persona que soy hoy.

Agradecimientos

A todo el cuerpo de profesores (as) que sirvieron de guía durante toda la Maestría, en especial a la Profesora M.Sc. Ana Lorena Monge Sandí por su tiempo brindado, su guía y su asesoría durante todo el desarrollo de estos cuatro Talleres Aplicados.

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

M.Sc. Marco Tapia Balladares
Representante de la Decana del Sistemas de Estudios de Posgrado

M.Sc. Ana Lorena Monge Sandí
Profesora Guía

M.Sc. Marcia Cordero Sandí
Lectora

M.Sc. Eduardo Avilés Madrigal
Lector

M.Sc. Óscar Calvo Carranza
Representante del Director del Programa de Posgrado en Ingeniería Civil

Roy Gerardo Ruiz Vásquez
Sustentante

Índice General

Dedicatoria	ii
Agradecimientos	iii
Hoja de Aprobación.....	iii
Índice General	v
Resumen Taller Aplicado I.....	xi
Resumen Taller Aplicado II.....	xii
Resumen Taller Aplicado III.....	xiii
Resumen Taller Aplicado IV	xiv
Índice de Cuadros.....	xv
Índice de Figuras	xxvii
1. CAPÍTULO 1: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA LA ESTRUCTURA DE ENTREGA VERTEDORA AL EMBALSE EL LLANO	1
1.1 Introducción	1
1.1.1 Planteamiento del problema	1
1.1.2 Objetivos	4
1.1.3 Importancia	5
1.1.4 Alcance	5
1.1.5 Limitaciones	6
1.1.6 Metodología.....	7
1.2 Marco Teórico	11
1.2.1 Tipos de Cimentaciones	11
1.2.2 Medio Soportante y Tipos de Suelos	12
1.2.3 Capacidad Soportante.....	12
1.2.4 Cimentaciones Superficiales	17
1.2.5 Cimentaciones Profundas con Micropilotes	22
1.2.6 Métodos de elemento finito (MEF).....	30
1.2.7 Monitoreo e Instrumentación.....	32
1.3 Caracterización del Proyecto y Modelo Geotécnico	40
1.3.1 Descripción general del proyecto	40
1.3.2 Geología regional	42

1.3.3 Geología local	48
1.3.4 Obtención de las propiedades de los materiales	50
1.3.5 Modelo geotécnico	58
1.3.6 Modelación numérica del sitio y análisis de resultados	61
1.4 Diseño de la Obra	85
1.4.1 Estimación de la capacidad de soporte de los materiales	85
1.4.2 Revisión y análisis del dimensionamiento de los tipos de fundación	99
1.5 Especificaciones Técnicas.....	114
1.5.1 Materiales	114
1.5.2 Propuesta de instrumentación.....	115
1.6 Presupuesto Detallado	121
1.7 Conclusiones	124
1.8 Recomendaciones	126
1.9 Referencias.....	127
1.10 Anexos - Planos del diseño geotécnico	129
2. CAPÍTULO 2: DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DE UN POZO VERTICAL ADYACENTE A LA ESTRUCTURA DE ENTREGA AL EMBALSE EL LLANO	135
2.1 Introducción	135
2.1.1 Planteamiento del problema	135
2.1.2 Objetivos	138
2.1.3 Importancia	139
2.1.4 Alcance	139
2.1.5 Limitaciones	140
2.1.6 Metodología	141
2.2 Marco Teórico	145
2.2.1 Empujes sobre el Terreno	145
2.2.2 Criterios de diseño para la estabilidad en taludes y laderas.....	152
2.2.3 Métodos de análisis de estabilidad y tipos de rupturas	157
2.2.4 Método de equilibrio límite	160
2.2.5 Sistemas de protección en la estabilización de taludes y laderas	161
2.2.6 Consideraciones en el diseño de los anclajes pasivos	165
2.2.7 Consideraciones en el diseño de los anclajes activos	170
2.2.8 Monitoreo e instrumentación.....	173

2.3 Caracterización del Proyecto y Modelo Geotécnico	179
2.3.1 Descripción general del proyecto	179
2.3.2 Geología regional	181
2.3.3 Geología local	187
2.3.4 Obtención de las propiedades de los materiales	189
2.3.5 Modelo geotécnico	196
2.4 Desarrollo del Diseño y Análisis de Resultados.....	199
2.4.1 Estimación de la presión activa	199
2.4.2 Propuesta de estabilización utilizando anclajes pasivos sin la modificación de la ladera natural	204
2.4.3 Propuesta de estabilización utilizando anclajes activos sin la modificación de la ladera natural	209
2.4.4 Propuesta de estabilización utilizando anclajes pasivos modificando el terreno natural	218
2.4.5 Propuesta de excavación mediante taludes temporales aguas abajo del pozo de compuertas	225
2.5 Especificaciones Técnicas.....	230
2.5.1 Materiales	230
2.5.2 Proceso constructivo.....	231
2.5.3 Propuesta de instrumentación.....	232
2.6 Presupuesto Detallado.....	236
2.7 Conclusiones	240
2.8 Recomendaciones	243
2.9 Referencias.....	244
2.10 Anexos - Planos del diseño geotécnico	245
3. CAPÍTULO 3: DISEÑO GEOTÉCNICO DEL SOSTENIMIENTO TEMPORAL DE UN TÚNEL PARA TRASEGAR AGUA POTABLE	252
3.1 Introducción	252
3.1.1 Planteamiento del problema	252
3.1.2 Objetivos	254
3.1.3 Importancia	255
3.1.4 Alcance	256
3.1.5 Limitaciones	257
3.1.6 Metodología.....	257

3.2 Marco Teórico	261
3.2.1 Definición y nomenclatura de un túnel.....	261
3.2.2 Sistemas de clasificaciones geomecánicas.....	262
3.2.3 Estimación de los parámetros de resistencia al corte y deformabilidad del macizo rocoso	273
3.2.4 Método convencional para la excavación de túneles.....	279
3.2.5 Sistemas de sostenimiento	282
3.2.6 Tipos de comportamientos para túneles excavados por el método convencional	290
3.2.7 Tiempo de auto sostenimiento a partir de métodos empíricos	299
3.2.8 Monitoreo y control	300
3.2.9 Método de los elementos finitos	302
3.3 Caracterización del proyecto y modelo geotécnico.....	305
3.3.1 Descripción general del proyecto	305
3.3.2 Geología regional	306
3.3.3 Geología local	311
3.3.4 Obtención de las propiedades de los materiales	314
3.3.5 Modelo geotécnico	324
3.4 Desarrollo del Diseño y Análisis de Resultados.....	328
3.4.1 Establecimiento del sostenimiento temporal por métodos empíricos	328
3.4.2 Identificación de los principales riesgos geotécnicos durante la excavación	330
3.4.3 Establecimiento de la curva de característica de los materiales excavados.....	333
3.4.4 Análisis de esfuerzos y deformaciones por métodos finitos	342
3.4.5 Estimación del Tiempo de Auto Sostenimiento en Función de la Longitud del Pase y el Valor del RMR	373
3.4.6 Cuadro Resumen con la Propuesta de Sostenimiento a lo Largo del Túnel	375
3.5 Especificaciones Técnicas.....	381
3.5.1 Materiales	381
3.5.2 Propuesta de Instrumentación	382
3.6 Presupuesto Detallado	384
3.7 Conclusiones	386
3.8 Recomendaciones	389
3.9 Referencias.....	390
3.10 Anexos – Planos del diseño geotécnico	392

4. CAPÍTULO 4: DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE LOS TALUDES QUE CONFORMAN EL PORTAL DE SALIDA DE UN TÚNEL DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE	399
4.1 Introducción	399
4.1.1 Planteamiento del problema	399
4.1.2 Objetivos	401
4.1.3 Importancia	402
4.1.4 Alcance	403
4.1.5 Limitaciones	404
4.1.6 Metodología.....	404
4.2 Marco Teórico	408
4.2.1 Criterios de diseño para la estabilidad de taludes y laderas.....	408
4.2.2 Métodos de análisis de estabilidad de taludes y tipos de rupturas.....	412
4.2.3 Sistemas de protección en la estabilidad de taludes y laderas.....	416
4.2.4 Consideraciones en el diseño de los anclajes pasivos	419
4.2.5 Método de equilibrio límite	424
4.2.6 Método de los elementos finitos	425
4.2.7 Método de los desplazamientos sísmicos estimados según Newmark	427
4.2.8 Diseño del sistema de evacuación de las aguas de escorrentía	432
4.2.9 Ensayo dilatométrico de Marchetti, DMT.....	437
4.2.10 Monitoreo e instrumentación.....	442
4.3 Caracterización del proyecto y modelo geotécnico.....	448
4.3.1 Descripción general del proyecto	448
4.3.2 Geología regional	449
4.3.3 Geología local.....	454
4.3.4 Obtención de las propiedades de los materiales	454
4.3.5 Modelo geotécnico	469
4.4 Desarrollo del diseño y análisis de resultados	474
4.4.1 Análisis de estabilidad por medio del método de equilibrio límite	474
4.4.2 Análisis de deformaciones por medio del método de elemento finito	484
4.4.3 Análisis de los desplazamientos sísmicamente inducidos por medio del método de Newmark.....	490
4.4.4 Análisis de deformaciones por medio del método de elemento finito para la aceleración de fluencia.....	502

4.4.5 Diseño del manejo de las aguas de escorrentía	507
4.5 Especificaciones Técnicas.....	520
4.5.1 Materiales	520
4.5.2 Propuesta de Instrumentación	521
4.6 Presupuesto Detallado	525
4.7 Conclusiones	527
4.8 Recomendaciones	531
4.9 Referencias.....	533
4.10 Anexos.....	536
4.10.1 Planos de diseño	536
4.10.2 Salidas del análisis de estabilidad por equilibrio límite	548
4.10.3 Salidas del análisis de esfuerzos y deformaciones.....	560
4.10.4 Salidas del análisis utilizando el método de Newmark.....	567
4.10.5 Salidas del análisis de esfuerzos y deformaciones utilizando la aceleración crítica	577

Resumen Taller Aplicado I

Este trabajo presenta una solución al diseño geotécnico de la cimentación para el caso de una estructura masiva en concreto que permitirá entregar agua proveniente principalmente del río Macho, para dos usos principales: la generación eléctrica y el consumo humano. La entrega del agua tiene como destino el embalse El Llano, ubicado en Orosí, Paraíso, en Cartago.

La obra consiste en una estructura de concreto, que cuenta con un pozo de compuertas, el cual conecta con un túnel ya excavado, llamado túnel Paralelo, que permitirá traer el agua proveniente de una toma de concreto por construir sobre el río Macho. La estructura de entrega al embalse funcionará como un vertedero a canal abierto y realizará la entrega de dos maneras a saber.

La primera de ellas a través de una alcantarilla que continuará el trazado que trae el túnel El Llano, hasta conectar con el embalse. La segunda forma se presentará cuando las compuertas hacia el embalse se encuentren cerradas, lo cual, permitirá que el agua ascienda sobre el pozo de compuertas y ésta sea guiada a través de una tubería de distribución y su remanente vierta sobre una losa de concreto, de un ancho de 13 m y una longitud aproximada de 57 m, que conecta nuevamente con el embalse El Llano. Finalmente, la estructura de conexión con el embalse presentará un puente de un solo carril, para mantener el tránsito sobre la parte superior del embalse El Llano.

El diseño geotécnico de la cimentación de la estructura de entrega al embalse deberá considerar la presencia de dos unidades geotécnicas deformables, como lo son los suelos residuales y los coluvios. A raíz de lo anterior, se deberá de valorar el tipo de cimentación más acorde, que garantice los menores asentamientos permisibles en la losa de concreto, tales como losas flotantes acompañadas rellenos de sustitución con materiales competentes, cimentaciones superficiales y no se descarta el uso de las cimentaciones profundas.

El diseño geotécnico de la cimentación deberá considerar una propuesta de instrumentación sobre la obra, que permita brindar el seguimiento en una etapa de operación a las principales variables de medición, en este caso, la presión de poro y los desplazamientos verticales.

Finalmente, se presentará un presupuesto del costo que se requiere para construir la cimentación de la obra.

Resumen Taller Aplicado II

Este trabajo presenta una solución al diseño geotécnico de la estabilización de un corte vertical en el pozo de compuertas anexo a la estructura de entrega al embalse El Llano. La obra consiste en una estructura de concreto, que cuenta con un pozo de compuertas previamente excavado, el cual conecta con un túnel de igual manera ya excavado, llamado túnel Paralelo, el cual permitirá traer el agua proveniente de una toma de concreto por construir sobre el río Macho.

Como parte de la problemática de este caso, es necesario efectuar una estabilización a un corte vertical dentro del pozo de compuertas adyacente a la Estructura de Entrega al Embalse, que presenta una profundidad de 11,30 m, el cual cuenta con un sostenimiento temporal, compuesto por arcos y concreto lanzado. A la hora de efectuar la excavación temporal para la construcción de la estructura de entrega, una sección del pozo va perder confinamiento lateral, lo que implica el colapso inminente de la obra subterránea si no se toman medidas para garantizar su estabilidad.

Para lograr de igual manera la estabilización del pozo de compuertas, es necesario realizar una estabilización en la ladera natural por encima de la boca del pozo, lo cual hace obligatorio efectuar una excavación localizada y estabilizada mediante la inclusión de pernos pasivos, que permita reducir los empujes dentro del pozo de compuertas.

El diseño geotécnico de la excavación y estabilización a efectuar deberá considerar la presencia de dos unidades geotécnicas deformables y problemáticas, como lo son los suelos residuales y los coluvios. A raíz de lo anterior, se deberá de valorar una propuesta de estabilización, que garantice la seguridad de la obra y de los trabajadores, durante el proceso constructivo de la Estructura de Entrega al Embalse El Llano.

Adicional a lo anterior, se propondrá una excavación temporal para garantizar el espacio para la construcción de la Estructura de Entrega. La propuesta de estabilización será geométrica dado el corto periodo de tiempo que permanecerán descubiertos estos taludes.

El diseño geotécnico de la excavación considerará una propuesta de instrumentación, que permitirá brindar el seguimiento y la seguridad adecuada durante la etapa constructiva de la obra. Finalmente, se presentará un presupuesto del costo que se requiere para lograr la estabilidad tanto del pozo como de la ladera por encima del mismo.

Resumen Taller Aplicado III

Este trabajo presenta el diseño geotécnico de un túnel de 4600 m de longitud y de un diámetro equivalente de 4,30 m, el cual será empleado para trasegar agua potable desde el embalse El Llano. La obra consiste en una estructura subterránea a ser diseñada en un medio geológico complejo, conformado por rocas de origen ígneo y sedimentario, además de la presencia de varias fallas geológicas a lo largo del alineamiento del túnel, que cortan la obra subterránea de forma transversal y oblicua.

El diseño geotécnico del túnel consiste en establecer adecuadamente el modelo geotécnico, con una caracterización tanto de los parámetros de la roca intacta como del macizo rocoso, lo cual permite aplicar diferentes metodologías de clasificación geomecánica, así como el establecimiento de los principales parámetros de deformabilidad y de resistencia al corte para los diferentes materiales, que permiten ser empleados posteriormente en el diseño geotécnico del soporte temporal.

El diseño geotécnico del túnel está enfocado en establecer el soporte temporal necesario para garantizar la convergencia adecuada de los materiales que conforman las diferentes unidades geotécnicas identificadas a lo largo de todo el trazado del túnel, lo cual permita posteriormente conceptualizar y diseñar el revestimiento final.

Debido a la heterogeneidad de los materiales y la presencia de fallas geológicas que afectan a los materiales, es necesario llevar a cabo una serie de análisis de esfuerzos y deformaciones en varias secciones transversales, consideradas como críticas, con el objetivo de establecer el soporte temporal del túnel.

El trazado del túnel se caracteriza por presentar sectores de coberturas bajas, medias y altas, además de la presencia de niveles freáticos a considerar, ya que aportan carga hidrostática sobre la corona del túnel.

Resumen Taller Aplicado IV

Este trabajo presenta el diseño geotécnico de una serie de taludes que en su conjunto conforman la excavación de un portal de salida de un túnel que será utilizado para trasegar agua potable. En el sector de mayor altura la excavación presenta una diferencia de elevaciones del orden de 29 m.

El diseño geotécnico de los diferentes taludes que conforman el portal de salida del túnel adquiere un aspecto de importancia alta, debido a la presencia de un medio geológico complejo, con dos fallas geológicas consideradas tectónicamente activas, por lo que se debe de evaluar el comportamiento que pueden experimentar los materiales ante aceleraciones sísmicas importantes.

Se pretende plantear una propuesta de estabilización para los taludes a conformar, considerando en primera instancia realizar un análisis de estabilidad por medio de la técnica de equilibrio límite, seguido de un análisis de esfuerzos y deformaciones para las caras expuestas de los taludes por medio de la técnica de elemento finito, para finalmente efectuar una estimación de los desplazamientos sísmicamente inducidos empleando el método de bloque rígido propuesto por Newmark.

Existe presencia de un nivel freático local que de igual forma se debe de considerar en la propuesta de diseño de la excavación del portal de salida del túnel.

Ante la importancia de la obra y ante comportamientos que pueden experimentar los materiales por la acción de la aceleración sísmica, se establecerá una propuesta de instrumentación que permita monitorear el comportamiento de los materiales durante la fase de operación de los taludes que conforman el portal de salida del túnel.

Finalmente, se incluye una propuesta de diseño para el manejo de todas las aguas de escorrentía que discurren de las diferentes cuencas sobre los taludes que conforman la excavación del portal de salida.

Índice de Cuadros

Cuadro 1.1. Factores de reducción de la capacidad de soporte de los suelos	15
Cuadro 1.2. Factores de seguridad para capacidad de soporte en función de la condición de la carga	16
Cuadro 1.3. Factores de seguridad para cargas excéntricas	16
Cuadro 1.4. Valores del módulo de reacción del suelo y del módulo de reacción vertical para diferentes materiales	19
Cuadro 1.5. Asentamientos admisibles según el tipo de estructura	20
Cuadro 1.6. Valores de la adherencia entre la lechada y los materiales (α_{bond}) a utilizar en el diseño de micropilotes	25
Cuadro 1.7. Factor de eficiencia para grupos de micropilotes en materiales cohesivos.....	27
Cuadro 1.8. Velocidades de onda compresional y de cortante registradas sobre los materiales identificados en el sitio	52
Cuadro 1.9. Resumen de las propiedades elásticas dinámicas obtenidas sobre los materiales	53
Cuadro 1.10. Propiedades de resistencia al corte, obtenida mediante el ensayo de veleta sobre los materiales del tipo suelo residual	54
Cuadro 1.11. Propiedades de resistencia al corte, obtenida mediante el ensayo de veleta sobre los materiales del tipo coluvios en su matriz	54
Cuadro 1.12. Estimación de la densidad total y seca de los diferentes materiales identificados en el entorno de la obra en estudio	55
Cuadro 1.13. Resistencia a la compresión simple y resistencia al corte no drenado para una muestra del suelo residual	55
Cuadro 1.14. Porcentajes de materiales retenidos por tamaño para el caso de los suelos residuales y los coluvios	56
Cuadro 1.15. Límites de Atterberg obtenidos para el caso de los suelos residuales y los coluvios .	56
Cuadro 1.16. Obtención del ángulo de fricción de los materiales tipo suelos residuales y los coluvios	57
Cuadro 1.17. Propiedades inferidas para el caso de los materiales a utilizar como relleno de sustitución.....	58
Cuadro 1.18. Propiedades de los materiales que integran cada una de las unidades geotécnicas identificadas.....	59

Cuadro 1.19. Cargas permanentes que intervienen en la sección de análisis 1-1 asociadas al puente y muros laterales.....	62
Cuadro 1.20. Cargas permanentes y temporales que intervienen en la sección de análisis asociadas a la losa de cimentación y al relleno de aproximación externo a los muros	62
Cuadro 1.21. Comparación entre los puntos de observación colocados sobre la superficie del terreno en la sección transversal analizada	67
Cuadro 1.22. Desplazamientos relativos entre etapas sucesivas del análisis de deformaciones.....	68
Cuadro 1.23. Cargas permanentes que intervienen en la sección de análisis 2-2 asociadas a los muros laterales de concreto y la losa de cimentación.....	70
Cuadro 1.24. Cargas temporales que intervienen en la sección de análisis 2-2 asociadas a la variación en los niveles de oscilación del embalse sobre la losa de cimentación.....	70
Cuadro 1.25. Comparación entre los puntos de observación colocados sobre la superficie del terreno en la sección transversal analizada	75
Cuadro 1.26. Desplazamientos relativos entre etapas sucesivas del análisis de deformaciones.....	76
Cuadro 1.27. Cargas permanentes que intervienen en la sección de análisis 3-3 asociadas a los muros laterales de concreto y la losa de cimentación.....	78
Cuadro 1.28. Cargas temporales que intervienen en la sección de análisis 3-3 asociadas a la variación en los niveles de oscilación del embalse sobre la losa de cimentación y el terreno natural.....	79
Cuadro 1.29. Comparación entre los puntos de observación colocados sobre la superficie del terreno en la sección transversal analizada	82
Cuadro 1.30. Desplazamientos relativos entre etapas sucesivas del análisis de deformaciones.....	83
Cuadro 1.31. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte para el caso de la fundación tipo 1.....	87
Cuadro 1.32. Estimación de la capacidad de soporte admisible para el tipo de fundación 1 según la ecuación 4.3 del CCCR año 2009.....	88
Cuadro 1.33. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte para el caso de la fundación tipo 2.....	89
Cuadro 1.34. Estimación de la capacidad de soporte admisible para el tipo de fundación 2 según la ecuación 4.3 del CCCR año 2009.....	90
Cuadro 1.35. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte para el caso de la fundación tipo 3.....	91

Cuadro 1.36. Estimación de la capacidad de soporte admisible para el tipo de fundación 3 según la ecuación 4.3 del CCCR año 2009	92
Cuadro 1.37. Estimación de la presión bajo el relleno de sustitución para el tipo de fundación 3..	92
Cuadro 1.38. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte para el caso de la unidad geotécnica 2.....	92
Cuadro 1.39. Parámetros a utilizar en la estimación de la capacidad de soporte de los materiales presentes por debajo del relleno de sustitución	93
Cuadro 1.40. Estimación de la capacidad de soporte de los materiales por debajo del relleno de sustitución.....	93
Cuadro 1.41. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte para el caso de la fundación tipo 4.....	94
Cuadro 1.42. Estimación de la capacidad de soporte admisible para el tipo de fundación 4 según la ecuación 4.3 del CCCR año 2009.....	95
Cuadro 1.43. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte para el caso de la fundación tipo 5.....	96
Cuadro 1.44. Correcciones a los factores de carga tanto por la forma del cimiento como por la inclinación de la base de la cimentación sobre la ladera.....	97
Cuadro 1.45. Estimación de la capacidad de soporte admisible para el tipo de fundación 5 según la ecuación 4.3 del CCCR año 2009.....	97
Cuadro 1.46. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte para el caso de la fundación tipo 6.....	98
Cuadro 1.47. Estimación de la capacidad de soporte admisible para el tipo de fundación 6 según la ecuación 4.3 del CCCR año 2009.....	99
Cuadro 1.48. Magnitudes de las cargas de trabajo que se alcanzan para la fundación tipo 1.....	100
Cuadro 1.49. Magnitudes de las cargas de trabajo que se alcanzan para la fundación tipo 2.....	102
Cuadro 1.50. Magnitudes de las cargas de trabajo que se alcanzan para la fundación tipo 3.....	103
Cuadro 1.51. Magnitudes de las cargas de trabajo que se alcanzan para la fundación tipo 4.....	105
Cuadro 1.52. Magnitudes de las cargas de trabajo que se alcanzan para la fundación tipo 5.....	107
Cuadro 1.53. Magnitudes de las cargas de trabajo que se alcanzan para la fundación tipo 6.....	109
Cuadro 1.54. Parámetros de control de la calidad para los concretos reforzados de las cimentaciones	114

Cuadro 1.55. Parámetros de control de la calidad para los materiales a emplear como sustituciones	115
Cuadro 1.56. Especificaciones técnicas del piezómetro cuerda vibrante Geokon 4500 HD	116
Cuadro 1.57. Especificaciones técnicas para el filtro de piedra porosa.....	117
Cuadro 1.58. Especificaciones técnicas del indicador de nivel de agua	118
Cuadro 1.59. Especificaciones técnicas del datalogger CR6	119
Cuadro 1.60. Especificaciones técnicas del armario ENC 12/14	120
Cuadro 1.61. Presupuesto detallado de la propuesta de instrumentación	121
Cuadro 1.62. Detalle de los costos totales de las obras de cimentación bajo un escenario hipotético	122
Cuadro 1.63. Detalle de los costos totales de las obras de cimentación bajo un escenario de reutilizar los materiales disponibles.....	123
Cuadro 2.1. Coeficientes dinámicos para distintos tipos de suelos y según el tipo de zona	151
Cuadro 2.2. Niveles de riesgo contra la pérdida de vidas humanas	153
Cuadro 2.3. Niveles de riesgo contra daños económicos o ambientales que puedan presentarse	153
Cuadro 2.4. Factores de seguridad para el diseño y análisis de taludes permanentes y laderas naturales	154
Cuadro 2.5. Factores de seguridad para el diseño y análisis de taludes temporales	155
Cuadro 2.6. Zona sísmica asignada para la provincia de Cartago	155
Cuadro 2.7. Tipos de sitios y sus parámetros geotécnicos	156
Cuadro 2.8. Coeficientes pseudoestáticos horizontales para un periodo de retorno de 475 años .	156
Cuadro 2.9. Coeficientes pseudoestáticos horizontales para un periodo de retorno de 150 años .	156
Cuadro 2.10. Principales métodos de análisis utilizados en la estabilidad de taludes y laderas....	158
Cuadro 2.11. Factores de seguridad recomendados para la construcción y control de anclajes al terreno	168
Cuadro 2.12. Valores de adherencia última suelo-cemento según Schnabel	168
Cuadro 2.13. Resistencia a la extracción según el tipo de material, suelo o roca	173
Cuadro 2.14. Velocidades de onda compresional y de cortante registradas sobre los materiales identificados en el sitio	191
Cuadro 2.15. Resumen de las propiedades elásticas dinámicas obtenidas sobre los materiales ..	192

Cuadro 2.16. Propiedades de resistencia al corte, obtenida mediante el ensayo de veleta sobre los materiales del tipo suelo residual	193
Cuadro 2.17. Propiedades de resistencia al corte, obtenida mediante el ensayo de veleta sobre los materiales del tipo coluvios en su matriz	193
Cuadro 2.18. Estimación de la densidad total y seca de los diferentes materiales identificados en el entorno de la obra en estudio	194
Cuadro 2.19. Resistencia a la compresión simple y resistencia al corte no drenado para una muestra del suelo residual	194
Cuadro 2.20. Porcentajes de materiales retenidos por tamaño para el caso de los suelos residuales y los coluvios	195
Cuadro 2.21. Límites de Atterberg obtenidos para el caso de los suelos residuales y los coluvios	195
Cuadro 2.22. Obtención del ángulo de fricción de los materiales tipo suelos residuales y los coluvios	196
Cuadro 2.23. Propiedades de los materiales que integran cada una de las unidades geotécnicas identificadas	197
Cuadro 2.24. Estimación de la fuerza de tensión a utilizar en los anclajes pasivos de la propuesta de estabilización sin la modificación de la ladera natural por encima del pozo de compuertas	204
Cuadro 2.25. Resumen de los factores de seguridad obtenidos en el análisis de estabilidad del pozo de compuertas utilizando como sostenimiento anclajes pasivos sin modificar la ladera natural .	208
Cuadro 2.26. Estimación de la resistencia al corte en la interfase cemento-roca	209
Cuadro 2.27. Definición del factor de mayoración de carga Γ_q y el factor de seguridad con respecto a la resistencia al corte en el contacto bulbo – terreno Γ_r	210
Cuadro 2.28. Requisitos de resistencia a la rotura según la norma ASTM A416	210
Cuadro 2.29. Requisitos del límite de fluencia según la norma ASTM A416	211
Cuadro 2.30. Estimación de la capacidad a tensión del conjunto de torones, así como también de la longitud de anclaje necesaria	211
Cuadro 2.31. Estimación preliminar de las longitudes de los anclajes a utilizar en la solución propuesta determinadas mediante las ecuaciones planteadas por Ucar	212
Cuadro 2.32. Longitud total de los anclajes activos según la propuesta de diseño	212
Cuadro 2.33. Resultados del análisis de estabilidad en la definición del tipo de anclajes activos a colocar	216

Cuadro 2.34. Resumen de los factores de seguridad obtenidos en el análisis de estabilidad del pozo de compuertas utilizando como sostenimiento anclajes pasivos con la modificación de la ladera natural	220
Cuadro 2.35. Longitud de los pernos pasivos auto perforantes dentro del pozo de compuertas con una separación de 1,5 m en ambos sentidos.....	221
Cuadro 2.36. Longitud de los pernos pasivos auto perforantes por fuera del pozo de compuertas con una separación de 2 m en ambos sentidos.....	221
Cuadro 2.37. Resumen de los factores de seguridad obtenidos en el análisis de estabilidad de la ladera natural intervenida utilizando como sostenimiento anclajes pasivos.....	224
Cuadro 2.38. Resultados del análisis de estabilidad para la propuesta de excavación temporal ..	229
Cuadro 2.39. Parámetros de control de la calidad para el muro de suelo cosido a implementar .	230
Cuadro 2.40. Parámetros de control de la calidad para la verificación de la fuerza de extracción de los anclajes	231
Cuadro 2.41. Especificaciones técnicas para los clinómetros de barra	233
Cuadro 2.42. Especificaciones técnicas del datalogger CR6	234
Cuadro 2.43. Especificaciones técnicas del armario ENC 12/14	235
Cuadro 2.44. Presupuesto detallado de la propuesta de instrumentación	236
Cuadro 2.45. Detalle de los costos totales de las obras de estabilización para el pozo de compuertas y la ladera natural utilizando anclajes de barra	237
Cuadro 2.46. Detalle de los costos totales de las obras de estabilización para el pozo de compuertas y la ladera natural utilizando anclajes de barra y autoperforantes	238
Cuadro 3.1. Clases de roca según el Sistema RMR de Bieniawski	265
Cuadro 3.2. Parámetros de resistencia al corte y tiempo de auto-soporte según la clase de roca	265
Cuadro 3.3. Clases de roca según su índice de calidad para el sistema de clasificación geomecánica Q.....	267
Cuadro 3.4. Parámetros de Resistencia al corte y Deformabilidad del Sistema CRIEPI.....	271
Cuadro 3.5. Correlación entre los sistemas RMR y Q y los intervalos de Q usualmente adoptados	272
Cuadro 3.6. Valores del índice ESR de la clasificación Q.....	299
Cuadro 3.7. Resumen de las principales estructuras geológicas a lo largo del trazado del túnel ..	312

Cuadro 3.8. Coordenadas geográficas de las perforaciones efectuadas a lo largo del trazado del túnel	317
Cuadro 3.9. Estadística descriptiva para el parámetro de la porosidad obtenida en laboratorio..	318
Cuadro 3.10. Estadística descriptiva para el parámetro de la gravedad específica obtenida en laboratorio	319
Cuadro 3.11. Estadística descriptiva para el parámetro de la gravedad específica saturada superficie seca obtenida en laboratorio	319
Cuadro 3.12. Estadística descriptiva para el parámetro de la absorción obtenida en laboratorio	319
Cuadro 3.13. Estadística descriptiva para el parámetro del peso específico obtenido en laboratorio	319
Cuadro 3.14. Estadística descriptiva para el parámetro de la resistencia a la compresión simple obtenida en laboratorio	320
Cuadro 3.15. Valores obtenidos para el parámetro de la resistencia a la tracción obtenida indirecta en laboratorio	320
Cuadro 3.16. Estadística descriptiva para el parámetro de la velocidad de pulso ultrasónico obtenida en laboratorio	320
Cuadro 3.17. Estadística descriptiva para el parámetro de la resistencia al corte no drenado obtenido de manera indirecta a partir de los resultados del ensayo de compresión simple en las muestras de suelo	320
Cuadro 3.18. Resultados de los esfuerzos principales obtenidos para cada una de las muestras de roca de areniscas.....	321
Cuadro 3.19. Resultados de los esfuerzos principales obtenidos para cada una de las muestras de roca del intrusivo	321
Cuadro 3.20. Tabla de Guitarra con el detalle del modelo geotécnico a lo largo de todo el trazado del túnel	326
Cuadro 3.21. Definición de los parámetros para el tipo de competencia según Perri	328
Cuadro 3.22. Definición del tipo de comportamiento de la excavación según Perri (2006)	329
Cuadro 3.23. Definición del tipo de riesgo geotécnico a esperar según Russo (2014) para cada una de las unidades geotécnicas establecidas.....	332
Cuadro 3.24. Factores de reducción de la presión interna utilizados para establecer la curva característica de los materiales.....	334

Cuadro 3.25. Resumen de los desplazamientos máximos obtenidos sobre la corona de la sección de excavación para cada una de las secciones analizadas y de las que se obtuvo la curva característica ¹	342
Cuadro 3.26. Detalle de las secciones que se presentarán dentro de este apartado como parte del análisis de esfuerzos y deformaciones efectuado	343
Cuadro 3.27. Resultados obtenidos en el análisis de la sección 0+575 m para los materiales de la UG-1.....	344
Cuadro 3.28. Resultados obtenidos en el análisis de la sección 0+785 m para los materiales de la UG-4a.....	348
Cuadro 3.29. Resultados obtenidos en el análisis de la sección 0+984 m para los materiales de la UG-2a.....	352
Cuadro 3.30. Resultados obtenidos en el análisis de la sección 1+840 m para los materiales de la UG-4b	356
Cuadro 3.31. Resultados obtenidos en el análisis de la sección 3+237 m para los materiales de la UG-4c.....	360
Cuadro 3.32. Resultados obtenidos en el análisis de la sección 3+391 m para los materiales de la UG-2b	363
Cuadro 3.33. Resultados obtenidos en el análisis de la sección 4+589 m para los materiales de la UG-3.....	367
Cuadro 3.34. Resumen de los resultados obtenidos del análisis de esfuerzos y deformaciones para cada una de las 14 secciones transversales analizadas a lo largo del trazado del túnel	370
Cuadro 3.35. Descripción de los tipos de sostenimiento temporal establecidos a lo largo del trazado del túnel	371
Cuadro 3.36. Estimación del vano libre máximo para cada unidad geotécnica identificada a lo largo del trazado del túnel	374
Cuadro 3.37. Estimación del tiempo de auto sostenimiento de los materiales sin refuerzo	375
Cuadro 3.38. Tabla de Guitarra con el detalle de la propuesta de sostenimiento a lo largo de todo el túnel	377
Cuadro 3.39. Efectividad de la inclusión del sostenimiento en la reducción del radio plástico (Rp) de la excavación	379

Cuadro 3.40. Parámetros de control de la calidad a llevar a cabo para el caso del sostenimiento temporal del túnel	381
Cuadro 3.41. Distribución de las estaciones de convergencia de acuerdo con el tipo de soporte temporal a instalar a lo largo del túnel	382
Cuadro 3.42. Especificaciones técnicas para la cinta de medición de convergencias	383
Cuadro 3.43. Detalle de los costos totales del establecimiento del sostenimiento temporal del túnel en estudio	384
Cuadro 4.1. Niveles de riesgo contra la pérdida de vidas humanas	408
Cuadro 4.2. Niveles de riesgo contra daños económicos o ambientales que puedan presentarse	409
Cuadro 4.3. Factores de seguridad para el diseño y análisis de taludes permanentes y laderas naturales	410
Cuadro 4.4. Zona sísmica asignada para la provincia de Cartago	410
Cuadro 4.5. Tipos de sitios y sus parámetros geotécnicos	411
Cuadro 4.6. Coeficientes pseudoestáticos horizontales para un periodo de retorno de 475 años .	411
Cuadro 4.7. Principales métodos de análisis utilizados en la estabilidad de taludes y laderas.....	413
Cuadro 4.8. Factores de seguridad recomendados para la construcción y control de anclajes al terreno	422
Cuadro 4.9. Valores de adherencia última suelo-cemento según Schnabel.....	422
Cuadro 4.10. Estimación del parámetro R_M	442
Cuadro 4.11. Longitudes de los perfiles de geofísica efectuadas sobre el portal de salida del túnel	456
Cuadro 4.12. Resumen de los parámetros geofísicos obtenidos sobre los materiales donde se realizó el perfil P2	461
Cuadro 4.13. Resumen de los parámetros geofísicos obtenidos sobre los materiales donde se realizó el perfil P3	461
Cuadro 4.14. Coordenadas geográficas de las perforaciones efectuadas a lo largo del trazado del túnel	462
Cuadro 4.15. Estadística descriptiva para el parámetro de la gravedad específica obtenida en laboratorio	463
Cuadro 4.16. Estadística descriptiva para el parámetro del peso específico obtenido en laboratorio	463

Cuadro 4.17. Estadística descriptiva para el parámetro de la resistencia a la compresión simple obtenida en laboratorio	464
Cuadro 4.18. Valores obtenidos para el parámetro de la resistencia a la tracción obtenida indirecta en laboratorio	464
Cuadro 4.19. Estadística descriptiva para el parámetro de la resistencia al corte no drenado obtenido de manera indirecta a partir de los resultados del ensayo de compresión simple en las muestras de suelo	464
Cuadro 4.20. Resultados de los esfuerzos principales obtenidos para cada una de las muestras de roca del intrusivo	464
Cuadro 4.21. Coordenadas geográficas de la investigación de campo realizada en el sitio.....	465
Cuadro 4.22. Resultados obtenidos para el ensayo dilatométrico DMT-18-191.....	466
Cuadro 4.23. Resultados obtenidos para el ensayo dilatométrico DMT-18-192.....	466
Cuadro 4.24. Resultados obtenidos para el ensayo dilatométrico DMT-18-193.....	467
Cuadro 4.25. Modelo geotécnico de los materiales en el portal de salida del túnel	470
Cuadro 4.26. Factores de seguridad obtenidos para el caso del Perfil 1-1 sin refuerzo sobre los taludes.....	475
Cuadro 4.27. Factores de seguridad obtenidos para el caso del Perfil 2-2 sin refuerzo sobre los taludes.....	475
Cuadro 4.28. Factores de seguridad obtenidos para el caso del Perfil 3-3 sin refuerzo sobre los taludes.....	476
Cuadro 4.29. Factores de seguridad obtenidos para el caso del Perfil 1-1 con la inclusión de refuerzo sobre los taludes	476
Cuadro 4.30. Factores de seguridad obtenidos para el caso del Perfil 2-2 con la inclusión de refuerzo sobre los taludes	476
Cuadro 4.31. Factores de seguridad obtenidos para el caso del Perfil 3-3 con la inclusión de refuerzo sobre los taludes	477
Cuadro 4.32. Resultados obtenidos para los desplazamientos máximos en la cara de los taludes en cada uno de los tres perfiles considerados.....	485
Cuadro 4.33. Porcentaje de reducción de los desplazamientos	486
Cuadro 4.34. Definición de la demanda sísmica para el periodo de retorno de diseño.....	490
Cuadro 4.35. Resumen de la selección de los sismos a utilizar en el análisis	491

Cuadro 4.36. Estimación del coeficiente de aceleración sísmica crítica en cada uno de los perfiles de análisis.....	492
Cuadro 4.37. Estimación de los desplazamientos sísmicamente inducidos según el método de Newmark.....	495
Cuadro 4.38. Análisis comparativo entre los desplazamientos máximos obtenidos para el canal del acelerograma más crítico del sismo de Cinchona.....	500
Cuadro 4.39. Análisis comparativo entre los desplazamientos máximos obtenidos para el canal del acelerograma más crítico del sismo de Sámara.....	501
Cuadro 4.40. Resultados obtenidos para los desplazamientos máximos en la cara de los taludes en cada uno de los tres perfiles considerados.....	503
Cuadro 4.41. Porcentaje de reducción de los desplazamientos.....	505
Cuadro 4.42. Definición de las áreas de drenaje tributarias y parámetros adicionales necesarios para el cálculo del tiempo de concentración T_c	509
Cuadro 4.43. Estimación del tiempo de concentración T_c	509
Cuadro 4.44. Estimación del caudal de diseño para cada una de las subcuencas definidas para los taludes que conforman el portal de salida del túnel.....	510
Cuadro 4.45. Aplicación de la ecuación de Manning para determinar el factor de sección.....	511
Cuadro 4.46. Factor de sección estimado para el caso de una sección trapezoidal.....	512
Cuadro 4.47. Estandarización de la cuneta tipo 1 de sección trapezoidal.....	513
Cuadro 4.48. Factor de sección estimado para el caso de una sección trapezoidal.....	513
Cuadro 4.49. Estandarización de la cuneta tipo 2 de sección trapezoidal.....	514
Cuadro 4.50. Factor de sección estimado para el caso de una sección trapezoidal.....	514
Cuadro 4.51. Estandarización de la cuneta tipo 3 de sección trapezoidal.....	515
Cuadro 4.52. Aplicación de la ecuación de Manning para determinar el factor de sección.....	515
Cuadro 4.53. Factor de sección estimado para el caso de una sección circular.....	516
Cuadro 4.54. Estandarización de la tubería tipo 1.....	517
Cuadro 4.55. Factor de sección estimado para el caso de una sección circular.....	517
Cuadro 4.56. Estandarización de la tubería tipo 2.....	518
Cuadro 4.57. Factor de sección estimado para el caso de una sección circular.....	518
Cuadro 4.58. Estandarización de la tubería tipo 3.....	518
Cuadro 4.59. Parámetros de control de la calidad para el muro de suelo cosido a implementar.....	520

Cuadro 4.60. Parámetros de control de la calidad para la verificación de la fuerza de extracción de los anclajes	521
Cuadro 4.61. Especificaciones técnicas para el filtro de piedra porosa.....	523
Cuadro 4.62. Especificaciones técnicas del indicador de nivel de agua	524
Cuadro 4.63. Detalle de los costos totales del establecimiento del refuerzo permanente sobre los taludes que conforman el portal de salida	525
Cuadro 4.64. Detalle de los costos totales del establecimiento del refuerzo permanente sobre los taludes que conforman el portal de salida	526

Índice de Figuras

Figura 1.1. Ubicación del sitio donde se realizarán las obras	2
Figura 1.2. Esquema del conjunto de obras que convergen en el entorno del embalse El Llano	3
Figura 1.3. Propuesta de la metodología para el diseño geotécnico de las cimentaciones de la estructura de entrega al embalse	9
Figura 1.4. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte según Reissner (1924) y Meyerhoff (1955)	13
Figura 1.5. Descripción de los elementos que intervienen en el cálculo del grupo de micropilotes	28
Figura 1.6. Modelo para calcular la capacidad a la extracción de un grupo de micropilotes en suelos cohesivos	30
Figura 1.7. Detalle del esquema de un sensor piezorresistivo	33
Figura 1.8. Componentes del piezómetro de cuerda vibrante en el interior de una cápsula cilíndrica de acero inoxidable	34
Figura 1.9. Detalle del sensor de fibra óptica	35
Figura 1.10. Testigo superficial con tapa	37
Figura 1.11. Tipos de prismas a utilizar	38
Figura 1.12. Banco de referencia para el control topográfico	39
Figura 1.13. Ubicación de la obra en el entorno físico	40
Figura 1.14. Sitio de emplazamiento de la Estructura de Entrega al Embalse	41
Figura 1.15. Detalle del conjunto de obras que conforman la Estructura de Entrega al Embalse ..	42
Figura 1.16. Mapa geológico regional (Adaptado del Mapa Geológico del Cuadrante Tapantí)	43
Figura 1.17. Mapa de fallas geológicas activas ubicadas en la provincia de Cartago	45
Figura 1.18. Trazado de la falla inferida Orosi	46
Figura 1.19. Ubicación de la falla comprobada Navarro	47
Figura 1.20. Ubicación de la falla comprobada Agucaliente	47
Figura 1.21. Mapa geológico local en el entorno del proyecto	48
Figura 1.22. Ubicación de los perfiles de refracción sísmica y de MASW efectuados en la zona de estudio	51
Figura 1.23. Resultados obtenidos por medio de la técnica de geofísica de refracción sísmica	51
Figura 1.24. Resultados obtenidos por medio de la técnica de geofísica del MASW	52

Figura 1.25. Estimación indirecta del ángulo de fricción de los materiales del tipo suelos residuales y coluvios.....	57
Figura 1.26. Perfil transversal con el modelo geotécnico desarrollado para la Estructura de Entrega al Embalse	59
Figura 1.27. Perfil longitudinal con el modelo geotécnico desarrollado para la Estructura de Entrega al Embalse	60
Figura 1.28. Detalle de las tres secciones que se analizaron dentro de la modelación numérica...	61
Figura 1.29. Escenario sin la excavación localizada en el sector de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano y sin la presencia de las cargas consideradas permanentes	64
Figura 1.30. Escenario con la excavación localizada en el sector de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano y sin la presencia de las cargas consideradas permanentes	64
Figura 1.31. Escenario con la colocación del relleno granular de sustitución y el reforzamiento de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano sin la presencia de las cargas permanentes.....	65
Figura 1.32. Escenario con la colocación del relleno granular de sustitución y el reforzamiento de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano con la presencia de las cargas permanentes.....	65
Figura 1.33. Escenario con la colocación de un relleno granular de sustitución y el reforzamiento de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano con la presencia de las cargas permanentes y la carga temporal del sismo.....	66
Figura 1.34. Escenario sin la excavación localizada en el sector de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano y sin la presencia de las cargas consideradas en el diseño	72
Figura 1.35. Escenario con la excavación localizada en el sector de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano y sin la presencia de las cargas consideradas en el diseño	72
Figura 1.36. Escenario con la colocación del relleno granular de sustitución y el reforzamiento de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano sin la presencia de las cargas de diseño	73
Figura 1.37. Escenario con la colocación del relleno granular de sustitución y el reforzamiento de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano con la presencia de las cargas permanentes.....	73

Figura 1.38. Escenario con la colocación del relleno granular de sustitución y el reforzamiento de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano con la presencia de las cargas permanentes y temporales incluyendo la componente sísmica	74
Figura 1.39. Escenario con la excavación localizada en el sector de la estructura de concreto y sin la presencia de las cargas consideradas en el diseño	80
Figura 1.40. Escenario con la inclusión de las cargas permanentes de la estructura consideradas en el diseño	80
Figura 1.41. Escenario con la inclusión de las cargas permanentes de la estructura, las cargas temporales del peso del agua al nivel inferior de operación del embalse y la componente del sismo actuando	81
Figura 1.42. Escenario con la inclusión de las cargas permanentes de la estructura, las cargas temporales del peso del agua al nivel superior de operación del embalse y la componente del sismo actuando	81
Figura 1.43. Definición de los tipos de cimentaciones en conjunto con el Área de Ingeniería Estructural.....	86
Figura 1.44. Estimación de los factores de capacidad de carga a utilizar con la ecuación general de capacidad de soporte según Reissner 1924 y Meyerhoff 1955 para el caso de la fundación tipo 1	87
Figura 1.45. Estimación de los factores de capacidad de carga a utilizar con la ecuación general de capacidad de soporte según Reissner 1924 y Meyerhoff 1955 para el caso de la fundación tipo 2	89
Figura 1.46. Estimación de los factores de capacidad de carga a utilizar con la ecuación general de capacidad de soporte según Reissner 1924 y Meyerhoff 1955 para el caso de la fundación tipo 3	91
Figura 1.47. Estimación de los factores de capacidad de carga a utilizar con la ecuación general de capacidad de soporte según Reissner 1924 y Meyerhoff 1955 para el caso de la fundación tipo 4	94
Figura 1.48. Estimación de los factores de capacidad de carga a utilizar con la ecuación general de capacidad de soporte según Reissner 1924 y Meyerhoff 1955 para el caso de la fundación tipo 5	96
Figura 1.49. Estimación de los factores de capacidad de carga a utilizar con la ecuación general de capacidad de soporte según Reissner 1924 y Meyerhoff 1955 para el caso de la fundación tipo 6	98
Figura 1.50. Ejemplo de instalación del Datalogger y la fuente de alimentación en armario NC 12/14	120
Figura 2.1. Ubicación del sitio donde se realizarán las obras.....	136
Figura 2.2. Esquema del conjunto de obras que convergen en el entorno del embalse El Llano ..	137

Figura 2.3. Vista en planta de la sección geométrica del pozo de compuertas existente	137
Figura 2.4. Propuesta de la metodología para el diseño geotécnico de la propuesta de estabilización del pozo vertical adjunto a la estructura de entrega al embalse.....	144
Figura 2.5. Empujes a considerar en obras de estabilización cercanas a una ladera natural.....	145
Figura 2.6. Detalle de los tipos de empujes que puede experimentar una estructura de contención según sea el caso.....	146
Figura 2.7. Polígono de fuerzas del método de Coulomb para suelos cohesivos como friccionantes	147
Figura 2.8. Equilibrio de fuerzas para la estimación de la presión activa de Coulomb.....	149
Figura 2.9. Línea de acción de las presiones actuantes sobre el muro.....	152
Figura 2.10. Métodos de cálculo utilizados en el análisis de estabilidad de taludes y laderas	159
Figura 2.11. Tipos de superficies de ruptura en suelos.....	160
Figura 2.12. Sección transversal típica del suelo cosido	165
Figura 2.13. Diferentes tipos de anclajes usados en función del tipo de suelo o de roca	167
Figura 2.14. Detalle de un anclaje activo	171
Figura 2.15. Detalle de las partes que componen un anclaje activo	172
Figura 2.16. Testigo superficial con tapa	175
Figura 2.17. Tipos de prismas a utilizar	175
Figura 2.18. Banco de referencia para el control topográfico	176
Figura 2.19. Clinómetro de barra tipo MEMS	177
Figura 2.20. Detalle de las partes que componen un clinómetro de barra	178
Figura 2.21. Ubicación de la obra en el entorno físico.....	179
Figura 2.22. Sitio de emplazamiento de la Estructura de Entrega al Embalse.....	180
Figura 2.23. Detalle del conjunto de obras que conforman la Estructura de Entrega al Embalse .	181
Figura 2.24. Mapa geológico regional (Adaptado del Mapa Geológico del Cuadrante Tapantí)....	182
Figura 2.25. Mapa de fallas geológicas activas ubicadas en la provincia de Cartago	184
Figura 2.26. Trazado de la falla inferida Orosi	185
Figura 2.27. Ubicación de la falla comprobada Navarro	186
Figura 2.28. Ubicación de la falla comprobada Agucaliente	186
Figura 2.29. Mapa geológico local en el entorno del proyecto	187

Figura 2.30. Ubicación de los perfiles de refracción sísmica y de MASW efectuados en la zona de estudio	190
Figura 2.31. Resultados obtenidos por medio de la técnica de geofísica de refracción sísmica	190
Figura 2.32. Resultados obtenidos por medio de la técnica de geofísica del MASW	191
Figura 2.33. Estimación indirecta del ángulo de fricción de los materiales del tipo suelos residuales y coluvios.....	196
Figura 2.34. Perfil longitudinal con el modelo geotécnico desarrollado para la Estructura de Entrega al Embalse	198
Figura 2.35. Planta con la propuesta de excavación para la Estructura de Entrega al Embalse.....	200
Figura 2.36. Análisis de equilibrio límite, condición original sin contra presión, topografía modificada, método de Spencer	201
Figura 2.37. Análisis de equilibrio límite, condición bajo una contra presión, topografía modificada, método de Spencer	201
Figura 2.38. Diagrama de presiones obtenido en el análisis de empujes activos mediante equilibrio límite	202
Figura 2.39. Análisis de equilibrio límite, condición sísmica, con una contra presión y la topografía modificada, método de Spencer	203
Figura 2.40. Diagrama de presiones obtenido en el análisis de empujes activos mediante equilibrio límite y considerando la componente horizontal del sismo	203
Figura 2.41. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición estática con la inclusión de pernos de 12 m en varilla N°8 utilizando el método de Spencer	205
Figura 2.42. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición estática con la inclusión de pernos de 12 m en varilla N°10 utilizando el método de Spencer.....	205
Figura 2.43. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición estática con la inclusión de pernos de 12 m en varilla N°11 utilizando el método de Spencer.....	206
Figura 2.44. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición pseudoestática con la inclusión de pernos de 12 m en varilla N°8 utilizando el método de Spencer	206
Figura 2.45. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición pseudoestática con la inclusión de pernos de 12 m en varilla N°10 utilizando el método de Spencer	207

Figura 2.46. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición pseudoestática con la inclusión de pernos de 12 m en varilla N°11 utilizando el método de Spencer	207
Figura 2.47. Salida del software Slide 2018 utilizando el método de Spencer para el escenario de análisis estático con un ángulo inclinación de los anclajes de 10°	213
Figura 2.48. Salida del software Slide 2018 utilizando el método de Spencer para el escenario de análisis pseudoestático con un ángulo inclinación de los anclajes de 10°	214
Figura 2.49. Salida del software Slide 2018 utilizando el método de Spencer para el escenario de análisis estático con un ángulo inclinación de los anclajes de 5°	214
Figura 2.50. Salida del software Slide 2018 utilizando el método de Spencer para el escenario de análisis pseudoestático con un ángulo inclinación de los anclajes de 5°	215
Figura 2.51. Salida del software Slide 2018 utilizando el método de Spencer para el escenario de análisis estático con un ángulo inclinación de los anclajes de 2°	215
Figura 2.52. Salida del software Slide 2018 utilizando el método de Spencer para el escenario de análisis pseudoestático con un ángulo inclinación de los anclajes de 2°	216
Figura 2.53. Propuesta de excavación en el sector cercano al pozo de compuertas	218
Figura 2.54. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición estática con la inclusión de pernos de longitud variable en varilla N°8 utilizando el método de Spencer..	219
Figura 2.55. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición pseudoestática con la inclusión de pernos de longitud variable en varilla N°8 utilizando el método de Spencer	220
Figura 2.56. Resultado del análisis de estabilidad de la ladera intervenida por equilibrio límite para una condición estática con la inclusión de pernos de longitud variable en varilla N°8 utilizando el método de Spencer	223
Figura 2.57. Resultado del análisis de estabilidad de la ladera intervenida por equilibrio límite para una condición pseudoestática con la inclusión de pernos de longitud variable en varilla N°8 utilizando el método de Morgenstern-Price.....	224
Figura 2.58. Propuesta de excavación con la consideración de taludes temporales	226
Figura 2.59. Salida del SLIDE 2018, método de Spencer, análisis estático, taludes de la margen derecha	227

Figura 2.60. Salida del SLIDE 2018, método de Spencer, análisis pseudoestático, taludes de la margen derecha	227
Figura 2.61. Salida del SLIDE 2018, método de Spencer, análisis estático, taludes de la margen izquierda.....	228
Figura 2.62. Salida del SLIDE 2018, método de Spencer, análisis pseudoestático, taludes de la margen izquierda.....	228
Figura 2.63. Ejemplo de instalación del Datalogger y la fuente de alimentación en armario NC 12/14	235
Figura 3.1. Trazado del túnel de conducción de agua potable a considerar	254
Figura 3.2. Propuesta de la metodología para el diseño geotécnico de la propuesta de estabilización del pozo vertical adjunto a la estructura de entrega al embalse.....	260
Figura 3.3. Nomenclatura utilizada en el diseño y construcción de túneles – Sección Transversal	261
Figura 3.4. Nomenclatura utilizada en el diseño y construcción de túneles – Sección Longitudinal	262
Figura 3.5. Procedimiento para el establecimiento del RQD de Deere	264
Figura 3.6. Parámetros de la clasificación geomecánica RMR	266
Figura 3.7. Obtención del índice geológico de resistencia, GSI	269
Figura 3.8. Correlación entre los sistemas RMR y Q con los valores adoptados en la práctica.....	272
Figura 3.9. Estimación de los datos de entrada del criterio generalizado de Hoek & Brown mediante el software RocData 3.0	274
Figura 3.10. Obtención de los parámetros de la masa rocosa por medio del software RocData 3.0	275
Figura 3.11. Relaciones entre esfuerzos principales para Hoek y Brown y su equivalente Mohr-Coulomb.....	276
Figura 3.12. Parámetros equivalentes del criterio de Mohr-Coulomb con respecto al criterio de resistencia no lineal de Hoek y Brown	278
Figura 3.13. Detalle del Método Convencional de Excavación	280
Figura 3.14. Proceso cíclico del método convencional	280
Figura 3.15. Ciclo constructivo del método de perforación y voladura.....	281
Figura 3.16. Tipos de soporte de acero más comúnmente utilizados	286
Figura 3.17. Tipos de pernos en roca.....	287

Figura 3.18. Detalle del tipo de perno por fricción Split Set	288
Figura 3.19. Detalle del tipo de perno por fricción Swellex	289
Figura 3.20. Detalle del arco inferior o Invert por su término en inglés	290
Figura 3.21. Gráfico Múltiple Actualizado de Russo para la evaluación de las principales amenazas durante la excavación del túnel	291
Figura 3.22. Definición general del comportamiento de la masa rocosa en función del análisis de esfuerzos y las condiciones geomecánicas del terreno	292
Figura 3.23. Clases de comportamiento esperado en la excavación a, b y c	292
Figura 3.24. Clases de comportamiento esperado en la excavación d, e y f	293
Figura 3.25. Esquema general para clasificar el tipo de comportamiento de la excavación de un túnel	293
Figura 3.26. Tipos de clases de comportamientos y preselección del soporte temporal establecido por Perri	295
Figura 3.27. Límites de coberturas para excavaciones subterráneas según el método convencional propuesto por Perri	297
Figura 3.28. Diferentes combinaciones del soporte temporal para las cinco clases de comportamiento propuesto por Perri	297
Figura 3.29. Detalle del tipo de sostenimiento temporal en función de la resistencia a la compresión simple para los casos de coberturas mayores al rango de cobertura superior propuesto por Perri	298
Figura 3.30. Longitud de pase y tiempos de estabilidad sin sostenimiento	300
Figura 3.31. Realización de una medición de convergencia por medio de una cinta invar	302
Figura 3.32. Equipos de medición a la izquierda el Distómetro y a la derecha la Cinta Invar	302
Figura 3.33. Nodos y elementos en una malla obtenida para una figura de análisis	303
Figura 3.34. Trazado del túnel para el trasiego de agua potable	305
Figura 3.35. Mapa geológico regional (Adaptado del Mapa Geológico del Cuadrante Tapantí)	306
Figura 3.36. Mapa de fallas geológicas activas ubicadas en la provincia de Cartago (Adaptado de la RSN)	308
Figura 3.37. Trazado de la falla inferida Orosi	309
Figura 3.38. Ubicación de la falla comprobada Navarro	310
Figura 3.39. Ubicación de la falla comprobada Agucaliente	310

Figura 3.40. Modelo geológico definido a lo largo de todo el trazado del túnel.....	313
Figura 3.41. Perfil de refracción sísmica obtenido a lo largo de todo el trazado del túnel	315
Figura 3.42. Perfil de resistividad eléctrica obtenido a lo largo de todo el trazado del túnel	316
Figura 3.43. Ubicación de las perforaciones realizadas a lo largo del trazado del túnel	317
Figura 3.44. Círculo de Mohr realizado para los ensayos triaxiales efectuados tanto en las areniscas como en el intrusivo.....	321
Figura 3.45. Estimación de las propiedades de resistencia al corte para el dominio del intrusivo entre los estacionamientos 0+067 m a 0+683 m.....	323
Figura 3.46. Estimación de las propiedades de resistencia al corte para el dominio de las areniscas - lutitas entre los estacionamientos 0+683 m a 0+747 m.....	324
Figura 3.47. Detalle del modelo geotécnico de los materiales que conforman el trazado del túnel	327
Figura 3.48. Identificación de los riesgos geotécnicos potenciales empleando el gráfico múltiple de Russo (2014) para cada una de las unidades geotécnicas a lo largo del trazado del túnel	331
Figura 3.49. Curva característica de los materiales de la UG-1 sobre el trazado del túnel en el estacionamiento 0+575 m	335
Figura 3.50. Curva característica de los materiales de la UG-2a sobre el trazado del túnel en el estacionamiento 0+984 m	336
Figura 3.51. Curva característica de los materiales de la UG-4a sobre el trazado del túnel en el estacionamiento 0+785 m	337
Figura 3.52. Curva característica de los materiales de la UG-4b sobre el trazado del túnel en el estacionamiento 1+840 m	338
Figura 3.53. Curva característica de los materiales de la UG-4c sobre el trazado del túnel en el estacionamiento 3+237 m	339
Figura 3.54. Curva característica de los materiales de la UG-2b sobre el trazado del túnel en el estacionamiento 3+391 m	340
Figura 3.55. Curva característica de los materiales de la UG-3 sobre el trazado del túnel en el estacionamiento 4+589 m	341
Figura 3.56. Detalle de los desplazamientos verticales en el contorno de la excavación con la inclusión del soporte temporal 3 analizado y con la consideración del sismo	345

Figura 3.57. Gráfico de capacidad del soporte a utilizar como sostenimiento temporal para el caso de la última etapa del análisis de esfuerzos y deformaciones realizado con la inclusión del sismo	346
Figura 3.58. Detalle de los desplazamientos verticales en el contorno de la excavación con la inclusión del soporte temporal 3 analizado y con la consideración del sismo	349
Figura 3.59. Gráfico de capacidad del soporte a utilizar como sostenimiento temporal para el caso de la última etapa del análisis de esfuerzos y deformaciones realizado con la inclusión del sismo	350
Figura 3.60. Detalle de los desplazamientos verticales en el contorno de la excavación con la inclusión del soporte temporal 3 analizado y con la consideración del sismo	353
Figura 3.61. Gráfico de capacidad del soporte a utilizar como sostenimiento temporal para el caso de la última etapa del análisis de esfuerzos y deformaciones realizado con la inclusión del sismo	354
Figura 3.62. Detalle de los desplazamientos verticales en el contorno de la excavación con la inclusión del soporte temporal 3 analizado y con la consideración del sismo	357
Figura 3.63. Gráfico de capacidad del soporte a utilizar como sostenimiento temporal para el caso de la última etapa del análisis de esfuerzos y deformaciones realizado con la inclusión del sismo	358
Figura 3.64. Detalle de los desplazamientos verticales en el contorno de la excavación con la inclusión del soporte temporal 3 analizado y con la consideración del sismo	361
Figura 3.65. Gráfico de capacidad del soporte a utilizar como sostenimiento temporal para el caso de la última etapa del análisis de esfuerzos y deformaciones realizado con la inclusión del sismo	362
Figura 3.66. Detalle de los desplazamientos verticales en el contorno de la excavación con la inclusión del soporte temporal 2 analizado y con la consideración del sismo	364
Figura 3.67. Gráfico de capacidad del soporte a utilizar como sostenimiento temporal para el caso de la última etapa del análisis de esfuerzos y deformaciones realizado con la inclusión del sismo	365
Figura 3.68. Detalle de los desplazamientos verticales en el contorno de la excavación con la inclusión del soporte temporal 3 analizado y con la consideración del sismo	368

Figura 3.69. Gráfico de capacidad del soporte a utilizar como sostenimiento temporal para el caso de la última etapa del análisis de esfuerzos y deformaciones realizado con la inclusión del sismo	369
Figura 3.70. Detalle del tipo de soporte temporal SP-1.....	371
Figura 3.71. Detalle del tipo de soporte temporal SP-2.....	372
Figura 3.72. Detalle del tipo de soporte temporal SP-3.....	372
Figura 3.73. Detalle del tipo de soporte temporal SP-4.....	373
Figura 3.74. Estimación del tiempo de auto sostenimiento para los diferentes materiales	374
Figura 4.1. Trazado del túnel de conducción de agua potable con su respectivo portal de salida	401
Figura 4.2. Metodología para el diseño geotécnico de la propuesta de estabilización de los taludes que conforman el portal de salida del túnel.....	407
Figura 4.3. Métodos de cálculo utilizados en el análisis de estabilidad de taludes y laderas	414
Figura 4.4. Tipos de superficies de ruptura en suelos.....	415
Figura 4.5. Sección transversal típica del suelo cosido	419
Figura 4.6. Diferentes tipos de anclajes usados en función del tipo de suelo o de roca	421
Figura 4.7. Nodos y elementos en una malla obtenida para una figura de análisis	426
Figura 4.8. Representación esquemática de un bloque rígido sobre una superficie inclinada	427
Figura 4.9. Esquema para el cálculo de la aceleración crítica según Newmark.....	429
Figura 4.10. Ilustración del algoritmo de Newmark adaptado de Wilson & Keefer (1983).....	431
Figura 4.11. Esquema para la delimitación de una subcuenta para el diseño de un sistema de cunetas	433
Figura 4.12. Ejemplo de la estimación de la intensidad de la lluvia a utilizar en el diseño de las cunetas a partir de una curva IDF.....	435
Figura 4.13. Estimación del coeficiente de escorrentía, C	436
Figura 4.14. Detalle de la paleta de hincado del ensayo DMT.....	438
Figura 4.15. Banco de referencia para el control topográfico	444
Figura 4.16. Testigo superficial con tapa	445
Figura 4.17. Tipos de prismas a utilizar	445
Figura 4.18. Componentes básicos de un sistema de inclinómetro vertical	446
Figura 4.19. Trazado del túnel para el trasiego de agua potable.....	448
Figura 4.20. Mapa geológico regional (Adaptado del Mapa Geológico del Cuadrante Tapantí)....	449

Figura 4.21. Mapa de fallas geológicas activas ubicadas en la provincia de Cartago	451
Figura 4.22. Trazado de la falla inferida Orosi	452
Figura 4.23. Ubicación de la falla comprobada Navarro	453
Figura 4.24. Ubicación de la falla comprobada Agucaliente	453
Figura 4.25. Ubicación del conjunto de ensayos de campo realizados a la salida del portal de salida del túnel	455
Figura 4.26. Trazado de los dos perfiles de refracción sísmica y resistividad eléctrica realizados sobre el área del portal de salida del túnel.....	456
Figura 4.27. Perfil P2 de resistividad eléctrica realizado sobre los materiales presentes en el portal de salida del túnel	457
Figura 4.28. Perfil P2 de refracción sísmica realizado sobre los materiales presentes en el portal de salida del túnel	458
Figura 4.29. Perfil P3 de resistividad eléctrica realizado sobre los materiales presentes en el portal de salida del túnel	459
Figura 4.30. Perfil P3 de refracción sísmica realizado sobre los materiales presentes en el portal de salida del túnel	460
Figura 4.31. Ubicación de las perforaciones realizadas a lo largo del trazado del túnel	462
Figura 4.32. Círculo de Mohr realizado para los ensayos triaxiales efectuados tanto en las areniscas como en el intrusivo.....	465
Figura 4.33. Resultados del número de golpes obtenidos por medio del ensayo SPT-1	468
Figura 4.34. Variación de $\text{sen } \phi'$ con el índice de plasticidad (IP) para suelos cohesivos.....	471
Figura 4.35. Ubicación de los tres perfiles utilizados para el establecimiento del modelo geotécnico de los materiales	472
Figura 4.36. Perfil 1 - 1 longitudinal para el establecimiento del modelo geotécnico	472
Figura 4.37. Perfil 2 - 2 transversal para el establecimiento del modelo geotécnico.....	473
Figura 4.38. Perfil 3 - 3 oblicuo para el establecimiento del modelo geotécnico.....	473
Figura 4.39. Factor de seguridad para el escenario N°1 considerando el método de Morgenstern & Price sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes	478
Figura 4.40. Factor de seguridad para el escenario N°2 considerando el método de Morgenstern & Price sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes	478

Figura 4.41. Factor de seguridad para el escenario N°3 considerando el método de Morgenstern & Price sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes	479
Figura 4.42. Factor de seguridad para el escenario N°4 considerando el método de Morgenstern & Price sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes	479
Figura 4.43. Factor de seguridad para el escenario N°5 considerando el método de Morgenstern & Price sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes	480
Figura 4.44. Factor de seguridad para el escenario N°6 considerando el método de Morgenstern & Price sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes	480
Figura 4.45. Factor de seguridad para el escenario N°1 considerando el método de Morgenstern & Price con la inclusión de refuerzo sobre los taludes.....	481
Figura 4.46. Factor de seguridad para el escenario N°2 considerando el método de Morgenstern & Price con la inclusión de refuerzo sobre los taludes.....	481
Figura 4.47. Factor de seguridad para el escenario N°3 considerando el método de Spencer con la inclusión de refuerzo sobre los taludes	482
Figura 4.48. Factor de seguridad para el escenario N°4 considerando el método de Morgenstern & Price con la inclusión de refuerzo sobre los taludes.....	482
Figura 4.49. Factor de seguridad para el escenario N°5 considerando el método de Spencer con la inclusión de refuerzo sobre los taludes	483
Figura 4.50. Factor de seguridad para el escenario N°6 considerando el método de Spencer con la inclusión de refuerzo sobre los taludes	483
Figura 4.51. Análisis de deformaciones para el perfil 2-2 sin la inclusión de refuerzo y sin sismo	487
Figura 4.52. Análisis de deformaciones para el perfil 2-2 sin la inclusión de refuerzo y con sismo	487
Figura 4.53. Análisis de deformaciones para el perfil 2-2 con la inclusión del refuerzo obtenido del análisis de estabilidad y sin la consideración del sismo.....	488
Figura 4.54. Análisis de deformaciones para el perfil 2-2 con la inclusión del refuerzo obtenido del análisis de estabilidad y con la consideración del sismo	488
Figura 4.55. Análisis de deformaciones para el perfil 2-2 con la inclusión de refuerzo adicional al obtenido del análisis de estabilidad y sin la consideración del sismo	489
Figura 4.56. Análisis de deformaciones para el perfil 2-2 con la inclusión de refuerzo adicional al obtenido del análisis de estabilidad y con la consideración del sismo	489

Figura 4.57. Aceleración sísmica crítica para el caso del perfil N°3 sin la inclusión de refuerzo sobre las caras de los taludes según los métodos de Spencer y de Morgenstern & Price	493
Figura 4.58. Aceleración sísmica crítica para el caso del perfil N°3 con la inclusión de refuerzo sobre las caras de los taludes según los métodos de Spencer y de Morgenstern & Price	494
Figura 4.59. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Spencer bajo la acción del sismo de Cinchona canal N00E sin considerar refuerzo sobre el talud	496
Figura 4.60. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Spencer bajo la acción del sismo de Cinchona canal N90E sin considerar refuerzo sobre el talud	497
Figura 4.61. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Spencer bajo la acción del sismo de Sámara canal N00E sin considerar refuerzo sobre el talud ..	497
Figura 4.62. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Spencer bajo la acción del sismo de Sámara canal N90E sin considerar refuerzo sobre el talud ..	498
Figura 4.63. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Morgenstern & Price bajo la acción del sismo de Cinchona canal N00E considerando refuerzo sobre el talud	498
Figura 4.64. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Morgenstern & Price bajo la acción del sismo de Cinchona canal N90E considerando refuerzo sobre el talud	499
Figura 4.65. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Morgenstern & Price bajo la acción del sismo de Sámara canal N00E considerando refuerzo sobre el talud	499
Figura 4.66. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Morgenstern & Price bajo la acción del sismo de Sámara canal N90E considerando refuerzo sobre el talud	500
Figura 4.67. Análisis de deformaciones en el perfil 2-2 sin la inclusión de refuerzo y sin la acción de la aceleración de fluencia.....	506
Figura 4.68. Análisis de deformaciones en el perfil 2-2 sin la inclusión de refuerzo y bajo la acción de la aceleración de fluencia.....	506
Figura 4.69. Análisis de deformaciones en el perfil 2-2 con la inclusión de refuerzo y sin la acción de la aceleración de fluencia.....	507

Figura 4.70. Análisis de deformaciones en el perfil 2-2 con la inclusión de refuerzo y bajo la acción de la aceleración de fluencia.....	507
Figura 4.71. Definición de las subcuencas hidrológicas para la estimación de las áreas de drenaje tributarias que aportan caudal	508
Figura 4.72. Sección transversal empleada para el diseño del sistema de cunetas que considera el manejo de las aguas de escorrentía de los taludes del portal de salida del túnel	512
Figura 4.73. Sección transversal empleada para el diseño del sistema de evacuación por medio de tubos para el manejo de las aguas de escorrentía de los taludes del portal de salida del túnel ...	516
Figura 4.74. Ubicación de los distintos elementos considerados para el manejo de las aguas de escorrentía	519



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA

SEP Sistema de
Estudios de Posgrado

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, Roy Gerardo Ruiz Vásquez, con cédula de identidad 112500353, en mi condición de autor del TFG titulado: Diseño de cuatro obras geotécnicas: (i) diseño de la cimentación mediante una losa de fundación para una estructura de entrega vertedora al embalse El Llano; (ii) estabilización de pozo vertical adyacente a la estructura de entrega vertedora al embalse El Llano; (iii) diseño del sostenimiento temporal para un túnel para el trasiego de agua potable; (iv) estabilización de los taludes que conforman el portal de salida de un túnel de conducción de agua potable.

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.

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.

1. CAPÍTULO 1: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA LA ESTRUCTURA DE ENTREGA VERTEDORA AL EMBALSE EL LLANO

1.1 Introducción

El abastecimiento de agua potable hoy en día es un tema que conlleva un gran impacto a nivel social en nuestro país. Cada vez es más común escuchar que se tiene afectación por el fenómeno ENOS (El Niño Oscilación del Sur), con sus eventos marcados de El Niño o La Niña.

Los pronósticos climáticos estacionales presentan grandes variaciones a causa del fenómeno ENOS, lo cual impacta en gran medida las diferentes regiones del país, afectando a un gran porcentaje de la población del territorio nacional, siendo una de las regiones más impactadas el Gran Área Metropolitana.

La Estructura Vertedora al Embalse El Llano, forma parte de un conjunto de obras que integran el Proyecto de Abastecimiento para el Acueducto Metropolitano Quinta Etapa (PAAM V), el cual, pretende traer un caudal del orden de 2,5 m³/s adicionales a los 2,1 m³/s que ya se extraen desde Orosi, en Paraíso de Cartago hacia el Gran Área Metropolitana, con lo cual se pretende, atenuar las consecuencia del faltante de agua potable que se vive año con año en gran parte de la población de los cantones de San José, durante los meses de la época seca que presenta el país.

1.1.1 Planteamiento del problema

El sitio donde se colocará la Estructura de Entrega Vertedora al Embalse El Llano, ubicado en el distrito de Orosi, cantón de Paraíso, provincia de Cartago, se caracteriza por la presencia de materiales del tipo suelo residual, subyacidos por materiales de origen coluvial, y por debajo de estos, existen suelos regolíticos producto de la presencia de un intrusivo, del tipo "Sills". Estas unidades geotécnicas presentes en el sitio de la obra se caracterizan por presentar bajos módulos de elasticidad, así como problemas locales en la estabilidad en laderas. Aunado a la problemática anterior, existe presencia de un nivel de agua regional, el cual también afecta el posicionamiento de una estructura en concreto sobre materiales considerados deformables.

Se requiere diseñar y construir una estructura, que permita verter agua proveniente de un túnel de conducción ya construido, el cual conduce agua desde una pequeña represa por construir, ubicada sobre el río Macho, hasta el embalse El Llano, ya en operación.

Esta estructura vertedora permitirá conectar con el embalse El Llano, por medio de un paso inferior similar a una alcantarilla prefabricada, ubicada por debajo de la estructura en concreto y también por encima, funcionando como una estructura vertedora al momento en que se cierran una serie de compuertas hidráulicas, ubicadas dentro de un pozo de compuertas, adyacente a la estructura vertedora. Este pozo donde se operan las compuertas permite direccionar el flujo de agua proveniente del túnel hacia una ampliación del acueducto metropolitano, mediante conducción por túneles, tubería expuesta y tubería enterrada.

En la Figura 1.1 se muestra la ubicación del sitio en donde se pretende diseñar y construir la estructura dentro del entorno del actual embalse El Llano.



Figura 1.1. Ubicación del sitio donde se realizarán las obras

Fuente: Google Earth 2020

Para una mejor comprensión del entorno de la estructura de entrega al embalse, en la Figura 1.2 se presenta un esquema de las obras que convergen en el sector del embalse El Llano.

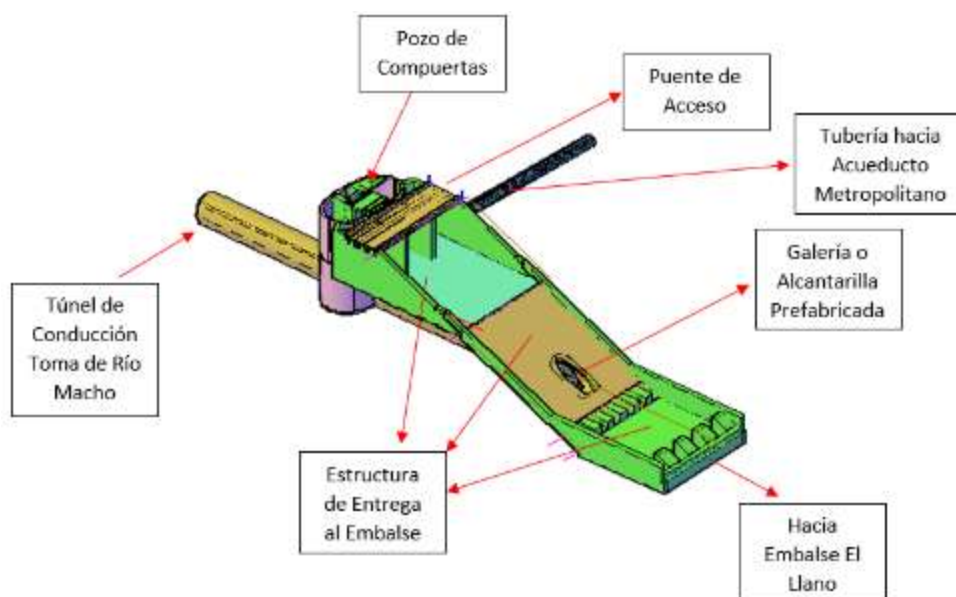


Figura 1.2. Esquema del conjunto de obras que convergen en el entorno del embalse El Llano

Fuente: Centro de Servicio Diseño, ICE

Es importante realizar una descripción del conjunto integral que compone la estructura de entrega al embalse. La obra está compuesta por una losa que funcionará como una rápida, que trabajará cuando se cierren las compuertas dentro del pozo de compuertas y el agua que viaja a través del túnel paralelo vierta por encima para alcanzar el embalse. Además, cuenta con un puente que permite mantener el tránsito vehicular a lo largo de todo el perímetro del embalse. Adicionalmente, posee muros de alturas variables a lo largo de toda la longitud de la estructura.

Existe la presencia de una estructura de alcantarilla prefabricada, justo por debajo de la losa, la cual, cuando las compuertas dentro del pozo están abiertas, es la que permite realizar la entrega al embalse. Finalmente, existen estructuras masivas de concreto (dados de concreto) que funcionan como disipadores de energía para una de las entregas del agua al embalse El Llano.

A cada uno de estos elementos que conforman el conjunto integral de la estructura de entrega al embalse, se le debe realizar el respectivo diseño geotécnico de la cimentación.

1.1.2 Objetivos

1.1.1.1 Objetivo general

Realizar el diseño geotécnico de la cimentación para una estructura masiva de concreto sobre un medio estratificado, compuesto por materiales deformables.

1.1.1.2 Objetivos específicos

1. Investigar el contexto geológico local y regional del sitio de la obra.
2. Investigar las propiedades de los materiales encontrados en el sitio, que permitan estimar los parámetros de resistencia al corte y deformabilidad de los materiales que integran las distintas unidades geotécnicas identificadas.
3. Establecer el modelo geotécnico a partir de las propiedades determinadas de los materiales encontrados en el sitio.
4. Evaluar las diferentes alternativas de fundación para los distintos elementos que conforman la estructura de entrega al embalse, que mejor se adapten al entorno geológico-geotécnico del sitio de la obra.
5. Diseñar geotécnicamente las cimentaciones que se consideren más adecuadas para el adecuado desempeño de la estructura de concreto con el tiempo.
6. Realizar el modelado numérico de la propuesta para la cimentación para determinar el comportamiento de los materiales cimentantes.
7. Establecer una propuesta de instrumentación que permita controlar las variables de la presión de poro y los desplazamientos tanto verticales como horizontales, que se pudieran presentar en la cimentación y afectar la estructura.
8. Establecer las especificaciones técnicas a considerar para el proceso constructivo y el monitoreo de la obra.
9. Elaborar los planos del diseño geotécnico de la cimentación de la obra.
10. Realizar el presupuesto para la construcción de las obras de cimentación de la estructura.

1.1.3 Importancia

La problemática que vive el país ante el faltante del recurso hídrico durante la época seca, aunado al rezago que se ha presentado en la inversión de infraestructura para tratar de remediar la situación, motiva a la toma de decisiones urgentes para intentar disminuir las crisis que se presenta año con año, por el faltante del agua en el Gran Área Metropolitana.

Diseñar obras de infraestructura que mitiguen esta problemática, es de suma importancia para el desarrollo del país y el bienestar de la población, que sufre los efectos del faltante de agua cada vez con más regularidad y periodos prolongados.

La construcción de esta estructura de entrega al embalse El Llano, ligado con la construcción de un conjunto de obras que conforman el Proyecto de Abastecimiento para el Acueducto Metropolitano en su Quinta Etapa, busca mejorar la situación que viven muchos habitantes del Área Metropolitana, al traer un mayor caudal de agua potable, desde una de las zonas del país donde se presentan mayores precipitaciones durante el año, como lo es la zona de Tapantí en Orosi de Paraíso de Cartago.

La construcción de este tipo de obras y su pronta implementación, buscan solucionar de forma prolongada, la problemática del faltante de agua en una de las regiones más pobladas de nuestro país.

1.1.4 Alcance

Se realiza la caracterización de los materiales presentes en el sitio, utilizando los resultados obtenidos producto de la ejecución de ensayos geofísicos, de refracción sísmica y resistividad eléctrica, así como mediante la ejecución de ensayos en campo y laboratorio, y con ello determinar las propiedades de resistencia al corte y de deformabilidad que presentan cada una de las unidades geotécnicas identificadas en el sitio de la obra.

El diseño geotécnico de la cimentación se realiza siguiendo las recomendaciones que establece el Código de Cimentaciones de Costa Rica, en su Segunda Edición y se hace uso de modelos de elemento finito en dos dimensiones, para evaluar el comportamiento en cuanto a deformabilidad del medio, ante la inclusión del peso muerto como las cargas de servicio que presente la estructura. Para ello, se utilizará el programa RS2 de la casa fabricante Rocscience.

Se buscarán soluciones para solventar la problemática de la cimentación, implementando el uso de sustituciones localizadas de materiales, losas flotantes, cimentaciones superficiales.

Se realizarán los planos y especificaciones técnicas para la construcción de la cimentación, considerando los diferentes tipos de cimentación que se propongan, conociendo las demandas de las cargas de servicio que se le transmitirá a los materiales.

Finalmente, se realizará el presupuesto de la solución adoptada como cimentación, para el adecuado desempeño de la estructura de entrega al embalse.

1.1.5 Limitaciones

A continuación, se citan las principales limitaciones que se prevén para el diseño geotécnico de la cimentación de la estructura de entrega al embalse:

No se disponen de ensayos que permitan determinar el comportamiento de deformabilidad de cada uno de los estratos identificados en el sitio de emplazamiento de la obra ante los grados de esfuerzos a los que se verá sometida. Únicamente se disponen de un solo dato para el módulo de deformación del coluvio. Para ello, se utilizará la información obtenida de los ensayos de geofísica, a sabiendas que se obtienen los parámetros del módulo de elasticidad de los materiales a muy bajas deformaciones.

La variación en la composición de los materiales ocasiona que el comportamiento de los materiales también presente variaciones y por tanto afecte el comportamiento de cualquier estructura que se coloque sobre estos materiales.

Por lo anterior, a pesar de que se dispone información del módulo de elasticidad para los materiales de esta unidad, dada la composición bloques *versus* matriz, es factible que se presente una variación importante en los materiales a lo largo y ancho de la cimentación dentro de esta unidad geotécnica.

Por otra parte, no se dispone de ensayos de deformabilidad *in situ* para el caso de los materiales obtenidos de la excavación del túnel paralelo, los cuales eventualmente puedan ser utilizados como material de sustitución. Estos materiales corresponden con areniscas silicificadas producto de la presencia de un cuerpo intrusivo, lo cual, mejoró notablemente la composición de la roca circundante y por ende de sus propiedades.

El módulo de deformabilidad de estos materiales se obtendría de forma inferida, ya que no se dispone de tiempo ni recursos para generar un terraplén de pruebas, donde se pueda evaluar adecuadamente el comportamiento de estos materiales, ante el sometimiento de cargas cíclicas de deformación.

1.1.6 Metodología

El detalle de la metodología que se llevará a cabo se describe a continuación:

Se inicia con la obtención de la investigación geológico - geotécnica que se ha realizado tanto en el sitio de la obra como aquella que se ha efectuado dentro de los mismos materiales identificados *in situ*, pero en otras obras cercanas al emplazamiento de la estructura de entrega al embalse.

Como parte de las labores de diseño, se realiza una revisión del entorno geológico, para tomar en cuenta los factores que podrían intervenir en el diseño geotécnico de la obra; factores tales como presencia de niveles freáticos, presencia de niveles piezométricos ante la existencia de un acuífero confinado, existencia de fallas geológicas cercanas al entorno de la obra, cambios litológicos, presencia de zonas de deslizamiento, deslizamientos activos, entre otros.

Posterior a ello, se analiza toda la información disponible, con el fin de general un modelo geotécnico del sitio de la obra, que permita definir las propiedades para cada una de las diferentes unidades geotécnicas que se identifiquen.

Se toman en cuenta los criterios y premisas de diseño tanto hidráulicas como estructurales, dentro del esquema de diseño geotécnico preliminar. Es importante el conocimiento de las cargas de servicio de la estructura, de acuerdo con los distintos componentes que la integran, la tasa permisible de deformación admitida, así como la importancia de conocer si es posible que se presente el fenómeno de cavitación, producto de la velocidad que desarrolle el agua sobre la losa de la rápida del vertedero.

Seguidamente, se realiza el planteamiento de los tipos de cimentación que se requieran. Se evaluará el uso de cimentaciones superficiales, cimentaciones bajo losas flotantes, cimentaciones profundas, así como sustituciones de materiales para mejorar la propiedad de la deformabilidad.

Se hará uso del programa de elemento finito RS2, de la casa fabricante Rocscience, mediante la inclusión de diferentes etapas de análisis, donde se consideren las cargas de servicio, para evaluar

la deformabilidad del medio, sea bajo materiales *in situ* o sea sobre los materiales utilizados como sustitución. Es importante el conocer la deformación del medio, para adoptar el tipo de fundación que brinde mejor comportamiento.

En el eventual caso de utilizar cimentaciones profundas, se hará uso del programa RS Pile de la casa fabricante Rocscience, para evaluar el diseño adoptado.

Se realizará la optimización del diseño geotécnico para las diferentes cimentaciones adoptadas, buscando utilizar la menor cantidad de secciones, profundidades optimizadas, o secciones de sustitución optimizadas, hasta lograr una propuesta con sentido geotécnico y constructivo.

Una vez que se tenga definido el diseño geotécnico, se procede con la elaboración de los planos de diseño final, así como las especificaciones técnicas a tomar en cuenta para la construcción de la obra.

De igual manera, se realizará una propuesta de monitoreo de la obra, considerando como principales variables a controlar mediante instrumentos, la presión de poro y los desplazamientos horizontales y verticales sobre la estructura.

Finalmente, se realiza el presupuesto de la obra, acorde al diseño geotécnico, tomando en cuenta los precios más actualizados dentro del ámbito nacional.

Se presenta un diagrama de flujo con el detalle de la metodología que se pretende realizar, para el diseño geotécnico de la cimentación de la estructura de entrega al embalse.

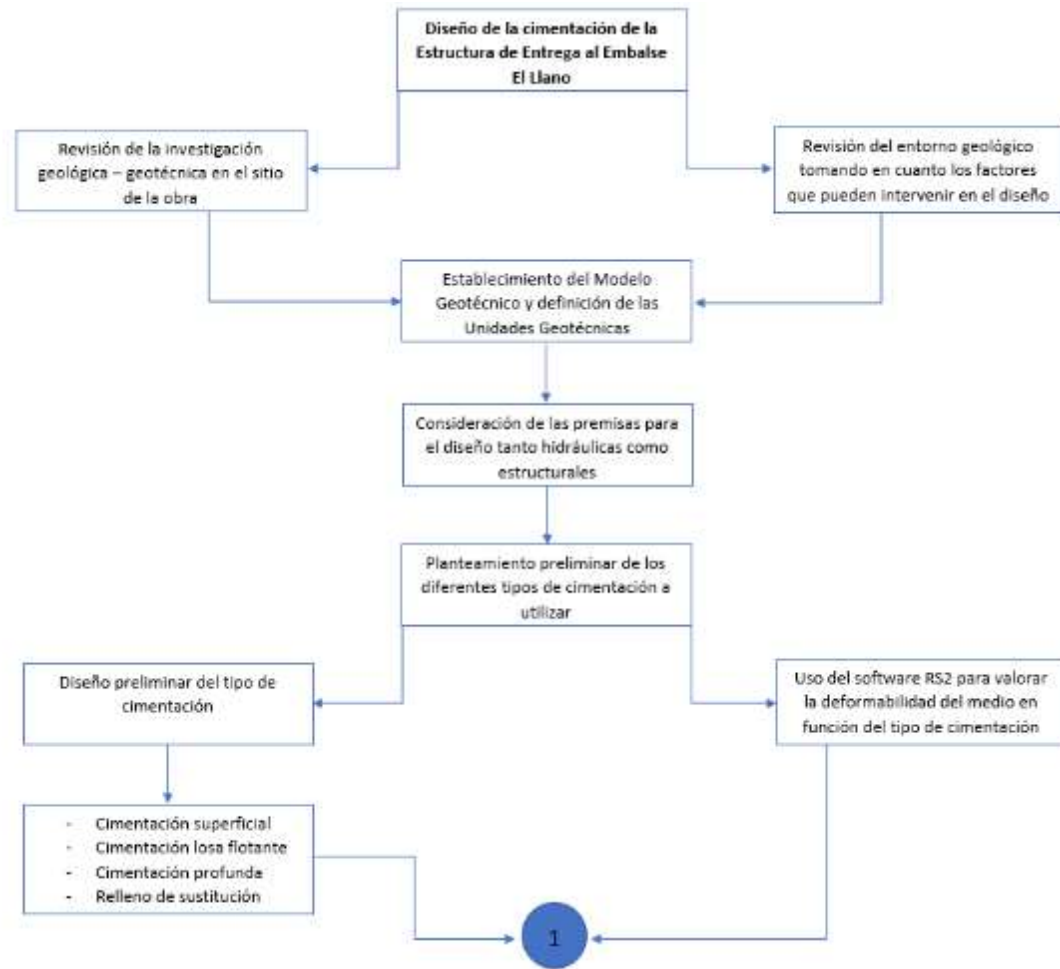


Figura 1.3. Propuesta de la metodología para el diseño geotécnico de las cimentaciones de la estructura de entrega al embalse

Fuente: Elaboración propia

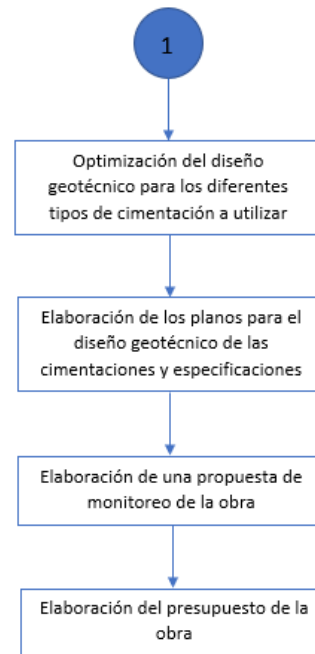


Figura 1.3. Propuesta de la metodología para el diseño geotécnico de las cimentaciones de la estructura de entrega al embalse (continuación)

Fuente: Elaboración propia

1.2 Marco Teórico

1.2.1 Tipos de Cimentaciones

Braja Das (2014) indica que generalmente se denomina cimentación a la parte más baja de una estructura, cuya función es transferir la carga de la estructura al suelo o roca sobre el que está descansando. Una cimentación que es diseñada adecuadamente es una que transfiere la carga a lo largo del suelo sin sobrecargarlo. Si se presenta el caso en que se sobrecarga el suelo, puede desencadenar en asentamientos excesivos, falla de corte del mismo o ambos, causando daño a la estructura.

Es importante mencionar lo que señala Braja Das (2014) en cuanto a que existe una gran responsabilidad de los ingenieros geotécnicos y los ingenieros estructurales que elaboran y diseñan las cimentaciones, en la evaluación de la capacidad de carga de los materiales que las integran.

Braja Das (2014) indica que, dependiendo de las características de la estructura y de los materiales encontrados, se utilizan varios tipos de cimentación. Menciona que se podría emplear una placa corrida, la cual consiste en una ampliación de una pared de soporte de carga, que hace posible la transmisión de la carga de la estructura sobre un área mayor del suelo. Sin embargo, si los materiales son de baja capacidad de carga, el tamaño de las zapatas corridas que se requerirían es muy grande y por lo tanto es poco práctico.

Por otra parte, según Braja Das (2014) se cuenta con las cimentaciones profundas de pilotes, las cuales se utilizan para estructuras más pesadas cuando se requiere gran profundidad para soportar la carga. Los pilotes son elementos que pueden ser de diferentes tipos de materiales, tales como concreto o acero, los cuales, transfieren la carga de la superestructura a las capas inferiores del suelo. De acuerdo con la forma en cómo se transfiere las cargas al subsuelo, los pilotes se pueden dividir en dos tipos: pilotes de fricción y pilotes de punta.

Un tipo adicional de cimentación profunda corresponde con aquellos elementos de eje perforado. Según Braja Das (2014) este tipo de cimentación consiste en perforar un eje en el subsuelo y después llenarlo con concreto. Puede utilizarse una carcasa de metal mientras se perfora el eje; ésta puede dejarse en el lugar o ser retirada durante la colocación del concreto.

1.2.2 Medio Soportante y Tipos de Suelos

El Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009), en adelante CCCR, menciona que “la falta de conocimiento del subsuelo ha producido, en numerosos casos, fallas importantes en obras, aumento de los costos, atrasos durante el proceso constructivo, colapso parcial, falla funcional e incluso pérdida de vidas” (p. 27). Menciona además que “son frecuentes los problemas asociados con asentamientos importantes, empujes y baja capacidad de soporte, entre otros, que podrían detectarse a priori con tan solo un poco de atención sobre estas situaciones” (p. 27).

La zona en estudio se caracteriza por la presencia de depósitos de suelos residuales, así como depósitos coluviales. Según se menciona en el CCCR (2009) “se puede generalizar que las topografías escarpadas en su mayoría corresponden con suelos residuales originados por la alteración de la roca madre y en menor grado con depósitos coluviales producto de la erosión y deslizamiento de terrenos más elevados” (p. 27).

Otro aspecto sumamente importante obedece al aspecto geológico de los materiales que conforman el medio soportante. Según indica el CCCR (2009) “juegan un papel muy importante los factores geológicos como por ejemplo la edad de las formaciones de rocas y suelos, los episodios volcánicos y las condiciones climáticas de Costa Rica” (p. 28).

1.2.3 Capacidad Soportante

Tal y como lo indica el CCCR (2009), la capacidad soportante de una cimentación se puede establecer a partir de formulaciones teóricas o mediante pruebas efectuadas *in situ*, como por ejemplo por medio del ensayo de carga con placa rígida. De forma tradicional, se ha recurrido al uso de las fórmulas de equilibrio límite para establecer la capacidad de carga de los materiales. Bajo este método, la capacidad portante se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$q_{ult} = \frac{\gamma_1 * B}{2} * N_\gamma + C * N_c + \gamma_2 * D_f * N_q \quad \text{Ecuación 1.1}$$

Donde:

q_{ult} : Capacidad de soporte última (kPa).

B: Ancho mínimo del cimiento (m).

c: Cohesión del material (kPa).

γ_1 : Densidad del material por debajo del nivel de desplante definido (kN/m³).

γ_2 : Densidad del material por encima del nivel de desplante definido (kN/m^3).

D_f : Nivel de desplante definido (m).

N_v , N_c , N_q : Factores de capacidad de carga.

Para el caso de los factores de capacidad de carga según lo indica el CCCR (2009), son dependientes del ángulo de fricción del material, así como de la teoría de análisis que se utilice. En este caso se utilizará la metodología de Reissner (1924) y de Meyerhof (1955) y su estimación se obtiene haciendo uso de la siguiente figura.

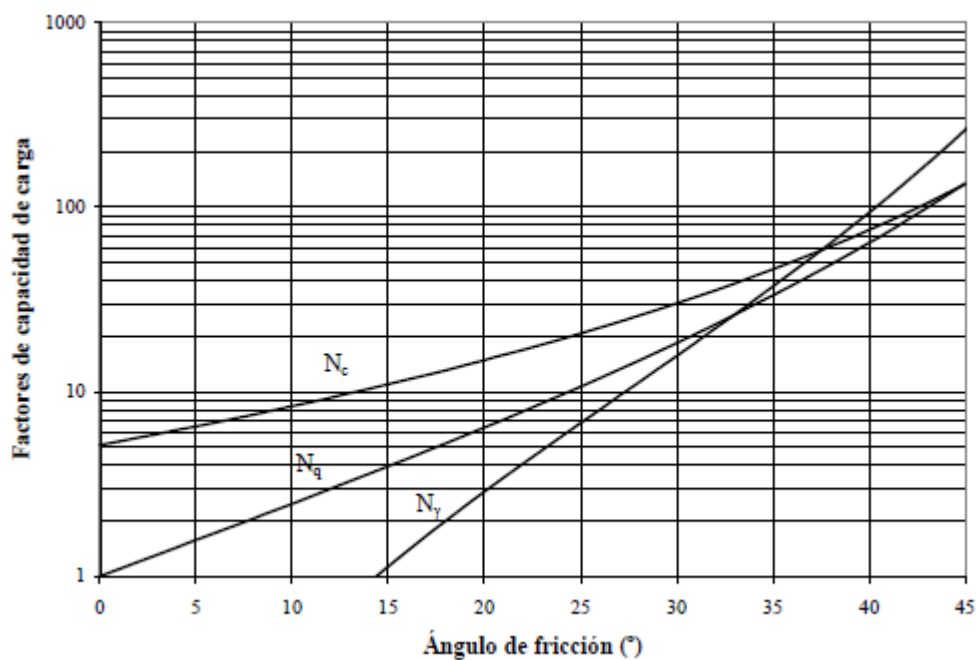


Figura 1.4. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte según Reissner (1924) y Meyerhoff (1955)

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009)

El CCCR (2009), es claro en definir el uso de la anterior figura en aquellos casos donde:

- El cimiento es corrido, es decir una placa corrida.
- La carga es concentrada.
- La carga es vertical.
- Se tiene una profundidad de desplante nula, es decir, no se considera la resistencia al corte del terreno situado por encima del nivel de desplante.
- La superficie del terreno es horizontal.
- El terreno es formado por un suelo homogéneo.

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

En el caso de los cimientos que presentan una forma rectangular o circular, los factores de capacidad de carga N_y y N_c , deberán de ser ajustados de acuerdo a su forma, para ello se utilizan las siguientes dos ecuaciones:

$$N'_c = N_c * \left(1 + 0,20 * \frac{B}{L}\right) \quad \text{Ecuación 1.2}$$

$$N'_y = N_y * \left(1 - 0,40 * \frac{B}{L}\right) \quad \text{Ecuación 1.3}$$

Donde:

B: Ancho de la cimentación (m).

L: Largo de la cimentación (m).

Por otro lado, si se tienen cimientos sobre taludes y laderas se debe aplicar una reducción a los factores de capacidad de carga (N_c , N_y , N_q) para que se tome en cuenta esta situación. Se aplicará las fórmulas propuestas por Brinch - Hansen (1970), las cuales son una extensión a la fórmula desarrollada por Meyerhof (1963).

Los factores de inclinación del terreno o cimentación sobre ladera que se aplicarían como corrección a los factores de capacidad de carga, son los siguientes:

$$g_c = 1 - \frac{2 * \beta}{\pi + 2} \quad \text{Ecuación 1.4}$$

$$g_y = g_q = (1 - 0,50 * \tan\beta)^5 \quad \text{Ecuación 1.5}$$

Donde:

g_c , g_y , g_q : Factores de corrección a los factores de capacidad de carga (adimensional).

β : Ángulo que forma la superficie del terreno con la horizontal (°).

Finalmente, el CCCR (2009) señala que el peso del terreno sobre el cimiento puede ser considerado como una carga externa adicional o eventualmente reducido de la capacidad de carga del suelo. Si se considera este último caso, es lo que se denomina capacidad de soporte última neta (q_{un}) y se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$q_{ult} = \frac{\gamma_1 * B}{2} * N_y + C * N_c + \gamma_2 * D_f * (N_q - 1) \quad \text{Ecuación 1.6}$$

Donde:

q_{un} : Capacidad de soporte última neta (kPa).

B: Ancho mínimo del cimiento (m).

c: Cohesión del material (kPa).

γ_1 : Densidad del material por debajo del nivel de desplante definido (kN/m³).

γ_2 : Densidad del material por encima del nivel de desplante definido (kN/m³).

D: Nivel de desplante definido (m).

N_γ , N_c , N_q : Factores de capacidad de carga.

Para el caso de los factores de capacidad de carga, se utilizan los mismos que se obtienen mediante la Figura 1.4 y se deberán de corregir por su forma, si el cimiento presenta una sección transversal rectangular o circular.

Tal y como lo indica el CCCR (2009), la capacidad de soporte que deberá utilizarse para el diseño de las cimentaciones podrá ser estimada, ya sea utilizando el Método de Diseño por Resistencia o bien el Método de Diseño por Esfuerzos de Trabajo.

En el caso del Método de Diseño por Resistencia, se utilizan factores de reducción, según fueron estos establecidos en el Código Sísmico de Costa Rica (2010), de acuerdo con la combinación de carga que se utilice. Para estimar en este caso el esfuerzo máximo transmitido a los materiales de la cimentación, se utiliza la siguiente ecuación:

$$q_{um\acute{a}x} \leq \Phi \cdot q_{ult} \quad \text{Ecuación 1.7}$$

Donde:

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

Φ : Factor de reducción para la capacidad soportante de los suelos.

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

Los valores de los factores de reducción para la capacidad de soporte de los suelos, en función de la combinación de carga, se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 1.1. Factores de reducción de la capacidad de soporte de los suelos

Combinación de carga ^(*)	Relación $q_{u \text{ mín}} / q_{u \text{ máx}}$	Factor Φ
Combinaciones 6-1 y 6-2	Mayor o igual que 0.25	0.5
	Menor que 0.25	0.6
Combinaciones 6-3 y 6-4	Mayor o igual que 0.25	0.66
	Menor que 0.25	0.85

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009

Por otra parte, según señala el CCCR (2009) también es posible utilizar el Método por Esfuerzos de Trabajo, para determinar la capacidad de soporte de los materiales. Este método consiste en

establecer un factor de seguridad, el cual se obtiene como función de la condición de carga experimentada, las condiciones del tipo de suelo y la investigación desarrollada. Se utiliza la siguiente ecuación para establecer la capacidad de soporte admisible de los materiales:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad \text{Ecuación 1.8}$$

Donde:

q_{ult} : Capacidad de soporte última de los materiales (kPa).

FS: Factor de seguridad a utilizar.

q_{adm} : Capacidad de soporte admisible de los materiales (kPa).

El CCCR (2009) señala que como regla general deberá de utilizarse un factor de seguridad de 3, si el terreno es del tipo normal y se ha desarrollado una adecuada investigación. Este factor de seguridad no podrá ser inferior a 2, aunque se conozca con suma precisión las cargas que llegan a la cimentación y se conozcan de forma excepcional las propiedades del suelo soportante.

De forma general, se establece en el siguiente cuadro, los factores de seguridad que se recomiendan utilizar, en función de la condición de la carga:

Cuadro 1.2. Factores de seguridad para capacidad de soporte en función de la condición de la carga

Condición de carga	Factor de Seguridad Tradicional
Estática	3.0
Estática + Dinámica	2.0

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009

En aquellos casos donde se presente carga excéntrica y en términos de las presiones máximas y mínimas, el CCCR (2009) señala que con respecto a los valores del factor de seguridad se podrían utilizar los indicados en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.3. Factores de seguridad para cargas excéntricas

Combinación de carga	Relación $q_u \text{ min} / q_u \text{ máx}$	Factor de seguridad
Estática	Mayor o igual que 0.25	3.0
	Menor que 0.25	2.5
Estática + Dinámica	Mayor o igual que 0.25	2.0
	Menor que 0.25	1.6

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009

1.2.4 Cimentaciones Superficiales

Por definición tomando como referencia lo que presenta el CCCR (2009), las cimentaciones superficiales corresponden a aquellos tipos de cimientos donde la relación D_f/B (D_f corresponde al nivel de desplante y B con el ancho del cimiento) es menor o igual a uno. Las cimentaciones superficiales se utilizan cuando existe una capa resistente a poca profundidad en el terreno, que pueda soportar las cargas que suministra una estructura.

El CCCR (2009) señala que “de acuerdo con la resistencia del terreno y la importancia de la edificación, se utilizan en nuestro medio: placas individuales, placas corridas, placas combinadas, placas sobre rellenos de sustitución, losas de cimentación, bloque rígido y pozos de cimentación” (p. 51).

Tal y como lo indica el CCCR (2009), las placas corridas consisten en construir, por debajo de los muros o paredes con cargas longitudinales, una placa de concreto, en el sentido longitudinal, la cual permite repartir la carga sobre una superficie mayor ($L/B > 10$; siendo L = largo). Usualmente se utilizan para construcciones de viviendas o para la cimentación de un muro de carga en un edificio.

Según se desprende del mismo CCCR (2009) “las placas individuales son utilizadas para brindar soporte a columnas o pilares que transmiten cargas concentradas. Consisten también en losas de concreto, cuya geometría es usualmente cuadrada o rectangular, cumpliendo la función de repartir la carga sobre un área mayor” (p. 51).

En secciones siguientes se tratarán con más detalle algunos de los tipos de cimentaciones consideradas como superficiales y que eventualmente se utilizarán como parte de las alternativas para proponer la cimentación de la Estructura de Entrega al Embalse.

1.2.4.1 Placas individuales o corridas

Según indica el CCCR (2009) el espesor de la placa deber ser el suficiente para asegurar que va presentar un comportamiento rígido. En el caso de las placas corridas, se suele utilizar cimientos en forma de T invertida, para cumplir con la rigidez que se demanda.

Por otra parte, el CCCR (2009) señala que la placa de fundación deberá diseñarse para soportar los esfuerzos por flexión y cortante que le transmiten las cargas que llegan. Las cargas que se utilicen deben de mayorarse, de acuerdo con las combinaciones de carga que establece en Código Sísmico de Costa Rica en su revisión del año 2014, en caso de diseñarse por el Método de Resistencia Última.

Es imperante efectuar un estudio de los asentamientos para las placas de fundación, tal y como lo establece el CCCR (2009), donde indica que es necesario verificar que los asentamientos totales registrados, se encuentren dentro de los límites admisibles establecidos en el Cuadro 3.5 del Capítulo 3.

1.2.4.2 Losas de Fundación

Según indica el CCCR (2009), “las cimentaciones mediante losas permiten disponer de una superficie continua que puede cubrir total o parcialmente el área de la estructura y en algunos casos hasta puede excederla. Distribuyen las cargas sobre un área muy amplia, asegurando un soporte uniforme” (p. 52). Las losas de fundación aseguran si su espesor es adecuado, la rigidez de toda la estructura.

El uso de las losas de fundación radica en aquellos casos donde se tiene presencia de suelos blandos o de baja capacidad portante, también se utilizan en edificaciones que presentan una gran altura, donde la utilización de cualquier otro sistema ocasiona que se produzcan traslapes de las áreas de fundación, según lo indica el CCCR (2009).

El CCCR (2009) señala que, “tradicionalmente las placas de cimentación en concreto reforzado se diseñan como elementos rígidos. Para que un elemento sea rígido deberá de cumplir con la siguiente ecuación” (p. 53):

$$L < \frac{1}{4} \frac{\pi}{\sqrt[4]{\frac{K_{s1} B}{4E_c I}}}$$

Ecuación 1.9

Donde:

L: Dimensión máxima del cimiento.

B: Ancho del cimiento.

E_c : Modulo de elasticidad del concreto.

I: Momento de inercia de la sección transversal del cimiento.

k_{s1} : Módulo de reacción vertical del suelo dentro de la zona de influencia de la cimentación.

En el siguiente cuadro, se presentan los valores comunes para diferentes tipos de materiales, adaptado de Jiménez y Salas (1980) para los parámetros del módulo de deformación y el módulo de reacción vertical.

Cuadro 1.4. Valores del módulo de reacción del suelo y del módulo de reacción vertical para diferentes materiales

TIPO DE SUELO	Módulo de Deformación E_o (kg/cm ²)	Módulo de reacción vertical K_{sI} (kg/cm ³)
** Suelo fangoso	11.00 a 33.00	0.50 a 1.50
* Arena seca o húmeda, suelta (N_{SPT} 3 a 9)	0.16H a 0.48H	1.20 a 3.60
* Arena seca o húmeda, media (N_{SPT} 9 a 30)	0.48H a 1.60H	3.60 a 12.00
* Arena seca o húmeda, densa (N_{SPT} 30 a 50)	1.60H a 3.20H	12.00 a 24.00
* Grava fina con arena fina	1.07H a 1.33H	8.00 a 10.00
* Grava media con arena fina	1.33H a 1.60H	10.00 a 12.00
* Grava media con arena gruesa	1.60H a 2.00H	12.00 a 15.00
* Grava gruesa con arena gruesa	2.00H a 2.66H	15.00 a 20.00
* Grava gruesa firmemente estratificada	2.66H a 5.32H	20.00 a 40.00
** Arcilla blanda (q_u 0.25 a 0.50 kg/cm ²)	15 a 30	0.65 a 1.30
** Arcilla media (q_u 0.50 a 2.00 kg/cm ²)	30 a 90	1.30 a 4.00
** Arcilla compacta (q_u 2.00 a 4.00 kg/cm ²)	90 a 180	4.00 a 8.00
Arcilla dura (q_u 4.00 a 10.00 kg/cm ²)	180 a 480	8.00 a 21.00

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009

Según lo indica el CCCR (2009) la distribución de las presiones por debajo de un cimiento depende de tres parámetros: en primer lugar, de los valores relativos del módulo de reacción del suelo, en segunda instancia de la longitud que presente el cimiento y finalmente del espesor de la cimentación. Conforme se presente un incremento en el módulo de reacción de suelo, será necesario aumentar el espesor del cimiento para mantener una distribución de presiones por debajo de la placa, de manera uniforme.

En el caso de las losas de fundación, tal y como se indicó anteriormente, es un mecanismo de cimentación sobre terrenos suaves, razón por la cual se debe efectuar un cuidadoso estudio de los asentamientos sean estos totales o diferenciales, que pueda experimentar la losa según sea la condición de excentricidad que pueda experimentar, señala el CCCR (2009). Además, se indica que será criterio del diseñador establecer cuáles son los límites admisibles para efectuar el diseño.

Para el caso de definir cuáles serían los asentamientos totales o diferenciales admisibles para el diseño de una losa de fundación, se utiliza la referencia propuesta por Sowers (1979).

Cuadro 1.5. Asentamientos admisibles según el tipo de estructura

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje	15 – 30 cm
	Acceso	30 – 60 cm
	Estructuras con muros de mampostería	2,5 – 5,0 cm
	Estructuras reticulares	5,0 – 10,0 cm
	Silos y placas	7,0 – 30,0 cm
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco	Depende de altura y ancho
	Inclinación de chimeneas y torres	0,004 <i>l</i>
	Rodadura de caminos, etc.	0,01 <i>l</i>
	Almacenamiento de mercancías	0,01 <i>l</i>
	Funcionamiento de máquinas telares de algodón	0,003 <i>l</i>
	Funcionamiento de máquinas turbo generadoras	0,0002 <i>l</i>
	Carriles de grúas	0,003 <i>l</i>
	Drenaje de soleras	0,01 – 0,02 <i>l</i>
Asentamientos diferenciales	Muros de ladrillo continuos y elevados	0,0005 – 0,001 <i>l</i>
	Fábrica de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0,001 – 0,002 <i>l</i>
	Fisuración de repellos	0,001 <i>l</i>
	Marcos de concreto reforzado	0,0025 – 0,004 <i>l</i>
	Muros de concreto reforzado	0,003 <i>l</i>
	Marcos metálicos continuos	0,002 <i>l</i>
	Marcos metálicos sencillos	0,005 <i>l</i>

Nota: “*l*” es la distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes o entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial. Los valores más elevados son para los asentamientos homogéneos y estructuras más tolerantes. Los valores inferiores corresponden con asentamientos irregulares y estructuras delicadas.

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009 (Adaptado de Sowers, 1979)

1.2.4.3 Rellenos de Sustitución

De acuerdo con lo que indica el CCCR (2009) cuando no se tiene presencia de un estrato resistente a una profundidad adecuada, existe una alternativa para apoyar los cimientos (aislados o corridos), sobre un relleno de material selecto que transmita las cargas sobre la capa soportante seleccionada. A este sistema se le denomina placas sobre rellenos de sustitución. Su utilización está restringida a profundidades de cimentación máximas entre 4 m y 5 m. Este sistema de cimentación tiene la exigencia sobre el relleno, para sea de excelente calidad.

De acuerdo con lo que presenta el CCCR (2009), para un medio estratificado, que incluye para efectos de diseño una sustitución mediante un relleno compactado en capas por debajo de una losa de cimentación, el valor del módulo de reacción vertical de los materiales deberá ser un valor ponderado hasta la profundidad donde se presenten los mayores esfuerzos, no basta con solamente

utilizar el valor del módulo de reacción del relleno de sustitución, que por lo general obedece a un valor alto.

Continuando en esta línea, el CCCR (2009) indica que el caso de un relleno de sustitución es el equivalente a un medio estratificado (compuesto por dos o más capas), donde va existir una capa dura por encima de una capa blanda. Por lo anterior, se debe verificar que la presión bajo el relleno de sustitución no exceda la capacidad portante del suelo sobre el que se apoya el relleno de sustitución. La forma en se realiza esta revisión es por medio de una placa equivalente en el fondo del relleno.

A estos efectos, según establece el CCCR (2009) se deben de tomar en cuenta dos escenarios. El primero corresponde a que el relleno de sustitución presente las mismas dimensiones que la placa de cimentación (largo y ancho), en este caso se deberá de considerar la siguiente ecuación en caso de una placa corrida.

$$q_r = \frac{P_L}{B} + \gamma_r * T \quad \text{Ecuación 1.10}$$

Donde:

P_L : Carga por unidad de longitud de la placa (kN/m).

B : Ancho mínimo de la placa (m).

L : Largo de la placa (m).

γ_r : Densidad total del material de relleno (kN/m³).

T : Espesor de la sustitución (m).

El segundo caso es cuando el relleno de sustitución es mayor que el área de la placa. El CCCR (2009) indica que “la distribución más eficiente se produce cuando el ancho de la sustitución excede al ancho de la placa es una dimensión igual al espesor sustituido” (p. 79). La presión bajo el relleno de sustitución para el caso de una placa corrida puede estimarse por medio de la siguiente ecuación.

$$q_r = \frac{P_L}{(B + T)} + \gamma_r * T \quad \text{Ecuación 1.11}$$

Donde:

P_L : Carga por unidad de longitud de la placa (kN/m).

B : Ancho mínimo de la placa (m).

γ_r : Densidad total del material de relleno (kN/m³).

T : Espesor de la sustitución (m).

No está de más indicar lo que señala el CCCR (2009) entorno a los materiales a utilizar como sustitución, los cuales deberán de cumplir con un porcentaje de compactación mínimo del 95% según el ensayo Proctor Modificado. Los materiales a colocar deberán de ser compactados en capas no mayores a 0,30 m, bajo una humedad en obra próxima a la óptima.

Es obligación efectuar un estudio de los asentamientos para la placa de fundación, por encima del relleno de sustitución tal y como lo establece el CCCR (2009), que se resumen en el Cuadro 1.5, presentado en la sección anterior. Si fuere necesario, se deberá de modificar el área y las presiones de la cimentación a fin de cumplir con lo que establece el código.

1.2.5 Cimentaciones Profundas con Micropilotes

Debido a las condiciones propias de los materiales y a la presencia de bloques dentro de las unidades geotécnicas identificadas, en este caso en particular se evaluará el uso micropilotes, como alternativa a las cimentaciones profundas. En este apartado se presentarán los principales detalles a considerar dentro del diseño de los micropilotes.

1.2.5.1 Selección del espaciamiento de los micropilotes

Según establece en la publicación Sabatini et al. (2005) acerca del Diseño y Construcción de Micropilotes, el espaciamiento de centro a centro entre micropilotes individuales debe ser de al menos 760 mm o 3 diámetros de micropilote, lo que resulte mayor. Este criterio de espaciamiento se desarrolló originalmente para pilotes conducidos y permite solventar posibles desviaciones en la perforación en profundidades significativas, reduciendo los efectos de grupo entre micropilotes adyacentes.

Según se indica en Sabatini et al. (2005) cuando están involucradas cargas de diseño relativamente pequeñas, considerando como cargas pequeñas valores menores a 450 kN, puede ser factible perforar e instalar micropilotes a través de la fundación existente y aún desarrollar suficiente transferencia de carga entre los micropilotes y la fundación existente para proporcionar la capacidad adecuada.

1.2.5.2 Selección de la longitud de los micropilotes

Según señala Sabatini et al. (2005) la longitud total de un micropilote individual se seleccionará de tal manera que la capacidad geotécnica requerida se desarrolle por fricción o resistencia lateral entre la lechada de cemento y el suelo, sobre una longitud adecuada del estrato apropiado. La

longitud total también estará controlada por las profundidades de penetración requeridas para resistir las fuerzas de arrastre descendente.

De acuerdo con lo que indica Sabatini et al. (2005) la longitud máxima de un micropilote que puede ser alcanzada utilizando un equipo de perforación de oruga es en el orden de 90 m, sin embargo, longitudes de este calibre alcanzan un costo económico importante, por lo que se establece como límite práctico para la implementación de micropilotes hasta longitudes de 30 m.

1.2.5.3 Selección de la sección transversal del micropilote

Tal y como lo indica Sabatini et al. (2005) se prefiere el uso de tamaños de carcasa comunes para evitar demoras asociadas con la disponibilidad de material. Actualmente, los diámetros de la carcasa exterior más comunes son de 141 mm, 178 mm y 245 mm. Estos micropilotes presentan un límite elástico nominal de 552 MPa, siendo la carcasa de un diámetro externo de 178 mm la de uso más común en los Estados Unidos de América.

La recomendación que brinda Sabatini et al. (2005) en torno a la selección del micropilote indica que es preferible instalar menos micropilotes de una mayor capacidad en comparación con un mayor número de micropilotes de menor capacidad para resistir las cargas que llegan a los cimientos.

De igual forma, menciona Sabatini et al. (2005) que la adherencia entre la lechada de cemento y la barra de acero de refuerzo permite establecer una acción compuesta del micropilote y es el mecanismo para transferir la carga del micropilote de refuerzo al suelo. Los valores de adherencia finales típicos varían de 1.0 MPa a 1.75 MPa para los casos de barras lisas o tuberías y de 2.0 MPa a 3.5 MPa para los casos de las barras estriadas.

Sin embargo, es importante mencionar tal cual lo indica Sabatini et al. (2005) en la mayoría de los casos, la adherencia entre la lechada y el acero no gobierna el diseño del micropilote. En general, la carga permisible de un micropilote está controlada por la resistencia estructural de la sección transversal del micropilote.

1.2.5.4 Evaluación geotécnica de la capacidad del micropilote

Según establece Sabatini et al. (2005) la longitud de la zona de adherencia se puede formar en la mayoría de los estratos de suelo y roca, con las diferencias que se puedan presentar en la resistencia de la adherencia de la lechada al suelo o roca, según el tipo de material.

El objetivo del diseño es evaluar la longitud de esta zona de unión requerida para resistir la tensión aplicada y las cargas de compresión con un factor de seguridad adecuado.

No todos los suelos son adecuados para desarrollar esta longitud de adherencia entre el micropilote y el suelo. Según lo indica Sabatini et al. (2005) al igual que ocurre en con los anclajes al suelo, ciertos materiales de suelo no son adecuados para la ubicación de la zona de adherencia de los micropilotes, destacando los siguientes:

- Suelos orgánicos.
- Suelos cohesivos con un índice de liquidez promedio mayor a 0,20.
- Suelos cohesivos con un límite líquido promedio mayor que 50.
- Suelos cohesivos con un índice plástico promedio mayor a 20.

Se indica que si los micropilotes son instalados en suelos con las características anteriores pueden ser susceptibles a excesivas deformaciones a largo plazo tanto en las pruebas que se realicen como con las cargas de trabajo.

La capacidad de adherencia del micropilote puede ser estimada por medio de la siguiente ecuación:

$$P_{G-allowable} = \frac{\alpha_{bond}}{FS} * \pi * D_b * L_b \quad \text{Ecuación 1.12}$$

Donde:

$P_{G-allowable}$: Capacidad de adherencia del micropilote (kN).

α_{bond} : Resistencia última de la adherencia de la lechada al suelo (kPa).

D_b : Diámetro del hueco de perforación (m).

L_b : Longitud de adherencia (m).

Esta misma ecuación se puede utilizar para calcular la longitud de adherencia, L_b , necesaria para poder resistir la máxima carga de compresión o tensión de diseño, donde el valor de $P_{G-allowable}$ es igual al máximo esfuerzo de trabajo.

$$L_b = \frac{P_{G-allowable} * FS}{\alpha_{bond} * \pi * D_b} \quad \text{Ecuación 1.13}$$

Donde:

$P_{G-allowable}$: Capacidad de adherencia del micropilote (kN).

α_{bond} : Resistencia última de la adherencia de la lechada al suelo (kPa).

D_b : Diámetro del hueco de perforación (m).

L_b : Longitud de adherencia (m).

En el siguiente cuadro, se presentan algunas referencias en cuanto a la adherencia entre la lechada de cemento y diferentes tipos de materiales, en función del método de perforación utilizado.

Cuadro 1.6. Valores de la adherencia entre la lechada y los materiales (α_{bond}) a utilizar en el diseño de micropilotes

Descripción Suelo/Roca	Resistencia última de adherencia lechada al suelo, kPa (psi)			
	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo D
Limo & Arcilla (algo arena) (suave, medio plástico)	35 - 70 (5 - 10)	35 - 95 (5 - 14)	50 - 120 (5 - 17,5)	50 - 145 (5 - 21)
Limo & Arcilla (algo arena) (rígido, denso a muy denso)	50 - 120 (5 - 17,5)	70 - 190 (10 - 27,5)	95 - 190 (14 - 27,5)	95 - 190 (14 - 27,5)
Arena (algo de limo) (fino, suelto a media densidad)	70 - 145 (10 - 21)	70 - 190 (10 - 27,5)	95 - 190 (14 - 27,5)	95 - 240 (14 - 35)
Arena (algo de limo, grava) (fino-grueso, med. - muy densa)	95 - 215 (14 - 31)	120 - 360 (17,5 - 52)	145 - 360 (21 - 52)	145 - 385 (21 - 56)
Grava (algo de arena) (media - muy densa)	95 - 265 (14 - 38,5)	120 - 360 (17,5 - 52)	145 - 360 (21 - 52)	145 - 385 (21 - 56)
Sedimentos Glaciares (limo, arena, grava) (media - muy densa, cementado)	95 - 190 (14 - 27,5)	95 - 310 (14 - 45)	120 - 310 (27,5 - 45)	120 - 335 (17,5 - 48,5)
Lutitas Suaves (fracturas frescas moderadas, poco o nada metereorizada)	205 - 550 (30 - 80)	N/A	N/A	N/A
Piazarras y Lutitas Duras (fracturas frescas moderadas, poco o nada metereorizada)	515 - 1380 (75 - 200)	N/A	N/A	N/A
Calizas (fracturas frescas moderadas, poco o nada metereorizada)	1035 - 2070 (150 - 300)	N/A	N/A	N/A
Areniscas (fracturas frescas moderadas, poco o nada metereorizada)	520 - 1725 (75,5 - 250)	N/A	N/A	N/A
Granitos y Basaltos (fracturas frescas moderadas, poco o nada metereorizada)	1380 - 4200 (200 - 609)	N/A	N/A	N/A

Tipo A: Solamente lechada por gravedad.

Tipo B: Presión agrupada a través de la carcasa durante la extracción.

Tipo C: Lechada primaria colocada por debajo de la cabeza de gravedad, luego una fase de lechada de presión global secundaria.

Tipo D: Lechada primaria colocada por debajo de la cabeza de gravedad, luego una fase de lechada de presión global secundaria.

Fuente: Adaptado de Sabatini et al., 2005

Recomienda Sabatini et al. (2005) la realización de una cierta cantidad de pruebas de carga en los micropilotes propiamente en el sitio, las cuales ayuden a definir el factor de seguridad que se deberá de aplicar a la resistencia última de la adherencia a utilizar para el diseño de los micropilotes. Se

recomienda utilizar al menos un factor de seguridad de 2 para el diseño, siempre que se realicen pruebas de carga, de acuerdo con los siguientes dos criterios:

- Al menos una prueba final o una verificación antes de comenzar con la instalación de micropilotes, o bien una o más pruebas finales o de verificación en cada tipo de terreno diferente que se encuentre a medida que avanza la construcción.
- Durante el proceso de instalación de los micropilotes, se deben realizar pruebas de carga en un número específico del total de micropilotes ya instalados. En general, se suele recomendar realizar pruebas en al menos el 5% de los micropilotes instalados.

Por otro lado, recomienda Sabatini et al. (2005) que en el caso de proyectos en los que la zona de adherencia de los micropilotes se forme en suelos con potencial de reptación, suelos de alta plasticidad, rocas débiles o cualquier otro tipo de suelo considerado residual, emplear en el diseño un factor de seguridad de al menos 2.5 para estimar la longitud de adherencia y como sustento de la escogencia de este factor de seguridad realizar al menos una prueba de carga con la fuerza máxima previsible a emplear en el diseño.

1.2.5.5 Capacidad a la compresión de un grupo de micropilotes en suelos cohesivos

En el caso de suelos cohesivos, Sabatini et al. (2005) indican que la eficiencia de un grupo de micropilotes instalado en suelos cohesivos es función de la separación de centro a centro de los micropilotes, denominado bajo la letra "s", y de la condición de contacto entre la parte inferior del micropilote y el suelo cerca de la superficie.

Para ello Sabatini et al. (2005) presentan un cuadro, donde se indica la eficiencia de un grupo de pilotes en materiales cohesivos, como es nuestro caso, según las unidades geotécnicas que se tienen identificadas en el sitio en cuestión. Los factores de eficiencia a utilizar se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.7. Factor de eficiencia para grupos de micropilotes en materiales cohesivos

Caso	Factor de Eficiencia, η
Si la losa está en contacto firme con el terreno	1,0
Si la losa no está en contacto firme con el terreno y el terreno es rígido (por ejemplo resistencia al corte no drenada del suelo mayor que 95 kPa (1 t/ft ²))	1,0
Si la losa no está en contacto firme con el terreno y el terreno es relativamente suave (por ejemplo resistencia al corte no drenada del suelo menor que 95 kPa (1 t/ft ²)) o está perturbado.	
• $s = 2,5 D_b$	0,65
• $s = 3,0 D_b$	0,70
• $s = 6,0 D_b$	1,0
• $3,0 D_b < s < 6,0 D_b$	Interpolar entre 0,70 y 1,0

Fuente: Sabatini et al., 2005

En el cuadro anterior, el parámetro “s” corresponde con la separación centro a centro de los micropilotes y el parámetro “D_b”, corresponde con el diámetro de la perforación del micropilote.

Según lo indica Sabatini et al. (2005) si se cuentan con espacios pequeños para la instalación de los micropilotes, se deberá de evaluar el potencial para que el grupo de micropilotes falle en grupo. La capacidad final del grupo de micropilotes, “Q_g”, está dada por la siguiente ecuación:

$$Q_g = (2 * B_g + 2 * L_g) * D * s_u^- + B_g * L_g * N_c * s_u \quad \text{Ecuación 1.14}$$

Donde:

Q_g: Capacidad última del grupo de micropilotes (kN).

B_g: Ancho del grupo de pilotes (m).

L_g: Longitud dentro de la placa del grupo de pilotes (m).

D: Profundidad de los micropilotes (m).

s_u⁻: Promedio de la resistencia al corte no drenada a lo largo de la profundidad de penetración de los micropilotes (kPa).

s_u: Resistencia al corte no drenada en la base del grupo de micropilotes (kPa).

N_c: Factor de capacidad de carga.

Para el caso del factor de capacidad de carga N_c , se estima utilizando la ecuación que corresponde según sea el caso que corresponda.

$$N_c = 5 * \left(1 + \frac{0.20 * B_g}{L_g} \right) * \left(1 + \frac{0.20 * D}{B_g} \right) \text{ para } \frac{D}{B_g} \leq 2.5 \quad \text{Ecuación 1.15}$$

$$N_c = 7.5 * \left(1 + \frac{0.20 * B_g}{L_g} \right) \text{ para } \frac{D}{L_g} > 2.5 \quad \text{Ecuación 1.16}$$

Donde:

B_g : Ancho del grupo de pilotes (m).

L_g : Longitud dentro de la placa del grupo de pilotes (m)

D : Profundidad de los micropilotes (m).

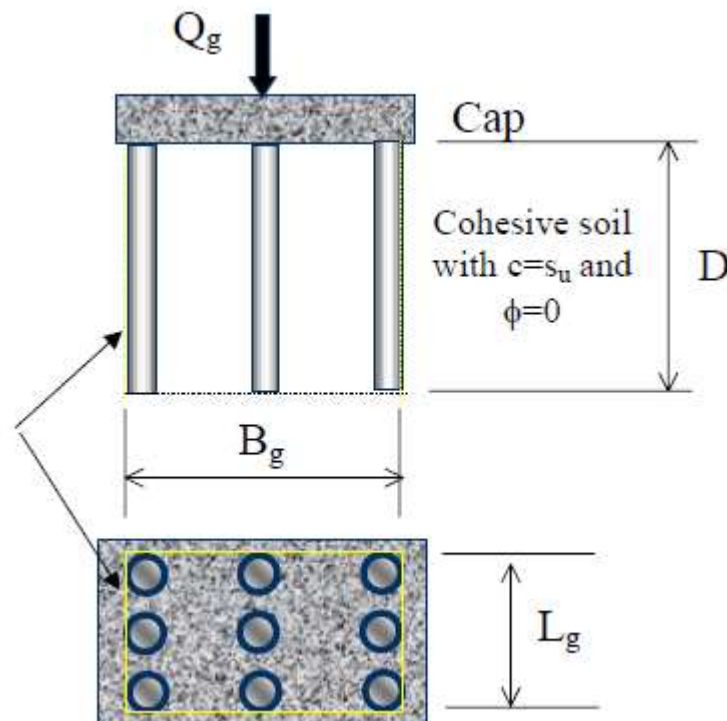


Figura 1.5. Descripción de los elementos que intervienen en el cálculo del grupo de micropilotes

Fuente: Sabatini et al., 2005

Según presenta Sabatini et al. (2005) la capacidad del grupo de pilotes a utilizar en el diseño se determina siguiendo tres pasos, los cuales se detallan a continuación:

Paso 1: Se calcula la capacidad última del grupo de micropilotes, haciendo uso de una segunda ecuación para su estimación, la cual involucra el número de micropilotes a considerar.

$$Q_g = (\alpha_{bond} * \pi * D_b * L_b) * n^{\circ} \text{ de micropilotes en grupo} * \eta \quad \text{Ecuación 1.17}$$

Donde:

Q_g : Capacidad última del grupo de micropilotes (kN).

L_b : Longitud dentro de la placa del grupo de pilotes (m).

D_b : Diámetro del hueco de perforación (m).

α_{bond} : Resistencia última de la adherencia de la lechada al suelo (kPa).

η : Factor de eficiencia del grupo de micropilotes.

Paso 2: Se calcula la capacidad última en grupo de acuerdo a la Ecuación 1.14 y la Ecuación 1.17, y para el diseño se utiliza el valor que resulte menor de ambas ecuaciones.

Paso 3: Se utiliza un factor de seguridad de 2 para calcular la capacidad admisible del grupo de micropilotes.

1.2.5.6 Capacidad a la extracción de un grupo de micropilotes en suelos cohesivos

Para este caso Sabatini et al. (2005) señala que, para los grupos de micropilotes en suelos cohesivos, la capacidad de extracción del grupo se puede estimar en función de la resistencia al corte sin drenar del bloque de suelo englobado por los micropilotes, más el peso efectivo de la losa de cimentación y el bloque de suelo englobado por los micropilotes.

La ecuación que permite estimar la capacidad a la extracción del grupo de pilotes se presenta a seguidamente:

$$Q_{ug} = 2 * Z * (X + Y) * s_u^- + W_g \quad \text{Ecuación 1.18}$$

Donde:

Q_{ug} : Capacidad última a la extracción del grupo de micropilotes (kN).

Z: Profundidad del grupo de pilotes (m).

X: Ancho del grupo de pilotes (m).

Y: Largo del grupo de pilotes (m)

s_u^- : Promedio de la resistencia al corte no drenada a lo largo de la profundidad de penetración de los micropilotes (kPa).

W_g : Peso efectivo del conjunto de micropilotes y suelos incluyendo el peso de la losa de cimentación (kN).

Para una mejor comprensión de la estimación de la capacidad a la extracción del grupo de micropilotes, la siguiente figura presenta el conjunto de variables que intervienen en su estimación.

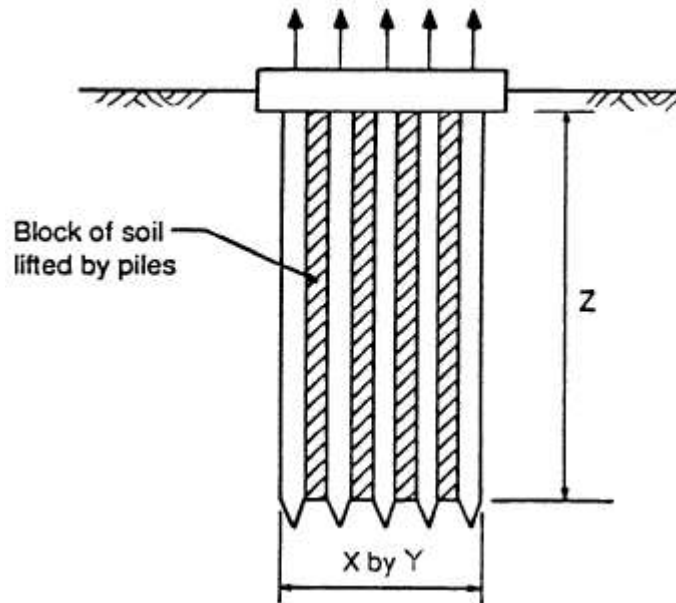


Figura 1.6. Modelo para calcular la capacidad a la extracción de un grupo de micropilotes en suelos cohesivos

Fuente: Sabatini et al., 2005

1.2.6 Métodos de elemento finito (MEF)

El uso de las herramientas computacionales de las que se dispone hoy en día es una gran ventaja con que se cuenta, ya que permite disponer de un enorme recurso para la realización de diseños complejos en obras o estructuras igualmente complejas. El análisis numérico conocido como Método de los Elementos Finitos (MEF) se ha popularizado y acrecentado su uso en las últimas décadas, al mismo tiempo que se ha acelerado el avance en las tecnologías de la computación, brindando equipos que poseen procesadores más poderosos, haciendo más llevadero el uso y empleo de los Métodos de Elementos Finitos, pues estos demandan una creciente capacidad y velocidad de cálculo por parte de los ordenadores. Los MEF permiten resolver problemas comunes en la ingeniería geotécnica, como son cálculos de asentamientos, consolidación de los materiales, esfuerzos en excavaciones superficiales y subterráneas, entre otras aplicaciones.

La idea de dividir un medio complejo en porciones más pequeñas no es una idea reciente, sino que fue propuesto, ya tiempo atrás.

Señala Ingeoexpert (2019) que “el MEF fue al principio desarrollado en 1943 por Richard Courant, quien utilizó el modelo matemático de Ritz de análisis numérico y minimización de las variables de cálculo para obtener soluciones aproximadas a un sistema de vibración”.

Según indica Ingeoexpert (2019) “el Método de los Elementos Finitos permite obtener una solución numérica aproximada sobre un cuerpo, estructura o dominio, cuando este es un medio continuo, dividiéndolo en un número elevado de subdominios no interceptables entre sí, denominados elementos finitos”.

Revela Ingeoexpert (2019) que dentro del conjunto de elementos existen una serie de puntos a los que se les denomina nodos. Se dice que dos nodos son adyacentes si ambos pertenecen al mismo elemento finito. Al conjunto de los nodos tomando en cuenta su interacción y adyacencia es lo que se le conoce como una malla.

Tal y como lo presenta Ingeoexpert (2009) “los cálculos se realizan sobre una malla de puntos (llamados nodos), que sirven a su vez de base para discretización del dominio en elementos finitos”. Para la generación de la malla existen programas especiales, conocidos comúnmente como malladores. La información que se obtiene del modelo geotécnico es la que se utiliza para transmitirla a los diferentes elementos mediante los nodos.

De acuerdo con Ingeoexpert (2009) “con esta adyacencia se relaciona el valor de un conjunto de variables incógnitas definidas en cada nodo y denominadas grados de libertad. El conjunto de relaciones entre el valor de una determinada variable y los nodos se puede escribir en forma de sistema de ecuaciones lineales”.

En definitiva, según establece Ingeoexpert (20019) “con esta metodología en lugar de obtener la solución exacta a una variable que cumple un sistema de ecuaciones diferenciales, se obtiene el valor aproximado de dicha variable en unos nodos, estimándose posteriormente el resto de las variables asociadas”.

Se puede concluir que el MEF es muy utilizado, debido a que permite de una manera mucho más sencilla resolver cálculos complejos en dos y hasta tres dimensiones, aplicables a muchos problemas que se deben de resolver en la ingeniería.

1.2.7 Monitoreo e Instrumentación

Desde el punto de vista del funcionamiento de una obra, es sumamente importante la verificación de las premisas que fueron consideradas durante la etapa del diseño. Para ello, toma relevancia el considerar el monitoreo e instrumentación de la obra como un aspecto intrínseco durante el proceso constructivo, que brindará sus réditos durante la etapa de operación o puesta en marcha, en la toma de decisiones oportunas, ante un eventual comportamiento no previsto de la estructura.

Desde el punto de vista del monitoreo e instrumentación de la estructura en cuestión, se consideran dos variables de medición como las de mayor importancia:

- La presión de poro en la fundación.
- Los desplazamientos verticales que sufra la fundación y por ende la estructura.

Para ello se tomarán en cuenta diferentes sensores, que permitan evaluar estas dos variables de control y medición.

1.2.7.1 Piezómetros eléctricos

Según se indica en CONAGUA (2012) “el principio de operación de un piezómetro eléctrico se basa en un diafragma que se flexiona bajo la acción de la presión de poro que actúa en uno de sus lados después de pasar por una piedra porosa” (p. 217). Esta deflexión que se produce en el diafragma es proporcional a la presión que es aplicada y se puede medir por medio de diferentes transductores eléctricos, en la mayoría de casos. Estos sensores toman la presión de poro y la convierten en una señal eléctrica, la cual la transmiten por medio de un cable hasta un punto fuera de la obra, destinado como sitio de medición.

Es importante indicar que según CONAGUA (2012) “las principales tecnologías empleadas en la fabricación de estos instrumentos consisten en sensores piezorresistivos (*strain gauge piezometer*) y de cuerda vibrante (*vibrating wire*). Recientemente, se han desarrollado sensores de fibra óptica (*fiber optic pore pressure sensor*)” (p. 218).

Se presenta una breve descripción de cada uno de estos tipos de sensores, antes mencionados.

Sensor piezorresistivo

El sensor piezorresistivo se describe en CONAGUA (2012) como un diafragma delgado de cerámica con una serie de resistores (*strain gauges*). Cuando este diafragma se deforma debido a la presión de poro, la resistencia en los sensores se modifica de forma directamente proporcional a la presión que este siendo aplicada. De manera electrónica, la señal que se desprende se convierte en una señal de corriente eléctrica, la cual se registra en el punto de medición.

Una desventaja que señala CONAGUA (2012) para este tipo de sensores, es que presenta una menor estabilidad con el paso del tiempo, por lo que su uso se recomienda solo cuando se requiere monitorear en el corto plazo. Además, conforme aumenta la longitud del cableado, existen pérdidas de la señal eléctrica.

En la siguiente figura, se presenta el detalle de un sensor piezorresistivo.

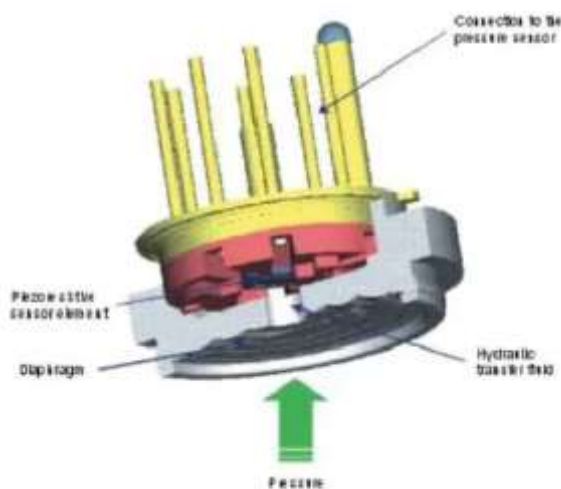


Figura 1.7. Detalle del esquema de un sensor piezorresistivo

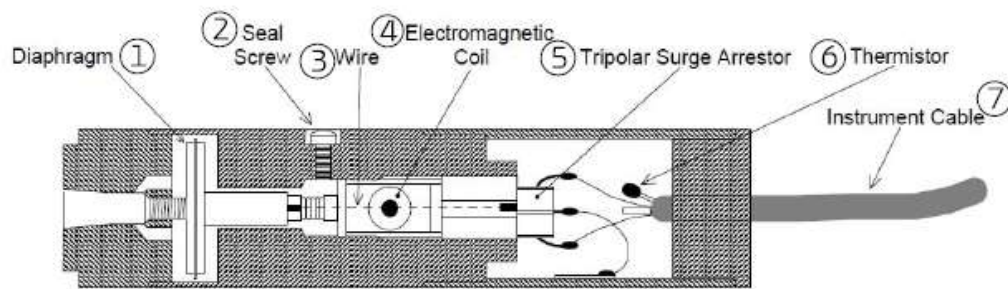
Fuente: CONAGUA, 2012

Sensor de cuerda vibrante

El funcionamiento de este tipo de sensor consiste tal como indica CONAGUA (2012) en que producto de un cambio en la presión de poro se induce una deflexión en el diafragma, lo cual, ocasiona que se presente un cambio en la tensión de la cuerda. La tensión en la cuerda se mide haciéndola vibrar, lo que permite conocer la frecuencia natural de vibración. La vibración se genera producto del suministro de un impulso eléctrico, la cual es generada por medio de una bobina que se coloca junto a la cuerda.

Según se explica en CONAGUA (2012) la frecuencia de vibración de la cuerda, varía en función de la tensión que la cuerda presente y ésta varía en función de la presión de poro. Una ventaja que presenta este dispositivo por sobre el anterior es que la señal que se transmite por el cable no se distorsiona con la longitud que éste presente, por lo tanto, la longitud del cable no afecta la medición. Sin embargo, la precisión del sensor disminuye para rangos de medición pequeños, además de que requiere realizar una corrección por temperatura.

El detalle de un tipo de sensor de cuerda vibrante se presenta en la siguiente figura.



- 1 Diafragma
- 2 Tornillo de sello
- 3 Cuerda
- 4 Bobina electromagnética
- 5 Protector tripolar de cargas eléctricas
- 6 Semiconductor termómetro
- 7 Cable de señal

Figura 1.8. Componentes del piezómetro de cuerda vibrante en el interior de una cápsula cilíndrica de acero inoxidable

Fuente: CONAGUA, 2012

Sensor de fibra óptica

Según explica CONAGUA (2012) esta clase de sensores de fibra óptica se diseñan para medir la presión que ejerce el agua a una membrana sin estar en contacto directo y posee la capacidad de registrar las deformaciones de un elemento mecánico óptico en miniatura (MOMs, por sus siglas en inglés).

Se indica también en CONAGUA (2012) que las dimensiones de estos sensores son muy pequeñas, del orden de 5 mm, por lo que se facilita su instalación en tuberías delgadas. Presenta como ventajas que es inmune a las interferencias magnéticas, señales de radio y a descargas eléctricas. Presentan

una alta resolución y estabilidad, así como una baja influencia a la temperatura. La principal desventaja corresponde a los costos elevados de esta tecnología, comparados con los dos tipos de sensores antes descritos.

La siguiente figura muestra el detalle del esquema de funcionamiento de un sensor de fibra óptica para la medición de la presión de poro.

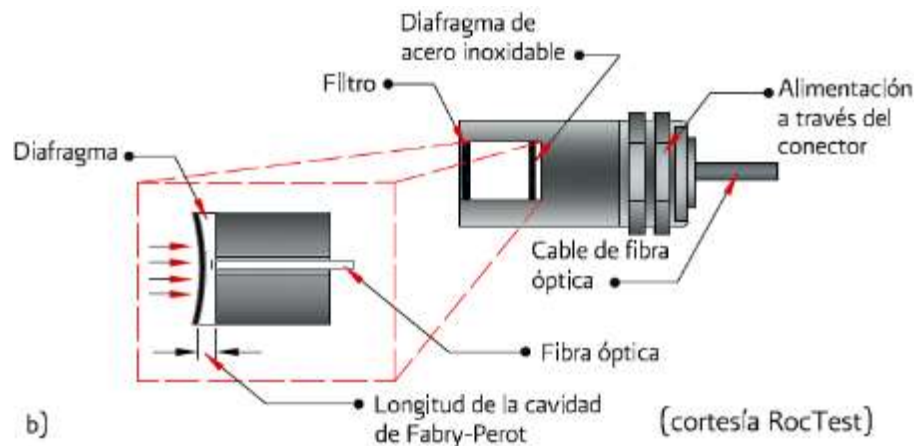


Figura 1.9. Detalle del sensor de fibra óptica

Fuente: CONAGUA, 2012 (Apartado de RocTest)

Dada la experiencia reciente con que se cuenta en el ICE, se hará uso de los piezómetros de cuerda vibrante, dentro de la propuesta de instrumentación para los sectores estratégicos en los que se decida colocar estos dispositivos dentro de la fundación de la Estructura de Entrega al Embalse.

1.2.7.2 Puntos de control topográfico

Según se indica en CONAGUA (2012) durante el proceso constructivo y la etapa de operación y servicio de una estructura, se presentan movimientos superficiales, los cuales corresponden con la evidencia de lo que ocurre en el interior de este tipo de estructuras. Los movimientos superficiales pueden ocurrir en cualquier dirección, por tanto, las mediciones que se realicen deben cuantificar la diversidad de tales movimientos. Para cualquier tipo de medición es fundamental establecer una base de referencia fija, alejada de los efectos inducidos por la construcción de la obra. Los instrumentos que miden los movimientos del terreno, cimentaciones o estructuras se pueden agrupar en tres categorías:

- Medición de movimientos superficiales.
- Medición de movimientos internos.

- Medición de movimientos sísmicos.

Para el caso de la Estructura de Entrega al Embalse, el enfoque que se le prestara más atención obedece a los movimientos superficiales y los movimientos inducidos por un sismo.

Tal y como se indica en CONAGUA (2012) “la instrumentación superficial consiste en utilizar los procedimientos topográficos para conocer los movimientos que se manifiestan en la superficie de la obra. Los valores obtenidos se comparan con puntos fijos (BR) localizados fuera de la influencia de la obra misma” (p. 30), lo cual reafirma la importancia de contar en el diseño de la obra con una propuesta de instrumentación, que brinde el respaldo de contar con registros o mediciones que permitan ofrecer el seguimiento que vaya a experimentar la estructura en su etapa de operación y con el pasar del tiempo.

Existen dos tipos de monumentos o estaciones de control, los cuales se dividen en testigos superficiales y bancos de referencia.

Testigos superficiales

Los testigos superficiales tal y como lo indica CONAGUA (2012) se construyen ya sea sobre una estructura masiva, sobre taludes de una ladera, o bien sobre los taludes de una presa, de tal forma que son afectados cuando se presentan tanto movimientos horizontales como verticales a los que pueda estar sujeta la estructura.

Generalmente los testigos se construyen según CONAGUA (2012) de concreto, bajo un $f'c$: 140 kg/cm^2 , su profundidad de desplante puede variar en función del tipo de obra, pero de forma general presentan una profundidad de 0,40 m a 0,60 m. En la parte superior del testigo y al centro de la sección, se coloca un perno de centrado forzoso, el cual permitirá anclar un prisma a utilizar en la medición topográfica. En la siguiente figura, se presenta el detalle de un testigo superficial.

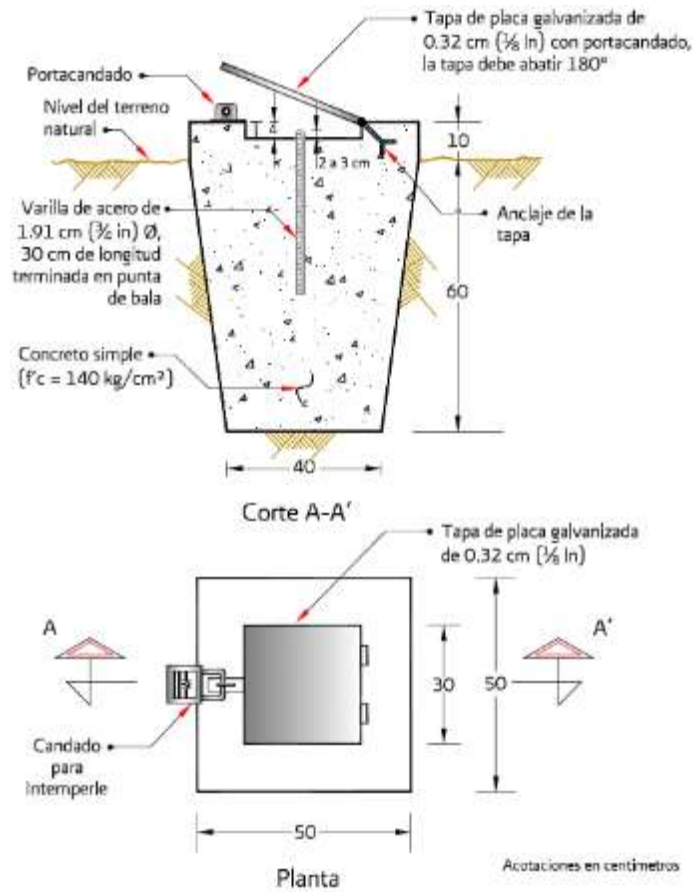


Figura 1.10. Testigo superficial con tapa

Fuente: CONAGUA, 2012

Los tipos de prismas más comunes a utilizar en el control topográfico se detallan en la siguiente figura.



Figura 1.11. Tipos de prismas a utilizar

Fuente: CONAGUA, 2012

Bancos de referencia

Los bancos de referencia según CONAGUA (2012) “son monumentos ubicados en las laderas, fuera de la influencia de la estructura; en lugares estables y firmes. Se utilizan como puntos de control ya que a partir de ellos se realizan las mediciones hacia los testigos superficiales” (p. 31).

De acuerdo con la referencia de CONAGUA (2012), se le conoce también como un monumento de centrado forzoso, siendo generalmente una columna en concreto de sección cuadrada con un lado de 0,40 m y una altura promedio de 1,30 m sobre el nivel del terreno natural, sobre el cual se coloca una estación total.

Dependiendo de las características del terreno, se profundizará entre 0,40 m y 0,50 m, y en el caso de que la fundación sea en roca bastará con retirar la parte más alterada de la misma.

En la siguiente figura, se presenta el detalle de un banco de referencia para el control topográfico.

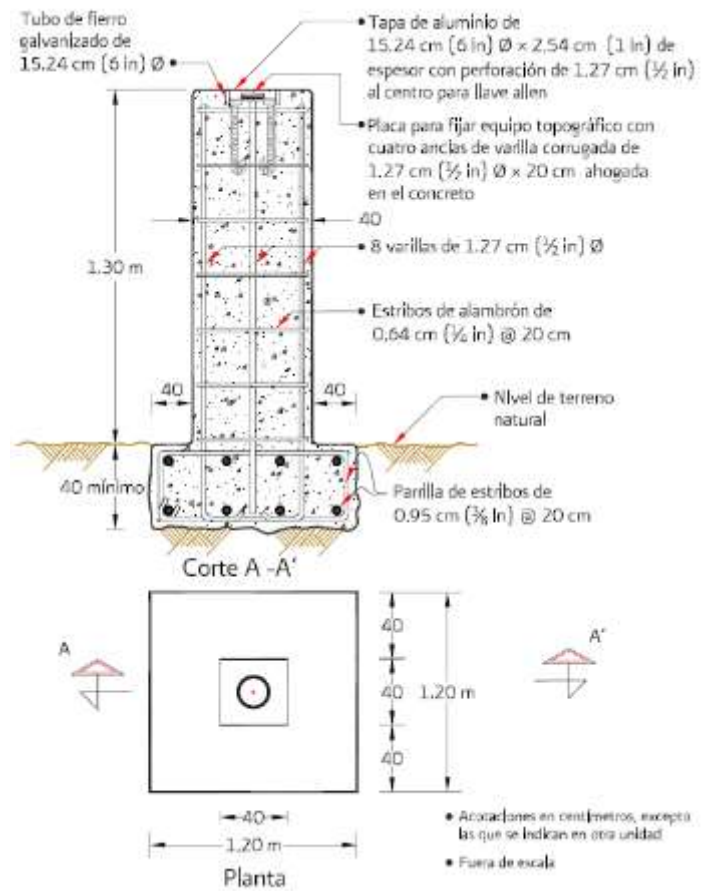


Figura 1.12. Banco de referencia para el control topográfico

Fuente: CONAGUA, 2012

1.3 Caracterización del Proyecto y Modelo Geotécnico

1.3.1 Descripción general del proyecto

La Estructura de Entrega al Embalse es parte del Proyecto V Ampliación del Acueducto Metropolitano, el cual tiene como finalidad aumentar la producción, capacidad y cobertura del Acueducto Metropolitano, de manera que se pueda suplir la demanda actual y futura hasta el año 2035, tomando en cuenta las proyecciones del crecimiento de la población.

Este proyecto busca dotar de la infraestructura necesaria para asegurar la demanda en el consumo de agua, que hoy en día genera dificultades importantes en la estación seca a los habitantes del Área Metropolitana. Según el último reporte de Acueductos y Alcantarillados, el desabastecimiento de agua en el país llegará a afectar a más de 500 mil personas en todo el territorio nacional.

La Estructura de Entrega al Embalse, corresponde a una obra que estará ubicada en el sector del embalse El Llano, ubicado en el distrito de Orosí, cantón de Paraíso, provincia de Cartago.

La ubicación del entorno de la Estructura de Entrega al Embalse se aprecia en la siguiente figura dentro de su entorno físico de ubicación, en la comunidad de Río Macho en Orosí.



Figura 1.13. Ubicación de la obra en el entorno físico

Fuente: Google Earth 2020

Esta estructura, permitirá realizar la conexión entre un túnel previamente excavado, llamado Túnel Paralelo, el cual permitirá aumentar la capacidad de almacenaje del embalse El Llano, lo cual permitirá suplir de un caudal de agua adicional para el Acueducto Metropolitano, del orden de 2,5 m³/s, adicionales a los 2,1 m³/s que actualmente se extraen de la zona. En total con la puesta en operación de este proyecto, se extraerán de la zona de Orosí un total de 4,6 m³/s para la demanda de agua potable en la provincia de San José.

En la siguiente figura se aprecia con mejor detalle, el punto exacto dentro del entorno del Embalse El Llano, donde se ubicará la Estructura de Entrega.

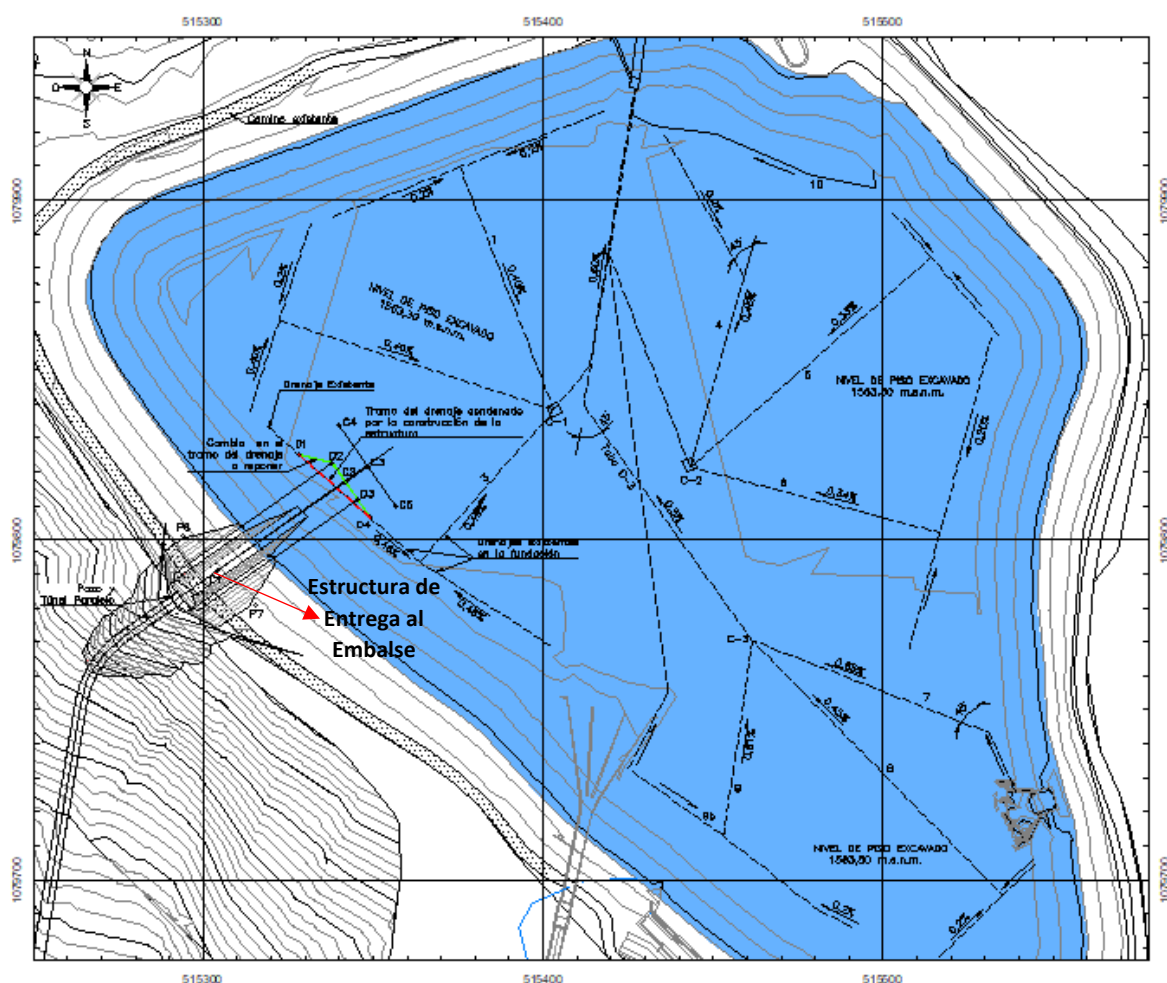


Figura 1.14. Sitio de emplazamiento de la Estructura de Entrega al Embalse

Fuente: ICE, Centro Servicio Diseño

La Estructura de Entrega al Embalse es una obra en concreto, que estará acompañada con una serie de obras complementarias, las cuales corresponden con:

- Galería de conexión con el embalse, prevista como una alcantarilla prefabricada.
- Pozo de entrega.
- Torres de compuertas.
- Puente de conexión del camino existente.

El detalle de la conformación de la estructura de entrega y el conjunto de obras menores que la integran se aprecia en la siguiente figura.

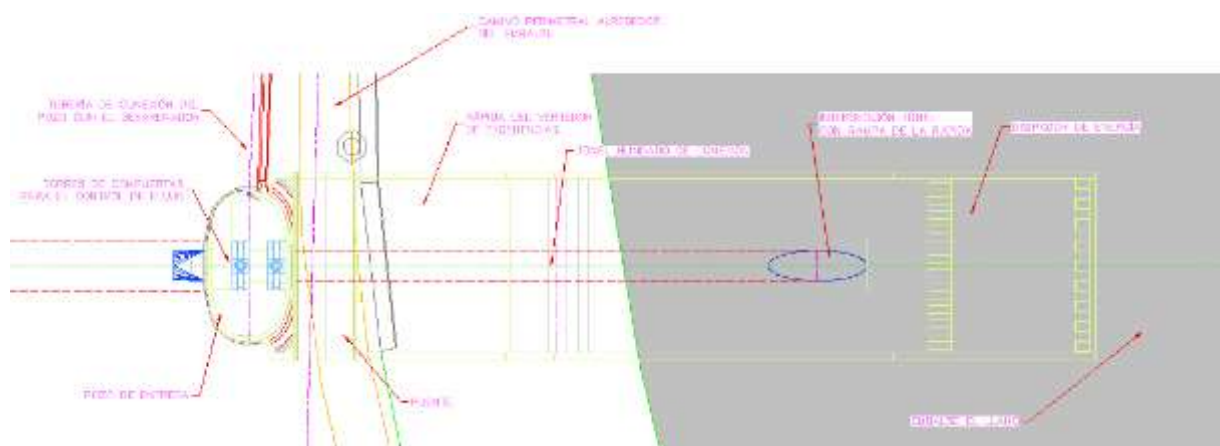


Figura 1.15. Detalle del conjunto de obras que conforman la Estructura de Entrega al Embalse

Fuente: ICE, Centro Servicio Diseño

La estructura de entrega estará integrada por los siguientes elementos:

- Rápida del vertedor de excedencias, constituida por una losa continua.
- Muros perimetrales de encauzamiento.
- Disipadores de energía.

1.3.2 Geología regional

En la zona del proyecto se identifican rocas sedimentarias del Periodo Terciario, así como la presencia de rocas ígneas intrusivas y extrusivas más recientes. Esta zona presenta una tectónica activa muy fuerte, ya que se encuentra rodeada de fallas consideradas geológicamente activas, tales como la falla Navarro y la falla Agua Caliente.

Dentro de este apartado se hace una descripción de las principales formaciones geológicas que se han identificado dentro del entorno regional del proyecto, así como una breve descripción de las principales estructuras geológicas identificadas como fallas activas.

A continuación, en la siguiente figura se presenta una adaptación de la geología del cuadrante Tapantí, donde se resalta el área donde se ubica el embalse El Llano como la zona de interés.

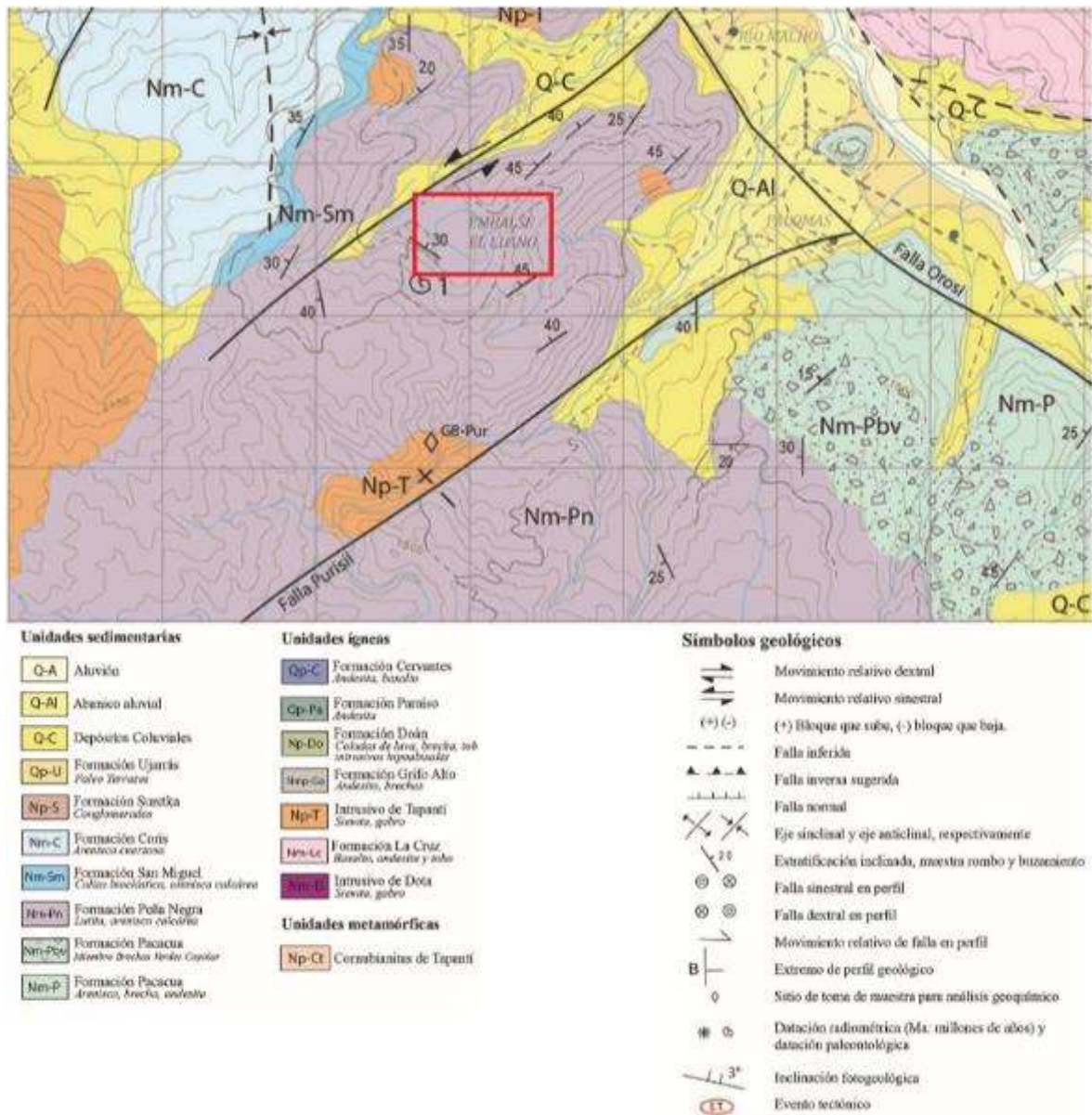


Figura 1.16. Mapa geológico regional (Adaptado del Mapa Geológico del Cuadrante Tapantí)

Fuente: Sojo et al., 2017

Según Sojo et al. (2017) se ubican dentro del cuadrante de Tapantí las Formaciones Pacacua, Peña Negra, San Miguel, Coris y el Intrusivo de Tapantí.

Describen Sojo et al. (2017) que la Formación Pacacua corresponde a una unidad que se depositó en un ambiente marino de plataforma, con evidencia en la contribución volcánica. En el área de Tapantí se presentan como volcaneritas y brechas volcanoclásticas con ocasionales intercalaciones de coladas de lava. Las volcaneritas, presentan tonalidades grises y moradas, cuya granulometría es variable desde arenas medias hasta conglomerados brechosos, con clastos de hasta 25 cm de diámetro.

Según Sojo et al. (2017) en el cuadrante Tapantí la Formación Peña Negra se presentan como “intercalaciones de lutitas y areniscas finas. Las lutitas presentan tonalidades oscuras, abundancia de pirita, moldes de moluscos y esporádicamente algunos clastos andesíticos. Las areniscas finas se presentan hacia la parte superior, sobre las lutitas, presentando clastos subredondeados a angulosos” (p. 91). Menciona que la estratificación de esta unidad es decimétrica y se observa laminación y estratos acuñaados.

Por otro lado, señala Sojo et al. (2017), que la Formación San Miguel es una unidad constituida por calizas, las cuales históricamente se han utilizado como una de las materias primas para la producción de cemento. Dentro del cuadrante Tapantí, la Formación San Miguel, presenta un dominio de materiales autóctonos, caliza cristalina, lo que junto al espesor de esta unidad en el área de estudio (200 m en el tajo La Chilena) indica que la geometría de la formación es en forma de cuña.

En el caso de la Formación Coris indica Sojo et al. (2017) que se caracteriza por su alto contenido de cuarzo. La describen como capas espesas de areniscas cuarzosas con algunas intercalaciones delgadas de lutitas. Denyer & Arias (1991) agregan además la presencia de algunas capas de conglomerados y lignito. Comenta además Sojo et al. (2017) que en las cercanías del embalse El Llano se observa una capa de lignito de 2,30 m de espesor intercalada con lutitas y areniscas. La Formación Coris tiene forma tabular con un espesor mínimo para el área de estudio cercano a los 200 m.

Finalmente, se tiene el Intrusivo de Tapantí, el cual según Sojo et al. (2017) corresponde con dos cuerpos aflorantes de unos 3 km de diámetro y varias pequeñas intrusiones que cortaron la secuencia sedimentaria. Lo describen como una serie de rocas que varían desde gabros a granodioritas.

1.3.2.1 Estructuras geológicas

Se realiza a continuación una breve descripción de las principales fallas geológicas consideradas como activas, a su haber, la falla Orosi, la falla Navarro y la falla Aguacaliente. En la siguiente figura se presenta su traza aproximada.

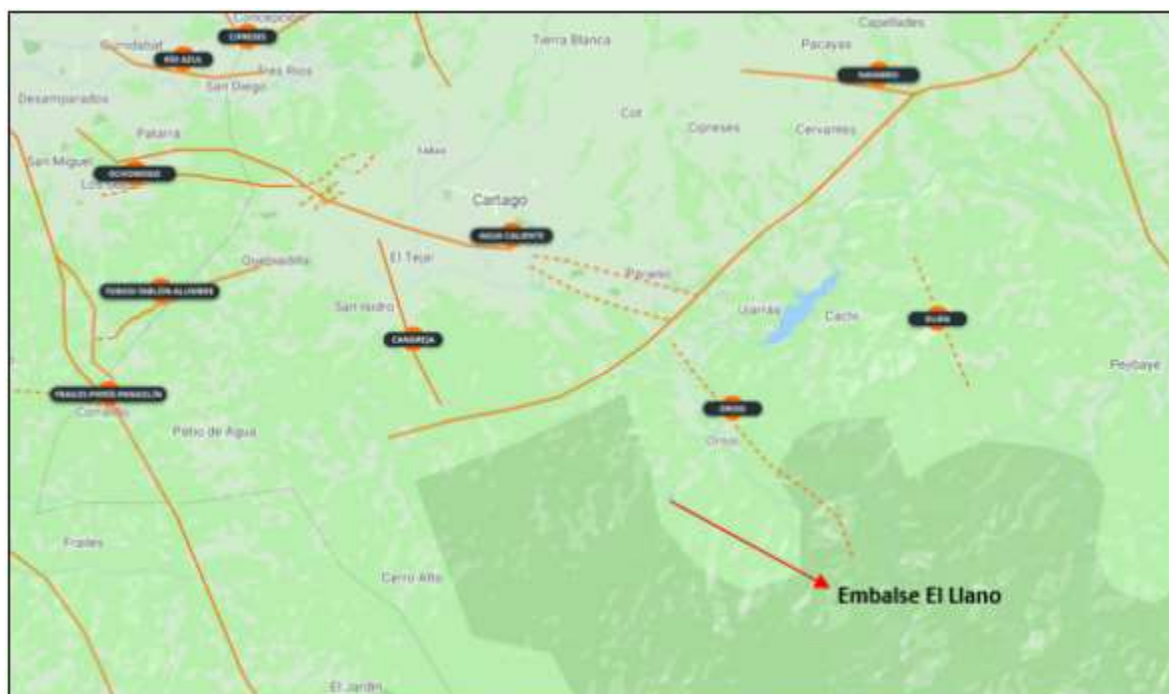


Figura 1.17. Mapa de fallas geológicas activas ubicadas en la provincia de Cartago

Fuente: Adaptado de la Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2009

La falla Orosi de acuerdo con Salazar (2011) se ubica a una distancia aproximada de 8,5 km al sureste del centro de Cartago y a 3,5 km al oeste del centro de Paraíso. Pertenece a un sistema de fallas paralelas de rumbo noroeste-sureste que se localizan hacia el sur y sureste de Paraíso de Cartago. Salazar (2011) menciona que posee una longitud de 11 km, desde 3 km al noreste de la ciudad de Orosi hasta el poblado de Tapantí. Varios autores consideran que la falla se orienta al noroeste y además la suponen, estructuralmente asociada con la falla Aguacaliente.

El sistema de la falla Orosi, presenta fallamiento de rumbo sureste - noroeste de movimiento normal. En la siguiente figura se presenta la traza aproximada que sigue la falla Orosi.

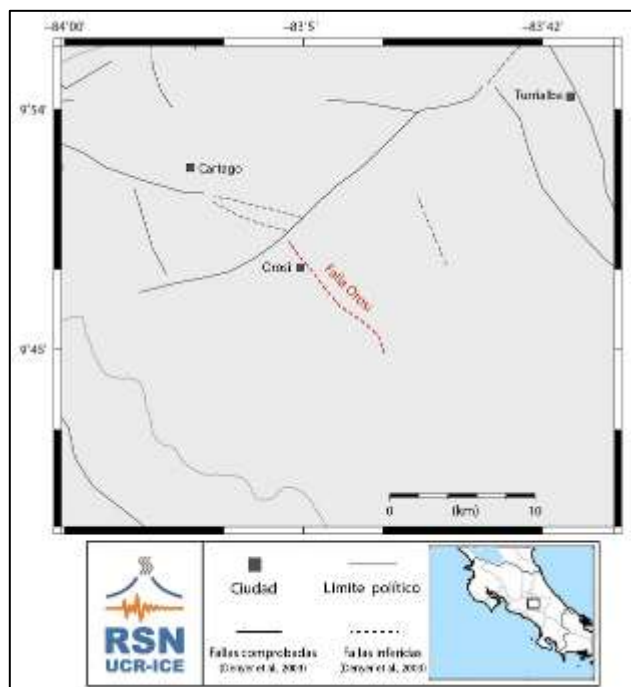


Figura 1.18. Trazado de la falla inferida Oroquieta

Fuente: Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2018

Para el caso de la falla Navarro, según se desprende la RSN (2019) se encuentra ubicada al lado sureste del Valle Central. Se extiende entre las estribaciones norte de la cordillera de Talamanca, pasando por las faldas sur y sureste de los volcanes Irazú y Turrialba. La falla Navarro se puede considerar como un sistema de fallas orientado en dirección suroeste a noreste, que abarca los segmentos de la falla Tarrazú hacia su extremo suroeste, continuándose con los segmentos centrales, Navarro y Paraíso y finalizando al extremo noreste con la falla Maravilla hacia el norte de la ciudad de Turrialba. El Sistema de la falla Navarro, se encuentra constituido por fallas de rumbo este - oeste de movimiento sinistral con componentes normales.

En su tramo central posee una longitud de aproximadamente 27 km y se considera que puede presentar una longitud total del orden de los 70 km. En la siguiente figura se presenta la traza aproximada que presenta la falla Navarro.

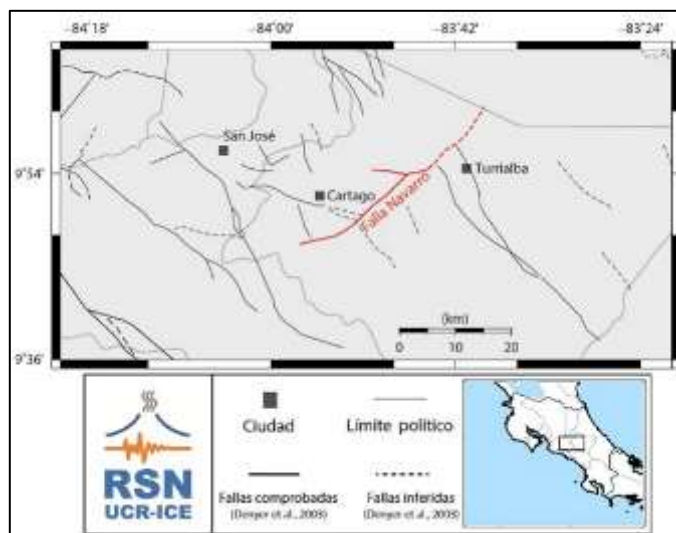


Figura 1.19. Ubicación de la falla comprobada Navarro

Fuente: Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2019

Finalmente, se tiene la falla Aguacaliente, la cual según indica la RSN (2019) se ubica desde Escazú hasta Santa Cruz de Turrialba, pasando por el sector sur de Desamparados, Tejar, Aguacaliente, sector sur de la Ciudad de Cartago y Capellades de Alvarado. Presenta una longitud de aproximadamente 70 km. Corresponde a fallas de rumbo noroeste-sureste, oblicuo de desplazamiento sinistral de carácter inverso. En la siguiente figura se presenta la traza aproximada.



Figura 1.20. Ubicación de la falla comprobada Aguacaliente

Fuente: Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2015

1.3.3 Geología local

Las formaciones geológicas en el área del proyecto están representadas por dos formaciones sedimentarias principalmente, la Formación Pacacua y la Formación Peña Negra, las cuales se observan intruidas por las unidades litológicas correlacionadas con la Formación Aguacate. Se presenta a continuación el detalle del mapa geológico local en la siguiente figura.

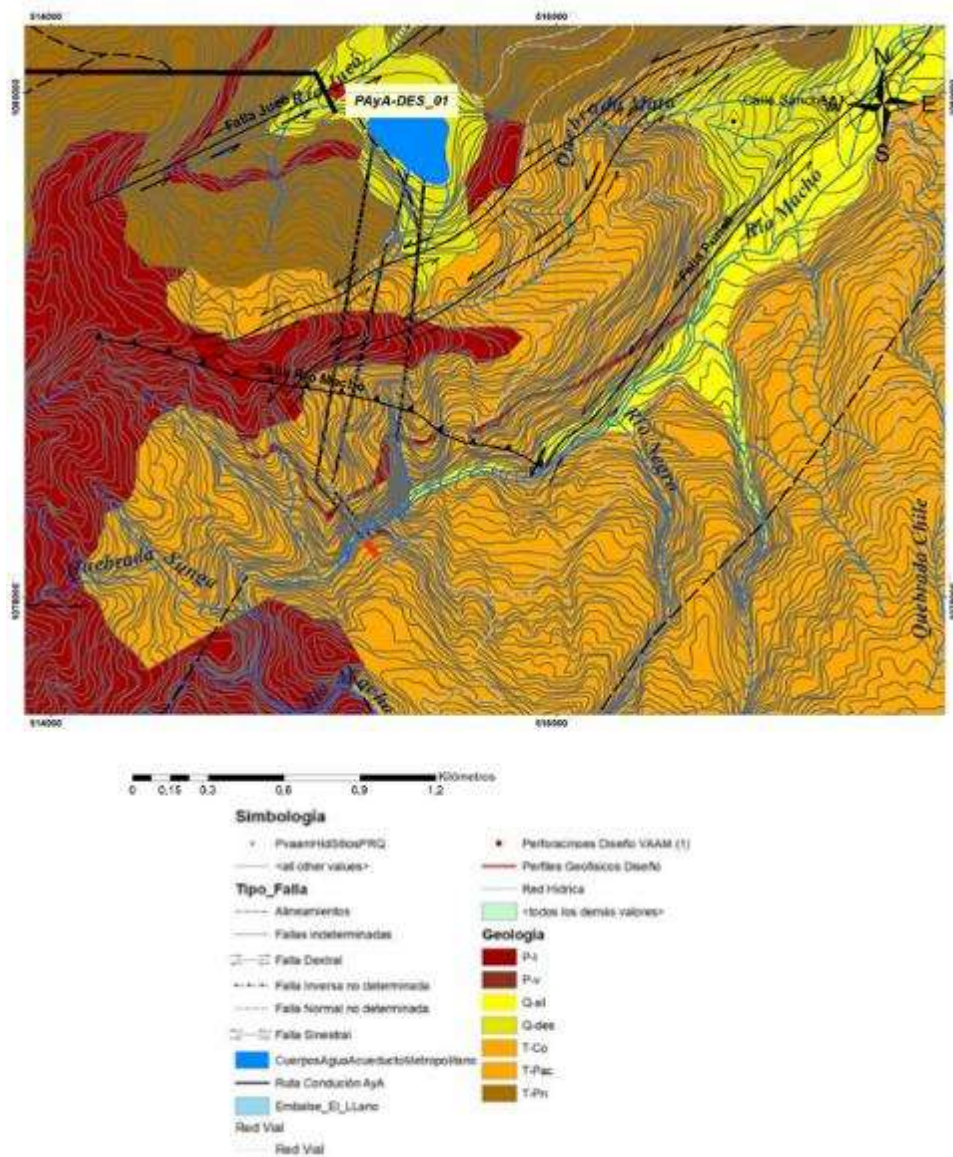


Figura 1.21. Mapa geológico local en el entorno del proyecto

Fuente: Espinoza, 2020

El embalse El Llano se localiza sobre una planicie, generada por condiciones tanto geológicas, estructurales, como por la geodinámica externa, ya que se ubica sobre un deslizamiento de dimensiones importantes. Esta zona presenta la conjunción de varias fallas geológicas, que generan la morfología plana de la zona, además, está directamente relacionado con la intrusión de rocas ígneas que forman un basamento de mejor condición debajo de los depósitos Coluviales.

La formación Peña Negra sobreyace de manera concordante a la Formación Pacacua en la zona y es la que genera la mayor cantidad de depósitos coluviales producto de la erosión de estas rocas. Se realiza una descripción de las principales formaciones geológicas identificadas en el sitio del proyecto.

1.3.3.1 Formación Pacacua

Según Espinoza (2020), la Formación Pacacua está compuesta por rocas sedimentarias de origen volcanoclástico, principalmente brechas volcanoclásticas y areniscas finas a gruesas silicificadas, con algunas intercalaciones de tobitas. Estas rocas se encuentran moderadamente fracturadas, con una condición dura y sana. Están buzando regionalmente al norte, con ángulos entre 20° a 25°. Presentan zonas con alteración hidrotermal, lo que altera la calidad geomecánica del macizo.

1.3.3.2 Formación Peña Negra

Indica Espinoza (2020), que la Formación Peña Negra está caracterizada en el área por areniscas finas y lutitas marinas someras con cementación calcárea, presenta como característica principal su contenido de péctenes fósiles. Esta formación sobreyace a la formación Pacacua de manera concordante. Las rocas de la formación Peña Negra tienen un grado de fracturación y meteorización alta, ya que están más expuestas en la superficie. Está sometida a mayor erosión y grado de meteorización, generando suelos regolíticos de textura limosa hasta arcillosa, además de alteración hidrotermal.

1.3.3.3 Depósitos coluviales y deslizamientos

Señala Espinoza (2020), las características típicas de estos depósitos coluviales se pueden observar en los alrededores del área del embalse. Son producto de los deslizamientos cercanos principalmente por los procesos de dinámica externa que afecta a la formación Peña Negra y algunas rocas ígneas. El espesor de estos depósitos según las perforaciones alcanza hasta los 20 m.

1.3.3.4 Depósitos aluviales – Terraza aluviales

Según Espinoza (2020) los depósitos aluviales conforman las terrazas de depositación por la acción de los ríos, quebradas y drenajes estacionales. Son los depósitos de arrastre de los ríos. Sobre el

cauce del río Macho, se observan bloques de tamaño variables, desde métricos hasta centimétricos y fracciones finas de arenas y limos. Están compuestos por rocas sedimentarias e intrusivas arrastradas desde las partes altas de la cuenca. Sus espesores oscilan entre los 15 m a 20 m.

1.3.4 Obtención de las propiedades de los materiales

El detalle de la investigación efectuada dentro del entorno de la Estructura de Entrega al Embalse se presenta en esta sección del documento, producto de la cual, se logró establecer el modelo geotécnico de los materiales existentes.

Se utilizaron los resultados obtenidos de las etapas de investigación desarrolladas previamente en la zona cercana al sitio en estudio. Así mismo, se utilizaron los documentos elaborados por las áreas de Exploración Subterránea e Ingeniería Geotécnica del Instituto Costarricense de Electricidad.

1.3.4.1 Parámetros elásticos de los materiales obtenidos por métodos geofísicos

Por medio de la realización de un perfil de refracción sísmica de una longitud de 276 m y mediante un arreglo de 24 geófonos, separados cada 3 m entre sí, se obtuvo un perfil sísmico, sobre un trazado realizado en el sector oeste del embalse El Llano. Además, se hizo uso de la técnica del MASW, para la estimación de la velocidad de onda cortante, V_s .

Se utilizaron los resultados de los métodos empleados para medir las velocidades de onda compresional (V_p) y de onda cortante (V_s). Los métodos utilizados fueron:

- Refracción sísmica.
- MASW.

La ubicación del perfil utilizado para el empleo de ambas técnicas geofísicas se muestra en la Figura 1.22.

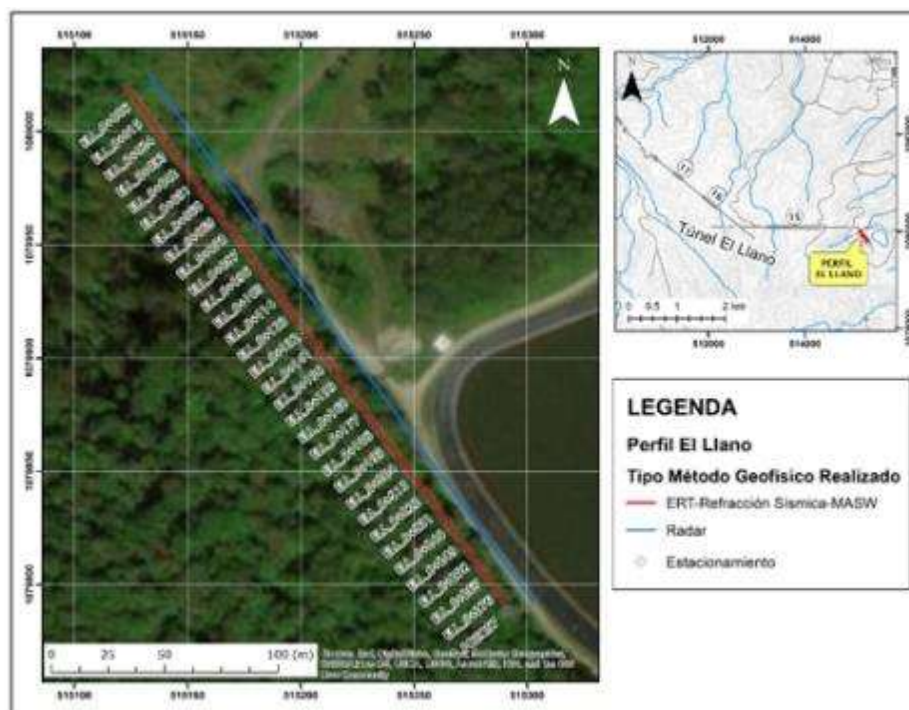


Figura 1.22. Ubicación de los perfiles de refracción sísmica y de MASW efectuados en la zona de estudio

Fuente: ICE

Los resultados que se obtuvieron de ambas técnicas geofísicas se utilizaron dada la cercanía con la Estructura de Entrega al Embalse. Los resultados que se obtuvieron se detallan a continuación:

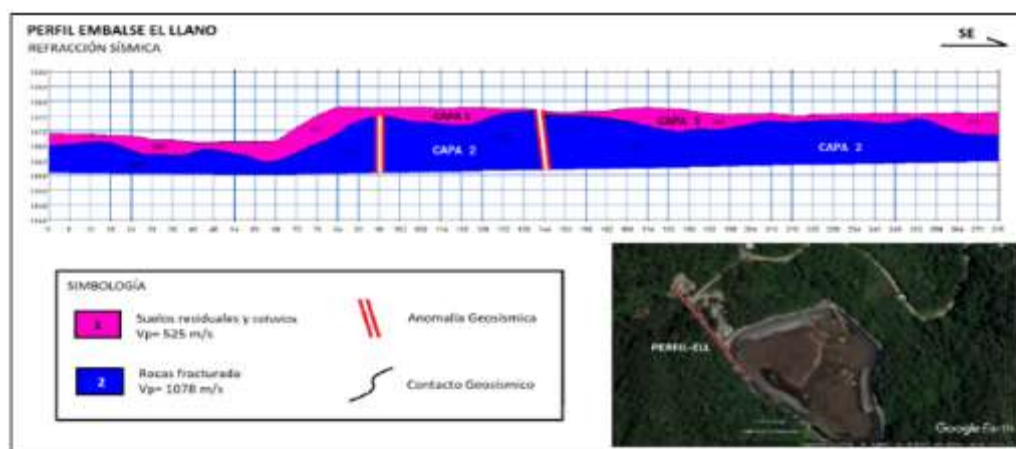


Figura 1.23. Resultados obtenidos por medio de la técnica de geofísica de refracción sísmica

Fuente: ICE

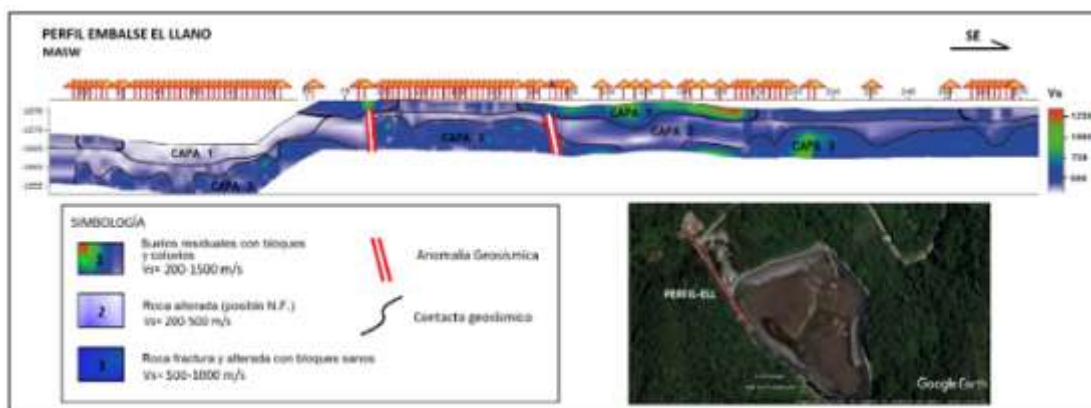


Figura 1.24. Resultados obtenidos por medio de la técnica de geofísica del MASW

Fuente: ICE

Producto de ambas técnicas de geofísica fue posible estimar las velocidades de ondas tanto compresional (V_p) como de cortante (V_s), así como estimar los espesores estimados de los materiales y una eventual descripción del tipo de material.

Cuadro 1.8. Velocidades de onda compresional y de cortante registradas sobre los materiales identificados en el sitio

Método	N° Capa	V_p (m/s)	V_s (m/s)	Espesor (m)	Descripción
Refracción Sísmica	1	397 - 525	-	2 - 7	Suelos Residuales
	2	712 - 1078	-	> 7	Roca Fracturada
Método	N° Capa	V_p (m/s)	V_s (m/s)	Espesor (m)	Descripción
MASW	1	-	200 - 1500	2 - 6	Suelos residuales bloques
	2	-	200 - 500	2 - 6	Roca alterada saturada
	3	-	500 - 1000	-	Roca alterada y fracturada

Fuente: Elaboración propia

A partir de las velocidades registradas de las ondas de cuerpo, se obtienen las propiedades de las capas de materiales, mediante las siguientes ecuaciones:

$$\mu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 * \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad \text{Ecuación 1.19}$$

$$G = \rho * V_s^2 \quad \text{Ecuación 1.21}$$

$$E = 2G(1 + \mu) \quad \text{Ecuación 1.20}$$

$$K = \frac{1}{3} * \frac{E}{(1 - 2\mu)}$$

Ecuación 1.22

Donde:

μ : corresponde al coeficiente de Poisson.

G: corresponde al módulo de rigidez o cortante.

E: corresponde al módulo de elasticidad.

K: corresponde al módulo de Bulk.

V_p : Velocidad de onda compresional (m/s).

V_s : Velocidad de onda de cortante (m/s).

Las propiedades elásticas de los materiales se resumen en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.9. Resumen de las propiedades elásticas dinámicas obtenidas sobre los materiales

Capa	ρ (kg/m ³)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	μ	G (MPa)	E(MPa)	K (MPa)
1	1600	397	200	0.33	64	170	167
2	1925	895	350	0.41	236	665	1228
3	1925	1078	500	0.36	481	1312	1595

Fuente: Elaboración propia

Cabe indicar que las propiedades estimadas, corresponden a deformaciones muy pequeñas que no sobrepasan el rango elástico de los materiales. Debido a lo anterior, se va a preferir utilizar módulos de elasticidad obtenidos por métodos donde se obtengan deformaciones en el rango elástico.

1.3.4.2 Resistencia al corte no drenado obtenidas por medio del ensayo de veleta

Este tipo de ensayos fue posible de realizar en afloramientos cercanos al embalse El Llano, en los materiales más superficiales que componen las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2. Los resultados de resistencia al corte de los materiales por medio de la veleta fueron obtenidos de un afloramiento de suelo, en el sector del pozo de acceso, en la zona del embalse, mientras que en el caso de los coluvios, se obtuvo de las trincheras que fueron efectuadas en el perímetro del embalse El Llano. En el caso de los materiales coluviales, es importante aclarar que se evaluó el comportamiento de la matriz que rodea y envuelve los bloques de roca presentes en este material.

Los resultados de los ensayos en ambos materiales se presentan en los siguientes cuadros:

Cuadro 1.10. Propiedades de resistencia al corte, obtenida mediante el ensayo de veleta sobre los materiales del tipo suelo residual

Material	Su Pico (kPa)	Su Residual (kPa)
Suelo	47	8
	41	8
	47	12
	51	9
	37	15
	34	12
	60	15
	44	6
	74	17
	72	15
	30	10
	54	8
	32	10
	39	11
60	19	
Promedio	48.13	11.67

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 1.11. Propiedades de resistencia al corte, obtenida mediante el ensayo de veleta sobre los materiales del tipo coluvios en su matriz

Material	Su Pico (kPa)	Su Residual (kPa)
Coluvio	107	9
	126	3
	132	15
	49	6
	55	11
	77	8
	81	6
	43	8
	92	11
	87	6
Promedio	84.90	8.30

Fuente: Elaboración propia

1.3.4.3 Densidad de los materiales en estudio

A través de ensayos de campo y de laboratorio, fue posible la determinación de la densidad que presentan los materiales, que corresponden con cada una de las unidades geotécnicas que han sido identificadas. Se efectuaron ensayos de densidad con anillo en el caso de los materiales coluviales mientras que, en el caso de los suelos residuales, se obtuvieron muestras en *liner* para la confección de probetas para el ensayo de compresión inconfínada, a partir del cual fue posible estimar su densidad.

En el caso de los materiales clasificados como roca alterada y el intrusivo, los datos provienen de ensayos efectuados en otras obras cercanas a la Estructura de Entrega al Embalse, por lo que los resultados se consideran representativos y válidos para su uso.

Cuadro 1.12. Estimación de la densidad total y seca de los diferentes materiales identificados en el entorno de la obra en estudio

Material	%w	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Suelo, ML	38.23	17.8	12.9
Coluvio, ML	-	18.7	13.8
Roca Alt.	-	18.0	-
Intrusivo	-	26.5	-

Fuente: Elaboración propia

1.3.4.4 Resistencia a la compresión inconfínada y resistencia al corte no drenado

En el caso del parámetro de la resistencia a la compresión simple, se obtuvo únicamente para el caso de los materiales del suelo residual y solo fue posible la obtención de una muestra. En este caso se obtuvo la resistencia al corte no drenado, considerando que este parámetro corresponde con el 50% de la resistencia a la compresión simple. Los resultados obtenidos para esta única muestra se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 1.13. Resistencia a la compresión simple y resistencia al corte no drenado para una muestra del suelo residual

Material	Muestra	Origen	Prof. (m)	γ_d (kN/m ³)	q_u (kPa)	c_u (kPa)
Suelo, ML	1	T-1	2.1	12.9	73	36

Fuente: Elaboración propia

1.3.4.5 Granulometría de los materiales y Límites de Atterberg

Sobre las trincheras efectuadas en el sitio cercano al pozo, fue posible la realización de granulometrías sobre el perfil de materiales obtenido. Las granulometrías realizadas fueron sobre los materiales presentes en las trincheras realizadas como parte de la investigación, lo cual permitió obtener la gradación de los estos materiales en estudio. El detalle granulométrico de las muestras obtenidas se resume en el siguiente cuadro.

Cuadro 1.14. Porcentajes de materiales retenidos por tamaño para el caso de los suelos residuales y los coluvios

Material	Granulometría				%w _{nat}	Profundidad (m)
	% Bloques	% Grava	% Arena	% Finos		
Suelo Residual	0	7	5	88	39	1.9
Coluvio	5	9	6	80	39	2.4

Fuente: Elaboración propia

En el caso de las muestras obtenidas para la clasificación de los materiales, fue posible la obtención de los Límites de Atterberg, lo cual para el caso de los materiales coluviales representa el estudio únicamente de su matriz. Los resultados obtenidos son muy similares para ambos materiales y se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 1.15. Límites de Atterberg obtenidos para el caso de los suelos residuales y los coluvios

Material	Límites de Atterberg			SUCS
	LL	LP	IP	
Suelo Residual	46	32	14	ML
Coluvio	46	31	15	ML

Fuente: Elaboración propia

1.3.4.6 Estimación del ángulo de fricción de los materiales

Para la estimación del ángulo de fricción de los materiales, se utilizó el criterio determinado presentado por Alvarez et al. (2003), establecida para suelos clasificados como limos elásticos y tobas, la cual utiliza la relación entre las velocidades de onda compresional y de cortante, obtenidas en este caso por medio de las técnicas de geofísica, considerados como métodos indirectos de investigación.

Los resultados se obtienen del uso de la siguiente figura y se resumen en la siguiente tabla.

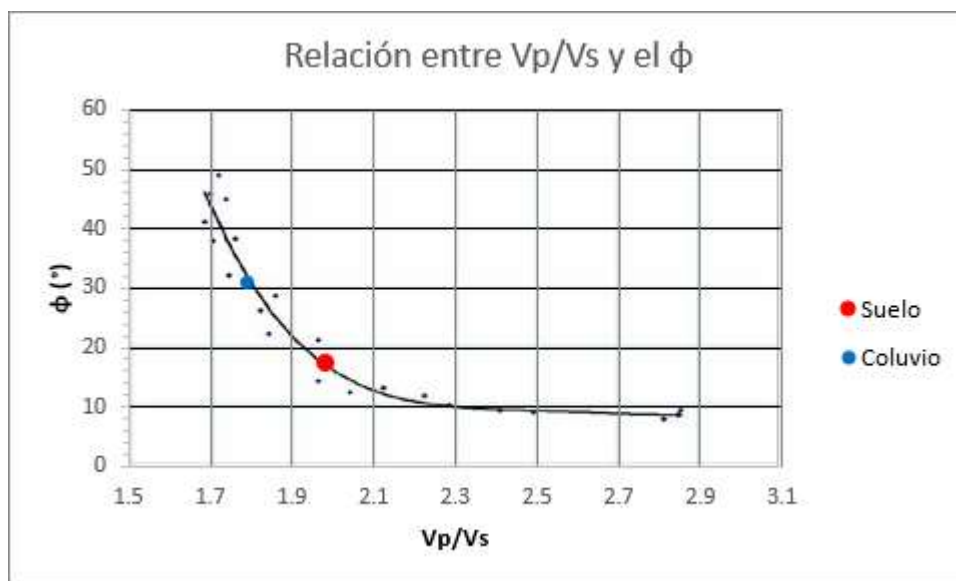


Figura 1.25. Estimación indirecta del ángulo de fricción de los materiales del tipo suelos residuales y coluvios

Fuente: Alvarez et al. (2003)

Cuadro 1.16. Obtención del ángulo de fricción de los materiales tipo suelos residuales y los coluvios

Material	V_p (m/s)	V_s (m/s)	V_p/V_s	ϕ (°)
Suelo Residual	397	200	2.0	17
Coluvio	895	500	1.8	30

Fuente: Elaboración propia

1.3.4.7 Estimación de las propiedades a utilizar como relleno de sustitución

Se parte de la premisa de utilizar materiales granulares, producto de la excavación del túnel paralelo, presentes en el sitio como materiales de escombros. Se utilizan los valores típicos que presentan estos materiales, puesto que no se realizó una caracterización e investigación sobre los mismos.

Los materiales corresponden con areniscas silicificadas, presentan partículas angulosas, con una distribución granulométrica adecuada, sin finos, razón por la cual, se considera que los materiales únicamente presentarán fricción, no así cohesión. Los resultados se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 1.17. Propiedades inferidas para el caso de los materiales a utilizar como relleno de sustitución

Material	γ_t (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Areniscas Silicificadas	21.57	0.00	30.00

Fuente: Elaboración propia

1.3.5 Modelo geotécnico

Se parte del modelo geológico del sitio propuesto por el Área de Geología del Centro de Servicio Diseño del ICE. Se realiza a continuación una breve descripción de cada una de las unidades geotécnicas identificadas *in situ*.

1.3.5.1 Unidad geotécnica UG1 – Suelo Residual

Está conformada por suelos compuestos de limos y arcillas, los primeros 0,20 m pueden ser materia orgánica, presenta hasta 1,0 m de espesor de suelos generados por la alteración de la roca adyacente.

1.3.5.2 Unidad geotécnica UG2 – Coluvio

Está integrado por materiales compuestos de bloques subangulares a redondeados en una matriz limosa. El porcentaje de la relación matriz/bloques varía de un 40% hasta un 70%. Los bloques presentes se consideran bloques de roca duros envueltos en una matriz suelta, poco consolidada, limo arenoso.

1.3.5.3 Unidad geotécnica UG3 – Suelos Regolíticos del Sills

Corresponden con suelos compuestos por bloques meteorizados de la roca adyacente. Presentan una matriz limo arenosa, en contacto con la estructura blocosa de la roca.

1.3.5.4 Unidad geotécnica UG4 – Sills Andesíticos

Corresponde con roca sana, dura, ligeramente meteorizada, fracturada, con al menos tres familias de juntas, con separación decimétrica a métrica. Las fracturas se encuentran poco alteradas.

1.3.5.5 Propiedades de las unidades geotécnicas identificadas

Las propiedades que se muestran a continuación corresponden a los valores que se han obtenido para cada una de las unidades geotécnicas que se han identificado en el sitio de estudio.

Cuadro 1.18. Propiedades de los materiales que integran cada una de las unidades geotécnicas identificadas

Unidad	Material	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kg/m ³)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	E _{Young} (MPa)	q _u (kPa)	Resistencia al Corte No Drenada			Ángulo de Fricción ϕ (°)
								Inconfinada Cu (kPa)	Pico Veleta Cu (kPa)	Residual Veleta Cu (kPa)	
UG-1	Suelo	17.8	12.9	397	200	-	73	36	48.13	11.67	17***
UG-2	Coluvio	18.7	13.8	895	350	16*	-	36	84.90	8.30	30***
UG-3	Roc. Alt.	18.0	-	1078	500	786**	172	86	-	-	38
UG-4	Intrusivo	26.5	-	5300	-	25500	194000	97000	-	-	40

* Calculado a partir de ensayos de placa rígida.

** Calculado a partir de correlaciones establecidas por Hoek & Diederichs, 2005.

*** Calculado a partir de la correlación establecida por Alvarez Manilla, 2003

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presenta un perfil transversal y uno longitudinal a la Estructura de Entrega al Embalse, que permita identificar las diferentes unidades geotécnicas que han sido caracterizadas y que conforman el modelo geotécnico del sitio del proyecto.

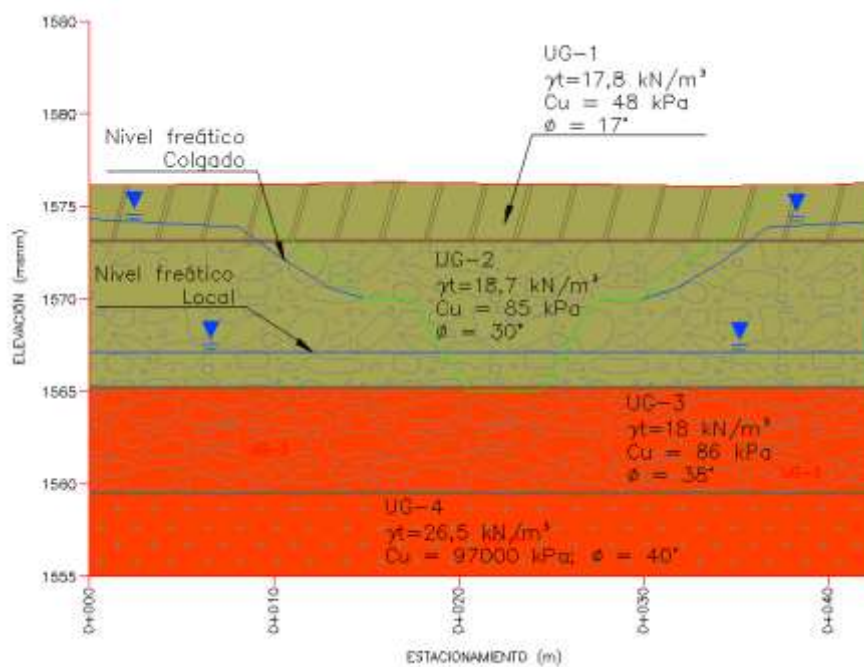


Figura 1.26. Perfil transversal con el modelo geotécnico desarrollado para la Estructura de Entrega al Embalse

Fuente: Elaboración propia

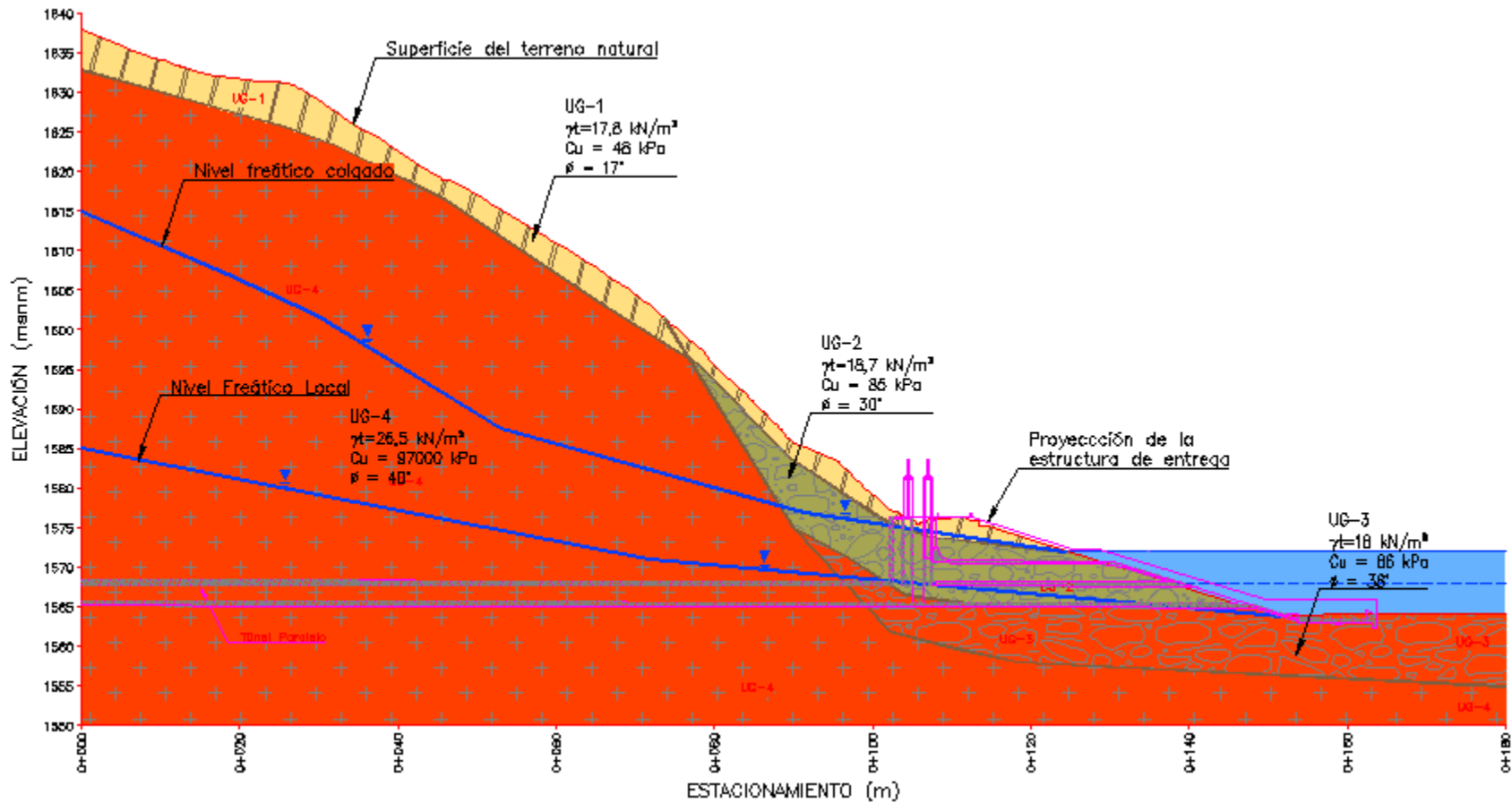


Figura 1.27. Perfil longitudinal con el modelo geotécnico desarrollado para la Estructura de Entrega al Embalse

Fuente: Elaboración propia

1.3.6 Modelación numérica del sitio y análisis de resultados

En este apartado, se hará uso del software RS2 versión 2019 10.007 de la casa fabricante ROCSCIENCE para modelar el comportamiento en cuanto a la deformación que presentan los diferentes materiales que componen el sitio en estudio ante las cargas permanentes y temporales que transmite la Estructura de Entrega al Embalse, en secciones específicas que se ilustran en la siguiente figura.

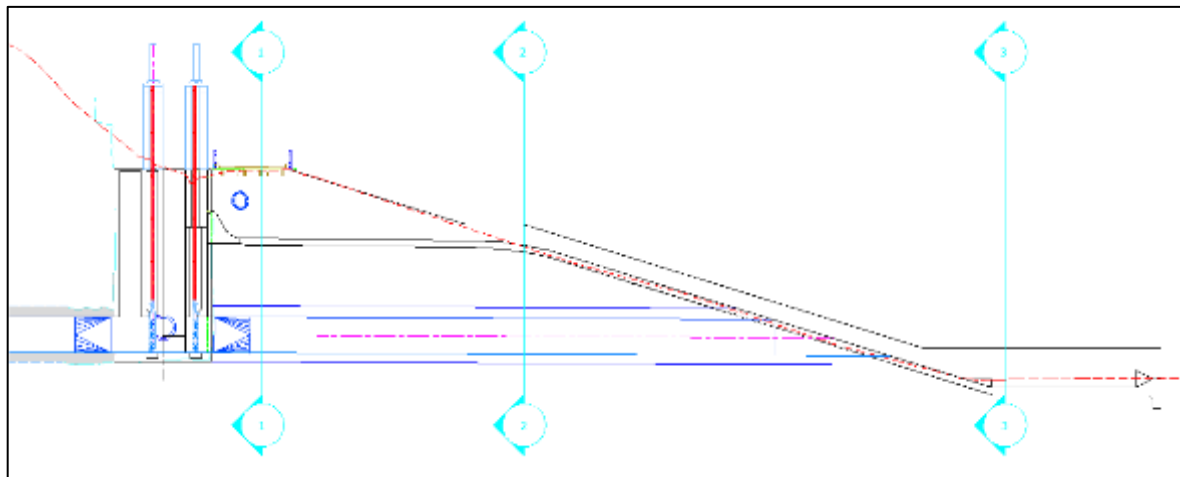


Figura 1.28. Detalle de las tres secciones que se analizaron dentro de la modelación numérica

Fuente: Elaboración propia

El análisis se llevó a cabo mediante un perfil transversal a la estructura, que consideró las cargas que intervienen dentro de cada sección, así como la geología existente y la propuesta de excavación a llevar a cabo. Estas tres secciones son consideradas como las más representativas en cuanto a la evaluación del comportamiento que pudiera experimentar la estructura. Se tomó en cuenta el peso propio de la estructura, la carga de agua producto de la oscilación del embalse y la carga sísmica.

Se evaluó en cada sección donde hubiera existencia de la unidad geotécnica del coluvio, el comportamiento que experimentaría la fundación de la estructura ante la permanencia de este material como fundación, así como se comportaría ante una eventual sustitución del coluvio de manera localizada con material granular existente en el sitio, producto de la excavación efectuada del túnel Paralelo.

Estos escenarios, se buscaron modelar para registrar los desplazamientos verticales totales y localizados, a esperar con la presencia de la Estructura de Entrega al Embalse en los materiales existentes y reemplazados respectivamente.

1.3.6.1 Sección de análisis 1 – 1

Este perfil se puede considerar como la sección de análisis crítica, ya que toma en cuenta la presencia del puente y por ende de sus dos pilares, así como los dos muros laterales. Los muros laterales, la losa de fundación y los dos pilares centrales del puente se analizaron bajo un espesor constante de 0,80 m para efectuar este análisis, a la espera de la definición de los espesores definitivos de cada elemento por parte de Ingeniería Estructural. La losa del puente se consideró bajo un espesor constante de 0,45 m. De esta manera las cargas que intervienen en esta sección de análisis se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 1.19. Cargas permanentes que intervienen en la sección de análisis 1-1 asociadas al puente y muros laterales

Puente					Losa Cimentación
Elemento de la Estructura	W_{Muerto} (kN/m)	W_{Muerto} Losa Puente (kN/m)	W_{Vivo} Puente (kN/m)	W_{Total} (kN/m)	Presión Placa (kN/m ²)
Pilar Central Derecho	69.30	44.23	34.90	148.43	18.83
Pilar Central Izquierdo	69.30	44.23	34.90	148.43	
Muro Lateral Derecho	69.30	26.22	34.90	130.42	
Muro Lateral Izquierdo	69.30	26.22	34.90	130.42	

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 1.20. Cargas permanentes y temporales que intervienen en la sección de análisis asociadas a la losa de cimentación y al relleno de aproximación externo a los muros

Losa Cimentación	Relleno Externo
Presión Carga de Agua (kN/m ²)	Presión del Relleno (kN/m ²)
4.90	107.85

Fuente: Elaboración propia

Es importante indicar que la componente sísmica se incluyó dentro del análisis, considerado un coeficiente pseudoestático horizontal, k_h de 0,20g y un coeficiente pseudoestático vertical, k_v de 0,10g dentro de las cargas utilizadas para el análisis.

En cuanto a los asentamientos máximos permitidos sobre la estructura, no deberán de superar los 25 mm de forma instantánea, para evitar problemas en las juntas de los muros y del puente. Este parámetro surge del criterio de experto por parte del Ingeniero Estructural a cargo del diseño de la Estructura de Entrega al Embalse.

Haciendo uso del software RS2 2019, se procede a realizar el análisis de deformaciones para evaluar el comportamiento que experimenta el medio, considerando las cargas que le suministrará la estructura.

Se evaluaron un total de 5 fases, las cuales se detallan a continuación:

- Sin efectuar la excavación localizada para abrir espacio a la estructura de concreto que conectará el pozo de compuertas con el embalse El Llano, siendo ésta una estructura prefabricada.
- Con la excavación localizada, la cual permitirá construir la estructura de concreto que conectará el pozo de compuertas con el embalse El Llano.
- Colocación de una sustitución granular para restituir los materiales excavados, los cuales corresponden con materiales de la unidad geotécnica N°2, en este caso coluvios. La sustitución se hará con materiales producto de la excavación del túnel Paralelo.
- Colocación de las cargas que corresponden con el peso que le suministrará la Estructura de Entrega al Embalse a los materiales sustituidos, sobre la sección de análisis.
- Colocación de las cargas que corresponden con el peso que le suministrará el relleno de aproximación a las placas de fundación y muros laterales.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos en cuanto a los desplazamientos totales que se alcanzaron para cada una de las etapas descritas anteriormente.

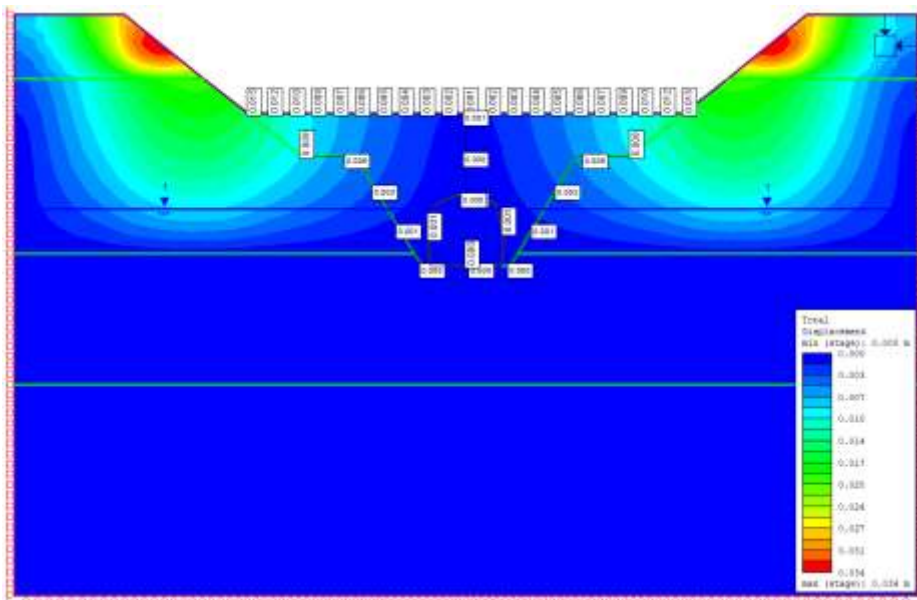


Figura 1.29. Escenario sin la excavación localizada en el sector de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano y sin la presencia de las cargas consideradas permanentes

Fuente: Salida software RS2 2019

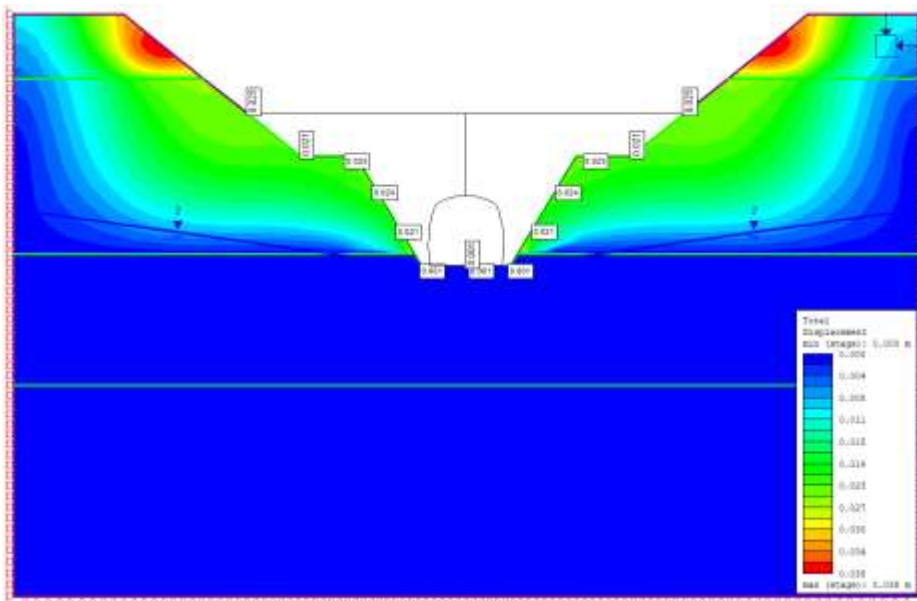


Figura 1.30. Escenario con la excavación localizada en el sector de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano y sin la presencia de las cargas consideradas permanentes

Fuente: Salida software RS2 2019

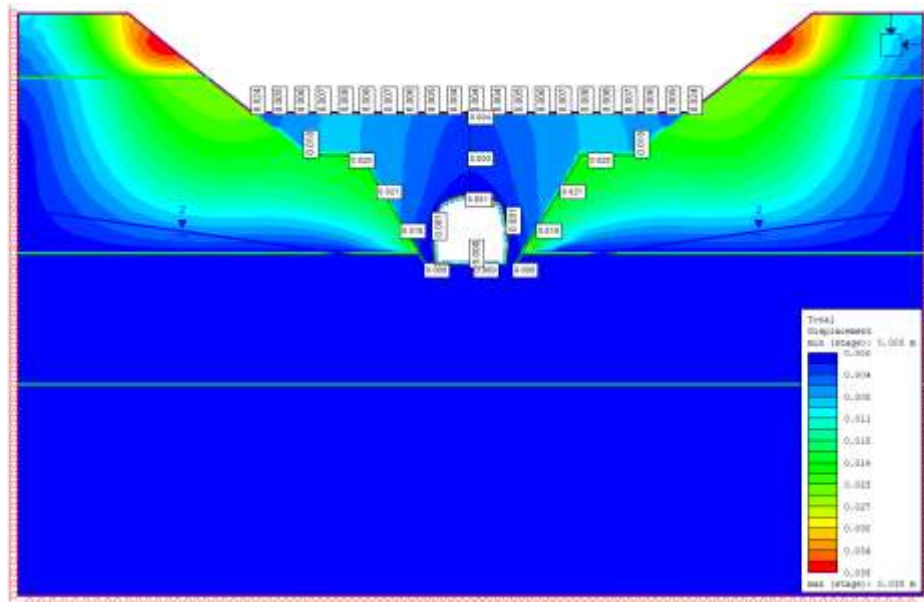


Figura 1.31. Escenario con la colocación del relleno granular de sustitución y el reforzamiento de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano sin la presencia de las cargas permanentes

Fuente: Salida software RS2 2019

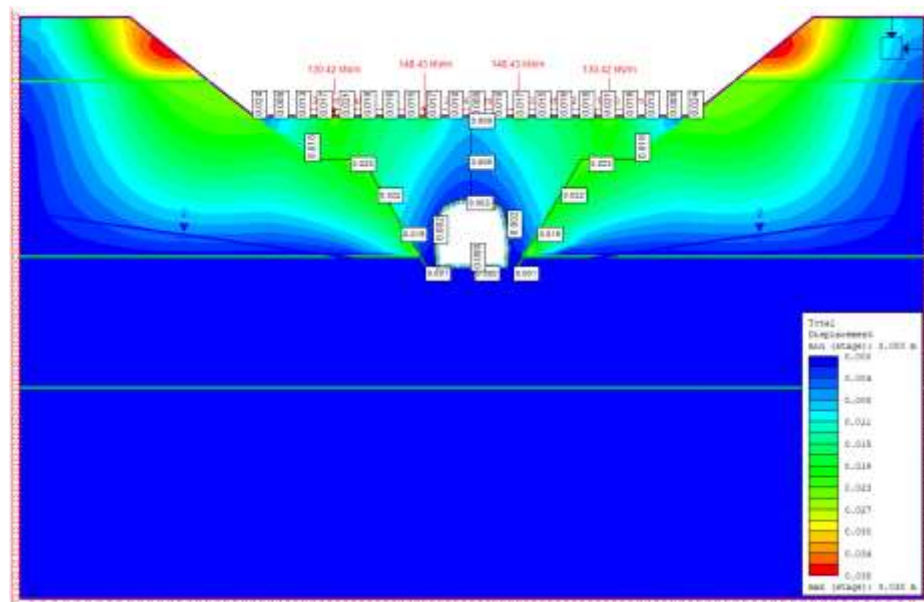


Figura 1.32. Escenario con la colocación del relleno granular de sustitución y el reforzamiento de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano con la presencia de las cargas permanentes

Fuente: Salida software RS2 2019

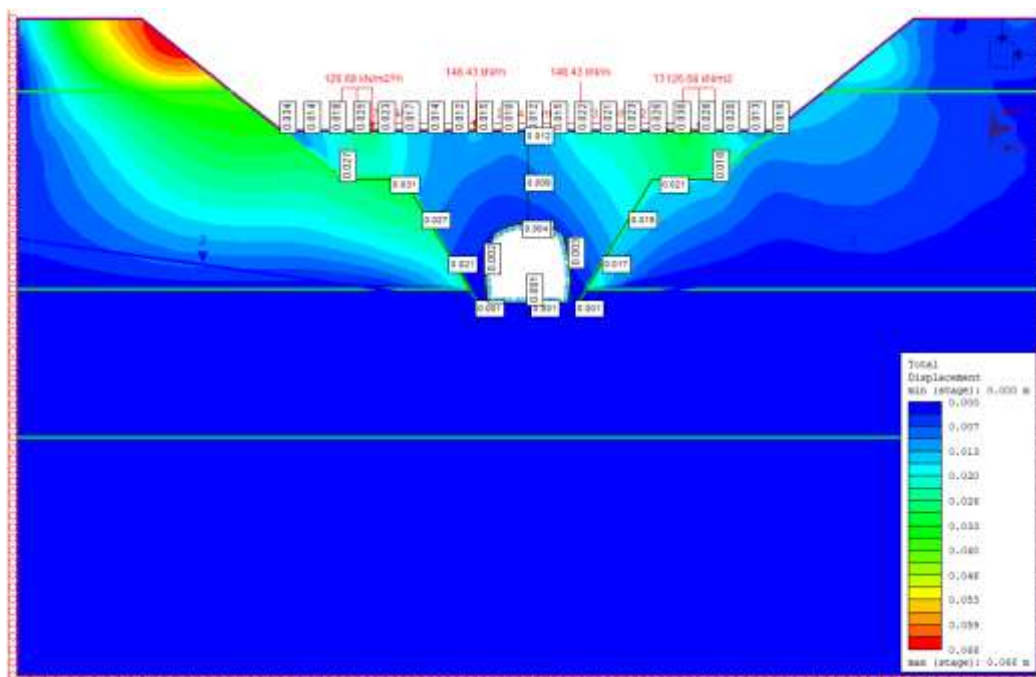


Figura 1.33. Escenario con la colocación de un relleno granular de sustitución y el reforzamiento de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano con la presencia de las cargas permanentes y la carga temporal del sismo

Fuente: Salida software RS2 2019

1.3.6.2 Análisis de resultados de la sección 1 – 1

Se efectúa una comparación entre las deformaciones que experimentaron los puntos justo en la sección transversal donde se emplazará la Estructura de Entrega al Embalse en esta primera sección analizada. Se consideraron un total de 21 puntos de observación a lo largo de toda la sección transversal, que permitieron comparar entre las etapas sucesivas del modelado efectuado. Los puntos de observación están espaciados a una distancia menor a 1 m respecto al punto adyacente.

A su vez, se consideró una serie de puntos de observación sobre el contorno de la estructura de concreto que corresponde a la alcantarilla prefabricada, la cual estará justo por debajo de la losa de la rápida de la Estructura Vertedora hacia el embalse.

La intención de controlar las deformaciones en el contorno de la alcantarilla prefabricada es evaluar si el revestimiento en concreto preliminarmente considerado presentaría problemas de deformación y de esfuerzos a raíz de las cargas que le transmita la Estructura de Entrega al Embalse.

En el siguiente cuadro, se presenta el resumen de los 21 puntos de observación colocados a lo largo de toda la sección transversal analizada, considerando cada una de las cinco etapas evaluadas, que se presentaron en el apartado anterior.

Cuadro 1.21. Comparación entre los puntos de observación colocados sobre la superficie del terreno en la sección transversal analizada

Punto	Desplazamiento Etapa 1 (m)	Desplazamiento Etapa 2 (m)	Desplazamiento Etapa 3 (m)	Desplazamiento Etapa 4 (m)	Desplazamiento Etapa 5 (m)
1	0.015	0.025	0.024	0.024	0.034
2	0.012	Punto Excavado	0.005	0.008	0.014
3	0.010	Punto Excavado	0.006	0.013	0.018
4	0.009	Punto Excavado	0.007	0.017	0.025
5	0.007	Punto Excavado	0.008	0.021	0.023
6	0.006	Punto Excavado	0.008	0.018	0.017
7	0.005	Punto Excavado	0.007	0.016	0.014
8	0.004	Punto Excavado	0.006	0.015	0.012
9	0.003	Punto Excavado	0.005	0.017	0.015
10	0.002	Punto Excavado	0.004	0.010	0.010
11	0.001	Punto Excavado	0.004	0.009	0.012
12	0.002	Punto Excavado	0.004	0.010	0.015
13	0.003	Punto Excavado	0.005	0.017	0.022
14	0.004	Punto Excavado	0.006	0.015	0.021
15	0.005	Punto Excavado	0.007	0.016	0.023
16	0.006	Punto Excavado	0.008	0.018	0.026
17	0.007	Punto Excavado	0.008	0.021	0.03
18	0.009	Punto Excavado	0.007	0.018	0.028
19	0.010	Punto Excavado	0.006	0.013	0.020
20	0.012	Punto Excavado	0.005	0.008	0.013
21	0.015	0.025	0.024	0.024	0.016

Fuente: Elaboración propia

Los desplazamientos registrados en el análisis y que se resumen en el cuadro anterior son acumulativos respecto a la etapa previa, es decir, corresponden con desplazamientos totales acumulados.

Del cuadro anterior se puede concluir, que existe un aumento paulatino entre puntos de observación para cada una de las etapas consideradas, ya que los desplazamientos son acumulativos, sin embargo, en la última etapa, donde se tiene la incidencia del sismo, se registran en algunos puntos, menores desplazamientos respecto a la etapa previas, producto de la consideración de la

componente vertical del sismo con dirección hacia arriba, como condición más crítica para el análisis.

Por esta razón, se efectuó una comparación entre etapas, a fin de evaluar cual sería el desplazamiento relativo que se obtuvo entre dos etapas sucesivas. Los resultados obtenidos, se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 1.22. Desplazamientos relativos entre etapas sucesivas del análisis de deformaciones

Punto	Desplazamiento Relativo Etapas 1 y 2 (m)	Desplazamiento Relativo Etapas 2 y 3 (m)	Desplazamiento Relativo Etapas 3 y 4 (m)	Desplazamiento Relativo Etapas 4 y 5 (m)
1	0.010	-0.001	0.000	0.010
2	No se obtuvo	No se obtuvo	0.003	0.006
3	No se obtuvo	No se obtuvo	0.007	0.005
4	No se obtuvo	No se obtuvo	0.010	0.008
5	No se obtuvo	No se obtuvo	0.013	0.002
6	No se obtuvo	No se obtuvo	0.010	-0.001
7	No se obtuvo	No se obtuvo	0.009	-0.002
8	No se obtuvo	No se obtuvo	0.009	-0.003
9	No se obtuvo	No se obtuvo	0.012	-0.002
10	No se obtuvo	No se obtuvo	0.006	0.000
11	No se obtuvo	No se obtuvo	0.005	0.003
12	No se obtuvo	No se obtuvo	0.006	0.005
13	No se obtuvo	No se obtuvo	0.012	0.005
14	No se obtuvo	No se obtuvo	0.009	0.006
15	No se obtuvo	No se obtuvo	0.009	0.007
16	No se obtuvo	No se obtuvo	0.010	0.008
17	No se obtuvo	No se obtuvo	0.013	0.009
18	No se obtuvo	No se obtuvo	0.011	0.010
19	No se obtuvo	No se obtuvo	0.007	0.007
20	No se obtuvo	No se obtuvo	0.003	0.005
21	0.010	-0.001	0.000	-0.008

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar del cuadro anterior, que entre las etapas 1 y 2 así como entre las etapas 2 y 3, no fue posible efectuar la comparación entre los puntos de observación que van del 2 al 20, ya que justo en la etapa 2 se procede a efectuar una excavación localizada en los materiales existentes para poder construir la estructura prefabricada de la alcantarilla. Por esta razón, se incluye en estos puntos la leyenda “No se obtuvo”.

Los desplazamientos relativos se pueden comparar únicamente para las últimas tres etapas, una vez efectuada la sustitución de los materiales en la etapa 3. Se aprecia que los desplazamientos relativos entre las etapas 3 y 4 tienden a aumentar, producto de la colocación sobre los materiales sustituidos, de las cargas consideradas en el diseño, tanto las cargas permanentes, correspondientes al peso propio de la estructura, como también las cargas temporales, asociadas con un tirante de agua de 0,50 m sobre la losa de la estructura.

Los desplazamientos registrados entre las etapas 4 y 5 disminuyen en cinco puntos y aumentan en los restantes 16, la razón de este comportamiento obedece a la acción y dirección del sismo sobre los materiales. Al incluir el sismo bajo la condición de diseño, se supone que las ondas provienen de una dirección, lo cual se modela en el software mediante la inclusión de un coeficiente pseudoestático horizontal de 0,20g. Además, se considera la componente vertical del sismo actuando hacia arriba y en una magnitud de 0,10g, lo cual propicia que aquellos puntos donde no existe un peso suficiente de la estructura de concreto que contrarreste la fuerza del sismo, se presente un cambio de dirección en la magnitud del asentamiento diferencial relativo.

Comparando las magnitudes reportadas de forma relativa para cada una de las etapas, se consideran valores adecuados y aceptables, tomando en cuenta el criterio de experto, suministrado por Ingeniería Estructural del ICE, para un adecuado comportamiento de la estructura, ya que no se alcanza en ninguna de las etapas un asentamiento instantáneo del orden de los 25 mm que pudiera afectar su funcionalidad.

Por otro lado, si se toma en cuenta el criterio que indica el Código de Cimentaciones de Costa Rica en su segunda edición, específicamente en el Cuadro 3.5 que brinda parámetros para el asentamiento total admisible, se toma en consideración el caso más próximo al que corresponde la Estructura de Entrega al Embalse, siendo en este caso estructuras del tipo silos y placas. El código permite asentamientos totales del orden de 7 cm a 30 cm para estos casos, los cuales claramente no están acordes para el adecuado funcionamiento de la estructura que se está analizando.

Finalmente, se puede concluir que sobre los resultados registrados en el contorno del refuerzo de la estructura prefabricada tipo alcantarilla que se pretende construir en el sitio, no se alcanzan deformaciones excesivas, como consecuencia de la presencia de la Estructura de Entrega al Embalse

justo por encima de este paso de agua, aspecto que era crítico si se planteaba efectuar una excavación subterránea sobre los materiales existentes en el sitio.

1.3.6.3 Sección de análisis 2 - 2

Este perfil de análisis corresponde a una sección aguas abajo del perfil 1 – 1, donde el espesor del relleno de sustitución es menor y de igual forma las cargas de diseño también son menores, respecto a la sección anterior. Los muros laterales y la losa de fundación se analizaron bajo un espesor constante de 0,80 m para efectuar este análisis, a la espera de la definición de los espesores definitivos de cada elemento por parte de Ingeniería Estructural.

En este perfil, el nivel de oscilación del embalse tiene mayor influencia en el comportamiento de los materiales, tomando en cuenta los niveles de operación que se ubican entre las elevaciones 1568 msnm y 1572 msnm, correspondiendo con las cargas temporales de la estructura. En específico, el nivel de agua se alcanza en esta sección, cuando el embalse se encuentra en su cota de máxima operación.

De esta manera, las cargas que intervienen en esta sección de análisis se resumen en los siguientes dos cuadros.

Cuadro 1.23. Cargas permanentes que intervienen en la sección de análisis 2-2 asociadas a los muros laterales de concreto y la losa de cimentación

<i>Muros de Concreto</i>		<i>Losa Cimentación</i>
Elemento de Carga	W_{Muerto} (kN/m)	Presión Placa (kN/m ²)
Muro Lado Derecho	25.42	18.83
Muro Lado Izquierdo	25.42	

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 1.24. Cargas temporales que intervienen en la sección de análisis 2-2 asociadas a la variación en los niveles de oscilación del embalse sobre la losa de cimentación

	<i>Losa Cimentación</i>
Niveles de Oscilación del Embalse	Presión Carga de Agua (kN/m ²)
1572 msnm	4.90

Fuente: Elaboración propia

Es importante indicar que la componente sísmica se incluyó dentro del análisis, considerado un coeficiente pseudoestático horizontal, k_h de 0,20g y un coeficiente pseudoestático vertical, k_v de 0,10g dentro de las cargas utilizadas para el análisis.

En cuanto a los asentamientos máximos permitidos sobre la estructura, no deberán de superar los 25 mm de forma instantánea, para evitar problemas en las juntas de los muros y las losas de cimentación. Este parámetro surge del criterio de experto por parte del Ingeniero Estructural a cargo del diseño de la Estructura de Entrega al Embalse.

Haciendo uso del software RS2 2019, se procede a realizar el análisis de deformaciones para evaluar el comportamiento que experimenta el medio, considerando las cargas que le suministrará la estructura.

De la misma manera que en el caso anterior, se analizaron un total de 5 fases, las cuales se detallan a continuación:

- Sin efectuar la excavación localizada para abrir espacio a la estructura de concreto que conectará el pozo de compuertas con el embalse El Llano, siendo ésta una estructura prefabricada.
- Con la excavación localizada, la cual permitirá construir la estructura de concreto que conectará el pozo de compuertas con el embalse El Llano.
- Colocación de una sustitución granular para restituir los materiales excavados, los cuales corresponden con materiales de la unidad geotécnica N°2, en este caso coluvios. La sustitución se hará con materiales producto de la excavación del túnel Paralelo.
- Colocación de las cargas que corresponden con el peso que le suministrará la Estructura de Entrega al Embalse a los materiales sustituidos, sobre la sección de análisis.
- Colocación de las cargas producto de la oscilación del embalse, sobre la losa de la rápida de la Estructura de Entrega al Embalse.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos en cuanto a los desplazamientos totales que se alcanzaron para cada una de las etapas descritas anteriormente.

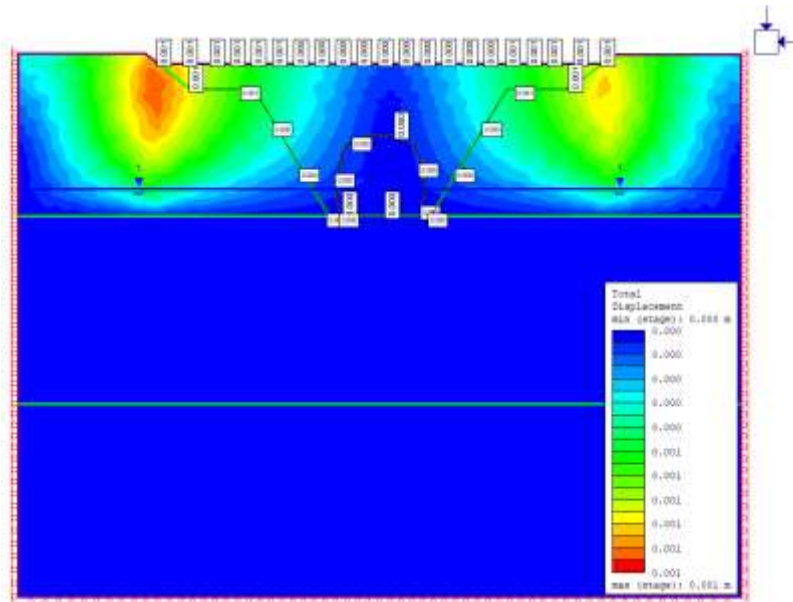


Figura 1.34. Escenario sin la excavación localizada en el sector de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano y sin la presencia de las cargas consideradas en el diseño

Fuente: Salida software RS2 2019

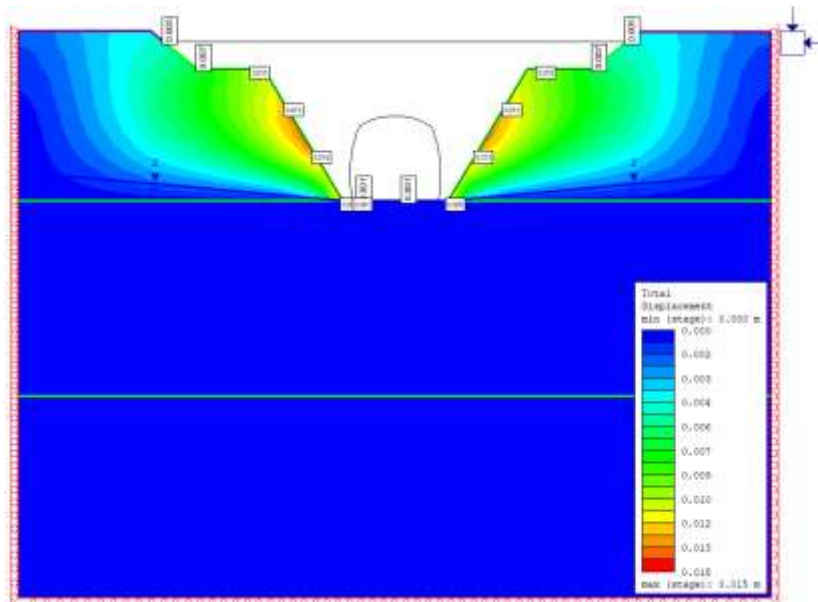


Figura 1.35. Escenario con la excavación localizada en el sector de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano y sin la presencia de las cargas consideradas en el diseño

Fuente: Salida software RS2 2019

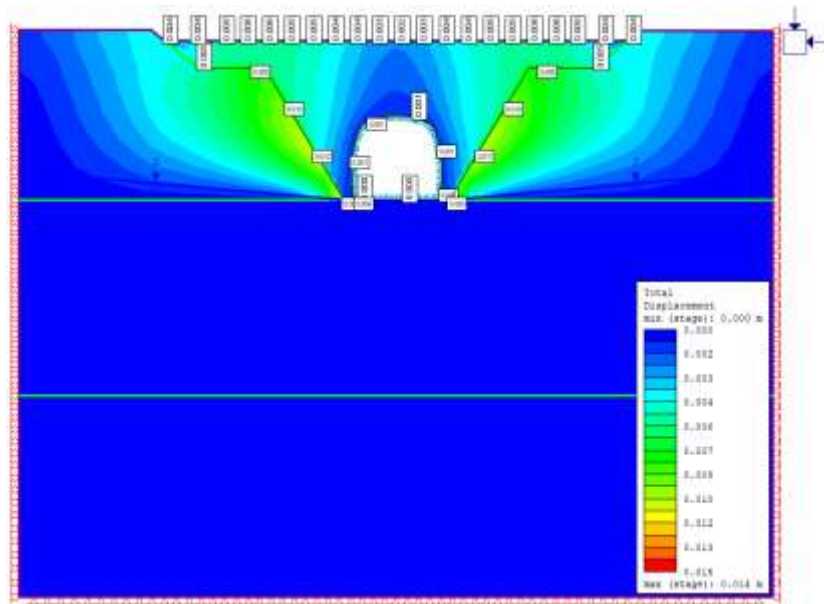


Figura 1.36. Escenario con la colocación del relleno granular de sustitución y el reforzamiento de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano sin la presencia de las cargas de diseño

Fuente: Salida software RS2 2019

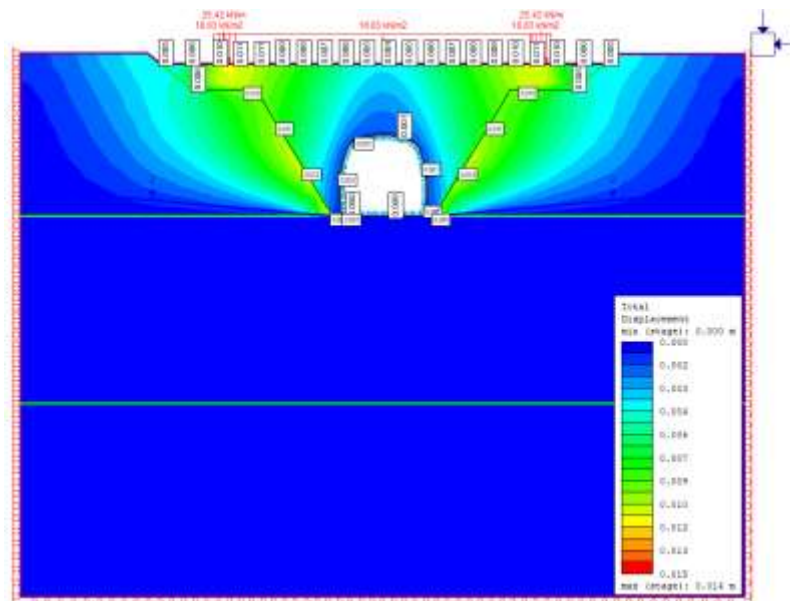


Figura 1.37. Escenario con la colocación del relleno granular de sustitución y el reforzamiento de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano con la presencia de las cargas permanentes

Fuente: Salida software RS2 2019

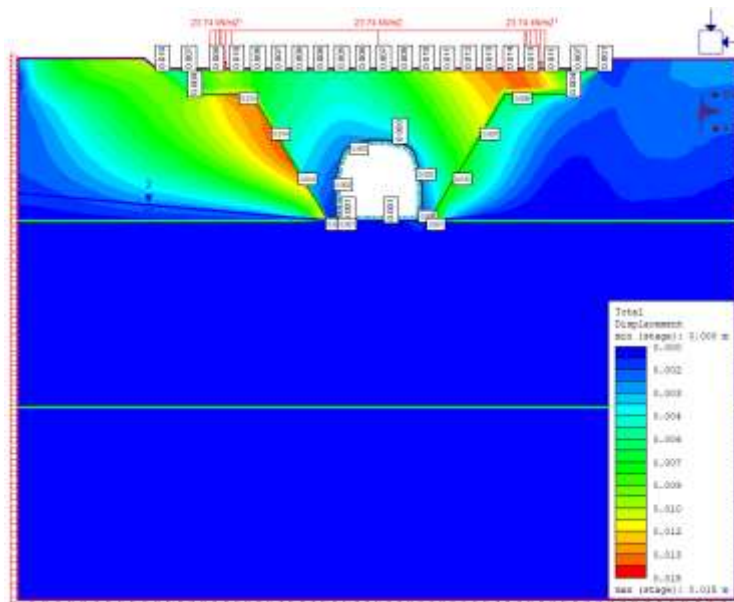


Figura 1.38. Escenario con la colocación del relleno granular de sustitución y el reforzamiento de la estructura de concreto que conectará con el embalse El Llano con la presencia de las cargas permanentes y temporales incluyendo la componente sísmica

Fuente: Salida software RS2 2019

1.3.6.4 Análisis de resultados de la sección 2 – 2

Se efectúa una comparación entre las deformaciones que experimentaron los puntos justo en la sección transversal donde se emplazará la Estructura de Entrega al Embalse en esta segunda sección analizada. Se consideraron un total de 21 puntos de medición a lo largo de toda la sección transversal, que permitieron comparar entre las etapas sucesivas del modelado efectuado. La separación entre puntos de observación es menor a 1 m.

A su vez, se consideró una serie de puntos de observación sobre el contorno del refuerzo de la estructura de concreto que corresponde a la alcantarilla prefabricada, la cual estará justo por debajo de la losa de la rápida de la Estructura Vertedora hacia el embalse.

La intención de controlar las deformaciones en el contorno de la alcantarilla prefabricada es evaluar si el revestimiento en concreto preliminarmente considerado presentaría problemas de deformación y de esfuerzos a raíz de las cargas que le transmita la Estructura de Entrega al Embalse.

En el siguiente cuadro, se presenta el resumen de los 21 puntos de observación colocados a lo largo de toda la sección transversal analizada, considerando cada una de las cinco etapas evaluadas, que se presentaron en el apartado anterior.

Cuadro 1.25. Comparación entre los puntos de observación colocados sobre la superficie del terreno en la sección transversal analizada

Punto	Desplazamiento Etapa 1 (m)	Desplazamiento Etapa 2 (m)	Desplazamiento Etapa 3 (m)	Desplazamiento Etapa 4 (m)	Desplazamiento Etapa 5 (m)
1	0.001	0.005	0.004	0.005	0.010
2	0.001	Punto Excavado	0.004	0.006	0.007
3	0.001	Punto Excavado	0.005	0.010	0.009
4	0.001	Punto Excavado	0.006	0.011	0.010
5	0.001	Punto Excavado	0.006	0.011	0.008
6	0.000	Punto Excavado	0.005	0.009	0.007
7	0.000	Punto Excavado	0.005	0.008	0.006
8	0.000	Punto Excavado	0.004	0.007	0.006
9	0.000	Punto Excavado	0.004	0.006	0.005
10	0.000	Punto Excavado	0.003	0.005	0.006
11	0.000	Punto Excavado	0.002	0.004	0.007
12	0.000	Punto Excavado	0.003	0.005	0.008
13	0.000	Punto Excavado	0.004	0.006	0.010
14	0.000	Punto Excavado	0.004	0.007	0.011
15	0.000	Punto Excavado	0.005	0.008	0.012
16	0.000	Punto Excavado	0.005	0.009	0.013
17	0.001	Punto Excavado	0.006	0.010	0.014
18	0.001	Punto Excavado	0.006	0.011	0.013
19	0.001	Punto Excavado	0.005	0.010	0.011
20	0.001	Punto Excavado	0.004	0.006	0.007
21	0.001	0.005	0.004	0.005	0.010

Fuente: Elaboración propia

Los desplazamientos registrados en el análisis y que se resumen en el cuadro anterior son acumulativos respecto a la etapa previa, es decir, corresponden con desplazamientos totales acumulados.

Del cuadro anterior podemos concluir, que existe un aumento paulatino entre puntos de observación para cada una de las etapas evaluadas, ya que los desplazamientos son acumulativos, sin embargo, en la última etapa, donde se tiene la incidencia del sismo, se registran en algunos puntos, menores desplazamientos respecto a la etapa previa, producto de la consideración de la componente vertical del sismo con dirección hacia arriba, considerada como la condición más crítica para el análisis.

Por esta razón, se efectuó una comparación entre etapas, a fin de evaluar cual sería el desplazamiento relativo máximo que se obtuvo entre dos etapas sucesivas. Los resultados obtenidos, se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 1.26. Desplazamientos relativos entre etapas sucesivas del análisis de deformaciones

Punto	Desplazamiento Relativo Etapas 1 y 2 (m)	Desplazamiento Relativo Etapas 2 y 3 (m)	Desplazamiento Relativo Etapas 3 y 4 (m)	Desplazamiento Relativo Etapas 4 y 5 (m)
1	0.004	-0.001	0.001	0.005
2	No se obtuvo	No se obtuvo	0.002	0.001
3	No se obtuvo	No se obtuvo	0.005	-0.001
4	No se obtuvo	No se obtuvo	0.005	-0.001
5	No se obtuvo	No se obtuvo	0.005	-0.003
6	No se obtuvo	No se obtuvo	0.004	-0.002
7	No se obtuvo	No se obtuvo	0.003	-0.002
8	No se obtuvo	No se obtuvo	0.003	-0.001
9	No se obtuvo	No se obtuvo	0.002	-0.001
10	No se obtuvo	No se obtuvo	0.002	0.001
11	No se obtuvo	No se obtuvo	0.002	0.003
12	No se obtuvo	No se obtuvo	0.002	0.003
13	No se obtuvo	No se obtuvo	0.002	0.004
14	No se obtuvo	No se obtuvo	0.003	0.004
15	No se obtuvo	No se obtuvo	0.003	0.004
16	No se obtuvo	No se obtuvo	0.004	0.004
17	No se obtuvo	No se obtuvo	0.004	0.004
18	No se obtuvo	No se obtuvo	0.005	0.002
19	No se obtuvo	No se obtuvo	0.005	0.001
20	No se obtuvo	No se obtuvo	0.002	0.001
21	0.004	-0.001	0.001	0.005

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar del cuadro anterior, que entre las etapas 1 y 2 así como entre las etapas 2 y 3, no fue posible efectuar la comparación entre los puntos de observación que van del 2 al 20, ya que justo en la etapa 2 se procede a efectuar una excavación localizada en los materiales existentes para poder construir la estructura prefabricada de la alcantarilla. Por esta razón, se incluye en estos puntos la leyenda “No se obtuvo”.

Los desplazamientos relativos se pueden comparar únicamente para las últimas tres etapas, una vez efectuada la sustitución de los materiales en la etapa 3. Se aprecia que los desplazamientos relativos

entre las etapas 3 y 4 tienen a aumentar, producto de la colocación sobre los materiales sustituidos, de las cargas consideradas en el diseño, tanto las cargas permanentes, correspondientes al peso propio de la estructura, como también las cargas temporales, asociadas con un tirante de agua sobre la losa de la estructura del orden de 0,50 m, producto de la oscilación del embalse.

Los desplazamientos registrados entre las etapas 4 y 5 disminuyen en un total de siete puntos de observación y aumentan en los restantes catorce. Se prevé que la razón de este comportamiento obedece a la acción y dirección del sismo sobre los materiales. Al incluir el sismo bajo la condición de diseño, se supone que las ondas provienen de una dirección, lo cual se modela en el software mediante la inclusión de un coeficiente pseudoestático horizontal de 0,20g. Además, se considera la componente vertical del sismo actuando hacia arriba y en una magnitud de 0,10g, lo cual propicia que aquellos puntos donde no existe un peso suficiente de la estructura de concreto que contrarreste la fuerza del sismo, se presente un cambio en la magnitud del asentamiento diferencial relativo.

Respecto a la sección 1 – 1, en este caso se tienen una marcada disminución en la magnitud de las cargas permanentes, asociadas al peso propio de la estructura, por ello, se da un aumento en el número de los puntos donde se presenta un cambio en la magnitud de la deformación vertical.

Comparando las magnitudes reportadas de forma relativa para cada una de las etapas, se consideran valores adecuados y aceptables, tomando en cuenta el criterio de experto, suministrado por Ingeniería Estructural del ICE, para un adecuado comportamiento de la estructura, ya que no se alcanza en ninguna de las etapas un asentamiento instantáneo del orden de los 25 mm que pudiera afectar su funcionalidad.

Por otro lado, si se toma en cuenta el criterio que indica el Código de Cimentaciones de Costa Rica en su segunda edición, específicamente en el Cuadro 3.5 que brinda parámetros para el asentamiento total admisible, se toma en consideración el caso más semejante a la Estructura de Entrega al Embalse, siendo en este caso estructuras del tipo silos y placas. El código permite asentamientos totales del orden de 7 cm a 30 cm para estos casos, los cuales claramente no están acordes para el adecuado funcionamiento de la estructura que se está analizando.

Finalmente, se analiza que las deformaciones verticales en el contorno del refuerzo de la estructura prefabricada del tipo alcantarilla, que se pretende construir en el sitio, son acordes para un adecuado funcionamiento.

1.3.6.5 Sección de análisis 3 – 3

Este perfil de análisis corresponde a una sección aguas abajo del perfil 2 – 2, hacia la parte final de la Estructura de Entrega al Embalse, donde ya no existe relleno de sustitución, sino que la fundación será desplantada directamente sobre la unidad geotécnica N°3, la cual corresponde con regolitos del Sills. Los muros laterales y la losa de fundación se analizaron bajo un espesor constante de 0,80 m para efectuar este análisis, a la espera de la definición de los espesores definitivos de cada elemento por parte de Ingeniería Estructural.

En este perfil, al igual que en el caso anterior, el nivel de oscilación del embalse tiene influencia en el comportamiento de los materiales, tomando en cuenta los niveles de operación que se ubican entre las elevaciones 1568 msnm y 1572 msnm, correspondiendo con las cargas temporales que experimentará la estructura en esta sección de análisis. Las cargas que intervienen en este perfil se resumen en los siguientes dos cuadros.

Cuadro 1.27. Cargas permanentes que intervienen en la sección de análisis 3-3 asociadas a los muros laterales de concreto y la losa de cimentación

<i>Muros de Concreto</i>		<i>Losa Cimentación</i>
Elemento de Carga	W_{Muerto} (kN/m)	Presión Placa (kN/m ²)
Muro Lado Derecho	43.31	18.83
Muro Lado Izquierdo	43.31	

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 1.28. Cargas temporales que intervienen en la sección de análisis 3-3 asociadas a la variación en los niveles de oscilación del embalse sobre la losa de cimentación y el terreno natural

	<i>Losa Cimentación</i>	<i>Terreno Natural</i>
Niveles de Oscilación del Embalse	Presión Carga de Agua (kN/m ²)	Presión Carga de Agua en el Terreno (kN/m ²)
1568 msnm	44.13	39.42
1572 msnm	83.36	78.65

Fuente: Elaboración propia

Es importante indicar que la componente sísmica se incluyó dentro del análisis, considerado un coeficiente pseudoestático horizontal, k_h de 0,20g y un coeficiente pseudoestático vertical, k_v de 0,10g dentro de las cargas utilizadas para el análisis.

En cuanto a los asentamientos máximos permitidos sobre la estructura, no deberán de superar los 25 mm de forma instantánea, para evitar problemas en las juntas de los muros y las losas de cimentación. Este parámetro surge del criterio de experto por parte del Ingeniero Estructural a cargo del diseño de la Estructura de Entrega al Embalse.

Haciendo uso del software RS2 2019, se procede a realizar el análisis de deformaciones para evaluar el comportamiento que experimenta el medio, considerando las cargas que le suministrará la estructura.

En este caso, se analizaron un total de 4 fases, las cuales se detallan a continuación:

- Con la excavación localizada realizada para colocar la estructura de concreto pertinente a la sección analizada.
- Con la inclusión de las cargas permanentes propias del peso de la estructura de concreto.
- Con la inclusión del peso del agua al nivel mínimo de operación del embalse, en la elevación 1568 msnm, tanto a la estructura de concreto como a los materiales por fuera de ésta.
- Con la inclusión del peso del agua al nivel máximo de operación del embalse, en la elevación 1572 msnm, tanto a la estructura de concreto como a los materiales por fuera de ésta.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos en cuanto a los desplazamientos totales que se alcanzaron para cada una de las etapas descritas anteriormente.

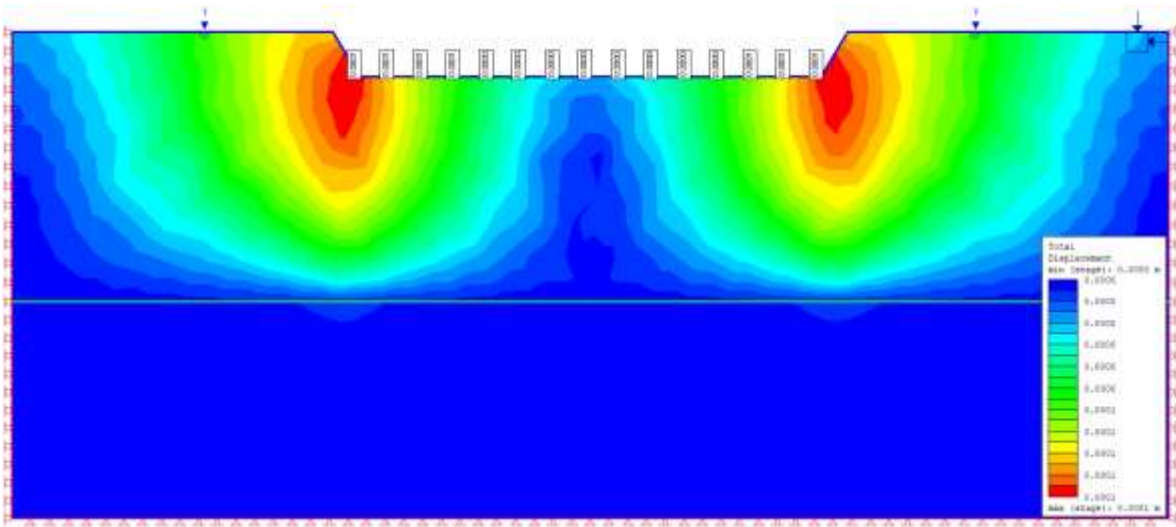


Figura 1.39. Escenario con la excavación localizada en el sector de la estructura de concreto y sin la presencia de las cargas consideradas en el diseño

Fuente: Salida software RS2 2019

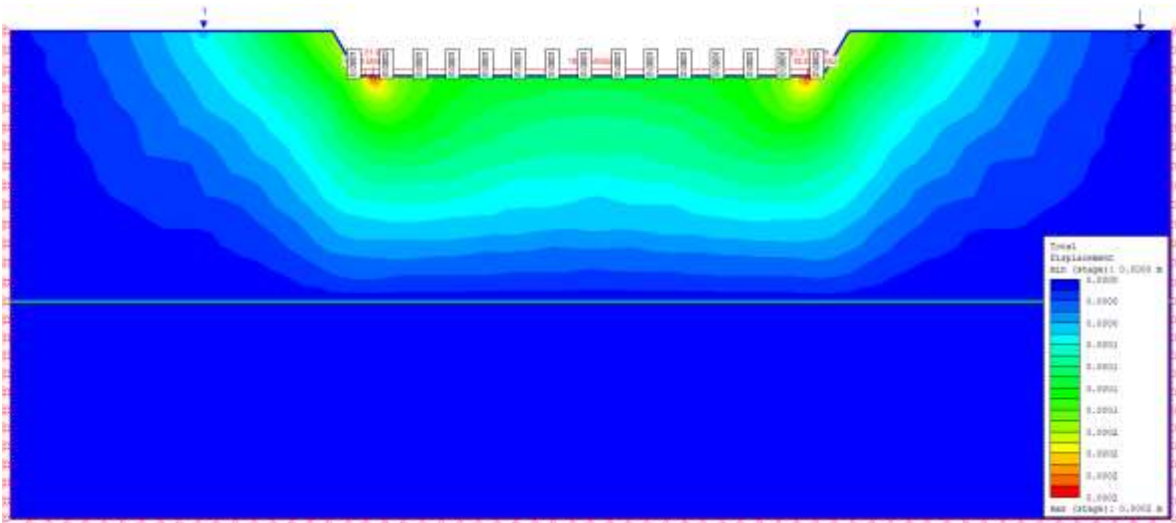


Figura 1.40. Escenario con la inclusión de las cargas permanentes de la estructura consideradas en el diseño

Fuente: Salida software RS2 2019

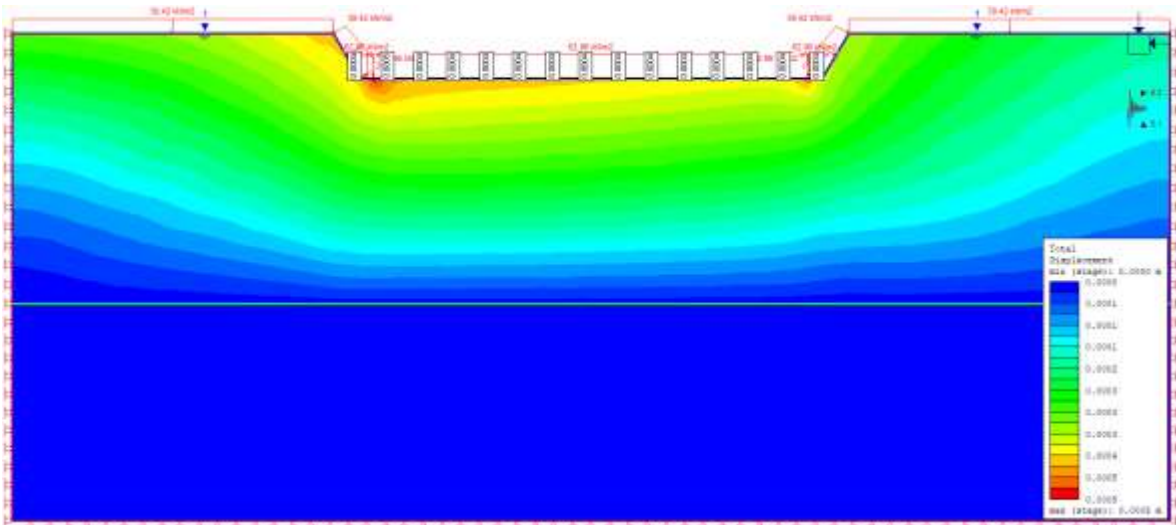


Figura 1.41. Escenario con la inclusión de las cargas permanentes de la estructura, las cargas temporales del peso del agua al nivel inferior de operación del embalse y la componente del sismo actuando

Fuente: Salida software RS2 2019

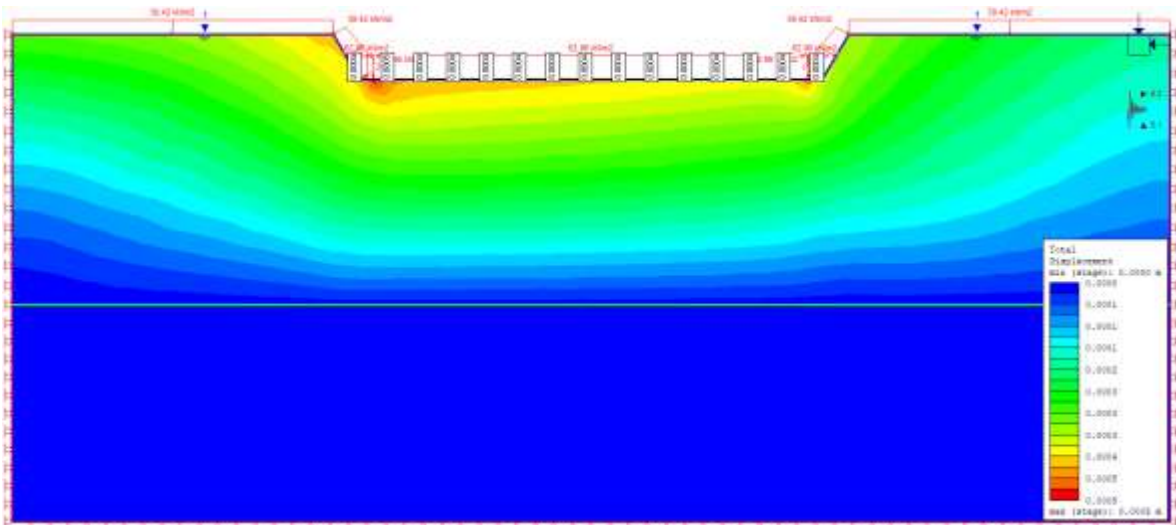


Figura 1.42. Escenario con la inclusión de las cargas permanentes de la estructura, las cargas temporales del peso del agua al nivel superior de operación del embalse y la componente del sismo actuando

Fuente: Salida software RS2 2019

1.3.6.6 Análisis de resultados de la sección 3 – 3

Se efectúa una comparación entre las deformaciones que experimentaron los puntos justo en la sección transversal donde se emplazará la parte ya final de la Estructura de Entrega al Embalse en esta tercera sección analizada. Se consideraron en este caso un total de 15 puntos de medición a lo largo de toda la sección transversal, que permitieron comparar entre las etapas sucesivas del modelado efectuado. La separación entre puntos de observación es menor a 1 m. Esta sección 3 – 3 se encuentra propiamente bajo el agua y afectada por los dos niveles de oscilación del embalse El Llano, lo cual permitirá evaluar el comportamiento de los materiales ante la fluctuación del embalse.

Es importante mencionar que los materiales sobre los que se desplantará esta parte final de la estructura corresponden propiamente a materiales *in situ*, pertenecientes a la Unidad Geotecnia 3. Sobre esta parte final ya no se aprecia el paso subterráneo por debajo de la losa de la rápida de la Estructura Vertedora, constituida por una alcantarilla prefabricada. En el siguiente cuadro, se presenta el resumen de los 15 puntos de observación colocados a lo largo de toda la sección transversal analizada, considerando cada una de las cuatro etapas evaluadas, que se detallaron en el apartado anterior.

Cuadro 1.29. Comparación entre los puntos de observación colocados sobre la superficie del terreno en la sección transversal analizada

Punto	Desplazamiento Etapa 1 (m)	Desplazamiento Etapa 2 (m)	Desplazamiento Etapa 3 (m)	Desplazamiento Etapa 4 (m)
1	0.0001	0.0001	0.0004	0.0006
2	0.0001	0.0002	0.0005	0.0007
3	0.0001	0.0001	0.0004	0.0006
4	0.0001	0.0001	0.0004	0.0006
5	0.0000	0.0001	0.0004	0.0006
6	0.0000	0.0001	0.0004	0.0006
7	0.0000	0.0001	0.0004	0.0006
8	0.0000	0.0001	0.0004	0.0006
9	0.0000	0.0001	0.0004	0.0006
10	0.0000	0.0001	0.0004	0.0006
11	0.0000	0.0001	0.0004	0.0006
12	0.0000	0.0001	0.0004	0.0006
13	0.0001	0.0001	0.0004	0.0006
14	0.0001	0.0001	0.0004	0.0006
15	0.0001	0.0002	0.0004	0.0007

Fuente: Elaboración propia

Los desplazamientos registrados en el análisis y que se resumen en el cuadro anterior son acumulativos respecto a la etapa previa, es decir, corresponden con desplazamientos totales acumulados.

Del cuadro anterior podemos concluir, que existe un aumento paulatino entre puntos de observación para cada una de las etapas evaluadas, ya que los desplazamientos son acumulativos.

Se efectuó una comparación entre etapas, a fin de evaluar cual sería el desplazamiento relativo máximo que se obtendría entre dos etapas sucesivas. Los resultados obtenidos, se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 1.30. Desplazamientos relativos entre etapas sucesivas del análisis de deformaciones

Punto	Desplazamiento Relativo Etapas 1 y 2 (m)	Desplazamiento Relativo Etapas 2 y 3 (m)	Desplazamiento Relativo Etapas 3 y 4 (m)
1	0.0000	0.0003	0.0002
2	0.0001	0.0003	0.0002
3	0.0000	0.0003	0.0002
4	0.0000	0.0003	0.0002
5	0.0001	0.0003	0.0002
6	0.0001	0.0003	0.0002
7	0.0001	0.0003	0.0002
8	0.0001	0.0003	0.0002
9	0.0001	0.0003	0.0002
10	0.0001	0.0003	0.0002
11	0.0001	0.0003	0.0002
12	0.0001	0.0003	0.0002
13	0.0000	0.0003	0.0002
14	0.0000	0.0003	0.0002
15	0.0001	0.0002	0.0003

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar del cuadro anterior que, entre comparación de etapas, existe un aumento paulatino en las deformaciones experimentadas por los materiales, siendo los desplazamientos relativos máximos cuando se tiene la acción del sismo y el nivel máximo de operación del embalse El Llano.

Respecto a las dos secciones analizadas y discutidas con anterioridad, en este caso se tienen una mayor magnitud de las cargas temporales, asociadas a la oscilación del embalse El Llano. Sin embargo, los desplazamientos verticales registrados son en gran medida menores respecto a las dos secciones predecesoras, como consecuencia directa de la consolidación que han experimentado los materiales *in situ*, producto de la presencia del embalse El Llano.

Comparando las magnitudes reportadas de forma relativa para cada una de las etapas, se consideran valores adecuados y aceptables, tomando en cuenta el criterio de experto, suministrado por Ingeniería Estructural del ICE, para un adecuado comportamiento de la estructura, ya que no se alcanza en ninguna de las etapas un asentamiento instantáneo del orden de los 25 mm que pudiera afectar su funcionalidad.

Por otro lado, si se toma en cuenta el criterio que indica el Código de Cimentaciones de Costa Rica en su segunda edición, específicamente en el Cuadro 3.5 que brinda parámetros para el asentamiento total admisible, se toma en consideración el caso más semejante a la Estructura de Entrega al Embalse, siendo en este caso estructuras del tipo silos y placas. El código permite asentamientos totales del orden de 7 cm a 30 cm para estos casos, los cuales claramente no están acordes para el adecuado funcionamiento de la estructura que se está analizando.

1.4 Diseño de la Obra

1.4.1 Estimación de la capacidad de soporte de los materiales

Como parte de la excavación planteada, se propone generar una sustitución con materiales seleccionados, para reponer los materiales coluviales presentes *in situ*. La iniciativa consiste en efectuar una sustitución con los materiales provenientes de la excavación del túnel Paralelo, los cuales corresponden con areniscas silicificadas, producto de la presencia de un intrusivo y que, para efectos de usarlos como material de sustitución, cumplen adecuadamente este requerimiento.

Se utilizan para los cálculos presentados en esta sección las propiedades estimadas para cada una de las unidades geotécnicas definidas dentro de este documento en el apartado 3.5 referente al modelo geotécnico de la Estructura de Entrega al Embalse.

La estimación de la capacidad de soporte de los materiales se realizó tomando en cuenta el criterio de establecer juntas transversales y longitudinales, con lo cual, la capacidad de soporte va a variar, según los materiales sobre los que se desplante cada una de ellas.

En la siguiente figura se presentan los tipos de fundación que se definieron en conjunto con Ingeniería Estructural del ICE, según los materiales sobre los que se desplanta la cimentación, se consideraron las dimensiones que están siendo establecidas.

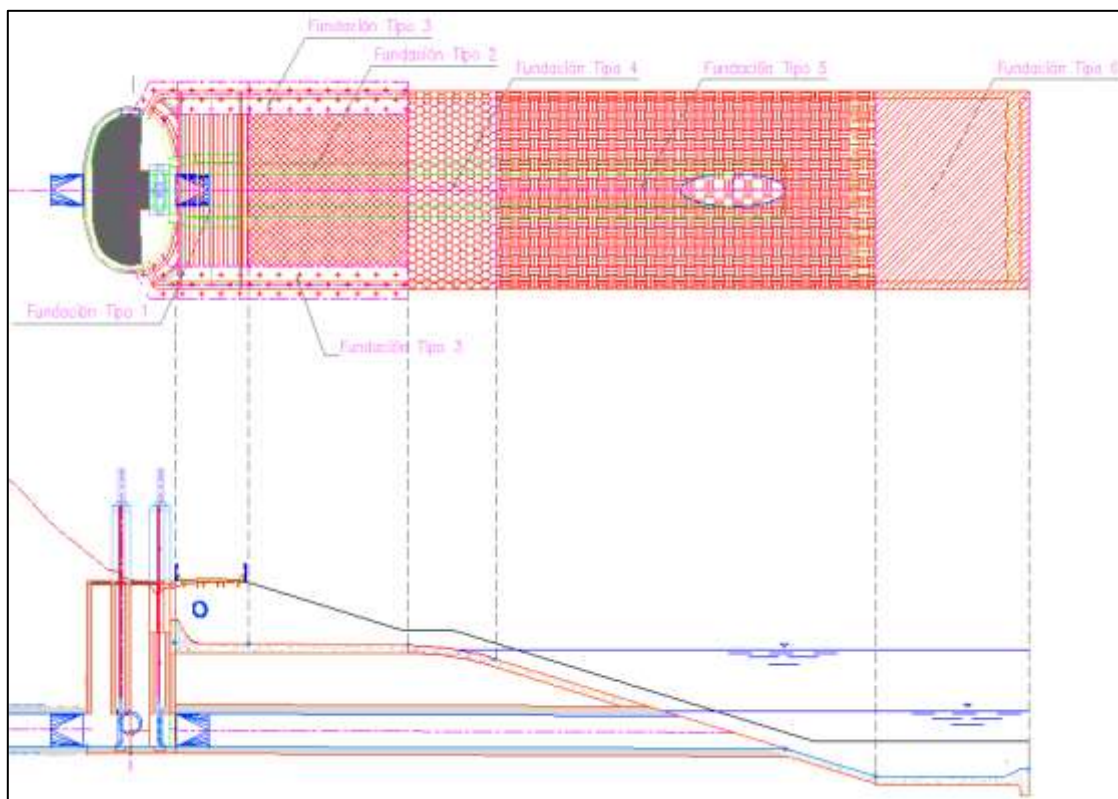


Figura 1.43. Definición de los tipos de cimentaciones en conjunto con el Área de Ingeniería Estructural

Fuente: Elaboración propia

Se utiliza para la estimación de la capacidad de soporte de los materiales, la ecuación 4.3 presentada en el Código de Cimentaciones de Costa Rica, en su segunda edición y presentada en este documento como la Ecuación 1.6.

1.4.1.1 Estimación de la capacidad de soporte de la fundación tipo 1

Se calcula la capacidad de soporte sobre el sector central de la rápida del vertedero, en el tramo anexo a la estructura del pozo de compuertas, tal cual se aprecia en la Figura 1.43, como fundación tipo 1. Las dimensiones previstas para este sector son aproximadamente rectangulares.

Los materiales sobre los que se fundará la losa corresponden a un relleno granular, producto de la excavación de la estructura de la alcantarilla y posterior sustitución con el material procedente de la excavación del túnel Paralelo. En la siguiente figura se presenta la estimación preliminar de los

factores de capacidad de carga a utilizar en función del ángulo de fricción de los materiales a emplear como sustitución.

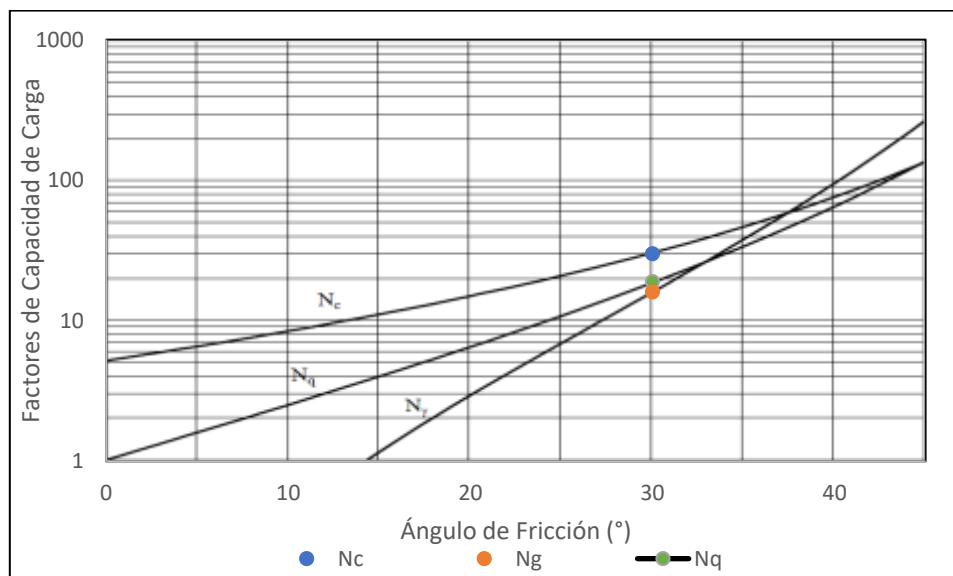


Figura 1.44. Estimación de los factores de capacidad de carga a utilizar con la ecuación general de capacidad de soporte según Reissner 1924 y Meyerhoff 1955 para el caso de la fundación tipo 1

Fuente: Adaptado del Código de Cimentaciones de Costa Rica

El resumen de los factores de capacidad de carga preliminares, se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.31. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte para el caso de la fundación tipo 1

ϕ	30	°
Nc	30	Adim.
N γ	16	Adim.
Nq	19	Adim.

Fuente: Elaboración propia

Los factores de capacidad de carga anteriores se deben de corregir de acuerdo con la forma de la cimentación. Por lo tanto, se utilizan las ecuaciones 4.4 y 4.5 del Código de Cimentaciones de Costa Rica, en su segunda edición.

Las dimensiones previstas para la fundación tipo 1 presentan un ancho B, igual de 4,85 m y un largo L, igual a 10 m, de forma preliminar.

Una vez estimados los factores de capacidad de carga y su corrección por forma, se procede a determinar la capacidad de soporte del medio. Se efectúa una estimación para un ancho B variable dentro de un rango considerado como probable, en el que pueda encontrarse la dimensión final de este primer tipo de fundación. En este caso, se considera que la huella de la fundación tiene como dimensión máxima 10 m, de acuerdo con los detalles brindados por Ingeniería Estructural.

En el siguiente cuadro, se presentan demarcados en color verde los factores de capacidad de carga corregidos en conjunto con la estimación de la capacidad de soporte admisible obtenida de acuerdo con las dimensiones últimas.

Cuadro 1.32. Estimación de la capacidad de soporte admisible para el tipo de fundación 1 según la ecuación 4.3 del CCCR año 2009

B (m)	L (m)	N'c	N'γ	Nq	q _{un} (kPa)	FS	q _{adm} (kPa)
4.75	10.0	32.9	13.0	19.0	663.9	3	221.3
4.80	10.0	32.9	12.9	19.0	669.3	3	223.1
4.85	10.0	32.9	12.9	19.0	674.6	3	224.9
4.90	10.0	32.9	12.9	19.0	679.8	3	226.6
4.95	10.0	33.0	12.8	19.0	685.0	3	228.3

Fuente: Elaboración propia

1.4.1.2 Estimación de la capacidad de soporte de la fundación tipo 2

Se calcula la capacidad de soporte sobre el sector central de la rápida del vertedero, tal cual se aprecia en la Figura 1.43, como fundación tipo 2. Las dimensiones previstas para este sector son aproximadamente rectangulares, por lo que se estima la capacidad de soporte para una losa flotante aislada.

Los materiales sobre los que se fundará la losa corresponden a un relleno granular, producto de la excavación de la estructura de la alcantarilla y posterior sustitución con el material procedente de la excavación del túnel Paralelo. En la siguiente figura se presenta la estimación preliminar de los factores de capacidad de carga.

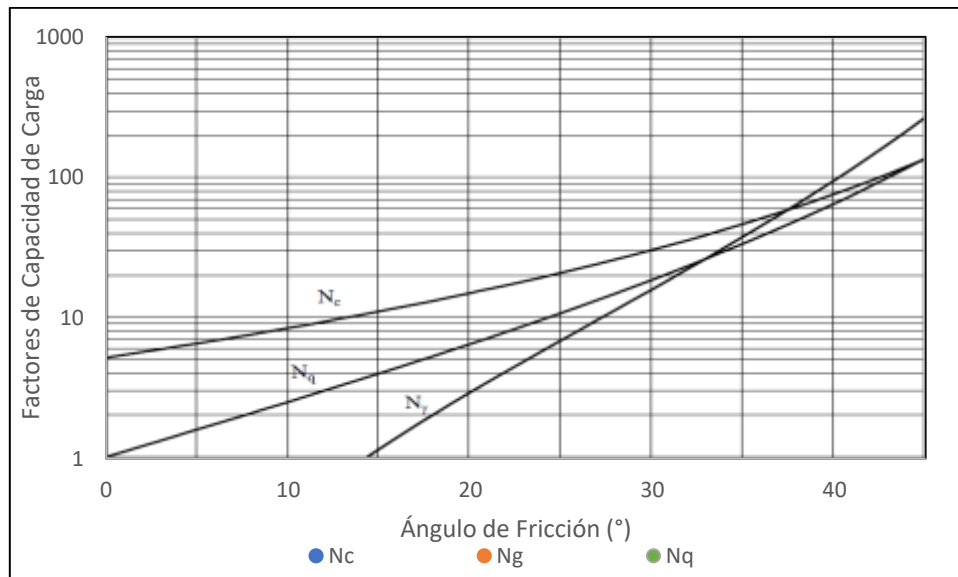


Figura 1.45. Estimación de los factores de capacidad de carga a utilizar con la ecuación general de capacidad de soporte según Reissner 1924 y Meyerhoff 1955 para el caso de la fundación tipo 2

Fuente: Adaptado del Código de Cimentaciones de Costa Rica

El resumen de los factores de capacidad de carga preliminares, se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.33. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte para el caso de la fundación tipo 2

ϕ	30	°
Nc	30	Adim.
Ny	16	Adim.
Nq	19	Adim.

Fuente: Elaboración propia

Los factores de capacidad de carga anteriores se deben de corregir de acuerdo a la forma de la cimentación. Por lo tanto, se utilizan las ecuaciones 4.4 y 4.5 del Código de Cimentaciones de Costa Rica, en su segunda edición.

Las dimensiones previstas para la fundación tipo 2 presentan un ancho B, igual de 10 m y un largo L, igual a 10,4 m.

Una vez estimados los factores de capacidad de carga y su corrección por forma, se procede a determinar la capacidad de soporte del medio. Se efectúa una estimación para un ancho B variable dentro de un rango considerado como probable, en el que pueda encontrarse la dimensión final de

este segundo tipo de fundación. En este caso, se considera que la huella de la fundación tiene como dimensión máxima 10,4 m, de acuerdo con los detalles brindados por Ingeniería Estructural.

En el siguiente cuadro, se presentan demarcados en color verde los factores de capacidad de carga corregidos en conjunto con la estimación de la capacidad de soporte admisible obtenida de acuerdo con las dimensiones últimas.

Cuadro 1.34. Estimación de la capacidad de soporte admisible para el tipo de fundación 2 según la ecuación 4.3 del CCCR año 2009

B (m)	L (m)	N'c	N'γ	N'q	q _{un} (kPa)	FS	q _{adm} (kPa)
9.8	10.4	35.7	10.0	19.0	1053.7	3	351.2
9.8	10.4	35.7	10.0	19.0	1053.7	3	351.2
10.0	10.4	35.8	9.8	19.0	1061.9	3	354.0
10.1	10.4	35.8	9.8	19.0	1065.8	3	355.3
10.2	10.4	35.9	9.7	19.0	1069.6	3	356.5

Fuente: Elaboración propia

1.4.1.3 Estimación de la capacidad de soporte de la fundación tipo 3

Se calcula la capacidad de soporte sobre los sectores laterales de la rápida del vertedero, tal cual se aprecia en la Figura 1.43, como fundación tipo 3. Se considera que este tipo de fundación se puede tratar como una placa corrida.

Los materiales sobre los que se fundará la losa corresponden a un relleno granular, producto de la excavación propuesta y posterior sustitución con el material procedente de la excavación del túnel Paralelo. En la siguiente figura se presenta la estimación preliminar de los factores de capacidad de carga a utilizar en función del ángulo de fricción de los materiales a emplear como sustitución.

Cabe resaltar que los factores de capacidad de carga que se obtengan de hacer uso de la figura 4.1 del Código de Cimentaciones de Costa Rica, son los que se utilizarán para la estimación de la capacidad de soporte admisible, bajo la salvedad de que el tipo de fundación tipo 3 corresponde con un cimiento corrido. En la siguiente figura se presenta la estimación de los factores de capacidad de carga a utilizar en función del ángulo de fricción de los materiales a emplear como sustitución.

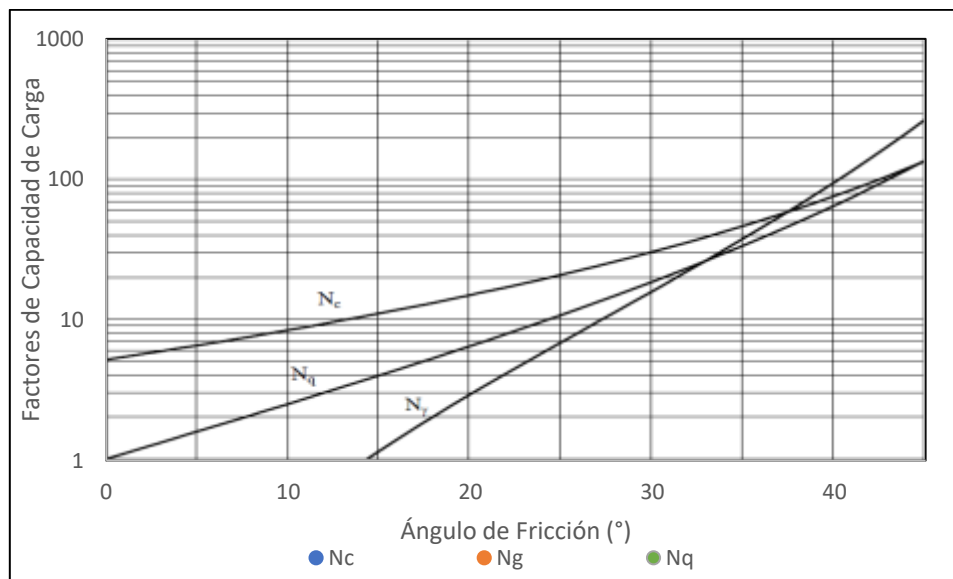


Figura 1.46. Estimación de los factores de capacidad de carga a utilizar con la ecuación general de capacidad de soporte según Reissner 1924 y Meyerhoff 1955 para el caso de la fundación tipo 3

Fuente: Adaptado del Código de Cimentaciones de Costa Rica

El resumen de los factores de capacidad de carga, se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.35. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte para el caso de la fundación tipo 3

ϕ	30	°
Nc	30	Adim.
Ny	16	Adim.
Nq	19	Adim.

Fuente: Elaboración propia

Las dimensiones previstas para la fundación tipo 3 presentan un ancho B, igual de 2,5 m y un largo L, considerado como infinito, en este caso.

Una vez estimados los factores de capacidad de carga, se procede a determinar la capacidad de soporte del medio. Se efectúa una estimación para un ancho B variable dentro de un rango considerado como probable, en el que pueda encontrarse la dimensión final de este tercer tipo de fundación.

En el siguiente cuadro, se presentan demarcado en color verde la estimación de la capacidad de soporte admisible obtenida de acuerdo con las dimensiones últimas.

Cuadro 1.36. Estimación de la capacidad de soporte admisible para el tipo de fundación 3 según la ecuación 4.3 del CCCR año 2009

B (m)	N'c	N'γ	N'q	q _{un} (kPa)	FS	q _{adm} (kPa)
2.1	30.0	16.0	19.0	362.9	3	121.0
2.3	30.0	16.0	19.0	397.4	3	132.5
2.5	30.0	16.0	19.0	432.0	3	144.0
2.7	30.0	16.0	19.0	466.6	3	155.5
2.9	30.0	16.0	19.0	501.1	3	167.0

Fuente: Elaboración propia

Se realiza la verificación de que la presión bajo el relleno de sustitución no exceda la capacidad soportante del material considerado como suelo blando, en este caso el coluvio, de acuerdo con el apartado 4.3.3 del Código de Cimentaciones de Costa Rica en su segunda edición.

Cuadro 1.37. Estimación de la presión bajo el relleno de sustitución para el tipo de fundación 3

P _L	271.2	kN/m
B	2.5	m
T	1.9	m
γ _r	21.6	kN/m ³
q _r	102.8	kN/m ²

Fuente: Elaboración propia

Seguidamente se obtiene la capacidad de soporte del material por debajo del relleno de sustitución, que corresponde con el caso de los materiales de origen coluvial.

Los factores de capacidad de carga, se obtiene haciendo uso del nomograma desarrollado por Reissner 1924 y Meyerhoff 1955, cuyos valores se resumen en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.38. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte para el caso de la unidad geotécnica 2

φ	30	°
N _c	30	Adim.
N _γ	16	Adim.
N _q	19	Adim.

Fuente: Elaboración propia

En el siguiente cuadro se resumen los parámetros a utilizar en la estimación de la capacidad soportante del coluvio, como unidad geotécnica UG-2.

Cuadro 1.39. Parámetros a utilizar en la estimación de la capacidad de soporte de los materiales presentes por debajo del relleno de sustitución

γ_1	18.7	kN/m ³
γ_2	21.6	kN/m ³
γ_w	9.8	kN/m ³
c	36.0	kPa
D_f :	1.9	m

Fuente: Elaboración propia

La estimación de la capacidad de soporte de los materiales presentes en el sitio, justo por debajo del relleno de sustitución, se resumen en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.40. Estimación de la capacidad de soporte de los materiales por debajo del relleno de sustitución

B (m)	q_{un} (kPa)	FS	q_{adm} (kPa)
2.5	2238.82	3	746.27

Fuente: Elaboración propia

Se puede asegurar que la presión bajo el relleno de sustitución no excede la capacidad de soporte admisible de los materiales considerados como suaves, por lo tanto, la sustitución planteada cumple a cabalidad con lo que establece el CCCR.

1.4.1.4 Estimación de la capacidad de soporte de la fundación tipo 4

Se calcula la capacidad de soporte sobre el sector de la rápida del vertedero, definida como fundación tipo 4 tal cual se aprecia en la Figura 1.43. Las dimensiones previstas para este sector son aproximadamente rectangulares, por lo que se estima la capacidad de soporte para una losa flotante aislada.

Los materiales sobre los que se fundará la losa corresponden a un relleno granular, producto de la excavación propuesta y posterior sustitución con el material procedente de la excavación del túnel Paralelo. En la siguiente figura se presenta la estimación preliminar de los factores de capacidad de carga a utilizar en función del ángulo de fricción de los materiales a emplear como sustitución.

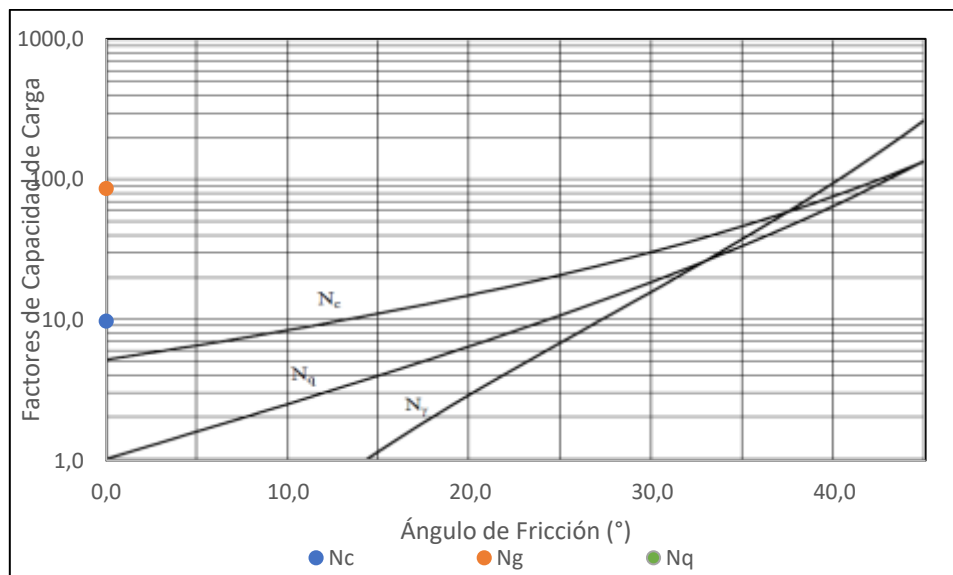


Figura 1.47. Estimación de los factores de capacidad de carga a utilizar con la ecuación general de capacidad de soporte según Reissner 1924 y Meyerhoff 1955 para el caso de la fundación tipo 4

Fuente: Adaptado del Código de Cimentaciones de Costa Rica

El resumen de los factores de capacidad de carga preliminares, se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.41. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte para el caso de la fundación tipo 4

ϕ	30	°
N_c	30	Adim.
N_y	16	Adim.
N_q	19	Adim.

Fuente: Elaboración propia

Los factores de capacidad de carga anteriores se deben de corregir de acuerdo a la forma de la cimentación. Por lo tanto, se utilizan las ecuaciones 4.4 y 4.5 del Código de Cimentaciones de Costa Rica, en su segunda edición.

Las dimensiones previstas para la fundación tipo 4 presentan un ancho B, igual de 5,7 m y un largo L, igual a 13 m.

Una vez estimados los factores de capacidad de carga y su corrección por forma, se procede a determinar la capacidad de soporte del medio. Se efectúa una estimación para un ancho B variable dentro de un rango considerado como probable, en el que pueda encontrarse la dimensión final de

este cuarto tipo de fundación. En este caso, se considera que la huella de la fundación tiene como dimensión máxima 13 m, de acuerdo con los detalles brindados por Ingeniería Estructural.

En el siguiente cuadro, se presentan demarcados en color verde los factores de capacidad de carga corregidos en conjunto con la estimación de la capacidad de soporte admisible obtenida de acuerdo con las dimensiones últimas.

Cuadro 1.42. Estimación de la capacidad de soporte admisible para el tipo de fundación 4 según la ecuación 4.3 del CCCR año 2009

B (m)	L (m)	N'c	N'γ	N'q	q _{un} (kPa)	FS	q _{adm} (kPa)
5.5	13.0	32.5	13.3	19.0	788.5	3	262.8
5.6	13.0	32.6	13.2	19.0	799.8	3	266.6
5.7	13.0	32.6	13.2	19.0	811.1	3	270.4
5.8	13.0	32.7	13.1	19.0	822.2	3	274.1
6.0	13.0	32.8	13.0	19.0	844.2	3	281.4

Fuente: Elaboración propia

1.4.1.5 Estimación de la capacidad de soporte de la fundación tipo 5

Se calcula la capacidad de soporte sobre el sector de la rápida del vertedero, que presenta una inclinación producto de la ladera natural del embalse El Llano, definida como fundación tipo 5, tal cual se aprecia en la Figura 1.43. Las dimensiones previstas para este sector son aproximadamente rectangulares, por lo que se estima la capacidad de soporte para una losa flotante aislada, bajo las correcciones en los factores de capacidad de carga tanto por forma como por cimiento sobre ladera.

Los materiales sobre los que se fundará este sector de la Estructura de Entrega al Embalse corresponden con la unidad geotécnica UG-2, perteneciente al coluvio. En la siguiente figura se presenta la estimación preliminar de los factores de capacidad de carga a utilizar en función del ángulo de fricción de los materiales tipo coluvios.

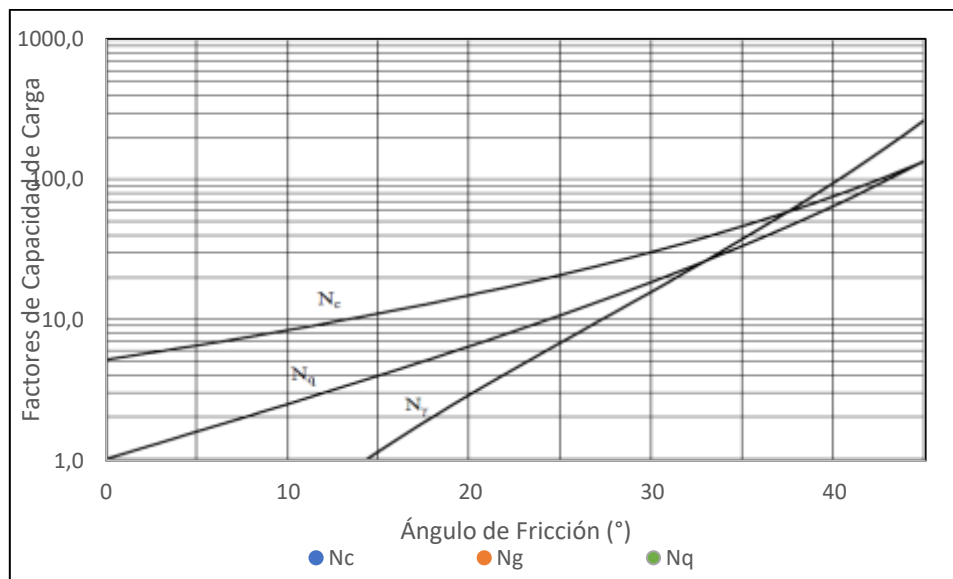


Figura 1.48. Estimación de los factores de capacidad de carga a utilizar con la ecuación general de capacidad de soporte según Reissner 1924 y Meyerhoff 1955 para el caso de la fundación tipo 5

Fuente: Adaptado del Código de Cimentaciones de Costa Rica

El resumen de los factores de capacidad de carga preliminares, se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.43. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte para el caso de la fundación tipo 5

ϕ	30	°
Nc	30	Adim.
Ny	16	Adim.
Nq	19	Adim.

Fuente: Elaboración propia

Los factores de capacidad de carga anteriores se deben de corregir de acuerdo a la forma de la cimentación. Por lo tanto, se utilizan las ecuaciones 4.4 y 4.5 del Código de Cimentaciones de Costa Rica, en su segunda edición.

Las dimensiones previstas para la fundación tipo 5 presentan un ancho B, igual de 13 m y un largo L, igual a 24,9 m.

Dado que el cimiento se encuentra inclinado producto de la ladera natural del embalse El Llano, se debe de efectuar una corrección adicional, propuesta en este caso por Brinch - Hansen (1970) y que se detalla en el uso de la Ecuación 1.4 y la Ecuación 1.5. Tanto la corrección por forma del cimiento

como por la inclinación de la base de la cimentación sobre la ladera se presentan demarcados en color verde en el siguiente cuadro.

Cuadro 1.44. Correcciones a los factores de carga tanto por la forma del cimiento como por la inclinación de la base de la cimentación sobre la ladera

B (m)	L (m)	Corrección por Forma del Cimiento			Corrección por Cimiento Inclinado		
		N'c	N'γ	N'q	g _c	g _γ	g _q
12.0	24.9	32.9	12.9	19.0	0.81	0.43	0.43
12.5	24.9	33.0	12.8	19.0	0.81	0.43	0.43
13.0	24.9	33.1	12.7	19.0	0.81	0.43	0.43
13.5	24.9	33.3	12.5	19.0	0.81	0.43	0.43
14.0	24.9	33.4	12.4	19.0	0.81	0.43	0.43

Fuente: Elaboración propia

Una vez estimadas las correcciones de los factores de capacidad de carga por su forma y por la inclinación de la base de la cimentación sobre la ladera, se procede a determinar la capacidad de soporte del medio. Se efectúa una estimación para un ancho B variable dentro de un rango considerado como probable, en el que pueda encontrarse la dimensión final de este quinto tipo de fundación.

En este caso, se considera que la huella de la fundación tiene como dimensión máxima 24,9 m, de acuerdo con los detalles brindados por Ingeniería Estructural.

En el siguiente cuadro, se presentan las correcciones demarcadas en color verde de los factores de capacidad de carga, así como la estimación de la capacidad de soporte admisible de los materiales, considerando la presencia del nivel freático en los materiales para este caso.

Cuadro 1.45. Estimación de la capacidad de soporte admisible para el tipo de fundación 5 según la ecuación 4.3 del CCCR año 2009

N'c'	N'γ'	N'q'	q _{un} (kPa)	FS	q _{adm} (kPa)
26.7	5.6	8.2	1227.2	3	409.1
26.8	5.5	8.2	1239.1	3	413.0
26.9	5.5	8.2	1250.8	3	416.9
27.0	5.4	8.2	1262.2	3	420.7
27.1	5.3	8.2	1273.4	3	424.5

Fuente: Elaboración propia

1.4.1.6 Estimación de la capacidad de soporte de la fundación tipo 6

Se calcula la capacidad de soporte sobre el sector final de la rápida de la estructura vertedora, definida como fundación tipo 6, tal cual se aprecia en la Figura 1.43. Las dimensiones previstas para este sector son aproximadamente rectangulares, por lo que se estima la capacidad de soporte para una losa flotante aislada.

Los materiales sobre los que se fundará la losa corresponden con la unidad geotécnica UG-3, perteneciente al regolito del Sills, producto de la excavación propuesta. En la siguiente figura se presenta la estimación preliminar de los factores de capacidad de carga a utilizar.

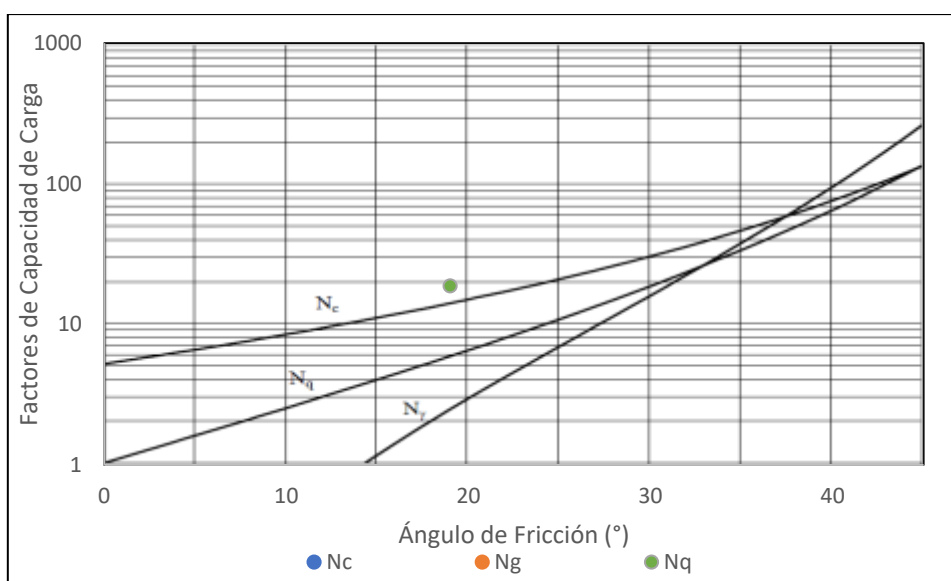


Figura 1.49. Estimación de los factores de capacidad de carga a utilizar con la ecuación general de capacidad de soporte según Reissner 1924 y Meyerhoff 1955 para el caso de la fundación tipo 6

Fuente: Adaptado del Código de Cimentaciones de Costa Rica

El resumen de los factores de capacidad de carga preliminares, se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.46. Factores de capacidad de carga a utilizar en la ecuación general de capacidad de soporte para el caso de la fundación tipo 6

ϕ	38	°
N_c	61	Adim.
N_y	66	Adim.
N_q	50	Adim.

Fuente: Elaboración propia

Los factores de capacidad de carga anteriores se deben de corregir de acuerdo a la forma de la cimentación. Por lo tanto, se utilizan las ecuaciones 4.4 y 4.5 del Código de Cimentaciones de Costa Rica, en su segunda edición.

Las dimensiones previstas para la fundación tipo 5 presentan un ancho B, igual de 10 m y un largo L, igual a 13 m.

Una vez estimados los factores de capacidad de carga y su corrección por forma, se procede a determinar la capacidad de soporte del medio. Se efectúa una estimación para un ancho B variable dentro de un rango considerado como probable, en el que pueda encontrarse la dimensión final de este sexto tipo de fundación. En este caso, se considera que la huella de la fundación tiene como dimensión máxima 13 m, de acuerdo con los detalles brindados por Ingeniería Estructural.

En el siguiente cuadro, se presentan demarcados en color verde los factores de capacidad de carga corregidos en conjunto con la estimación de la capacidad de soporte admisible obtenida, considerando la presencia del nivel freático en los materiales para este caso.

Cuadro 1.47. Estimación de la capacidad de soporte admisible para el tipo de fundación 6 según la ecuación 4.3 del CCCR año 2009

B (m)	L (m)	N'c	N'γ	N'q	q _{un} (kPa)	FS	q _{adm} (kPa)
9.6	13.0	70.0	46.5	50.0	7849.7	3	2616.6
9.8	13.0	70.2	46.1	50.0	7887.7	3	2629.2
10.0	13.0	70.4	45.7	50.0	7924.9	3	2641.6
10.2	13.0	70.6	45.3	50.0	7961.5	3	2653.8
10.4	13.0	70.8	44.9	50.0	7997.5	3	2665.8

Fuente: Elaboración propia

1.4.2 Revisión y análisis del dimensionamiento de los tipos de fundación

1.4.2.1 Dimensionamiento de la fundación tipo 1

En este caso se pretende determinar el dimensionamiento de la losa de fundación, utilizando como insumo la relación entre el largo y el ancho, L/B de acuerdo con la propuesta preliminar de dimensionamiento de la estructura, establecida por Ingeniería Hidráulica y Estructural del ICE.

En este caso la relación L/B es igual a 2.1, la cual se utilizará para establecer las dimensiones reales que requeriría la losa de fundación de acuerdo con la demanda de las cargas de trabajo.

De la revisión efectuada, se concluye que las cargas de trabajo que alcanzan la losa de fundación corresponden con las mostradas en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.48. Magnitudes de las cargas de trabajo que se alcanzan para la fundación tipo 1

Tipo de Carga	Magnitud	Unidades
Carga Permanente:	371.13	kN
Carga Temporal:	83.90	kN
Carga del Sismo:	113.76	kN
Total	568.79	kN

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con el método de esfuerzos de trabajo, se trabajará con las cargas reales que presenta la estructura, para efectuar el dimensionamiento de la placa de fundación y se deberá de cumplir en este caso que:

$$q_{trabajo} = q_{admisible}$$

De acuerdo con lo anterior y partiendo de la premisa de que se tiene que el área de trabajo sobre la cual se distribuirán las cargas anteriores deberá de respetar una relación L/B igual a 2.1, por lo que se puede concluir que L deberá ser igual a 2.1 veces el valor de B.

De esta forma se puede concluir que:

$$q_{trabajo} = \frac{568,79 \text{ kN}}{2,10B^2}$$

En la estimación de la capacidad de soporte admisible se tiene que:

$$q_{adm} = \frac{21,6 \text{ kN/m}^3 * B}{2 * FS} * N'_\gamma$$

Se utilizará un factor de seguridad, FS igual a 3.0, de acuerdo con la recomendación del Código de Cimentaciones de Costa Rica en su apartado 4.1.2, donde indica que como regla general deberá aplicarse un factor de seguridad de 3.0, si el terreno es del tipo normal y si sus propiedades se han investigado de forma adecuada.

De acuerdo con la estimación de los factores de capacidad de carga corregidos, presentados en el apartado 0 de este documento, se puede concluir que la estimación de la capacidad de soporte admisible en función del ancho B, presenta la siguiente forma:

$$q_{adm} = \frac{21,6 \text{ kN/m}^3 * B}{2 * 3} * 12,9$$

Igualando en este caso el $q_{trabajo}$ con respecto a $q_{admisible}$, se obtiene el valor del ancho mínimo de la losa de cimentación requerida, para soportar las cargas de trabajo.

$$\frac{568,79 \text{ kN}}{2,10B^2} = 46,44B$$

$$\sqrt[3]{\frac{568,79}{97,52}} = B$$

Resolviendo en este caso para B, se tiene que el valor mínimo de B corresponde a 1.80 m, lo que implica que el valor de L, deberá de ser como mínimo de 3.80 m para poder soportar las cargas de trabajo anteriormente indicadas.

Las dimensiones reales por requerimiento hidráulico y estructural de esta losa de cimentación corresponden con 4.85 m de ancho por 10 m de largo, por lo que el factor de seguridad que presentaría esta fundación bajo estas dimensiones corresponde a 19, concluyendo que la capacidad de este elemento estructural está sobredimensionada para las cargas de trabajo que recibirá. Sin embargo, más adelante en este documento se discutirá la necesidad e importancia de utilizar este tipo de sistema como fundación.

1.4.2.2 Dimensionamiento de la fundación tipo 2

En este caso se pretende determinar el dimensionamiento de la losa de fundación, utilizando como insumo la relación entre el largo y el ancho, L/B de acuerdo con la propuesta preliminar de dimensionamiento de la estructura, establecida por Ingeniería Hidráulica y Estructural del ICE.

En este caso la relación L/B es igual a 1.1, la cual se utilizará para establecer las dimensiones reales que requeriría la losa de fundación de acuerdo con la demanda de las cargas de trabajo.

De la revisión efectuada, se concluye que las cargas de trabajo que alcanzan la losa de fundación corresponden con las mostradas en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.49. Magnitudes de las cargas de trabajo que se alcanzan para la fundación tipo 2

Tipo de Carga	Magnitud	Unidades
Carga Permanente:	188.30	kN
Carga Temporal:	49.00	kN
Carga del Sismo:	59.33	kN
Total	296.63	kN

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con el método de esfuerzos de trabajo, se trabajará con las cargas reales que presenta la estructura, para efectuar el dimensionamiento de la placa de fundación y se deberá de cumplir en este caso que:

$$q_{trabajo} = q_{admisible}$$

De acuerdo a lo anterior y partiendo de la premisa de que se tiene que el área de trabajo sobre la cual se distribuirán las cargas anteriores deberá de respetar una relación L/B igual a 1.1, por lo que se puede concluir que L deberá ser igual a 1.1 veces el valor de B.

De esta forma se puede concluir que:

$$q_{trabajo} = \frac{296,63 \text{ kN}}{1,10B^2}$$

En la estimación de la capacidad de soporte admisible se tiene que:

$$q_{adm} = \frac{21,6 \text{ kN/m}^3 * B}{2 * FS} * N'_\gamma$$

Se utilizará un factor de seguridad, FS igual a 3.0, de acuerdo con la recomendación del Código de Cimentaciones de Costa Rica en su apartado 4.1.2, donde indica que como regla general deberá aplicarse un factor de seguridad de 3.0, si el terreno es del tipo normal y si sus propiedades se han investigado de forma adecuada.

De acuerdo con la estimación de los factores de capacidad de carga corregidos, presentados en el apartado 0 de este documento, se puede concluir que la estimación de la capacidad de soporte admisible en función del ancho B, presenta la siguiente forma:

$$q_{adm} = \frac{21,6 \text{ kN/m}^3 * B}{2 * 3} * 9,80$$

Igualando en este caso el q_{trabajo} con respecto a $q_{\text{admisible}}$, se obtiene el valor del ancho mínimo de la losa de cimentación requerida, para soportar las cargas de trabajo.

$$\frac{296,63 \text{ kN}}{1,10B^2} = 35,28B$$

$$\sqrt[3]{\frac{296,63}{38,81}} = B$$

Resolviendo en este caso para B, se tiene que el valor mínimo de B corresponde a 2.0 m, lo que implica que el valor de L, deberá de ser como mínimo de 2.20 m para poder soportar las cargas de trabajo anteriormente indicadas.

Las dimensiones reales por requerimiento hidráulico y estructural de esta losa de cimentación corresponden con 10.0 m de ancho por 10.4 m de largo, por lo que el factor de seguridad que presentaría esta fundación bajo estas dimensiones corresponde a 125, concluyendo que la capacidad de este elemento estructural está sobredimensionada para las cargas de trabajo que recibirá. Sin embargo, más adelante en este documento se discutirá la necesidad e importancia de utilizar este tipo de sistema como fundación.

1.4.2.3 Dimensionamiento de la fundación tipo 3

En este caso se pretende determinar el dimensionamiento del ancho de una placa corrida, de dimensión mínima B.

De la revisión efectuada, se concluye que las cargas de trabajo por metro lineal que alcanzan la placa de fundación corresponden con las mostradas en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.50. Magnitudes de las cargas de trabajo que se alcanzan para la fundación tipo 3

Tipo de Carga	Magnitud	Unidades
Carga Permanente:	177.15	kN/m
Carga Temporal:	39.80	kN/m
Carga del Sismo:	54.24	kN/m
Total	271.19	kN/m

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con el método de esfuerzos de trabajo, se trabajará con las cargas reales que presenta la estructura, para efectuar el dimensionamiento de la placa de fundación y se deberá de cumplir en este caso que:

$$q_{trabajo} = q_{admisible}$$

De acuerdo con lo anterior y partiendo de la premisa de que se tiene que el área de trabajo sobre la cual se distribuirán las cargas anteriores presentará un área donde el largo L se tomará como infinito, resta entonces por determinar el ancho mínimo B, que deberá de presentar la fundación. Entonces, siendo este el caso se tiene en cuenta que:

$$q_{trabajo} = \frac{271,19 \text{ kN} * L}{B * L}$$

En la estimación de la capacidad de soporte admisible se tiene que:

$$q_{adm} = \frac{21,6 \text{ kN/m}^3 * B}{2 * FS} * N'_\gamma$$

Se utilizará un factor de seguridad, FS igual a 3.0, de acuerdo con la recomendación del Código de Cimentaciones de Costa Rica en su apartado 4.1.2, donde indica que como regla general deberá aplicarse un factor de seguridad de 3.0, si el terreno es del tipo normal y si sus propiedades se han investigado de forma adecuada.

De acuerdo con la estimación de los factores de capacidad de carga corregidos, presentados en el apartado 0 de este documento, se puede concluir que la estimación de la capacidad de soporte admisible en función del ancho B, presenta la siguiente forma:

$$q_{adm} = \frac{21,6 \text{ kN/m}^3 * B}{2 * 3} * 16$$

Igualando en este caso el $q_{trabajo}$ con respecto a $q_{admisible}$, se obtiene el valor del ancho mínimo de la placa corrida requerida, para soportar las cargas de trabajo.

$$\frac{271,19}{B} = 57,6B$$

$$\sqrt{\frac{271,19}{57,60}} = B$$

Resolviendo en este caso para B, se tiene que el valor mínimo de B corresponde a 2,20 m.

Las dimensiones reales por requerimiento estructural del ancho de esta placa corrida corresponden a 2,50 m, por lo que el factor de seguridad que presentaría esta fundación bajo estas dimensiones corresponde a 4, concluyendo que la capacidad de este elemento estructural es adecuada para las cargas de trabajo que recibirá. Sin embargo, más adelante en este documento se discutirá la necesidad e importancia de utilizar este tipo de sistema como fundación.

1.4.2.4 Dimensionamiento de la fundación tipo 4

En este caso se pretende determinar el dimensionamiento de la losa de fundación, utilizando como insumo la relación entre el largo y el ancho, L/B de acuerdo con la propuesta preliminar de dimensionamiento de la estructura, establecida por Ingeniería Hidráulica y Estructural del ICE.

En este caso la relación L/B es igual a 2.30, la cual se utilizará para establecer las dimensiones reales que requeriría la losa de fundación de acuerdo con la demanda de las cargas de trabajo.

De la revisión efectuada, se concluye que las cargas de trabajo que alcanzan la losa de fundación corresponden con las mostradas en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.51. Magnitudes de las cargas de trabajo que se alcanzan para la fundación tipo 4

Tipo de Carga	Magnitud	Unidades
Carga Permanente:	290.93	kN
Carga Temporal:	55.86	kN
Carga del Sismo:	86.70	kN
Total	433.49	kN

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con el método de esfuerzos de trabajo, se trabajará con las cargas reales que presenta la estructura, para efectuar el dimensionamiento de la placa de fundación y se deberá de cumplir en este caso que:

$$q_{trabajo} = q_{admisible}$$

De acuerdo con lo anterior y partiendo de la premisa de que se tiene que el área de trabajo sobre la cual se distribuirán las cargas anteriores deberá de respetar una relación L/B igual a 2.3, por lo que se puede concluir que L deberá ser igual a 2.3 veces el valor de B.

De esta forma se puede concluir que:

$$q_{trabajo} = \frac{433,49 \text{ kN}}{2,30B^2}$$

En la estimación de la capacidad de soporte admisible se tiene que:

$$q_{adm} = \frac{21,6 \text{ kN/m}^3 * B}{2 * FS} * N'_\gamma$$

Se utilizará un factor de seguridad, FS igual a 3.0, de acuerdo con la recomendación del Código de Cimentaciones de Costa Rica en su apartado 4.1.2, donde indica que como regla general deberá aplicarse un factor de seguridad de 3.0, si el terreno es del tipo normal y si sus propiedades se han investigado de forma adecuada.

De acuerdo con la estimación de los factores de capacidad de carga corregidos, presentados en el apartado 0 de este documento, se puede concluir que la estimación de la capacidad de soporte admisible en función del ancho B, presenta la siguiente forma:

$$q_{adm} = \frac{21,6 \text{ kN/m}^3 * B}{2 * 3} * 13,20$$

Igualando en este caso el $q_{trabajo}$ con respecto a $q_{admisible}$, se obtiene el valor del ancho mínimo de la losa de cimentación requerida, para soportar las cargas de trabajo.

$$\frac{433,49 \text{ kN}}{2,30B^2} = 47,52B$$

$$\sqrt[3]{\frac{433,49}{109,30}} = B$$

Resolviendo en este caso para B, se tiene que el valor mínimo de B corresponde a 1,60 m, lo que implica que el valor de L deberá de ser como mínimo de 3.70 m para poder soportar las cargas de trabajo anteriormente indicadas.

Las dimensiones reales por requerimiento hidráulico y estructural de esta losa de cimentación corresponden con 5.70 m de ancho por 13.0 m de largo, por lo que el factor de seguridad que presentaría esta fundación bajo estas dimensiones corresponde a 38, concluyendo que la capacidad de este elemento estructural está sobredimensionada para las cargas de trabajo que recibirá. Sin embargo, más adelante en este documento se discutirá la necesidad e importancia de utilizar este tipo de sistema como fundación.

1.4.2.5 Dimensionamiento de la fundación tipo 5

En este caso se pretende determinar el dimensionamiento de la losa de fundación, utilizando como insumo la relación entre el largo y el ancho, L/B de acuerdo con la propuesta preliminar de dimensionamiento de la estructura, establecida por Ingeniería Hidráulica y Estructural del ICE.

En este caso la relación L/B es igual a 2.0, la cual se utilizará para establecer las dimensiones reales que requeriría la losa de fundación de acuerdo con la demanda de las cargas de trabajo.

De la revisión efectuada, se concluye que las cargas de trabajo que alcanzan la losa de fundación corresponden con las mostradas en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.52. Magnitudes de las cargas de trabajo que se alcanzan para la fundación tipo 5

Tipo de Carga	Magnitud	Unidades
Carga Permanente:	331.42	kN
Carga Temporal:	927.91	kN
Carga del Sismo:	314.83	kN
Total	1574.15	kN

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con el método de esfuerzos de trabajo, se trabajará con las cargas reales que presenta la estructura en esta sección de análisis, para efectuar el dimensionamiento de la placa de fundación y se deberá de cumplir en este caso que:

$$q_{trabajo} = q_{admisible}$$

De acuerdo con lo anterior y partiendo de la premisa de que se tiene que el área de trabajo sobre la cual se distribuirán las cargas anteriores deberá de respetar una relación L/B igual a 2, por lo que se puede concluir que L deberá ser igual a 2 veces el valor de B.

De esta forma se puede concluir que:

$$q_{trabajo} = \frac{1574,15 \text{ kN}}{2B^2}$$

En la estimación de la capacidad de soporte admisible se tiene que:

$$q_{adm} = \frac{(17,8 - 9,8) \text{ kN/m}^3 * B}{2 * FS} * N'_\gamma + c * N'_c$$

Se utilizará un factor de seguridad, FS igual a 3.0, de acuerdo con la recomendación del Código de Cimentaciones de Costa Rica en su apartado 4.1.2, donde indica que como regla general deberá aplicarse un factor de seguridad de 3.0, si el terreno es del tipo normal y si sus propiedades se han investigado de forma adecuada.

De acuerdo con la estimación de los factores de capacidad de carga corregidos, presentados en el apartado 0 de este documento, se puede concluir que la estimación de la capacidad de soporte admisible en función del ancho B, presenta la siguiente forma:

$$q_{adm} = \frac{8 \text{ kN/m}^3 * B}{2 * 3} * 5,5 + 36 \text{ kPa} * 26,9$$

Igualando en este caso el $q_{trabajo}$ con respecto a $q_{admisible}$, se obtiene el valor del ancho mínimo de la losa de cimentación requerida, para soportar las cargas de trabajo.

$$\frac{1574,15 \text{ kN}}{2B^2} = 7,33B + 968,40$$

$$14,66B^3 + 1936,8B^2 - 1574,15$$

Resolviendo en este caso la ecuación polinómica de grado 3 para B, se tiene que el valor mínimo del ancho B de la placa que corresponde a 0.90 m, lo que implica que el valor de L, deberá de ser como mínimo de 1.80 m para poder soportar las cargas de trabajo anteriormente indicadas.

Las dimensiones reales por requerimiento hidráulico y estructural de esta losa de cimentación corresponden con 13 m de ancho por 24.9 m de largo, por lo que el factor de seguridad que presentaría esta fundación bajo estas dimensiones corresponde a 89.5, concluyendo que la capacidad de este elemento estructural está sobredimensionada para las cargas de trabajo que recibirá. Sin embargo, más adelante en este documento se discutirá la necesidad e importancia de utilizar este tipo de sistema como fundación.

1.4.2.6 Dimensionamiento de la fundación tipo 6

En este caso se pretende determinar el dimensionamiento de la losa de fundación, utilizando como insumo la relación entre el largo y el ancho, L/B de acuerdo con la propuesta preliminar de dimensionamiento de la estructura, establecida por Ingeniería Hidráulica y Estructural del ICE.

En este caso la relación L/B es igual a 1.3, la cual se utilizará para establecer las dimensiones reales que requeriría la losa de fundación de acuerdo con la demanda de las cargas de trabajo.

De la revisión efectuada, se concluye que las cargas de trabajo que alcanzan la losa de fundación corresponden con las mismas cargas que para el caso de la fundación tipo 5. El resumen se presenta en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.53. Magnitudes de las cargas de trabajo que se alcanzan para la fundación tipo 6

Tipo de Carga	Magnitud	Unidades
Carga Permanente:	331.42	kN
Carga Temporal:	927.91	kN
Carga del Sismo:	314.83	kN
Total	1574.15	kN

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con el método de esfuerzos de trabajo, se trabajará con las cargas reales que presenta la estructura en esta sección de análisis, para efectuar el dimensionamiento de la placa de fundación y se deberá de cumplir en este caso que:

$$q_{trabajo} = q_{admisible}$$

De acuerdo con lo anterior y partiendo de la premisa de que se tiene que el área de trabajo sobre la cual se distribuirán las cargas anteriores deberá de respetar una relación L/B igual a 1.3, por lo que se puede concluir que L deberá ser igual a 1.3 veces el valor de B.

De esta forma se puede concluir que:

$$q_{trabajo} = \frac{1574,15 \text{ kN}}{1,3B^2}$$

En la estimación de la capacidad de soporte admisible se tiene que:

$$q_{adm} = \frac{(18,0 - 9,8) \text{ kN/m}^3 * B}{2 * FS} * N'_\gamma + c * N'_c$$

Se utilizará un factor de seguridad, FS igual a 3.0, de acuerdo con la recomendación del Código de Cimentaciones de Costa Rica en su apartado 4.1.2, donde indica que como regla general deberá aplicarse un factor de seguridad de 3.0, si el terreno es del tipo normal y si sus propiedades se han investigado de forma adecuada.

De acuerdo con la estimación de los factores de capacidad de carga corregidos, presentados en el apartado 0 de este documento, se puede concluir que la estimación de la capacidad de soporte admisible en función del ancho B, presenta la siguiente forma:

$$q_{adm} = \frac{8,2 \text{ kN/m}^3 * B}{2 * 3} * 45,7 + 86 \text{ kPa} * 70,4$$

Igualando en este caso el $q_{trabajo}$ con respecto a $q_{admisible}$, se obtiene el valor del ancho mínimo de la losa de cimentación requerida, para soportar las cargas de trabajo.

$$\frac{1574,15 \text{ kN}}{1,3B^2} = 62,46B + 6054,40$$

$$81,20B^3 + 7870,72B^2 - 1574,15$$

Resolviendo en este caso la ecuación polinómica de grado 3 para B, se tiene que el valor mínimo del ancho B de la placa que corresponde a 0.45 m, lo que implica que el valor de L, deberá de ser como mínimo de 0.60 m para poder soportar las cargas de trabajo anteriormente indicadas.

Las dimensiones reales por requerimiento hidráulico y estructural de esta losa de cimentación corresponden con 10 m de ancho por 13 m de largo, por lo que el factor de seguridad que presentaría esta fundación bajo estas dimensiones corresponde a 218, concluyendo que la capacidad de este elemento estructural está sobredimensionada para las cargas de trabajo que

recibirá. Sin embargo, más adelante en este documento se discutirá la necesidad e importancia de utilizar este tipo de sistema como fundación.

1.4.2.7 Discusión sobre la escogencia del tipo de fundación

Es importante en este apartado discutir las principales razones del dimensionamiento que se pretende para la Estructura de Entrega al Embalse El Llano y con ello debatir acerca del tipo de cimentación seleccionada para este caso.

En primer lugar, la estructura quedará inmersa en un sector del embalse El Llano, lo que necesariamente conlleva que se deba de sacar de funcionamiento el embalse, para llevar a cabo su construcción. El embalse El Llano posee una capacidad de almacenamiento de 400 000 m³.

Al no poder almacenar agua en el embalse, la Planta de Generación Río Macho sale de operación del Sistema Eléctrico Nacional. Esta planta generadora aporta 140 MW de potencia instalada, lo que implica que se deba de reponer este faltante de energía por otros mecanismos, incluyendo eventualmente la compra de energía en la región Centroamericana, durante el periodo en que se encuentre fuera de operación la planta.

Por esta razón, la Estructura de Entrega al Embalse, deberá de construirse en el menor tiempo posible, para volver a reinsertar la Planta de Generación de Río Macho al Sistema Eléctrico Nacional, con la entrada en operación nuevamente del embalse El Llano.

El conjunto de obras que integran la Estructura de Entrega al Embalse implica que se deba de tomar en cuenta en el diseño final de las obras, iniciativas que brinden en primer lugar seguridad a las estructuras y a la vez que faciliten el proceso constructivo, en el menor tiempo posible.

Es por ello, que a pesar de que se podría optimizar el diseño de los diferentes tipos de cimentación propuestos, esto implicaría plantear el uso de sistemas de cimentaciones que conllevarían la consideración de juntas entre elementos de concreto o simplemente la implementación de otros elementos que ralenticen el proceso constructivo y con ello se atrase la entrada en operación del embalse El Llano.

Ahora bien, es importante indicar las razones por las cuales se buscó efectuar sustituciones de los materiales presentes en el sitio. Las razones principales, se presentan a continuación:

- En primer lugar, la calidad de los materiales de la unidad geotécnica 2 conformada por los coluvios, impide la realización de una excavación subterránea en esta unidad para conectar con el pozo de compuertas y el túnel paralelo. Esta eventual obra subterránea de conexión con el embalse presentaría una cobertura del orden de un diámetro de galería respecto a la rápida de la Estructura de Entrega, implicando graves problemas de deformaciones durante la excavación subterránea. La deformación en el medio producto de la baja calidad geomecánica de los coluvios y aunado a la presencia de las cargas que le trasmite la Estructura de Entrega, implicaría un proceso de la excavación de la galería muy lento y con una implicación de soporte temporal compleja y cara, lo que indudablemente atrasaría el proceso constructivo en conjunto.
- Dado lo anterior, se busca proponer un sistema de conexión con el embalse El Llano de forma prefabricada, que conecte tanto con el pozo de compuertas como con la excavación ya realizada del túnel Paralelo y que permita acelerar el proceso constructivo, ya que se realizaría fuera del sitio de las obras. Las implicaciones de lo anterior conllevan a retirar un volumen adicional de materiales de la unidad geotécnica 2, lo cual mejoraría el comportamiento de la Estructura de Entrega siempre y cuando se coloque un material de mejores características.
- Se cuenta en el sitio disponible un volumen de materiales granulares suficiente, que se obtuvo de la excavación del túnel Paralelo y que corresponden con areniscas silicificadas y sills producto de la presencia del intrusivo de Tapantí. Estos materiales se utilizarían para generar la sustitución de las excavaciones realizadas y para mejorar los materiales sobre los que se fundaría gran parte de la Estructura de Entrega al Embalse, ya que se colocarían en capas de espesores controlados y bajo adecuadas medidas de compactación.
- Producto del funcionamiento que presentaría la Estructura de Entrega y por restricciones de premisas tanto hidráulicas como estructurales, la deformación permisible que deba presentar la estructura entre elementos es mínima, por lo que se debe de tomar en cuenta la deformación que pueda transmitir el medio si se dejaban los materiales presentes *in situ*. De acá surge la necesidad de retirar la mayor parte de los materiales de origen coluvial y restituirlos por materiales que presenten una menor deformabilidad.

Si bien es claro que los tipos de cimentaciones que se adoptaron para la Estructura de Entrega al Embalse se encuentran en gran parte sobredimensionadas, se buscó simplificar el diseño de las obras y con ello disminuir en cierta medida la complejidad constructiva del conjunto de las obras, buscando no afectar el cronograma de los tiempos de ejecución, por las razones antes expuestas.

1.5 Especificaciones Técnicas

1.5.1 Materiales

1.5.1.1 Losas de cimentación

Para la construcción de la propuesta de cimentación de la Estructura de Entrega al Embalse, se recomienda que se controlen los siguientes parámetros de diseño para asegurar la calidad de los materiales de acuerdo con las consideraciones llevadas a cabo en el diseño.

En el siguiente cuadro se resumen los parámetros de control para el caso del concreto reforzado a utilizar en la confección de las losas de cimentación y zapatas corridas.

Cuadro 1.54. Parámetros de control de la calidad para los concretos reforzados de las cimentaciones

Parámetro	Especificación	Unidad de Medida	Norma ASTM por Cumplir	Frecuencia del Muestreo
Fluencia del Acero	420	MPa	ASTM A370	Cada 1000 kg o cuando haya cambio de proveedor
Confección de los Cilindros de Concreto	-	-	ASTM C31	Al menos una vez al día o cada 50 m ³
Resistencia del Concreto	28	MPa	ASTM C39	Cada 7, 14 y 28 días
Asentamiento del Concreto	150 ± 20	mm	ASTM C143	Cada vez que se tomen cilindros

Fuente: Elaboración propia

1.5.1.2 Rellenos de sustitución

Como parte de las recomendaciones para la cimentación de la Estructura de Entrega al Embalse, es necesario efectuar un control sobre los materiales que se van a utilizar para la confección de estos rellenos de sustitución compactados.

Es importante mencionar que se utilizará como relleno de sustitución los materiales provenientes de la excavación del túnel paralelo, presentes en el sitio como materiales de escombros.

Estos materiales corresponden con areniscas silicificadas, presentan partículas angulosas, con una distribución granulométrica adecuada, sin finos, razón por la cual, se considera que los materiales únicamente presentarán fricción.

En el siguiente cuadro se resumen los principales parámetros de control para el caso de los materiales granulares a utilizar como rellenos de sustitución.

Cuadro 1.55. Parámetros de control de la calidad para los materiales a emplear como sustituciones

Parámetro	Especificación	Unidad de Medida	Norma ASTM por Cumplir	Frecuencia del Muestreo
Espesor de Capa de los Materiales	200	mm	-	Cada capa de relleno colocada
Deformabilidad de los Materiales	45	MPa	ASTM D1194	Al menos 6 ensayos sobre nivel de fundación definido
Determinación de las Velocidades de Onda Sísmica	-	m/s	ASTM D5777	Perfil longitudinal en el sector de mayor altura del relleno
* Densidad de los Materiales por medio del Densímetro Nuclear	21.5	kN/m ³	ASTM D2922	Cada espesor de capa o cada 150 m ³
* Densidad de los Materiales por medio del Anillo	21.5	kN/m ³	ASTM D5030	Cada espesor de capa o cada 150 m ³

**Podría utilizarse uno u otro ensayo para la obtención de la densidad de los materiales*

Fuente: Elaboración propia

1.5.2 Propuesta de instrumentación

Como parte de las recomendaciones que se tienen en este caso para el control del comportamiento de la obra, se recomienda la medición de las variables de la presión de poro en la fundación, así como los desplazamientos verticales que se puedan presentar sobre la estructura de concreto.

Es importante constatar que las premisas utilizadas en el diseño de la estructura se estén cumpliendo durante la etapa de la operación, por lo cual, es necesario considerar las características de los diferentes sensores que se pretendan utilizar en este caso.

Se pretende presentar en este apartado las especificaciones de los instrumentos de medición, de manera que su selección sea acorde a las características técnicas que se detallan.

1.5.2.1 Piezómetros eléctricos

Se colocarán piezómetros eléctricos de cuerda vibrante del tipo Heavy Duty, similar al de la casa fabricante Geokon, modelo 4500 HD sobre varios puntos de la fundación de la estructura.

Cuadro 1.56. Especificaciones técnicas del piezómetro cuerda vibrante Geokon 4500 HD

Rango de medición	350 kPa.
Sobrerango	200% FS
Resolución	0.025% FS
Precisión	±0.1% FS
Linealidad	<0.5 % FS
Temperatura	-20°C a 80 °C
Dimensiones (Largo x Diámetro)	203x38.1 mm
Masa	1.5 kg

Fuente. <https://www.geokon.com/4500HD>

Se instalarán en perforaciones bajo un diámetro NQ ($\varphi_{\text{externo}}=75,30$ mm) a una profundidad de 2 m, desde el nivel establecido de fundación, indicado en planos.

El cableado de los piezómetros eléctricos deberá ser del tipo Heavy Duty, bajo la justificación de evitar cualquier daño en la conectividad durante el proceso constructivo de la estructura de la toma de aguas.

Se colocará una cama asiento de arena 0,15 m por debajo de la localización del piezómetro eléctrico, con tamaño de grano entre 4,75 mm y 2,00 mm, libre de limos y arcillas.

El espesor total de la capa de arena donde se ubica el piezómetro eléctrico será de 0,60 m.

Posterior a la capa de arena de 0,60 m se colocará bentonita en “pellets” con un espesor de 0,60 m.

Sobre la capa de bentonita, es necesario colocar lechada de cemento-bentonita hasta la superficie de la perforación. La lechada tendrá una relación agua-cemento de 1/1 y el contenido de bentonita dentro de la lechada será del 4% del peso de cemento utilizado para elaborar la lechada.

1.5.2.2 Piezómetros abiertos tipo Casagrande

Se establecerá un piezómetro del tipo Casagrande a una profundidad que corresponde con la elevación 1561 msnm, 2 m aproximadamente por debajo del nivel del piso excavado del embalse El Llano.

Se instalará en una perforación efectuada bajo un diámetro NQ ($\phi_{\text{externo}}=75,30$ mm). La profundidad será en este caso de 15 m.

Se solicita que el armado del piezómetro Casagrande se realice de acuerdo con el detalle presentado en la lámina de instrumentación. La tubería de elevación del piezómetro abierto será de PVC en un diámetro de 25,4 mm.

Se instalará un filtro de piedra porosa de 38 mm de diámetro y de una longitud de 0,61 m que cumpla con las siguientes especificaciones:

Cuadro 1.57. Especificaciones técnicas para el filtro de piedra porosa

Diámetro	38,1 mm
Largo:	0,61 m
Dimensiones admisibles de conexión de tubería	38,1 mm
Material de la tubería	PVC
Diámetro de poro	60 micras

Fuente: <https://durhamgeo.com/product/standpipe-piezometers/>

Se colocará una capa de 1,25 m de espesor de arena limpia con tamaño de grano entre 4,75 mm y 2,00 mm, libre de limos y arcillas, dejando 0,15 m de ese material por debajo del filtro de piedra porosa como cama de asiento.

Posterior a la capa de arena se colocará una capa de bentonita en bolitas (*pellets* como se conoce en inglés) de 0,30 m de espesor.

Sobre la capa de bentonita, es necesario colocar lechada de cemento-bentonita hasta rellenar en su totalidad la perforación realizada. El porcentaje de bentonita será de 4% del peso total del cemento utilizado. La lechada tendrá una relación agua-cemento de 1/1.

Se realizará una caja de concreto $f'c$ 21 MPa como protección, las dimensiones de esta protección corresponden 30x60x60x10 cm (alto x largo x ancho x espesor).

En la superficie del terreno natural, es necesario instalar un tramo de 0,25 m de tubería galvanizada de 76 mm de diámetro, esta funciona de guía y protección durante la inserción de la sonda.

Se colocará un cobertor galvanizado de 76 mm de diámetro sobre el tramo de tubería galvanizada, con la intención de prevenir la entrada de agentes exterior en la tubería del piezómetro abierto.

Para poder llevar a cabo el registro de los niveles de agua en la fundación adyacente a la toma de aguas, se requerirá un indicador de nivel de agua, que cumpla las siguientes especificaciones:

Cuadro 1.58. Especificaciones técnicas del indicador de nivel de agua

Longitud de cable	30 m
Precisión	<±0,25% FS
Dimensiones	10 x 170 mm
Rango de temperatura	-20 °C a 80 °C
Graduación	Cada 2 mm
Peso	1,60 kg

Fuente: <https://durhamgeo.com/product/standpipe-piezometers/>

1.5.2.3 Testigos superficiales

Se colocarán justo por encima de los muros de concreto que componen la Estructura de Entrega al Embalse.

Para ello se deberá integrar al concreto de los muros el dispositivo de anclaje del prisma, el cual deberá ser de acero inoxidable, provisto por la casa fabricante seleccionada.

Se utilizará un prisma similar a Leica modelo GPR121 en metal, con precisión de centrado de 1 mm instalado sobre el pin de bronce. Lo anterior permite realizar las mediciones de los movimientos horizontales y verticales por medio de una estación total.

Los prismas a utilizar deberán tener una protección contra lluvia y polvo.

1.5.2.4 Bancos de referencia

Se realizará una excavación de al menos 1,0 m de profundidad bajo una sección cuadrada de 0,50 m de lado.

Se realizará un monumento de sección cuadrada de 0,40 m de lado y al menos 1,0 m de altura, en concreto de una resistencia a la compresión simple $f'c$ 21 MPa.

Se colocará acero de refuerzo #3, con aros cada 0,20 m y 4 varillas verticales, teniendo un anclaje de 0,50 m por debajo de la superficie. Se dejará un recubrimiento mínimo de 0,05 m en todos los casos. Se llenará la excavación con concreto bajo una resistencia a la compresión simple de $f'c$ 21 MPa. Se colocará una base de latón con anclajes en la superficie del monumento para anclar la estación total.

1.5.2.5 Datalogger

Se colocará un *datalogger* similar a *Campbell Scientific* modelo CR6, el cual funciona como el cerebro del sistema de adquisición de datos ya que tiene la función de almacenar datos en su propia memoria no volátil.

Las especificaciones técnicas del *datalogger* se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 1.59. Especificaciones técnicas del datalogger CR6

Modelo	CR6
Alimentación	16 a 32 Vdc en CHG 10 a 18 Vdc en BAT
Rango de temperatura	-40 °C a 70 °C
Canales de entrada	3 grupos de 4 líneas
Contadores de pulso	8
Puerto almacenamiento de datos/comunicaciones	RS-485 microSD Ethernet CS I/O RS-232 CPI SDI-12
Salidas 12 V conmutables	2
Precisión del reloj	±3 min por año
Medidor de cuerdas vibrantes	Compatible
Dimensiones	20.3 x 10.1 x 5.6 cm
Peso	0.42 a 0.52 kg

Fuente: <https://www.campbellsci.es/cr6>

1.5.2.6 Armario de protección

Para proteger los equipos de interrogación y almacenamiento de la información que brinden en este caso los piezómetros eléctricos, se requiere de unos armarios de protección.

El *datalogger* estará colocado dentro de un armario marca Campbell Scientific modelo ENC 12/14. Las especificaciones técnicas del armario de protección se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 1.60. Especificaciones técnicas del armario ENC 12/14

Dimensiones	39.12 x 33.96 x 19.51 cm
Peso	5 kg
Color	Blanco
Clasificación del armario	NEMA 4x
Entrada conduit	0,5 pulgadas

Fuente: <https://www.campbellsci.es/enc-12-14>

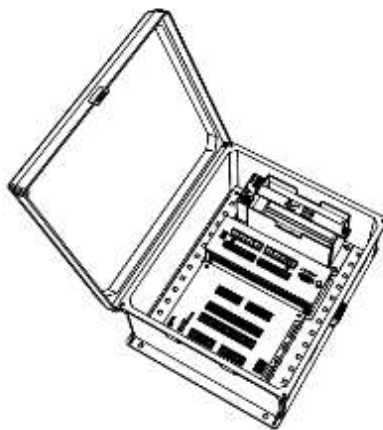


Figura 1.50. Ejemplo de instalación del Datalogger y la fuente de alimentación en armario NC 12/14

Fuente: Campbell Scientific

Se colocará a una altura de 1,50 m sobre el nivel de piso terminado. El armario ENC 12/14 será colocado sobre un tubo de acero inoxidable de 75 mm de diámetro.

1.6 Presupuesto Detallado

El presupuesto que se detalla a continuación se centra en el diseño geotécnico de la estructura. No se incluyen, los costos de muros y demás elementos producto del diseño tanto hidráulico como estructural que integran en su conjunto esta obra.

En primera instancia se detalle el costo de establecer una propuesta de instrumentación mínima que debería de ser considerada con el afán de verificar y corroborar parte de las premisas consideradas en el diseño final de la estructura.

Cuadro 1.61. Presupuesto detallado de la propuesta de instrumentación

Detalle de los Elementos de Instrumentación	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
Perforación NQ (m)	20	\$550.00	\$11,000.00
Piezómetro abierto Casagrande (un)	1	\$200.00	\$200.00
Piezómetro Cuerda Vibrante 4500 HD (un)	3	\$850.00	\$2,550.00
Datalogger CR6 (un)	1	\$2,850.00	\$2,850.00
Armario ENC12/14 (un)	1	\$450.00	\$450.00
Prismas Topográficos Leica GMP104 (un)	10	\$200.00	\$2,000.00
Juego de Montaje Puntos Control Topográficos (un)	10	\$44.00	\$440.00
Cubierta Protectora Puntos Control Topográficos (un)	10	\$27.00	\$270.00
Cajas de Empalmes de Resina 3M (un)	4	\$46.09	\$184.36
Cable Heavy Duty (m)	160	\$8.50	\$1,360.00
Construcción Obras Civiles (m ²)	2	\$610.00	\$1,220.00
Transporte	1	\$1,000.00	\$1,000.00
		Subtotal	\$23,524.36
		IVA (13%)	\$3,058.17
		Imprevistos (5%)	\$1,176.22
		Total (dólares)	\$27,758.74
		Total (colones)	₡16,100,069.20

Fuente: Elaboración propia

Se recomienda como buena práctica en toda obra de importancia, considerar un porcentaje del monto total de la estructura para su implementar una propuesta de instrumentación. Este porcentaje de instrumentación debería rondar entre el 1,5% y el 2,5% como máximo, del presupuesto total de la obra.

Este monto presentado en el cuadro anterior fue incluido como parte de los costos directos de la obra.

Seguidamente, se presenta el presupuesto global para el diseño geotécnico de la propuesta de cimentación de la Estructura de Entrega al Embalse.

Se realiza un ejercicio para considerar el impacto en el costo total de la obra, que hubiese implicado un escenario hipotético de tener que adquirir el volumen de materiales a utilizar como relleno de sustitución de una fuente alternativa de materiales del tipo base. Los costos totales de este escenario se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 1.62. Detalle de los costos totales de las obras de cimentación bajo un escenario hipotético

Detalle de los Elementos que Intervienen	Cantidad	Unidades	Costo Unitario	Costo Total
Trabajos Preliminares	1	global	\$2,000.0	\$2,000.0
Excavación (incluye acarreo y colocación en la escombrera a una distancia menor a 3 km)	4325	\$/m ³	\$21.0	\$90,818.3
Relleno de sustitución (material de base obtenido de u quebrador cercano)	3853	m ³	\$41.5	\$159,720.1
Acarreo, colocación y compactación del relleno de sustitución	3853	\$/m ³	\$17.0	\$65,506.5
Concreto Armado (incluye colocado con equipo pesado)	749	\$/m ³	\$700.0	\$524,185.5
Implementación de la propuesta de instrumentación	1	global	\$27,758.7	\$27,758.7
Costo Directo			-	\$867,989.2
Imprevistos	5.00%		-	\$43,399.5
Costo Total (dólares)			-	\$911,388.6
Costo Total (colones)			-	₡527,694,023.40

Fuente: Elaboración propia

Sin embargo, es importante aclarar, que en el sitio se dispone de un volumen considerable de materiales, los cuales técnicamente son adecuados para ser utilizados como un relleno de

sustitución, los cuales se obtuvieron de la excavación del túnel Paralelo, por lo que, bajo este escenario, no hay impacto en los costos totales de la obra bajo el rubro de la adquisición de materiales para efectuar la sustitución planteada en la Estructura de Entrega al Embalse.

Cuadro 1.63. Detalle de los costos totales de las obras de cimentación bajo un escenario de reutilizar los materiales disponibles

Detalle de los Elementos que Intervienen	Cantidad	Unidades	Costo Unitario	Costo Total
Trabajos Preliminares	1	global	\$2,000.0	\$2,000.0
Excavación (incluye acarreo y colocación en la escombrera a una distancia menor a 3 km)	4325	\$/m ³	\$21.0	\$90,818.3
Relleno de sustitución (material obtenido de la excavación del túnel Paralelo)	3853	m ³	\$0.0	\$0.0
Acarreo, colocación y compactación del relleno de sustitución	3853	\$/m ³	\$17.0	\$65,506.5
Concreto Armado (incluye colocado con equipo pesado)	749	\$/m ³	\$700.0	\$524,185.5
Implementación de la propuesta de instrumentación	1	global	\$27,758.7	\$27,758.7
Costo Directo	-			\$708,269.0
Imprevistos	5.00%	-		\$35,413.5
Costo Total (dólares)	-			\$743,682.5
Costo Total (colones)	-			₡430,592,159.45

Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia, existe un impacto positivo a las finanzas de la obra, ya que bajo la utilización de este material proveniente del túnel Paralelo y del cual se dispone, se alcanzaría un ahorro significativo del orden de ₡97 101 863,95 colones.

1.7 Conclusiones

Al finalizar el presente trabajo se pueden desprender las siguientes conclusiones:

- Dentro del contexto geológico regional la zona donde se ubica el proyecto presenta una tectónica activa muy fuerte, ya que se encuentra rodeada de fallas consideradas geológicamente activas, tales como la falla Navarro y la falla Agua Caliente.
- Las formaciones geológicas en el área del proyecto están representadas por dos formaciones de un origen sedimentarias principalmente, la Formación Pacacua y la Formación Peña Negra.
- En la zona donde se ubica la Estructura de Entrega al Embalse está asociada con características típicas de depósitos de origen coluvial. Estos se pueden observar en los alrededores del área del embalse. Son producto de los deslizamientos cercanos principalmente por los procesos de dinámica externa que afectan a la formación Peña Negra.
- Producto de la investigación llevada a cabo en el sitio, fue posible establecer un modelo geotécnico preciso y detallado, que pudiera ser utilizado en el diseño geotécnico de la obra.
- Del modelo geotécnico se desprende la presencia de materiales con propiedades de resistencia al corte y deformabilidad bajas, que tienen incidencia directa en la escogencia del tipo de fundación para la Estructura de Entrega al Embalse.
- Se evaluaron diferentes alternativas para fundación, sin embargo, considerando la premura que se tiene para la construcción de la obra, se opta por llevar a cabo una sustitución de los materiales identificados como altamente deformables por materiales granulares de una mejor calidad, los cuales fueron obtenidos de la excavación del túnel Paralelo.
- Estos materiales producto de la excavación del túnel Paralelo son considerados como un excelente material de base y adecuados para efectuar una sustitución sobre la cual fundar las cimentaciones de la estructura.
- Se lleva a cabo el diseño geotécnico de las cimentaciones de la estructura, optando por dos tipos. La primera y de mayor uso, una losa flotante sobre los materiales tanto de sustitución como de materiales *in situ*. La segunda corresponde con una placa corrida, la cual se utiliza únicamente sobre un tramo de la estructura.

- El modelado del comportamiento de la fundación de la estructura con los materiales de sustitución y los materiales *in situ*, se llevó a cabo mediante el uso del software RS2 de Rocscience, el cual permitió estimar los desplazamientos verticales máximos que se presentaron entre las diferentes etapas implementadas.
- Con la propuesta de diseño de la cimentación se buscó respetar una deformación máxima instantánea producto de las cargas que intervienen en el diseño de no más de 25 mm entre etapas sucesivas, lo cual se logró verificar.
- El modelado de la propuesta de cimentación de la estructura permitió confirmar que bajo las premisas utilizadas en el diseño se alcanzan valores de deformación adecuados para el funcionamiento seguro de la estructura.
- Se establece una propuesta de instrumentación sobre la estructura que permita registrar las principales variables de medición consideradas, las cuales corresponden con la presión de poro en la fundación, así como con los desplazamientos verticales que se puedan presentar durante la etapa de operación de la estructura.
- Se realiza una estimación del costo de la propuesta de cimentación bajo dos escenarios. El primero el escenario real donde no se tienen que adquirir los materiales de sustitución, ya que los mismos se disponen en el sitio arroja un monto de ₡430,592,159.45. El segundo de los escenarios corresponde a uno hipotético, donde se deben de adquirir los materiales de sustitución y este caso arroja un monto de ₡527,694,023.40. La diferencia entre ambos casos ronda cerca a los ₡100,000,000 de colones.
- Este precio incluye una propuesta de instrumentación detallada, el costo de la excavación de los materiales *in situ*, el costo de la colocación y compactación de los materiales de sustitución y finalmente el costo del concreto reforzado de la cimentación.

1.8 Recomendaciones

A continuación, se muestran las recomendaciones para este trabajo:

- Para obras de alta importancia es fundamental realizar una investigación detallada de los materiales presentes en el sitio, de tal manera que se reduzcan los riesgos por imprevistos en el comportamiento que pueden llegar a experimentar los materiales, tanto en la fase constructiva como ya en la operativa.
- Muchas veces la investigación se simplifica y esto conlleva enormes consecuencias durante el proceso constructivo, cuando afloran aspectos no previstos durante la etapa de la investigación en el sitio.
- Es sumamente importante lograr comprobar mediante la utilización de un software de modelado numérico el comportamiento de la estructura con el terreno. Este es un aspecto que permite comprobar que muchas de las premisas consideradas en el diseño, realmente se cumplen.
- Implementar una propuesta de instrumentación permitiría corroborar muchas de las premisas que se tomaron en cuenta a la hora de realizar los diseños de la estructura, además de que permitiría contar con insumos importantes que bien podrían ser utilizados en el diseño de obras similares, sin dejar de lado la seguridad y tranquilidad al propietario de la obra.
- Se debe de implantar un plan de auscultación tomando en cuenta la instrumentación que ha sido colocada. Muchas veces se colocan sensores y no se les da el seguimiento del caso, desaprovechando el costo que una propuesta de instrumentación implica para una obra.

1.9 Referencias

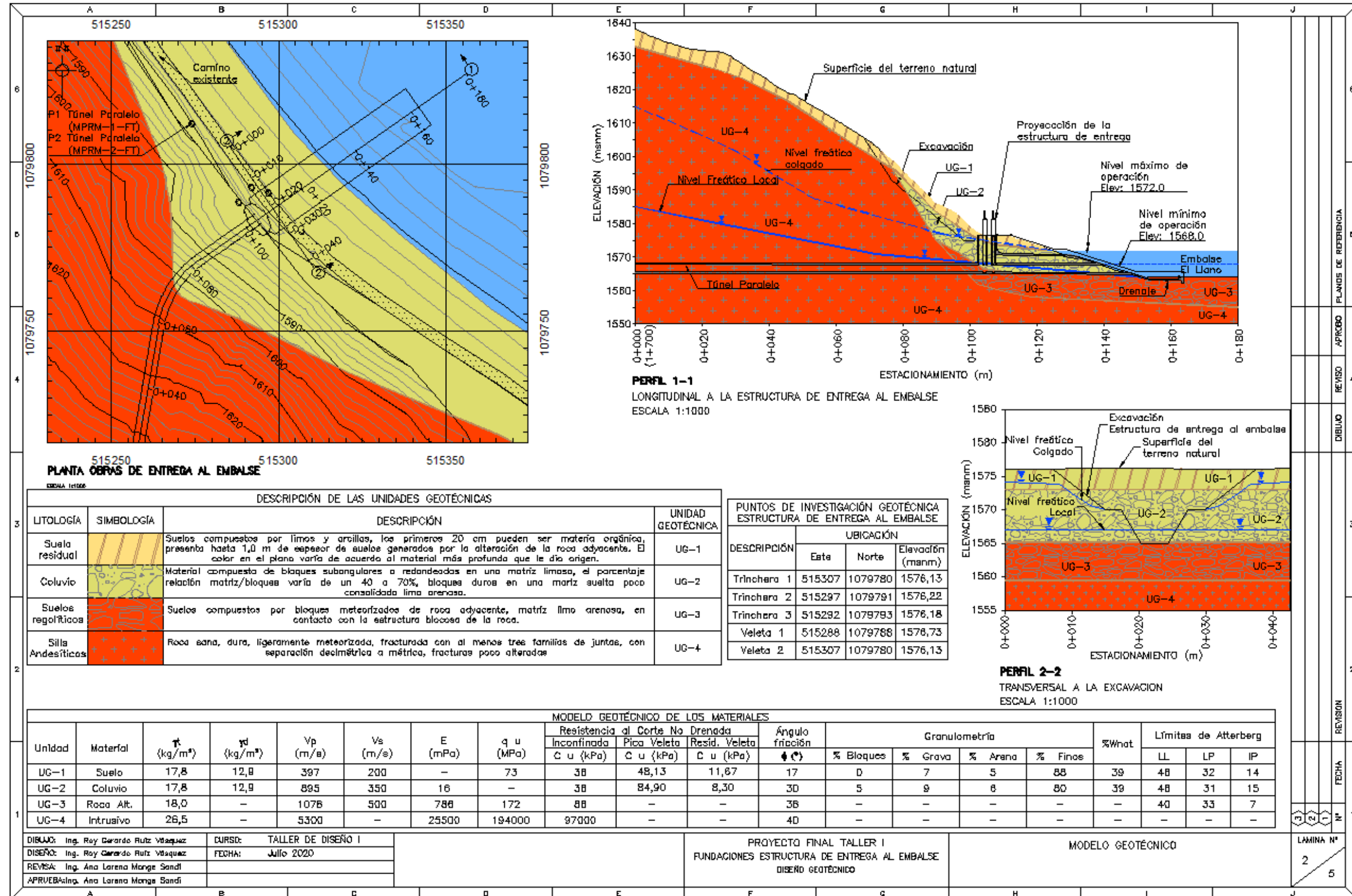
- ACG. (2009). *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- ACG. (2009). *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- ACG. (2015). *Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Alvarez, A., Garnicana, P., & Pérez, A. (2003). *Evaluación indirecta de los módulos elásticos de rigidez in situ y la relación entre V_p/V_s y el ángulo de fricción interna*. Sanfandila, Queretaro, México: Instituto Mexicano del Transporte.
- Brown, D. (1970). Uplift Capacity of Grouted Rock Anchors. *Ontario Hydroresearch Quartely Vol. 22*, 18-24.
- Coats, D., & Yu, Y. (1971). *Rock Anchor Design Mechanics*. Ottawa, Canadá: Department of Energy Mines and Resources Mines Branch Canada.
- CONAGUA. (2012). *Manual de Mecánica de Suelos: Instrumentación y Monitoreo del Comportamiento de Obras Hidráulicas*. (S. d. Naturales, Ed.) Coyoacán, México Distrito Federal, México: CONAGUA.
- Espinoza, J. (2020). *Informe de Diseño: Ingeniería Geológica y Características Geológicas Parte 1*. Sabana, San José: Instituto Costarricense de Electricidad.
- FHWA. (2015). *Soil Nailing Walls Reference Manual*. Washington, DC: National Highway Institute.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2004). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- Ingeoexpert. (4 de Diciembre de 2019). *ingeoexpert.com*. Obtenido de <https://ingeoexpert.com/blog/articulo/fundamento-y-origen-del-metodo-de-los-elementos-finitos-mef/>
- Laporte, M. (2004). Propuesta para la Escogencia del Coeficiente Dinámico para el Análisis Seudoestático de Estabilidad de Taludes . *Memoria del III Congreso Panamericano de Enseñanza Aprendizaje de Ingeniería Geotécnica*, (págs. 215-226). San José, Costa Rica.
- Littlejohn, G., & Bruce, A. (1975). Rock Anchors - Design and Quality Control. *Design Methods in Rock Mechanics* (págs. 77-88). Minesota, EEUU: Edited by Charles Fairhurst and Steve L. Crouch.
- RSN. (23 de Septiembre de 2019). *Red Sismológica Nacional*. Obtenido de <https://rsn.ucr.ac.cr/component/content/article/99-actividad-sismica/fallas-activas-ii/2616-falla-navarro>

- Sabatini, P., Tanyu, B., Armour, T., Groneck, P., & Keeley, J. (2005). *Micropile Design and Construction*. Washington D.C.: Federal Highway Administration U.S. Department of Transportation.
- Salazar, L. (2011). *Evaluación de las amenazas naturales que podrían afectar la micro cuenca del Río Juco*. Orosi, Paraiso, Cartago: Universidad de Costa Rica.
- Schnabel, H. (1982). *Tiebacks in Foundation Engineering and Construction*. Michigan, EEUU: Mc Graw Hill.
- SISGEO. (s.f.). *Sensores Tilt Beam (TB)*. Obtenido de <https://www.sisgeo.com/es/productos/inclinometros-y-tiltmetros/item/Sensores-Tilt-Beam.html>
- Sojo, D., Denyer, P., Gazel, E., & Alvarado, G. (2017). Geología del Cuadrante Tapantí (1:50 000). *Revista Geológica de América Central*, 83-116.
- Suarez Díaz, J. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander UIS.
- Suarez Díaz, J. (2009). *Deslizamientos: Análisis Geotécnico Tomo I*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander UIS.
- Ucar Navarro, R. (2002). *Manual de Anclajes en Obras de Tierras*. Merida, Venezuela: Universidad de los Andes .
- Ucar Navarro, R. (2004). *Manual de Anclajes en Ingeniería Civil*. Madrid, España: Gráficas Arias Montano S.A.
- Xanthakos, P. (1991). *Ground Anchors and Anchored Structures*. Washington D.C., EEUU: John Wiley and Sons Inc.

1.10 Anexos - Planos del diseño geotécnico

A continuación, se detalla en el nombre de cada una de las láminas que componen los anexos del documento:

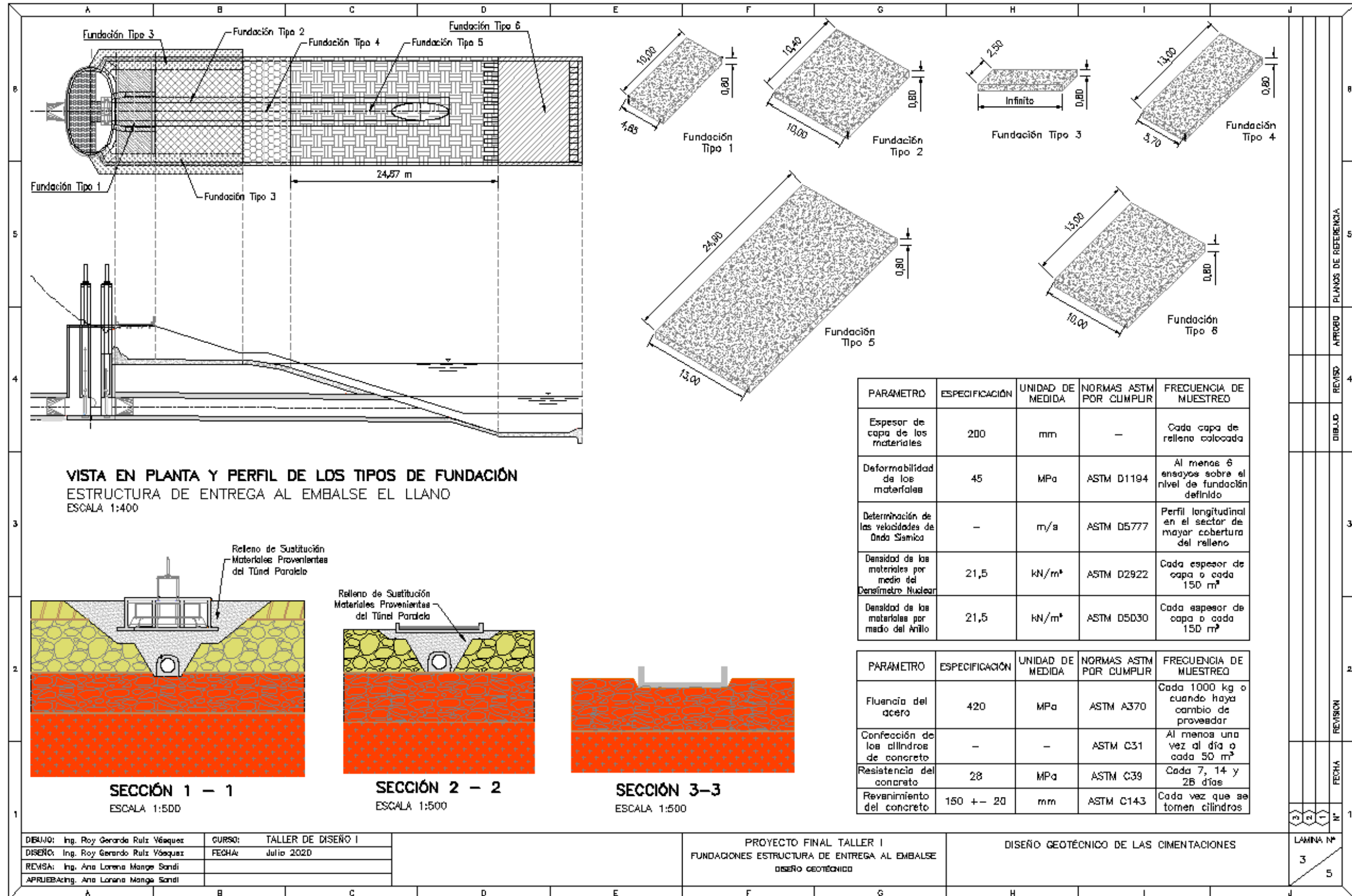
1. Lámina N°1: Portada e índice General.
2. Lámina N°2: Modelo Geológico.
3. Lámina N°3: Diseño Geotécnico de las Cimentaciones.
4. Lámina N°4: Diseño de la Propuesta de Instrumentación.
5. Lámina N°5: Notas Generales de la Propuesta de Instrumentación.



PROYECTO FINAL TALLER I
FUNDACIONES ESTRUCTURA DE ENTREGA AL EMBALSE
DISEÑO GEOTÉCNICO

MODELO GEOTÉCNICO

LAMINA N°
2
5



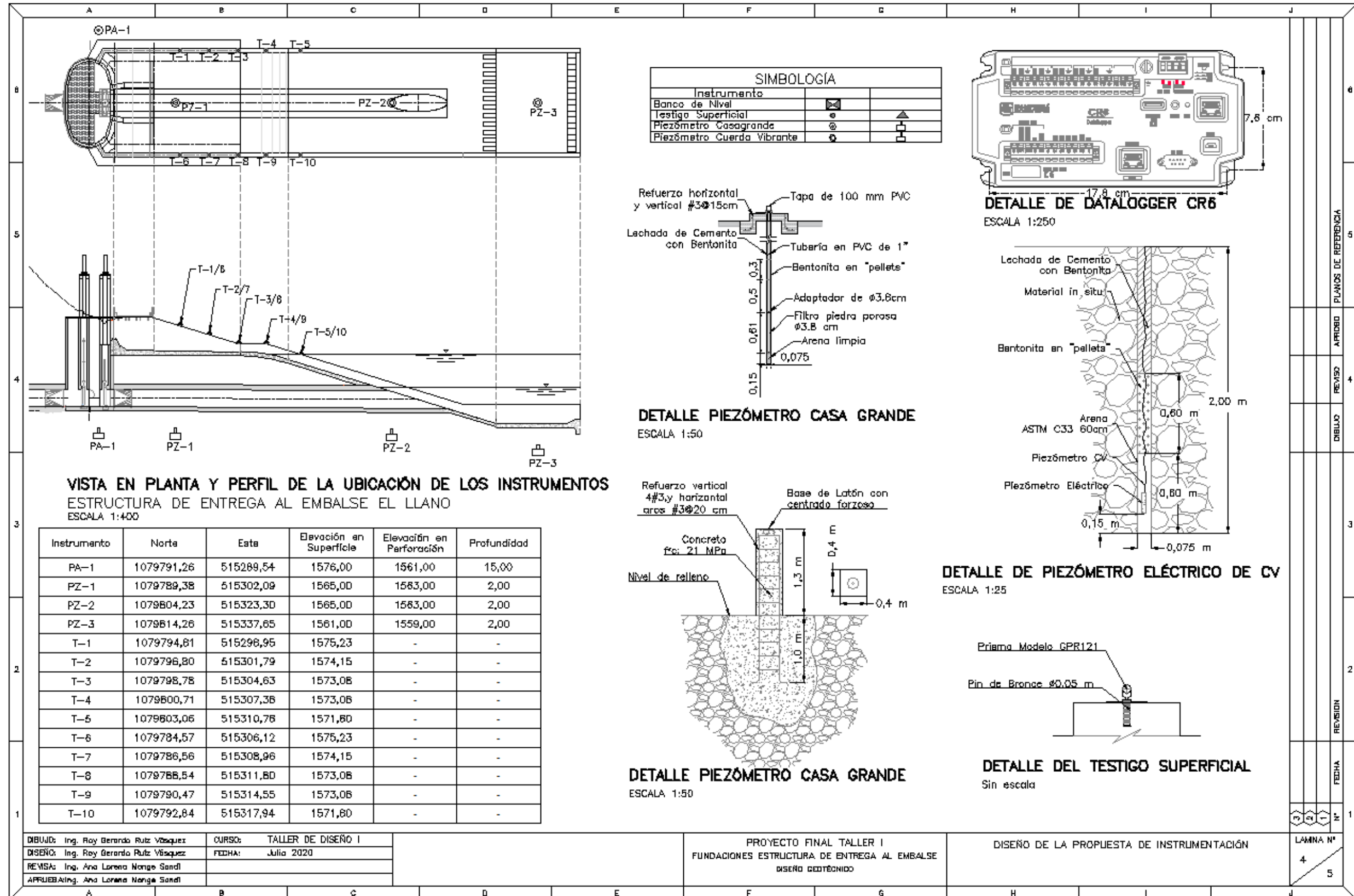
DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez
 REVISIÓN: Ing. Ana Lorena Munguía Sandi
 APROBACIÓN: Ana Lorena Munguía Sandi

CURSO: TALLER DE DISEÑO I
 FECHA: Julio 2020

PROYECTO FINAL TALLER I
 FUNDACIONES ESTRUCTURA DE ENTREGA AL EMBALSE
 DISEÑO GEOTÉCNICO

DISEÑO GEOTÉCNICO DE LAS CIMENTACIONES

LAMINA Nº
 3 / 5



6	PLANOS DE REFERENCIA
5	
4	REVISO
3	DIBUJO
2	REVISIÓN
1	FECHA
1	N°

DIBUJÓ: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez REVISÓ: Ing. Ana Lorena Nango Sandí APROBÓ: Ing. Ana Lorena Nango Sandí	CURSO: TALLER DE DISEÑO I FECHA: Julio 2020	PROYECTO FINAL TALLER I FUNDACIONES ESTRUCTURA DE ENTREGA AL EMBALSE DISEÑO GEOTÉCNICO	DISEÑO DE LA PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN LAMINA N° 4/5
--	--	--	---

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J																
<p>NOTAS GENERALES:</p> <p>1) Coordenadas geográficas en CRTM-05.</p> <p>2) Elevación en metros sobre el nivel del mar (msnm).</p> <p>3) Curvas de nivel a cada 2,0 metros. Topografía convencional.</p> <p>4) Los contactos entre unidades geológicas son inferidos por lo tanto se trazaron de manera aproximada con base en los resultados de la investigación realizada.</p> <p>5) Modelo geológico elaborado por el Área de Ingeniería Geológica del Centro de servicio Diseño del Instituto Costarricense de Electricidad.</p>					<p>4) Se instalarán en perforaciones bajo un diámetro NQ ($\phi_{\text{externo}}=75,3 \text{ mm}$) desde el nivel definido como superficie final.</p> <p>5) Se colocará una cama asiento de arena 0,15 m por debajo de la localización del piezómetro eléctrico, con tamaño de grano entre 4,75 mm y 2,00 mm, libre de limos y arcillas.</p> <p>6) El espesor total de la capa de arena donde se ubica el piezómetro eléctrico será de 0,60 m.</p> <p>7) Posterior a la capa de arena de 0,60 m se colocará bentonita en "pallets" con un espesor de 0,60 m.</p> <p>B) Sobre la capa de bentonita, es necesario colocar lechada de cemento-bentonita hasta la superficie de la perforación. La lechada tendrá una relación agua:cemento de 1/1 y el contenido de bentonita dentro de la lechada será del 4% del peso de cemento utilizada para elaborar la lechada.</p> <p>Instalación de Piezómetros Abiertos Casagrande</p> <p>1) Se establecerá un piezómetro del tipo Casagrande a una profundidad que corresponde con la elevación 1561 msnm, 2 m aproximadamente por debajo del nivel del piso excavado del embalse El Llano.</p> <p>2) Se instalará en una perforación efectuada bajo un diámetro NQ ($\phi_{\text{externo}}=75,30 \text{ mm}$). La profundidad será en este caso de 14 m.</p> <p>3) Se solicita que el armado del piezómetro Casagrande se realice de acuerdo con el detalle presentado en la lámina de instrumentación. La tubería de elevación del piezómetro abierto será de PVC en un diámetro de 25,4 mm.</p> <p>4) Se instalará un filtro de piedra porosa de 38 mm de diámetro y de una longitud de 0,61 m que cumpla con las siguientes especificaciones:</p> <table border="1" data-bbox="1693 756 2222 937"> <tr> <td>Diámetro</td> <td>38,1 mm</td> </tr> <tr> <td>Larga</td> <td>0,61 m</td> </tr> <tr> <td>Dimensiones admisibles de conexión de tubería</td> <td>38,1 mm</td> </tr> <tr> <td>Material de la tubería</td> <td>PVC</td> </tr> <tr> <td>Diámetro de poro</td> <td>60 micras</td> </tr> </table>					Diámetro	38,1 mm	Larga	0,61 m	Dimensiones admisibles de conexión de tubería	38,1 mm	Material de la tubería	PVC	Diámetro de poro	60 micras	<p>6</p>					
Diámetro	38,1 mm																								
Larga	0,61 m																								
Dimensiones admisibles de conexión de tubería	38,1 mm																								
Material de la tubería	PVC																								
Diámetro de poro	60 micras																								
<p>Instalación de Testigos Superficiales</p> <p>1) Se colocarán justo por encima de los muros de concreto que componen la Estructura de Entrega al Embalse.</p> <p>2) Para ello se deberá integrar al concreto de los muros el dispositivo de anclaje del prisma, el cual deberá ser de acero inoxidable, provisto por la casa fabricante seleccionada.</p> <p>3) Se utilizará un prisma similar a Leica modelo GPR121 en metal, con precisión de centrado de 1 mm instalado sobre el pin de bronce. Lo anterior permite realizar las mediciones de los movimientos horizontales y verticales por medio de una estación total.</p> <p>4) Los prismas a utilizar deberán tener una protección contra lluvia y polvo.</p> <p>5) El detalle de los requerimientos para los testigos superficiales se detalla a continuación:</p> <table border="1" data-bbox="574 816 1351 917"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Cantidad</th> <th>Unidad</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Prismas Leica GPR121</td> <td>10</td> <td>un</td> </tr> <tr> <td>Pin Bronce ϕ 0,05 m</td> <td>10</td> <td>un</td> </tr> </tbody> </table>					Descripción	Cantidad	Unidad	Prismas Leica GPR121	10	un	Pin Bronce ϕ 0,05 m	10	un	<p>5</p>											
Descripción	Cantidad	Unidad																							
Prismas Leica GPR121	10	un																							
Pin Bronce ϕ 0,05 m	10	un																							
<p>Instalación del Banco de Referencia</p> <p>1) Se realizará una excavación de al menos 1,0 m de profundidad bajo una sección cuadrada de 0,50 m de lado.</p> <p>2) Se realizará un monumento de sección cuadrada de 0,40 m de lado y al menos 1,0 m de altura, en concreto de una resistencia a la compresión simple $f'c$ 21 MPa.</p> <p>3) Se colocará acero de refuerzo #3, con aros cada 0,20 m y 4 varillas verticales, teniendo un anclaje de 1,0 m por debajo de la superficie.</p> <p>4) Se dejará un recubrimiento mínimo de 0,05 m en todos los casos.</p> <p>5) Se llenará la excavación con concreto bajo una resistencia a la compresión simple de $f'c$ 21 MPa.</p> <p>6) Se colocará una base de latón con anclajes en la superficie del monumento para anclar la estación total.</p> <p>7) La colocación del banco de referencia deberá de realizar en el sitio del proyecto desde un punto que no tenga afectación por movimientos en el terreno. Esta labor deberá realizar en conjunto con un profesional en Topografía para obtener una visual de todos los puntos.</p>					<p>4</p>																				
<p>Instalación de Piezómetros Eléctricos de Cuerda Vibrante</p> <p>1) Se colocarán piezómetros eléctricos de cuerda vibrante similar a Geokon modelo 4500 HD.</p> <p>2) Las especificaciones técnicas del piezómetro de cuerda vibrante son las siguientes:</p> <table border="1" data-bbox="699 1360 1227 1643"> <tr> <td>Rango de medición</td> <td>350 kPa</td> </tr> <tr> <td>Sobrerango</td> <td>200% FS</td> </tr> <tr> <td>Resolución</td> <td>0,025% FS</td> </tr> <tr> <td>Precisión</td> <td>$\pm 0,1\%$ FS</td> </tr> <tr> <td>Linealidad</td> <td>< 0,5% FS</td> </tr> <tr> <td>Temperatura</td> <td>-20°C a 80°C</td> </tr> <tr> <td>Dimensiones (largo x diámetro)</td> <td>203x38,1 mm</td> </tr> <tr> <td>Masa</td> <td>1,5 kg</td> </tr> </table>					Rango de medición	350 kPa	Sobrerango	200% FS	Resolución	0,025% FS	Precisión	$\pm 0,1\%$ FS	Linealidad	< 0,5% FS	Temperatura	-20°C a 80°C	Dimensiones (largo x diámetro)	203x38,1 mm	Masa	1,5 kg	<p>3</p>				
Rango de medición	350 kPa																								
Sobrerango	200% FS																								
Resolución	0,025% FS																								
Precisión	$\pm 0,1\%$ FS																								
Linealidad	< 0,5% FS																								
Temperatura	-20°C a 80°C																								
Dimensiones (largo x diámetro)	203x38,1 mm																								
Masa	1,5 kg																								
<p>3) Los piezómetros eléctricos serán instalados a una profundidad de 2 m desde la superficie del terreno producto de la excavación realizada.</p>					<p>2</p>																				
<table border="1" data-bbox="388 1703 1041 1804"> <tr> <td>DEJÓ: Ing. Rey Gerardo Ruiz Vázquez</td> <td>CURSO: TALLER DE DISEÑO I</td> </tr> <tr> <td>DISEÑO: Ing. Rey Gerardo Ruiz Vázquez</td> <td>FECHA: Julio 2020</td> </tr> <tr> <td>REVISÓ: Ing. Ana Lorena Mangle Sardi</td> <td></td> </tr> <tr> <td>APRUEBÓ: Ing. Ana Lorena Mangle Sardi</td> <td></td> </tr> </table>					DEJÓ: Ing. Rey Gerardo Ruiz Vázquez	CURSO: TALLER DE DISEÑO I	DISEÑO: Ing. Rey Gerardo Ruiz Vázquez	FECHA: Julio 2020	REVISÓ: Ing. Ana Lorena Mangle Sardi		APRUEBÓ: Ing. Ana Lorena Mangle Sardi		<p>1</p>												
DEJÓ: Ing. Rey Gerardo Ruiz Vázquez	CURSO: TALLER DE DISEÑO I																								
DISEÑO: Ing. Rey Gerardo Ruiz Vázquez	FECHA: Julio 2020																								
REVISÓ: Ing. Ana Lorena Mangle Sardi																									
APRUEBÓ: Ing. Ana Lorena Mangle Sardi																									
<p>PROYECTO FINAL TALLER I FUNDACIONES ESTRUCTURA DE ENTREGA AL EMBALSE DISEÑO GEOTÉCNICO</p>					<p>NOTAS GENERALES DE LA PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN</p>																				
<p>LAMINA Nº</p>					<p>5</p>																				

2. CAPÍTULO 2: DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DE UN POZO VERTICAL ADYACENTE A LA ESTRUCTURA DE ENTREGA AL EMBALSE EL LLANO

2.1 Introducción

El abastecimiento de agua potable hoy en día es un tema que conlleva un impacto importante a nivel social en nuestro país. Cada vez es más común escuchar que se tiene afectación por el fenómeno ENOS (El Niño Oscilación del Sur), con sus eventos marcados de El Niño o La Niña.

Los pronósticos climáticos estacionales presentan grandes variaciones a causa del fenómeno ENOS, lo cual impacta en gran medida las diferentes regiones del país, afectando a un gran porcentaje de la población del territorio nacional, siendo una de las regiones más impactadas el Gran Área Metropolitana.

La estructura vertedora al embalse El Llano, forma parte de un conjunto de obras que integran el Proyecto de Abastecimiento para el Acueducto Metropolitano Quinta Etapa (PAAM V), el cual, pretende traer un caudal del orden de 2,5 m³/s adicionales a los 2,1 m³/s que ya se extraen desde Orosi, en Paraíso de Cartago, hacia el Gran Área Metropolitana, con lo cual se proyecta atenuar las consecuencia del faltante de agua potable que se vive año con año en gran parte de la población de los cantones de San José, durante los meses de la época seca que presenta el país.

2.1.1 Planteamiento del problema

El sitio donde se colocará la estructura de entrega al embalse El Llano, ubicado en el distrito de Orosi, cantón de Paraíso, provincia de Cartago, se caracteriza por la presencia de materiales del tipo suelo residual, subyacidos por materiales de origen coluvial, y por debajo de estos, existen suelos regolíticos producto de la presencia de un intrusivo, del tipo "Sills". Estas unidades geotécnicas presentes en el sitio de la obra se caracterizan por presentar bajos módulos de elasticidad, así como problemas locales en la estabilidad en laderas. Aunado a la problemática anterior, existe presencia de un nivel de agua regional, el cual afecta los materiales.

Se requiere diseñar una propuesta de estabilización permanente, que garantice la estabilidad del sector interno de un pozo, el cual presenta una profundidad de 11 m. Como parte de los trabajos que se deben de efectuar para la construcción de la estructura de entrega al embalse, el pozo perderá el confinamiento lateral de los materiales más cercanos al embalse El Llano, los cuales se

deben de retirar como parte de los trabajos necesarios para la conformación del terreno de la nueva estructura, presentando como consecuencia inmediata una pérdida de la configuración de la excavación subterránea y el riesgo inminente de colapsar si no se toman medidas de estabilización previas a estos trabajos.

Actualmente el pozo presenta una forma elipsoidal, tal cual se aprecia en la Figura 2.3 en una vista en planta. Debido a lo anterior, se hace necesario establecer un sostenimiento permanente sobre la cara interna del pozo adyacente a la ladera, que incluya la utilización de anclajes pasivos a distintas profundidades y longitudes, además de intervenir la ladera natural por encima de la boca de esta excavación subterránea, que permita reducir los empujes del terreno sobre la pared vertical del pozo con lo cual se brinde la oportunidad de dar inicio con la conformación del terreno, necesarios para la construcción de la estructura de entrega al embalse El Llano.

En la Figura 2.1 se muestra la ubicación del sitio en donde se pretende diseñar y construir la estructura de entrega dentro del entorno del embalse El Llano. En esta misma figura se puede observar la ladera natural que se deberá intervenir, para garantizar la estabilidad de la excavación vertical.



Figura 2.1. Ubicación del sitio donde se realizarán las obras

Fuente: Google Earth 2020

Para una mejor comprensión del entorno de la estructura de entrega al embalse y sus obras complementarias, en la Figura 2.2 se presenta un esquema donde se enumeran las diferentes obras que en su conjunto integran esta estructura. Además, en la Figura 2.3 se observa la geometría del pozo a sostener.

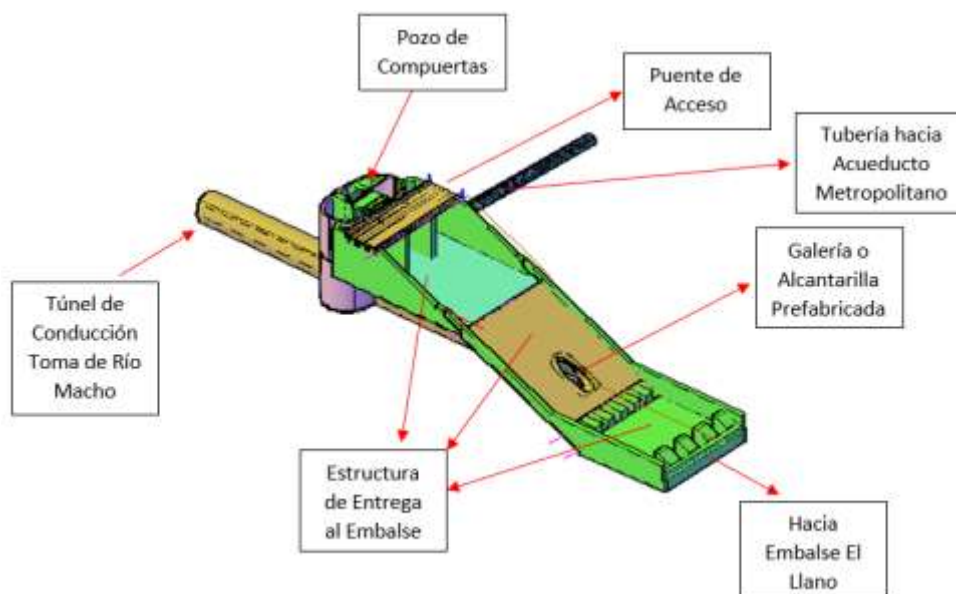


Figura 2.2. Esquema del conjunto de obras que convergen en el entorno del embalse El Llano

Fuente: Centro de Servicio Diseño, ICE

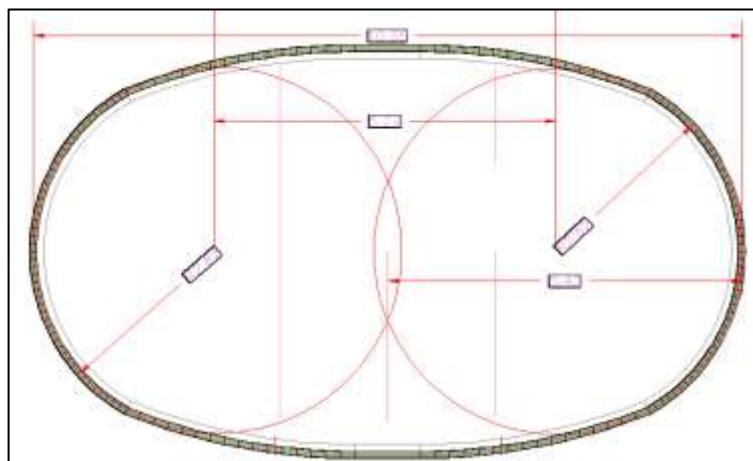


Figura 2.3. Vista en planta de la sección geométrica del pozo de compuertas existente

Fuente: Centro de Servicio Diseño, ICE

Es importante realizar una descripción del conjunto integral que compone la estructura de entrega al embalse.

La obra está compuesta por una losa que funcionará como una rápida, que trabajará cuando se cierren las compuertas dentro del pozo de compuertas ya excavado y el agua que viaja a través del túnel paralelo vierta por encima, para alcanzar el embalse. Además, cuenta con un puente que permite mantener el tránsito vehicular a lo largo de todo el perímetro del embalse. Adicionalmente, posee muros de alturas variables a lo largo de toda la longitud de la estructura.

Existe la presencia de una estructura de alcantarilla prefabricada, justo debajo de la losa, la cual, cuando las compuertas dentro del pozo están abiertas, es la que permite realizar la entrega al embalse.

2.1.2 Objetivos

2.1.2.1 Objetivo general

Realizar el diseño geotécnico de la estabilización de un corte vertical correspondiente a un pozo, y de una ladera que se encuentra en una zona de materiales deformables.

2.1.2.2 Objetivos específicos

1. Investigar el contexto geológico local y regional del sitio de la obra.
2. Determinar las propiedades de los materiales encontrados en el sitio y estimar los parámetros de resistencia al corte de los materiales que integran las distintas unidades geotécnicas identificadas.
3. Establecer el modelo geotécnico a partir de las propiedades determinadas de los materiales encontrados en el sitio.
4. Determinar el empuje activo y con sismo que intervienen en el corte vertical, utilizando para ello el software de equilibrio límite SLIDE 2018.
5. Diseñar el planteamiento de la estabilización requerida tanto para el corte vertical del pozo, como para la ladera natural a intervenir, utilizando para ello el software de equilibrio límite SLIDE 2018.
6. Diseñar una propuesta de estabilización geométrica para los taludes temporales que se requieren para el emplazamiento del espacio donde se construirá la estructura de entrega al embalse y proponer medidas de protección para evitar el deterioro de los cortes.

7. Establecer una propuesta de monitoreo que permita controlar la variable del desplazamiento vertical y horizontal, que puedan presentarse tanto dentro del pozo como en la ladera natural, durante el proceso constructivo de la estructura de entrega al embalse.
8. Elaborar los planos del diseño geotécnico de la propuesta de estabilización tanto para el corte vertical del pozo, los taludes permanentes de la ladera natural y los taludes temporales del sitio de construcción de la estructura de entrega al embalse.
9. Establecer las especificaciones técnicas a considerar para el proceso constructivo y el monitoreo de la obra.
10. Realizar el presupuesto para la construcción de las obras de estabilización de la estructura.

2.1.3 Importancia

La problemática que vive el país ante el faltante del recurso hídrico durante la época seca, aunado al rezago que se ha presentado en la inversión de infraestructura para tratar de remediar la situación, motiva a la toma de decisiones urgentes para intentar disminuir las crisis que se presenta año con año, por el faltante del agua en el Gran Área Metropolitana.

Diseñar obras de infraestructura que mitiguen esta problemática, es de suma importancia para el desarrollo del país y el bienestar de la población, que sufre los efectos del faltante de agua cada vez con más regularidad y periodos prolongados.

La construcción de esta estructura de entrega al embalse El Llano, ligado con la construcción de un conjunto de obras que conforman el Proyecto de Abastecimiento para el Acueducto Metropolitano en su Quinta Etapa, busca mejorar la situación que viven muchos habitantes del Área Metropolitana, al traer un mayor caudal de agua potable, desde una de las zonas del país donde se presentan mayores precipitaciones durante el año, como lo es la zona de Tapantí en Orosi de Paraíso de Cartago.

La construcción de este tipo de obras y su pronta implementación, buscan solucionar de forma prolongada, la problemática del faltante de agua en una de las regiones más pobladas de nuestro país.

2.1.4 Alcance

Se realiza la caracterización de los materiales presentes en el sitio, utilizando los resultados obtenidos producto de la ejecución de ensayos geofísicos, como lo son la refracción sísmica y la

resistividad eléctrica, así como mediante la ejecución de ensayos en campo y laboratorio, para con ello determinar las propiedades de resistencia al corte que presentan cada una de las unidades geotécnicas identificadas en el sitio de la obra.

El diseño geotécnico con la propuesta de excavación y estabilización del corte vertical, así como de los taludes que son necesarios de excavar y estabilizar, se realizará siguiendo las recomendaciones que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica.

Se hará uso de modelos de equilibrio límite en dos dimensiones, para evaluar el tipo de sostenimiento más acorde, de acuerdo con las propiedades de resistencia al corte que presentan las diferentes unidades geotécnicas identificadas en el sitio. Para ello, se utilizará el programa SLIDE 2018 de la casa fabricante Rocscience.

Se buscarán alternativas para estabilizar los materiales que se encuentran en el sitio haciendo uso de anclajes pasivos, en distintas longitudes y bajo diferentes separaciones, según la necesidad y la identificación de la superficie de falla crítica, sea esta circular como no circular. Se evaluarán los escenarios de análisis estático como pseudoestático.

Se realizarán los planos y especificaciones técnicas para la ejecución de la propuesta de estabilización necesaria para la construcción segura de la estructura de entrega al embalse El Llano.

Finalmente, se realizará el presupuesto de la solución adoptada como propuesta de estabilización, para el adecuado desempeño de la estructura de entrega al embalse utilizando datos de costos de mercado.

2.1.5 Limitaciones

A continuación, se citan las principales limitaciones que se prevén para el diseño geotécnico de la propuesta de excavación y estabilización del pozo de compuertas, así como de la ladera natural en el sector donde se ubicará la estructura de entrega al embalse:

No es posible contar con pruebas de extracción para el diseño de los anclajes pasivos, sobre las diferentes unidades geotécnicas que se pretenden estabilizar, lo cual permita estimar un valor real de la resistencia a la extracción de los anclajes, en función del parámetro de adherencia entre los diferentes materiales.

Se utilizarán datos de adherencia entre el anclaje y los materiales brindados por la literatura sobre materiales con características similares y se propondrá como parte del control de la calidad durante el proceso constructivo, efectuar al menos un ensayo en cada una de las unidades geotécnicas que se necesitan estabilizar como medida de corroboración de este parámetro de la adherencia para el diseño de los anclajes pasivos.

Como limitación de la construcción de las obras del proyecto, cabe indicar, que el periodo constructivo en que se debe efectuar la obra requiere de la consideración de soluciones que permitan la ejecución de los trabajos de estabilización en un periodo de tiempo corto, ya que para la construcción de la estructura de entrega al embalse El Llano, se deberá sacar de operación la planta de generación Río Macho y esto conlleva un impacto sobre el Sistema Eléctrico Nacional. Por esta razón, se propondrá una estabilización que permita hacer uso de las tecnologías y equipos con que se cuentan, sin anteponer la seguridad de la obra ni de los trabajadores.

2.1.6 Metodología

El detalle de la metodología que se llevará a cabo se describe a continuación:

Se inicia con la obtención de la investigación geológico - geotécnica que se ha realizado tanto en el sitio de la obra como aquella que se ha efectuado dentro de los mismos materiales identificados *in situ*, pero en otras obras cercanas al emplazamiento de la estructura de entrega al embalse.

Como parte de las labores de diseño, se realiza una revisión del entorno geológico, para tomar en cuenta los factores que podrían intervenir en el diseño geotécnico de la obra, tales como presencia de niveles freáticos, presencia de niveles piezométricos ante la existencia de un acuífero confinado, existencia de fallas geológicas cercanas al entorno de la obra, cambios litológicos, presencia de zonas de deslizamiento, deslizamientos activos, entre otros.

Posterior a ello, se analiza toda la información disponible, con el fin de general un modelo geotécnico del sitio de la obra, que permita definir las propiedades para cada una de las diferentes unidades geotécnicas que se identifiquen.

Se realizará una estimación de los empujes activos y con sismo dentro de la excavación vertical del pozo.

Se realizará una propuesta de excavación sobre la ladera natural, que permita reducir los empujes sobre el pozo de compuertas ya excavado. Se estimarán nuevamente los empujes a fin de obtener

valores que permita proponer una estabilización dentro de la excavación vertical, utilizando anclajes pasivos.

Se tomarán en cuenta los criterios y premisas de diseño que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, para establecer los parámetros del análisis geotécnico a llevar a cabo, tanto sobre el corte vertical del pozo, así como también sobre los taludes permanentes que se generarán producto de la intervención en la ladera natural, esto en el sector del pozo de compuertas. De igual forma, se analizarán los taludes temporales necesarios para generar el espacio para la construcción de la estructura de entrega al embalse.

Seguidamente, se hará uso del software de equilibrio límite SLIDE 2018, para establecer las pendientes de corte adecuadas, sobre los taludes permanentes, estabilizando por medio de anclajes pasivos y revisando los escenarios que se puedan presentar tanto ante una falla circular como no circular y bajo una condición estática como con sismo (condición pseudoestática). Se buscará respetar los factores de seguridad mínimos establecidos, producto de los lineamientos que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica.

De la misma forma se procederá con aquellos taludes considerados temporales, necesarios para conformar el terreno natural para la nueva estructura, donde se efectuará el mismo análisis geotécnico, buscando hacer uso de la geometría, para alcanzar pendientes de corte estables, respetando las mismas consideraciones que se tomaron en cuenta para los taludes permanentes, salvo la consideración de un sismo para un periodo de retorno menor.

Una vez definido el diseño geotécnico con la propuesta de estabilización tanto para el corte vertical, así como para los taludes permanentes y temporales, se procede con la elaboración de los planos de diseño final, así como las especificaciones técnicas a tomar en cuenta para la construcción de la obra.

De igual manera, se realizará una propuesta de monitoreo de los cortes propuestos, considerando como principal variable a controlar mediante instrumentación, los desplazamientos horizontales y verticales.

Finalmente, se realiza el presupuesto de la obra, acorde al diseño geotécnico, tomando en cuenta los precios más actualizados dentro del ámbito nacional.

A continuación, se presenta un diagrama de flujo con el detalle de la metodología que se pretende realizar, para el diseño geotécnico de la propuesta de estabilización en el sector donde se construirá la estructura de entrega al embalse.

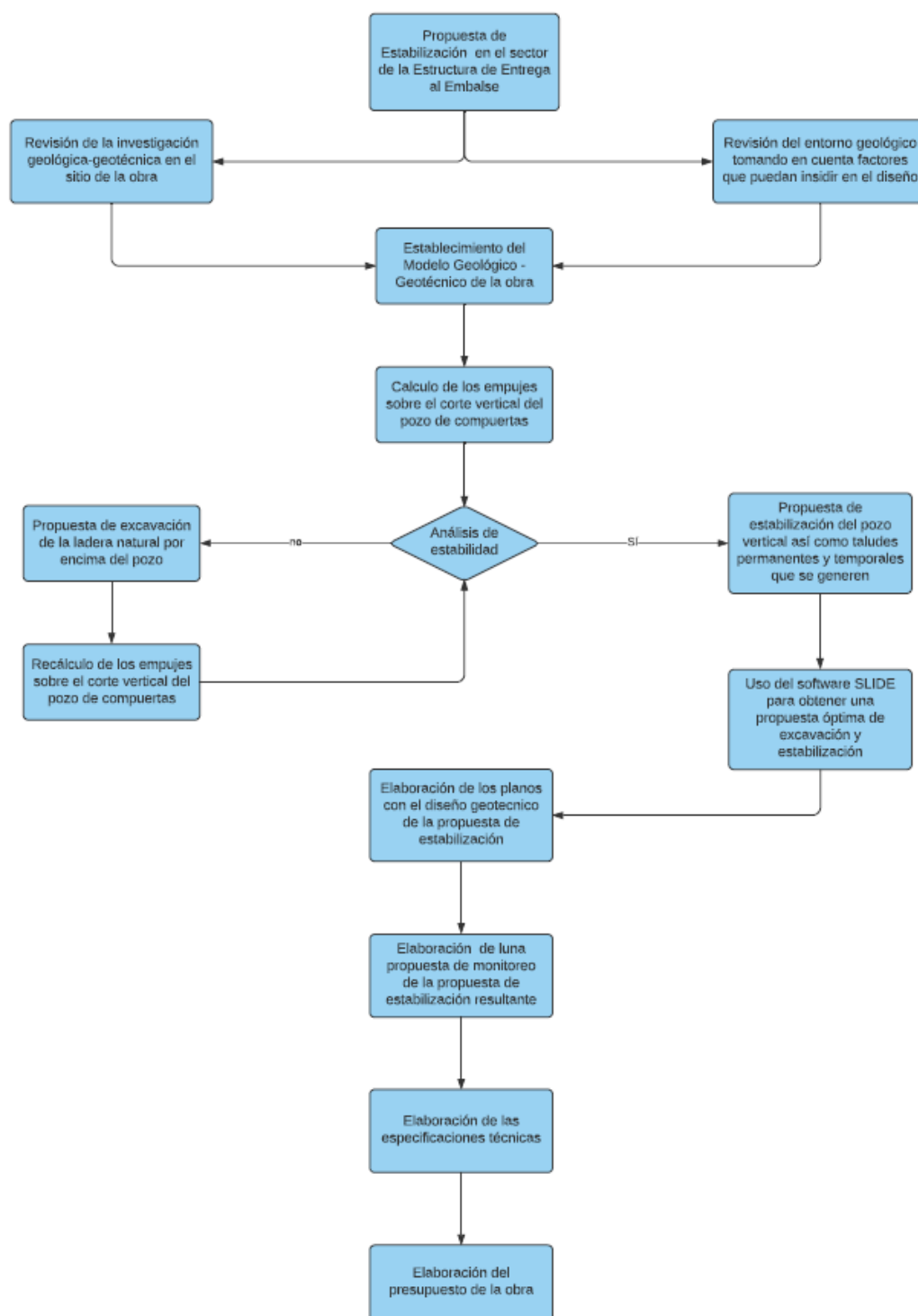


Figura 2.4. Propuesta de la metodología para el diseño geotécnico de la propuesta de estabilización del pozo vertical adjunto a la estructura de entrega al embalse

Fuente: Elaboración propia

2.2 Marco Teórico

2.2.1 Empujes sobre el Terreno

Para el caso del presente trabajo, se debe de considerar la acción de los empujes del terreno sobre la estabilización que se debe de efectuar dentro del pozo de compuertas.

La excavación del pozo de compuertas adyacente a una ladera natural conlleva a tomar en cuenta la componente del empuje activo que ejerce la ladera sobre la alternativa de estabilización que se desea adoptar utilizando anclajes pasivos.

La siguiente figura, describe la condición de un talud inestable bajo la acción de un movimiento del terreno sobre el paramento de una estructura de retención, similar a la condición que se presenta en el pozo en estudio

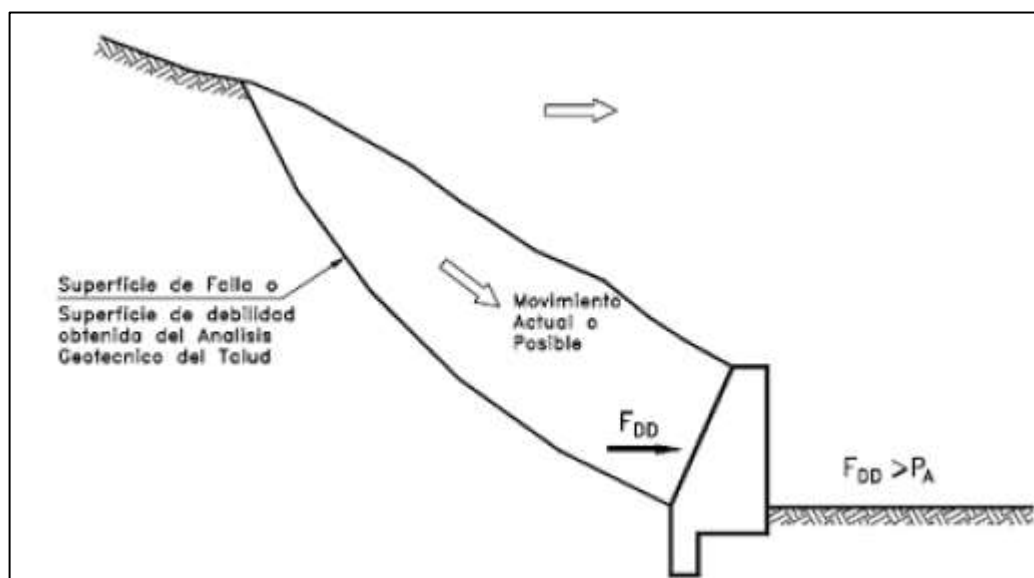


Figura 2.5. Empujes a considerar en obras de estabilización cercanas a una ladera natural

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009

2.2.1.1 Condición de empuje sobre el terreno

Es importante tener claro cuál será la condición de empuje que prevalecerá en el diseño de la propuesta de retención que se vaya a plantear.

El Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) indica que “la condición de empuje en reposo se produce cuando la construcción del muro se ejecuta de tal forma que no se permite su deformación lateral” (p. 113). A su vez, indica que “si se prevé que el muro se mueva hacia afuera (alejándose del

relleno o terreno) de modo el que el suelo se desplaza lateralmente, se produce la condición de empuje activo” (p. 113).

Finalmente, el caso del empuje pasivo, tal y como lo indica el Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) se presenta cuando “el suelo es comprimido por el muro, es decir hay desplazamientos hacia adentro de la masa de suelo” (p. 113).

Dadas las condiciones que se presentan en el caso de análisis en el presente trabajo, se tiene claro que el empuje que prevalece corresponde a la condición activa. Existen teorías para el análisis y la estimación de los empujes sobre el terreno, sin embargo, para este caso se utilizará la teoría para el cálculo del empuje activo de Coulomb, la cual considera que el empuje es debido a una cuña de suelo, limitada en este caso por un paramento vertical, como lo es un muro.

En la siguiente figura se puede apreciar el detalle de los tipos de empujes que existen y que se deben de considerar en el diseño de estructuras de contención, según sea la condición que prevalezca.

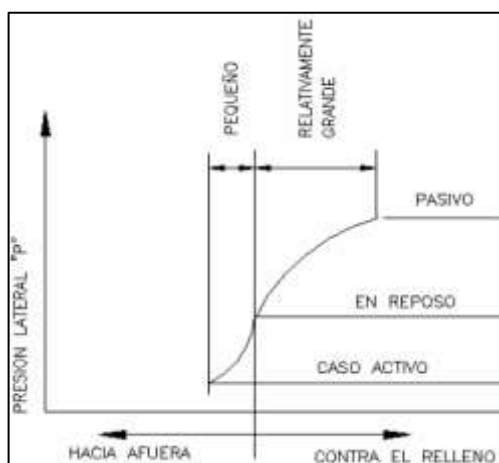


Figura 2.6. Detalle de los tipos de empujes que puede experimentar una estructura de contención según sea el caso

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009

2.2.1.2 Presión activa según Coulomb

Tal y como lo indica el Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) la teoría de Coulomb “toma en consideración los esfuerzos de fricción que actúan entre el muro y el terreno. El empuje activo o pasivo se obtiene considerando el equilibrio estático de las fuerzas que actúan y despreciando el equilibrio de momentos” (p. 121).

El caso de la teoría de Coulomb permite obtener la presión activa ya sea por métodos gráficos como también por métodos analíticos. El método gráfico utiliza el polígono de fuerzas para la estimación del empuje activo y pasivo.

En la siguiente figura se aprecia el detalle del polígono de fuerzas que se utiliza en el método gráfico de Coulomb, el cual es aplicable en suelos que presentan tanto cohesión como ángulo de fricción, en la obtención de la presión activa.

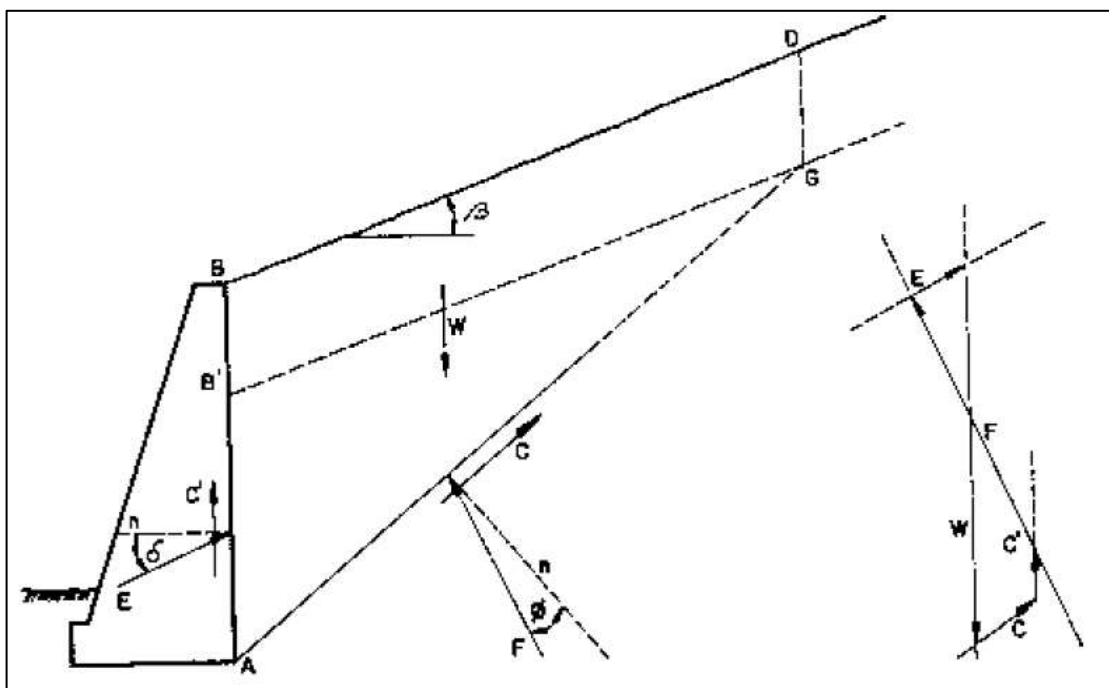


Figura 2.7. Polígono de fuerzas del método de Coulomb para suelos cohesivos como friccionantes

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009

El método analítico, considera el uso de las siguientes ecuaciones que permiten estimar la fuerza activa por unidad de longitud que actúa sobre el muro. Para el caso de suelos sin cohesión, es decir, suelos friccionantes, se emplea la siguiente ecuación:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad \text{Ecuación 2.23}$$

Donde se tiene que:

γ : Peso volumétrico de los materiales por detrás del muro (kN/m^3).

H: Altura total del muro (m).

K_a : Coeficiente de empuje activo.

P_a : Fuerza activa de Coulomb por unidad de longitud (kN/m).

Para la estimación del coeficiente de empuje activo de Coulomb, se utiliza de igual manera la siguiente relación:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2 \beta \text{ sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{ sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{ sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Ecuación 2.24

Donde se tiene que:

β : Ángulo entre la fundación del muro y el respaldo del muro (°).

α : Ángulo entre la superficie del terreno y la horizontal (°).

ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo (°).

δ : Ángulo de inclinación de la fuerza de empuje en relación con la cara del muro (°).

La ubicación de la resultante de la fuerza activa de Coulomb por unidad de longitud se ubica a una distancia desde la base del muro igual a 1/3 de la altura total del muro.

En la siguiente figura se aprecia las fuerzas que actúan en el equilibrio estático para la estimación de la fuerza activa por unidad de longitud en suelos friccionantes siguiendo la teoría de Coulomb.

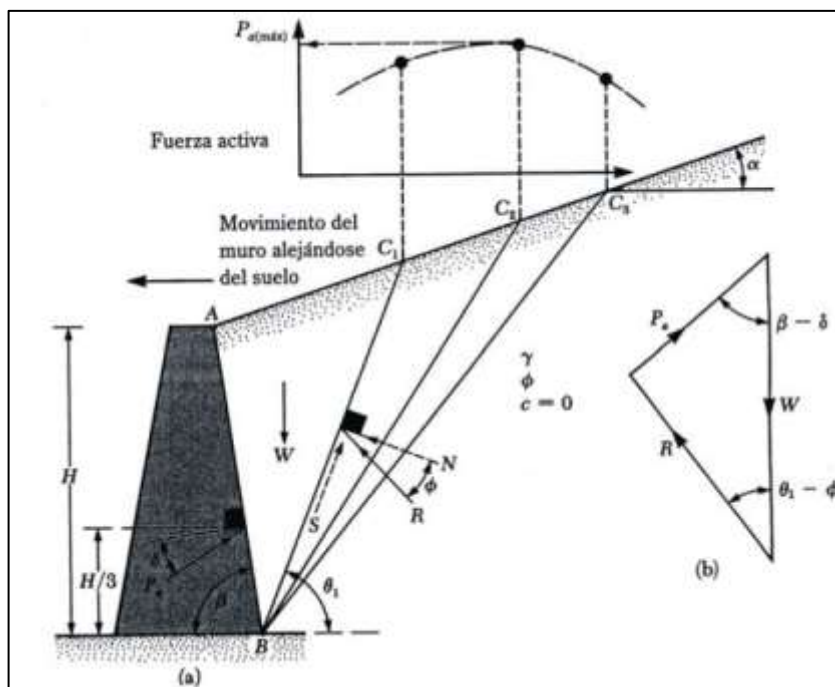


Figura 2.8. Equilibrio de fuerzas para la estimación de la presión activa de Coulomb

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009

Para el caso de los materiales puramente cohesivos, según indica el Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) “bajo la metodología de esfuerzos totales, la teoría de Coulomb se reduce a las ecuaciones que se presentan a continuación. Estas ecuaciones consideran que el muro es vertical, que no existe sobrecarga y que el terreno por detrás del muro es horizontal” (p. 124).

$$E_a = \frac{(H^2 \cdot \gamma)}{2} - [2.88 \cdot (H - z_0) \cdot c_u] \quad \text{Ecuación 2.25}$$

Donde se tiene que:

H: Altura total del muro (m).

γ : Peso volumétrico de los materiales por detrás del muro (t/m^3).

z_0 : Profundidad de la grieta de tracción (m)., la fuerza horizontal

c_u : Resistencia al corte no drenada en condición saturada (t/m^2).

E_a : Fuerza activa por unidad de longitud (t/m).

2.2.1.3 Presión debido a la componente horizontal del sismo

De la misma forma que para el caso de la presión activa según la teoría de Coulomb, la estimación de la componente horizontal del sismo se puede determinar de manera gráfica, utilizando el polígono de fuerzas, así como por métodos analíticos. El método gráfico ya se comentó en el apartado anterior, por lo que se hará referencia en este apartado únicamente al método analítico.

Debido a las condiciones del país, el Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) establece que “los muros se deben de diseñar para resistir además de los esfuerzos estáticos, la fuerza horizontal generada por un sismo” (p. 127).

Se utiliza la siguiente ecuación para el cálculo de la fuerza del sismo horizontal:

$$P_s = \frac{\gamma H^2}{2} \left(\frac{3}{4} a_{\max} \right) \quad \text{Ecuación 2.26}$$

Donde se tiene que:

γ : Peso volumétrico de los materiales por detrás del muro (kN/m^3).

H: Altura total del muro (m).

a_{\max} : Aceleración efectiva de diseño prevista en el sitio.

P_s : Fuerza del sismo que actúa sobre el muro (kN).

La ubicación de la fuerza del sismo que actúa sobre el muro se ubica aproximadamente a 0,60 H medido desde la base del muro.

Establece el Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) que “en el caso de suelos friccionantes o suelos arcillosos normalmente consolidado es posible emplear el método de Mononobe-Okabe para determinar la fuerza pseudo-estática horizontal de sismo (P_s)” (p. 127). Para ello se hace uso de la siguiente ecuación:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad \text{Ecuación 2.27}$$

Donde se tiene que:

γ : Peso volumétrico de los materiales por detrás del muro (kN/m^3).

H: Altura total del muro (m).

k_v : Componente vertical del sismo.

k_{ae} : Coeficiente de la presión activa del terreno.

Para la obtención del coeficiente de la presión activa del terreno, de igual manera se hace uso de la siguiente ecuación para su estimación:

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos \theta' \text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 2.28}$$

Donde se tiene que:

β : Ángulo entre la fundación del muro y el respaldo del muro (°).

α : Ángulo entre la superficie del terreno y la horizontal (°).

ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo (°).

δ : Ángulo de inclinación de la fuerza de empuje en relación con la cara del muro (°).

Para el caso del ángulo θ' se hace uso de la siguiente relación para su estimación:

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad \text{Ecuación 2.29}$$

Donde se tiene que:

k_h : Coeficiente horizontal del sismo.

k_v : Coeficiente vertical del sismo.

Para la escogencia de los valores del coeficiente horizontal del sismo, se hará uso de la propuesta presentada por Laporte (2004), la cual se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.64. Coeficientes dinámicos para distintos tipos de suelos y según el tipo de zona

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S1	0.15	0.15	0.20
S2	0.15	0.20	0.20
S3	0.15	0.20	0.25
S4	0.15	0.20	0.25

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009

En la siguiente figura, se puede observar el punto de acción tanto de la fuerza activa por unidad de longitud, así como también de la fuerza sísmica del suelo detrás del muro.

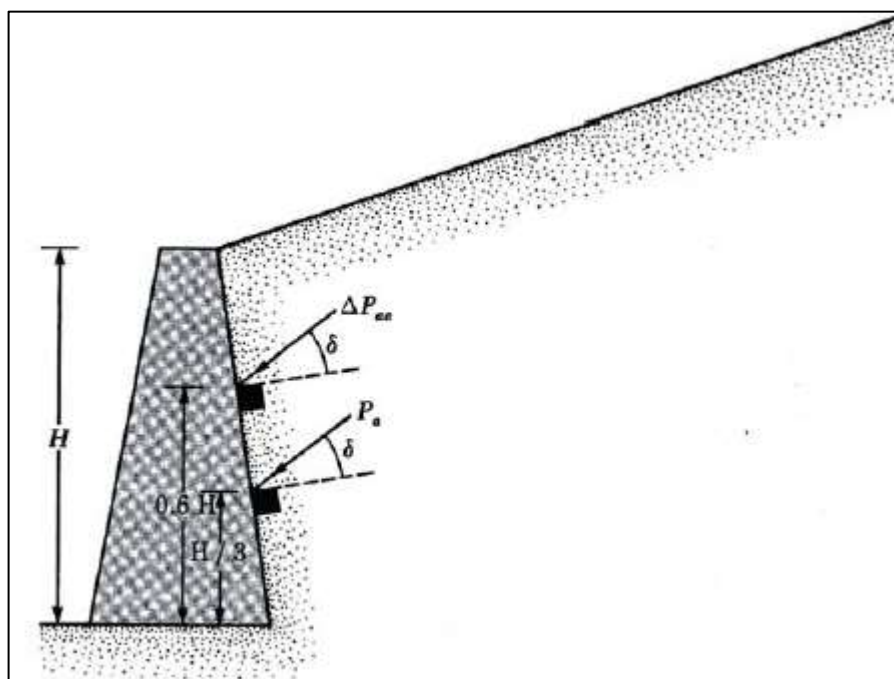


Figura 2.9. Línea de acción de las presiones actuantes sobre el muro

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009

2.2.2 Criterios de diseño para la estabilidad en taludes y laderas

El país cuenta con normativa que rige el diseño de taludes y laderas, el cual fue publicado en el periódico oficial La Gaceta en octubre del año 2015. El Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, elaborado por la Asociación Costarricense de Geotecnia, específicamente por el Comité Técnico del Código de Cimentaciones de Costa Rica, establece los requerimientos mínimos que son necesarios para evaluar, investigar, analizar y diseñar un talud o una ladera natural en nuestro país.

Se presentan en este apartado, los requerimientos que se deberán de respetar como parte del diseño de las excavaciones que se proponen para la estabilización en el sector del pozo de compuertas adyacente a la estructura de entrega al embalse.

2.2.2.1 Definición del nivel de seguridad

Según indica el Código Geotécnico de Taludes y Laderas (2015) “el nivel de seguridad que requiere un talud o ladera debe definirse con base en la amenaza e impacto sobre vidas humanas, así como en las pérdidas económicas o ambientales previsibles” (p. 15), razón por lo que es necesario en una

primera instancia, establecer los niveles de riesgo que se van a considerar en el diseño de los taludes tanto temporales como permanentes con que se pretende elaborar el diseño.

Para establecer el nivel de riesgo contra la pérdida de vidas humanas, el Código Geotécnico de Taludes y Laderas (2015) presenta en la Tabla 1, la descripción detallada de los aspectos que se deben de considerar para establecer el riesgo a partir de tres niveles. El detalle de esta Tabla 1 incluida en el código, se presenta a continuación en el siguiente cuadro:

Cuadro 2.65. Niveles de riesgo contra la pérdida de vidas humanas

Riesgo	Ejemplos
Bajo	Área y edificaciones con permanencia eventual de personas: potreros, parques nacionales, áreas de recreo y parques urbanos de baja ocupación, zonas de estacionamiento de automóviles, bodegas de materiales. No se incluyen en esta categoría bodegas donde se almacenen materiales tóxicos o explosivos. Ferrovías o carreteras de tránsito bajo.
Medio	Área y edificaciones con permanencia limitada de personas: áreas de espera de ocupación pública, como por ejemplo terminales de autobús o tren. Ferrovías o carreteras de tránsito medio.
Alto	Área y edificaciones con movilización intensa y permanencia de personas: edificios residenciales, urbanizaciones, edificios comerciales, edificios industriales edificios destinados a la educación, hospitales, sistemas de distribución de combustibles, bodegas donde se almacenen materiales tóxicos o explosivos. Ferrovías y carreteras de tránsito alto.

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

Por otro lado, para establecer el nivel de riesgo contra daños económicos o ambientales, el Código Geotécnico de Taludes y Laderas (2015) presenta en la Tabla 2, la descripción detallada de los aspectos que se deben de considerar para establecer el riesgo a partir de tres niveles. El detalle de esta Tabla 2 incluida en el código, se presenta a continuación en el siguiente cuadro:

Cuadro 2.66. Niveles de riesgo contra daños económicos o ambientales que puedan presentarse

Riesgo	Ejemplos
Bajo	Parques en zonas urbanas, estacionamientos al aire libre, potreros, caminos de tránsito bajo.
Medio	Carreteras de tránsito moderado, servicios esenciales que se vean interrumpidos por períodos cortos (por ejemplo: agua, electricidad, etc), instalaciones cuya falla podría ocasionar contaminación; viviendas y urbanizaciones.
Alto	Carreteras de tránsito intenso, ferrovías, servicios esenciales que se vean interrumpidos por períodos prolongados (por ejemplo: agua, electricidad, etc), instalaciones cuya falla podría ocasionar contaminación significativa (por ejemplo: estaciones de servicio de combustible, bodegas donde se almacenen materiales tóxicos, etc), edificios habitacionales y comerciales.

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

2.2.2.2 Factores de seguridad mínimos para el diseño de taludes

Dependiendo de la permanencia o temporalidad de los taludes, se deberán de considerar factores de seguridad en la elaboración del diseño, que aborde esta condición.

El Código Geotécnico de Taludes y Laderas (2015) indica que “para el análisis de taludes permanentes (i.e. definitivos) por métodos determinísticos, recomienda utilizar los factores de seguridad mínimos que se incluyen en la Tabla 3 del código” (p. 16), a su vez indique que “para el análisis de laderas que serán modificadas durante la ejecución de una obra o que representen una amenaza para obras de infraestructura, se recomienda utilizar factores de seguridad iguales o mayores a los mínimos que se muestran en la Tabla 3 del código” (p. 16).

En el siguiente cuadro, se resumen los factores de seguridad presentados en el código para considerar en el diseño de taludes permanentes.

Cuadro 2.67. Factores de seguridad para el diseño y análisis de taludes permanentes y laderas naturales

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
• Seudoestática: Coeficiente seudoestático según el Artículo 2.5, Tabla 10	Bajo		>1,00	>1,00	1,05
	Medio		>1,00	1,05	1,10
	Alto		1,05	1,10	1,10
• Desembalse rápido: Taludes en embalses con posibilidad de un desembalse rápido	Bajo		1,10	1,15	1,20
	Medio		1,15	1,20	1,30
	Alto		1,20	1,30	1,40

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

A su vez, el mismo código establece los factores de seguridad que se deberán de considerar en caso de que los taludes que se generen obedezcan a una condición temporal. Ante tal escenario, el código recomienda utilizar los factores de seguridad que se presentan en la Tabla 4 del código. Los factores a considerar en el diseño de taludes temporales se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.68. Factores de seguridad para el diseño y análisis de taludes temporales

Condición de análisis	Riesgo de pérdida de vidas	Factor de seguridad
• Estática	Bajo	>1,10
	Medio	1,20
	Alto	1,30
• Seudoestática Coeficiente seudoestático según el Artículo 2.5, Tabla 9	Todas	>1,00

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

2.2.2.3 Escogencia de los coeficientes seudoestáticos horizontal y vertical

Tal y como lo indica el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, para la escogencia del coeficiente seudoestático horizontal, se debe de establecer en primera instancia la zonificación sísmica que indica el Código Sísmico de Costa Rica Revisión 2014, la cual divide a nuestro país en tres zonas sísmicas. La obra en cuestión se ubica en la provincia de Cartago, cantón de Paraíso, en el distrito de Orosi, por lo que en el siguiente cuadro se presenta la zonificación que se establece en el código sísmico para esta zona del país.

Cuadro 2.69. Zona sísmica asignada para la provincia de Cartago

Provincia	Cantón	Distrito	Zona
3. Cartago	1. Cartago	Todos	III
	2. Paraíso	Todos	III
	3. La Unión	Todos	III
	4. Jiménez	Todos	III
	5. Turrialba	Todos	III
	6. Alvarado	Todos	III
	7. Oreamuno	Todos	III
	8. El Guarco	Todos	III

Fuente: Código Sísmico de Costa Rica, Revisión 2014

El siguiente aspecto que se debe de tomar en cuenta, para la selección del coeficiente seudoestático horizontal corresponde con la clasificación el sitio de cimentación. El Código Sísmico de Costa Rica en su revisión del año 2014, establece una serie de parámetros geotécnicos para la escogencia del tipo de sitio. En el siguiente cuadro, se resumen los tipos de sitios de cimentación según el parámetro N_{SPT} , la velocidad de onda cortante y la resistencia al corte no drenada para el promedio de los 30 m superficiales del terreno.

Cuadro 2.70. Tipos de sitios y sus parámetros geotécnicos

Tipo de sitio	N	V_s (m/s)	c_u (kg/cm ²)
S ₁	≥ 50	≥ 760	≥ 1,00
S ₂	35 – 50	350 - 760	0,75 - 1,00
S ₃	15 – 35	180 - 350	0,50 - 0,75
S ₄	≤ 15	≤ 180	≤ 0,50

Fuente: Código Sísmico de Costa Rica, Revisión 2014

Los coeficientes pseudoestáticos horizontales que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, consideran el tipo de talud a analizar, según su condición permanente o temporal.

Para el caso de los taludes permanentes los coeficientes pseudoestáticos horizontales que se presentan en el código, obedecen a una probabilidad de excedencia anual del 10% en 50 años, lo que establece un periodo de retorno de 475 años. En el siguiente cuadro se resumen los coeficientes pseudoestáticos horizontales.

Cuadro 2.71. Coeficientes pseudoestáticos horizontales para un periodo de retorno de 475 años

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S ₁	0,15	0,15	0,20
S ₂	0,15	0,20	0,20
S ₃	0,15	0,20	0,25
S ₄	0,15	0,20	0,25

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

Por otro lado, para el caso de los taludes temporales los coeficientes pseudoestáticos horizontales que se presentan en el código, obedecen a una probabilidad de excedencia anual del 50% en 50 años, lo que establece un periodo de retorno de 150 años. En el siguiente cuadro se resumen los coeficientes pseudoestáticos horizontales.

Cuadro 2.72. Coeficientes pseudoestáticos horizontales para un periodo de retorno de 150 años

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S ₁	0,10	0,10	0,15
S ₂	0,10	0,15	0,15
S ₃	0,10	0,15	0,20
S ₄	0,10	0,15	0,20

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

Finalmente, cuando se realiza un análisis de equilibrio límite tanto para el diseño como para el análisis de un talud, independiente de su condición en el tiempo, se debe de utilizar un coeficiente pseudoestático vertical. El Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica (2015) señala que

“la selección del valor del coeficiente pseudoestático vertical quedará a criterio del profesional responsable del análisis” (p. 21).

En nuestro caso se utilizará la recomendación brindada por la Ing. María Laporte, presentada en el VIII Seminario de Ingeniería Estructural y Sísmica, donde recomienda seguir la recomendación del Eurocódigo 8 e incluir un coeficiente pseudoestático vertical con valor de $\pm 0,50 \cdot K_h$, lo que permita evaluar la condición del talud, variando el sentido de dirección del coeficiente vertical.

2.2.3 Métodos de análisis de estabilidad y tipos de rupturas

2.2.3.1 Métodos de análisis

Existen muchos métodos de análisis de estabilidad de uso común dentro de los softwares actuales que utilizan el método de equilibrio límite.

Algunos de estos métodos, permiten el análisis de superficies de falla circulares, otros en tanto de superficies no circulares, sin embargo, existen métodos que permiten adoptar cualquier forma de la superficie de falla. Generalmente, los métodos de análisis son iterativos y cada uno de ellos maneja un grado de precisión diferente.

El ingeniero Jaime Suarez Díaz en su libro Deslizamientos: Análisis Geotécnico Tomo I, realiza una recopilación de los principales métodos de análisis de equilibrio límite, que se utilizan para el análisis de la estabilidad de taludes y laderas. En dicha tabla, se presentan los principales métodos y se categorizan según el tipo de superficie de falla que permite estimar, así como el método de equilibrio que utilizan.

En el siguiente cuadro, se presentan algunos de los métodos más utilizados.

Cuadro 2.73. Principales métodos de análisis utilizados en la estabilidad de taludes y laderas

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

Fuente: Deslizamientos: Análisis Geotécnico Tomo I, 2009

A su vez, el Ingeniero Jaime Suarez presenta en su libro Deslizamientos: Análisis Geotécnico Tomo I, un diagrama de flujo con los diferentes métodos que existen para analizar un talud. En la siguiente figura se exponen cuáles son los métodos de cálculo que se utilizan hoy en día para modelar y analizar problemas relacionados con estabilidad de taludes y laderas.

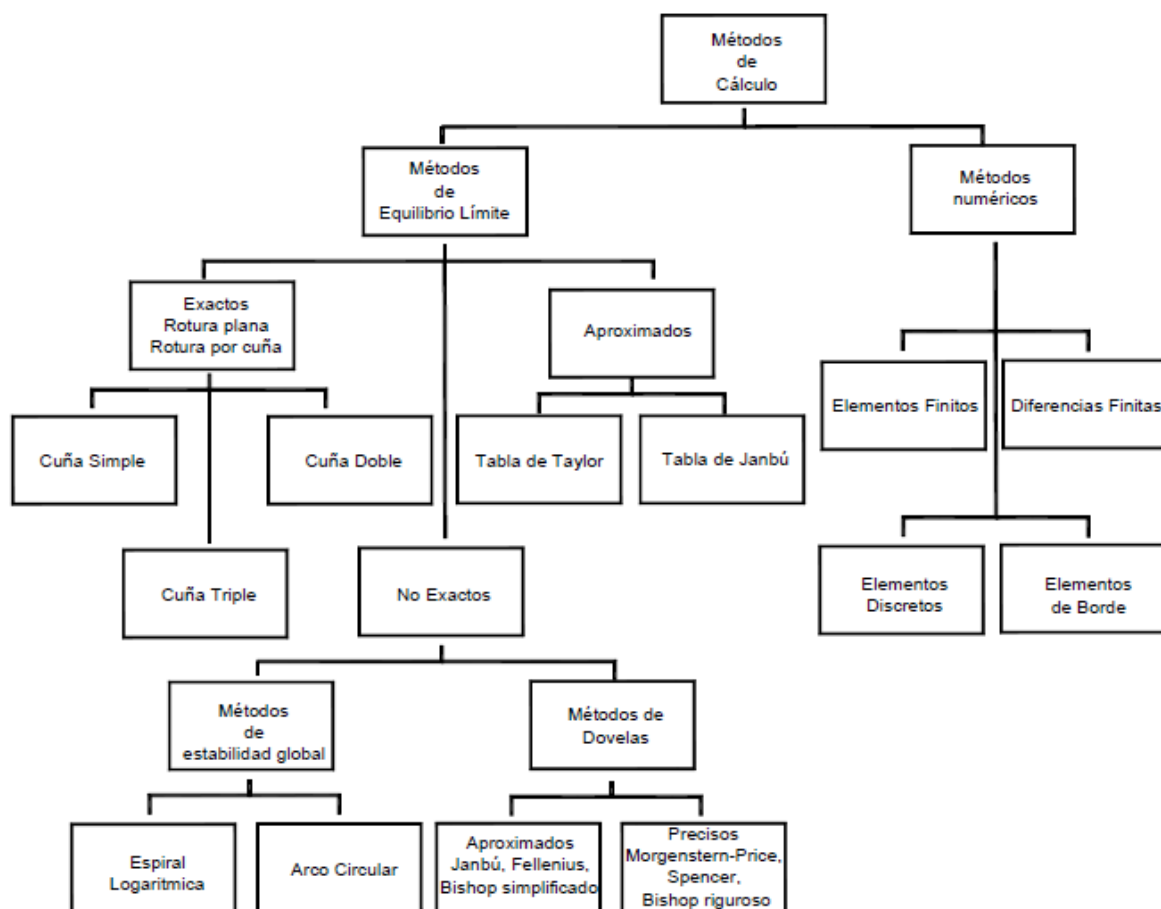


Figura 2.10. Métodos de cálculo utilizados en el análisis de estabilidad de taludes y laderas

Fuente: Deslizamientos: Análisis Geotécnico Tomo I, 2009

En el caso de los análisis de estabilidad para la propuesta de sostenimiento a desarrollar en este trabajo, considerando el empleo tanto de taludes permanentes como temporales, se utilizarán los métodos considerados como rigurosos de Spencer y de Morgenstern & Price, los cuales aceptan cualquier tipo de forma de la superficie de falla y el equilibrio se logra a través de la consideración de momentos y fuerzas.

2.2.3.2 Tipos de rupturas en suelos

En el caso de los taludes excavados en suelos, estos generalmente rompen en superficies circulares o curvas, cuya forma puede estar condicionada por aspectos tales como la morfología o la misma estratigrafía del talud según indica González de Vallejo et al. (2004).

Puede darse el caso en materiales del tipo suelo donde se presenten determinadas condiciones, tales como la presencia de capas o estratos de diferente condiciones geomecánica, lo cual favorezca una

ruptura a favor de un plano o la conformación de una superficie integrada por varios planos, según lo explica González de Vallejo et al. (2004).

Según lo indica González de Vallejo et al. (2004) “las rupturas de taludes en suelos a favor de un único plano paralelo al talud son prácticamente inexistentes, aunque este modelo puede ser válido en el caso de laderas naturales con recubrimientos de suelos sobre rocas” (p. 440).

En la siguiente figura se presenta un esquema de los tipos de rupturas de superficie más comunes en suelos.

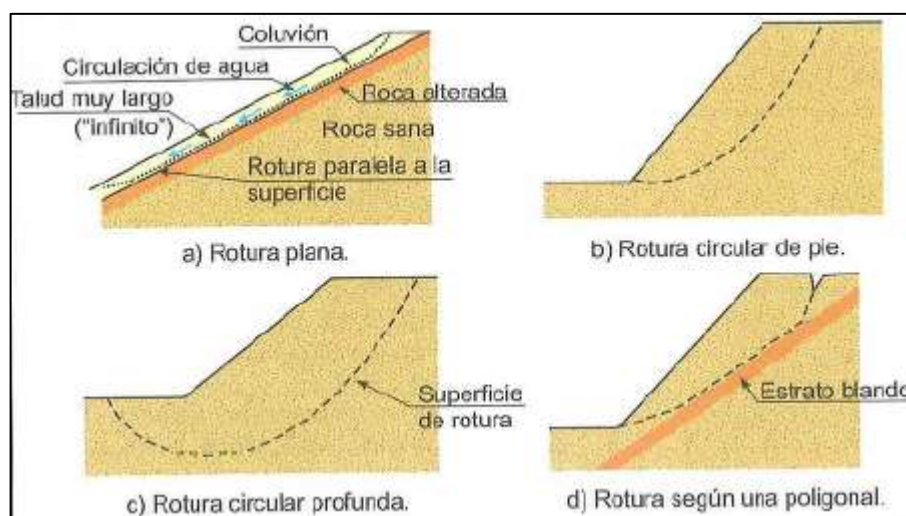


Figura 2.11. Tipos de superficies de ruptura en suelos

Fuente: Ingeniería Geológica, 2004

2.2.4 Método de equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite tal y como lo indica González de Vallejo et al. (2004) “analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable y consisten en comparar las fuerzas tendentes al movimiento con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de ruptura” (p. 446).

Según lo explica Suarez (1998) “el análisis de equilibrio límite requiere información sobre la resistencia del suelo, pero no requiere información sobre la relación esfuerzo – deformación” (p. 121).

En el caso de los métodos de equilibrio límite supone que bajo la consideración de que se presente una falla sobre el terreno, las fuerzas que intervienen a lo largo de la superficie potencial de ruptura, es decir, las fuerzas actuantes, así como las fuerzas resistentes, son las mismas a lo largo de toda la

superficie de la falla y esta condición representa un equilibrio, que se denota con un factor de seguridad igual a 1,0.

Según lo explica Suarez (1998) “el análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas” (p. 121).

Hoy en día existen muchos softwares que permiten realizar análisis de estabilidad con relativa facilidad, simplificando en gran medida la estimación de las superficies de ruptura en un determinado material, conociendo previamente las propiedades de resistencia al corte de ese suelo.

El resultado final de hacer uso del método de equilibrio límite es obtener un factor de seguridad. Tal y como lo señala Suarez (1998) “el factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña” (p. 123). Efectivamente, lo que se espera obtener de un análisis de estabilidad utilizando equilibrio límite es un factor de seguridad, que permita clasificar el talud como seguro o no seguro, tanto bajo condiciones de análisis estáticas como pseudoestáticas, que permita la toma de decisiones, en el desarrollo de un determinado proyecto.

Según indica Suarez (1998) “Fellenius en 1927 presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla” (p. 123).

Sin embargo, hoy en día la gran mayoría de los sistemas de análisis que utilizan los métodos de equilibrio límite se basan en dividir la masa de suelo en tajadas o dovelas, considerando el equilibrio de cada tajada de forma separada. Señala Suarez (1998) que “una vez que se ha realizado el análisis de cada tajada, se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos” (p. 123). Con lo anterior, la descripción de la ecuación que permite determinar el factor de seguridad utilizando el método de equilibrio límite, se describe a continuación:

$$F.S. = \frac{\sum \text{Resistencias al Corte}}{\sum \text{Esfuerzos al Cortante}} \quad \text{Ecuación 2.30}$$

2.2.5 Sistemas de protección en la estabilización de taludes y laderas

2.2.5.1 Definición y tipos de anclaje

Tal y como lo describe González de Vallejo et al. (2004) “un anclaje es un elemento formado por cables o varillas de acero que se anclan a zonas estables del suelo o macizo rocoso, trabajan a

tracción y proporcionan una fuerza contraria al movimiento, además de un incremento de las tensiones normales sobre la superficie de ruptura” (p. 476).

Existen varios tipos de anclajes, los cuales se clasifican de acuerdo con el tipo de inyección, según la forma del barreno o bien según la forma en cómo trabajan. Los principales tipos de anclajes se describen a continuación:

Anclajes Activos

Según indica Ucar (2002) los anclajes activos son aquellos a los que se le aplica una tracción antes de que se pueda presentar un movimiento en el terreno, es decir ejercen una acción estabilizante desde el mismo momento en que se les aplica la tensión, incrementando la resistencia al corte de la masa de suelo o de roca. Estos anclajes aprovechan la resistencia intacta del terreno.

Anclajes Pasivos

Tal y como lo indica Ucar (2002) los anclajes pasivos son aquellos que entran en acción una vez que se ha presentado el movimiento dentro de la masa del terreno, oponiéndose a la acción del desplazamiento.

Anclajes Mixtos

Son aquellos que se tensan inmediato a su instalación sin ser llevados hasta su capacidad máxima, sino que se les aplica una tensión inferior, por lo que queda una fracción de su capacidad a modo de reserva, en caso de que sea necesario volver a tensar para hacer frente ante movimientos que puedan presentarse en un futuro.

2.2.5.2 Suelo cosido

Según la FHWA (2015) la técnica de suelo cosido está constituida por elementos pasivos de refuerzo que se perforan y se colocan inyectados bajo un ángulo de inclinación subhorizontal en el terreno, para soportar excavaciones en suelo o en roca blanda y erosionada que permitan:

1. Contribuir a la estabilidad de los sistemas de suelo-resistencia principalmente a través de la tensión como resultado de la deformación del suelo retenido o masa de roca alterada.
2. Transferir las cargas de tracción al suelo circundante a través de esfuerzos cortantes, a lo largo de la interfaz suelo-lechada.
3. Desarrollar resistencias que puedan estimarse con procedimientos de diseño establecidos.

4. Tener una protección contra la corrosión demostrable a largo plazo para garantizar un rendimiento adecuado del sistema en el tiempo.
5. Interactuar estructuralmente con el paramento de la excavación.
6. Ser sometidos a pruebas de carga de acuerdo con los métodos prescritos.
7. Estar sujetos de forma rutinaria a pruebas de control de calidad durante la construcción, de acuerdo con los procedimientos ya establecidos.

Como se indica en la definición del suelo cosido, la transferencia de carga hacia y desde el suelo circundante se desarrolla a través de esfuerzos cortantes que actúan a lo largo de la interfaz de la lechada del anclaje en el suelo.

Tal y como lo indica la FHWA (2015) “a medida que la masa de suelo reforzado se deforma, se desarrollan tensiones cortantes en la interfaz suelo-lechada. Debido a que el suelo cosido se deforma hacia la excavación, los anclajes del suelo se extienden dando como resultado fuerzas de tracción axiales en el tendón del anclaje del suelo” (p. 2).

2.2.5.3 Elementos del suelo cosido

A continuación, se hace una breve descripción de los principales elementos que integran el método de estabilización con suelo cosido.

Pernos

Tal y como lo describe la FHWA (2015) los anclajes son los elementos de refuerzo del suelo detrás de una pared estabilizada con suelo cosido. Cada anclaje presenta una determinada tensión, la cual se moviliza en respuesta al movimiento lateral del terreno y la deformación del suelo retenido. El movimiento del suelo puede ocurrir durante la excavación, después de la excavación como consecuencia de la ausencia de cargas externas o bien una vez finalizada la excavación cuando se aplican cargas externas como sobrecargas o cargas de tráfico. Los anclajes pueden ser barras sólidas o huecas. Las barras sólidas se introducen en agujeros de perforación estables y se colocan en su lugar. Las barras huecas están equipadas con una broca de sacrificio, la cual se utiliza para perforar el orificio y luego permanecer en su lugar como refuerzo permanente del anclaje en el suelo.

Lechada de agua con cemento

Según indica la FHWA (2015) la lechada que se usa para los anclajes del suelo generalmente consiste en una relación de cemento hidráulico y agua. La lechada funciona para: (i) transferir esfuerzos cortantes entre el suelo deformado y los anclajes; (ii) transferir los esfuerzos de tracción de los

tendones al suelo estable circundante; y (iii) proporcionar algún nivel de protección contra la corrosión a los anclajes. La lechada se coloca en los orificios de perforación usualmente por inyección de gravedad.

Protección contra la corrosión

Según lo expresa la FHWA (2015), los anclajes de suelo utilizados en aplicaciones permanentes requieren protección química 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.

Concreto lanzado

Tal y como lo indica la FHWA (2015), el revestimiento consta de una componente inicial y otra 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 clavos para proporcionar estabilidad y protección temporal. El revestimiento inicial también recibe la placa de apoyo del anclaje. El revestimiento final se construye sobre el revestimiento inicial y proporciona continuidad estructural durante toda la vida útil del diseño. El revestimiento inicial consiste en concreto proyectado reforzado. El revestimiento final generalmente consiste en paneles de concreto armado, concreto proyectado reforzado o paneles de concreto prefabricado.

Sistema de drenaje

Finalmente se tiene el sistema de drenaje. Según indica la FHWA (2015), se instala un sistema de drenaje detrás de las paredes con anclajes en el suelo para: (i) recolectar agua subterránea o agua superficial infiltrada que está presente detrás del paramento del muro y (ii) para dirigir el agua subterránea recolectada lejos del muro. El sistema de drenaje comúnmente consta de bandas de drenaje geosintéticas compuestas, también conocidas como drenajes de banda geocompuesta.

En la siguiente figura, se presentan los diferentes elementos antes descritos que forman parte del suelo cosido como sistema de estabilización de cortes verticales o cortes en pendiente.

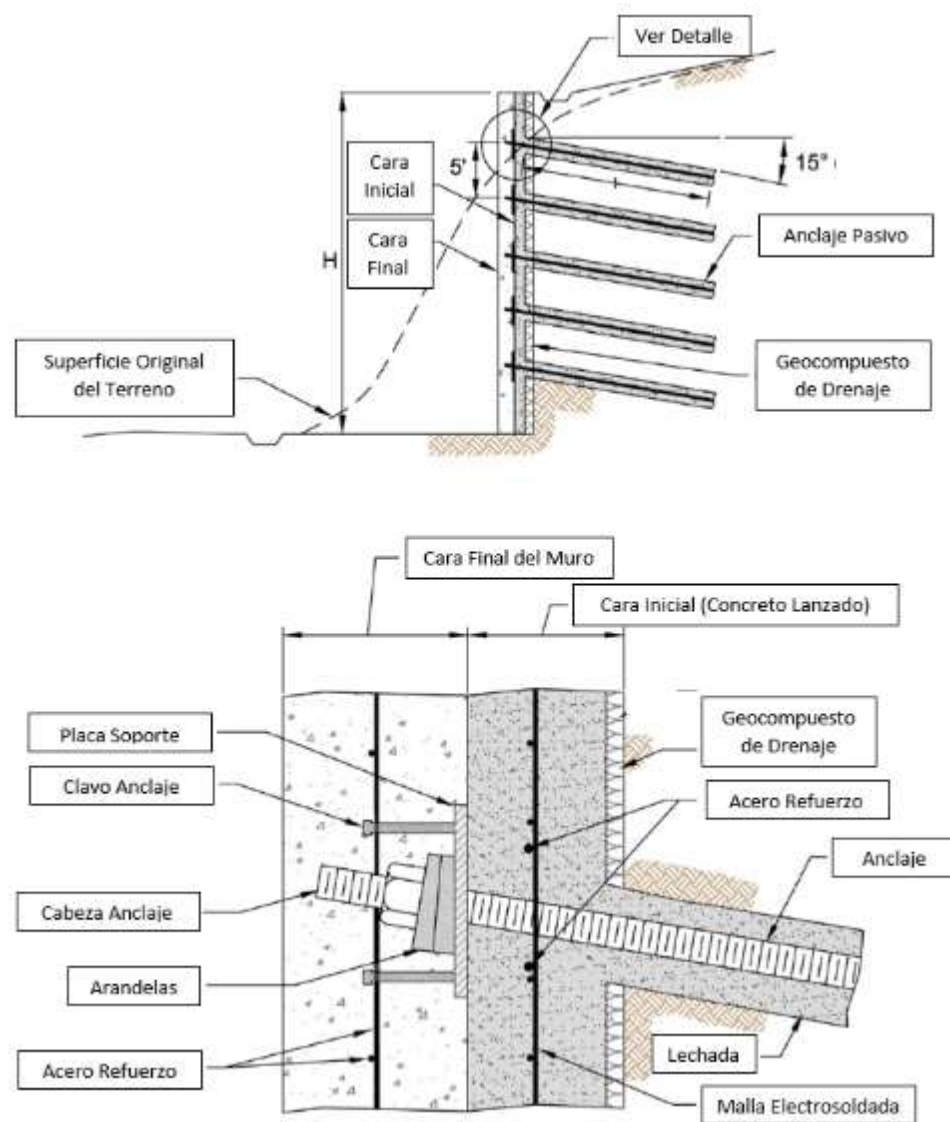


Figura 2.12. Sección transversal típica del suelo cosido

Fuente: Soil Nail Wall Reference Manual, 2015

2.2.6 Consideraciones en el diseño de los anclajes pasivos

Según establece Ucar (2004) para el dimensionamiento de los tirantes anclados se deben de considerar varias formas en las cuales el anclaje puede fallar, entre las que sobresalen:

- I. Ruptura de la barra o torones de acero.
- II. Ruptura en el contacto roca/suelo-lechada de cemento.
- III. Ruptura en la interfase acero-lechada de cemento.

A continuación, se describen los principales aspectos que se deberán de tomar en cuenta para el diseño de los anclajes pasivos.

2.2.6.1 Ruptura del perno

Según indica el profesor Ucar (2004) “con la finalidad de que el perno falle, es suficiente verificar que el estado de esfuerzos en el acero sea menor que el valor correspondiente a su límite elástico dividido por un coeficiente de seguridad” (p. 281).

Lo anterior nos lleva a respetar la siguiente relación:

$$T_a = \frac{0.85 * F_{pu}}{FS} \quad \text{Ecuación 2.31}$$

Donde se tiene que:

T_a : Carga admisible a tracción

F_{pu} : Límite elástico de la barra o cable de acero.

FS : Factor de seguridad según el tipo de anclaje.

El factor de seguridad permite aminorar la tensión de fluencia del acero en el elemento que se utilice como anclaje. Ucar (2004) propone utilizar un factor de seguridad de 1,67 para en caso de anclajes considerados como permanentes y de 1,33 para el caso de los anclajes considerados como temporales.

Ucar (2004) indica que “en estas condiciones, se limitan los valores de los esfuerzos de manera tal que las deformaciones se mantengan en la región elástica donde se cumpla la ley de Hooke, es decir en la zona elástica lineal” (p. 282).

2.2.6.2 Ruptura en el contacto suelo/roca – lechada de cemento

En este apartado se tratará la capacidad de adherencia entre el suelo y la lechada, así como en el caso de la roca y la lechada de cemento, en forma independiente.

Capacidad del perno en la interfase suelo – lechada de cemento

Otro de los factores que se deben de revisar como parte del diseño del perno, corresponde con la ruptura en el contacto suelo-lechada.

Tal y como lo indica Ucar (2004) “la longitud de la zona de anclaje, L_s , depende lógicamente de las propiedades del suelo con el diámetro de la perforación cilíndrica” (p. 282).

Existen dos tipos anclajes específicos usados en función de los materiales que se deseen estabilizar, sean estos suelos o roca.

Los anclajes del tipo I según lo indica Ucar (2004), son utilizados principalmente en rocas estables o en suelos donde las paredes de la perforación no colapsen.

Los anclajes del tipo II, según indica Ucar (2004), son utilizados principalmente en suelos que no poseen suficiente cohesión para mantener estables las paredes de la perforación, un caso típico corresponde con materiales de suelos granulares, los cuales son carentes de cohesión. En estos tipos de perno, se ensancha la parte final, mediante un aumento en la presión de inyección, ampliando el diámetro de la perforación en relaciones que varían entre 1,2 a 1,8 veces el diámetro de la perforación original.

En la siguiente figura, se representan los dos tipos de anclajes mencionados anteriormente.

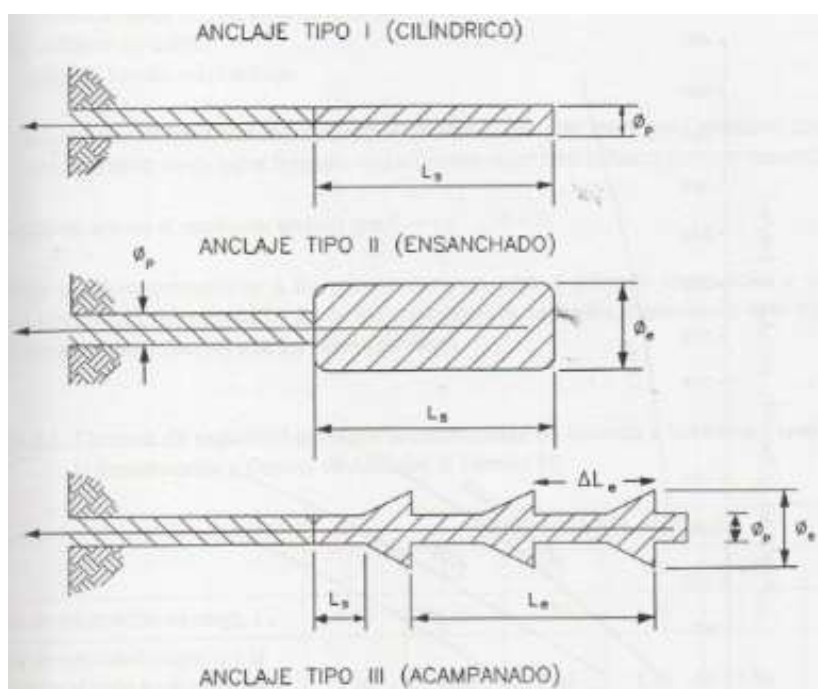


Figura 2.13. Diferentes tipos de anclajes usados en función del tipo de suelo o de roca

Fuente: Manual de Anclajes en Ingeniería Civil, 2004

En este caso, el propósito fundamental según lo indica Ucar (2004) “es prevenir la ruptura en la interfase suelo/roca-lecha de cemento, lo que indica que es necesario determinar la capacidad del anclaje y por tanto su longitud, con factores de seguridad entre 1,5 y 2,0 veces la fuerza de tracción del anclaje” (p. 282).

De acuerdo con lo indicado anteriormente, se presenta el siguiente cuadro donde según la categoría del perno se le aplica un factor de mayoración de carga, buscando respetar un factor de seguridad respecto a la resistencia del corte del contacto entre el la zona inyectada y el terreno.

Es importante indica que las categorías C1, C2 y C3 corresponden con anclajes de carácter temporal, con niveles de riesgo creciente, mientras que las categorías C4, C5 y C6 corresponden a anclajes permanentes manteniendo la premisa de que el nivel de riesgo se mantiene creciente según la categoría, según lo indica Ucar (2004).

Cuadro 2.74. Factores de seguridad recomendados para la construcción y control de anclajes al terreno

	CATEGORÍA DEL ANCLAJE					
	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Factor de Mayoración de Carga	1,40	1,50	1,50	1,60	1,80	2,00
Factor de seguridad respecto a la resistencia al corte en el contacto bulbo-terreno	1,30	1,30	1,40	1,40	1,50	1,50

Fuente: Manual de Anclajes en Ingeniería Civil, 2004

Finalmente, se presenta en este apartado un cuadro con valores de adherencia última entre el suelo y el cemento, brindados por Schnabel (1982) para diferentes tipos de suelo.

Cuadro 2.75. Valores de adherencia última suelo-cemento según Schnabel

Tipo de Suelo	Resistencia N_{SPT} a la penetración del ensayo SPT	Adherencia última Suelo-Cemento (kN/m^2)
Limo arcilloso	3 - 6	25 - 50
Arena arcillosa	3 - 6	37 - 50
Arcilla media	4 - 8	37 - 63
Arcilla rígida	> 8	50 - 75

Fuente: Manual de Anclajes en Ingeniería Civil, 2004

Capacidad del anclaje en la interfase roca – lechada de cemento

Tal y como lo indica Ucar (2004) en su libro, Littlejohn & Bruce (1975), lograron a través de ensayos encontrar una relación para estimar la capacidad última de contacto bulbo – terreno considerando una distribución uniforme. Dicha relación se indica a continuación:

$$\tau_u = 0,10 * \sigma_c \text{ (barra estriada)} \quad \text{Ecuación 2.32}$$

Donde se tiene que:

τ_u : Adherencia última roca-lechada de cemento

$\sigma_c = f'_c$: Representa la menor resistencia a la compresión uniaxial ya sea de la roca o de la lechada de cemento (N/mm^2).

Indica Ucar (2004) que el Manual Canadiense de Fundaciones emplea la Ecuación 2.32 con un factor de seguridad de 3 para obtener una tensión de adherencia permisible.

Por otro lado, indica Ucar (2004) que como una simple aproximación Xanthakos (1991), hace la recomendación de utilizar los siguientes valores para el caso de la adherencia última entre la roca y la lechada de cemento:

- I. Roca de resistencia baja ($0,35 - 0,70$) N/mm^2 .
- II. Roca de resistência media ($0,70 - 1,05$) N/mm^2 .
- III. Roca de resistência alta ($1,05 - 1,40$) N/mm^2 .

Para el caso de los valores de adherencia permisible, se recomienda aplicar a los valores presentados anteriormente, un factor de seguridad igual a los considerados en el Cuadro 2.74, según el tipo de anclaje.

2.2.6.3 Ruptura en el contacto acero – lechada de cemento

Según indica Ucar (2004) “la longitud de anclaje L_s requerida para evitar la falla en la interfase acero – cemento, se determina considerando que el esfuerzo tangencial de adhesión se caracteriza por una distribución uniforme, la cual depende de las rugosidades de la barra o torones de acero” (p. 307).

Expresa Ucar (2004) que basado en trabajos experimentales realizados por Brown (1970) el cual sugirió los siguientes valores para la longitud de anclaje, L_s , para el caso específico de barras de acero estriadas:

- I. $L_s = 30 \phi_a$ para el caso de roca sana.

- II. $L_s = 40 \phi_a$ para el caso de roca fracturada.
- III. $L_s = 60 \phi_a$ para el caso de roca meteorizada y suelo.

Donde el parámetro ϕ_a corresponde con el diámetro de la barra o cable que se utilice como perno.

Por otro lado, indica Ucar (2004) que Coats & Yu (1971) consideran adecuado utilizar como valores de adherencia admisible para el caso del acero – cemento para los casos de barras lisas y estriadas una fracción de la resistencia a la compresión simple de la lechada de cemento y proponen la siguiente relación:

$$\tau_{admisible} = 0,2 * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 2.33}$$

$$\tau_{admisible} = 0,1 * f'_c \quad \text{Ecuación 2.34}$$

Donde se tiene que:

$\tau_{admisible}$: Adherencia admisible entre el acero y la lechada de cemento (MPa).

f'_c : Resistencia a la compresión simple de la lechada de cemento (MPa).

Para el caso de la Ecuación 2.33 se plantea como valor máximo 1,10 MPa que corresponde con el caso de las barras lisas, mientras que para el caso de la Ecuación 2.34 que corresponde a las barras estriadas se plantea como valor máximo 2,40 MPa.

2.2.7 Consideraciones en el diseño de los anclajes activos

2.2.7.1 Determinación de la longitud del anclaje activo

La zona libre del anclaje debe tener una longitud mínima de 3 m y deseable de 6 m, por razones constructivas, con objeto de controlar adecuadamente la puesta en tensión y minorar la influencia de los movimientos de la cabeza según lo detalle Ucar (2002).

Los cables de acero deben ser recubiertos en el tramo libre de grasa anticorrosiva, estable al agua y el oxígeno.

La longitud mínima que garantice que la zona de anclaje se encuentre localizada en la roca estable debe ser del orden del 15% de la altura del talud a estabilizar, de acuerdo con lo que indica Ucar (2002). La longitud de un anclaje inyectado se determina conociendo la longitud de intersección entre el anclaje y la superficie potencial de deslizamiento de la masa de suelo o roca, corresponde al segmento PI que se muestra en la siguiente figura.

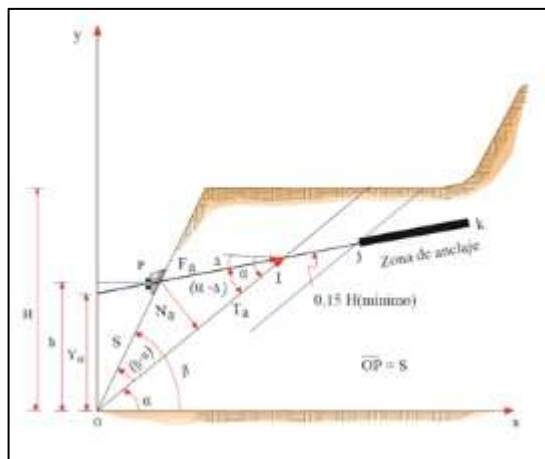


Figura 2.14. Detalle de un anclaje activo

Fuente: Ucar, (2002)

La zona del anclaje libre, según la figura anterior corresponde a la suma de los segmentos PI + IJ. Se caracteriza por ser la zona del anclaje independizada del terreno que lo rodea.

La longitud del anclaje total está definida por la siguiente ecuación:

$$L = (L_L + L_S) = \left[\frac{h}{\text{sen}\beta} * \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} + 0,15H \right] + L_S \quad \text{Ecuación 2.35}$$

Donde se tiene que:

L_L = Longitud libre del anclaje.

L_S = Longitud de la zona de anclaje.

h = corresponde es la altura medida desde el pie del talud donde se colocará el anclaje.

H = corresponde con la altura total del talud.

β = corresponde con el ángulo de inclinación del talud, respecto a la horizontal.

α = corresponde con el ángulo del plano o superficie de falla, respecto a la horizontal.

Δ = corresponde con el ángulo de inclinación del anclaje, respecto a la horizontal.

La longitud de la zona de anclaje se define por la adherencia entre el cemento - acero y el cemento - roca (o suelo), escogiéndose para fines de diseño el de mayor longitud. La condición más crítica corresponde con el contacto cemento - roca, siendo el caso más general. La longitud de anclaje se estima haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$L_S = \left[\frac{\Gamma_q * F}{\pi * \phi_p * \frac{\tau_u}{\Gamma_r}} \right]$$

Ecuación 2.36

Donde se tiene que:

Γ_q = corresponde con el factor de mayoración de la carga aplicada, varía entre 1,60 y 2,00 según el tipo de anclaje permanente.

F = corresponde con la fuerza de tracción en el anclaje.

ϕ_p = corresponde con el diámetro de perforación del barreno.

Γ_r = corresponde con el factor de seguridad, elemento de minoración respecto a la resistencia al corte en el contacto bulbo - terreno. Este valor varía entre 1,40 y 1,50 según el tipo de anclaje permanente.

Cada anclaje activo está compuesto por cuatro torones, tal y como se aprecia en la siguiente figura.

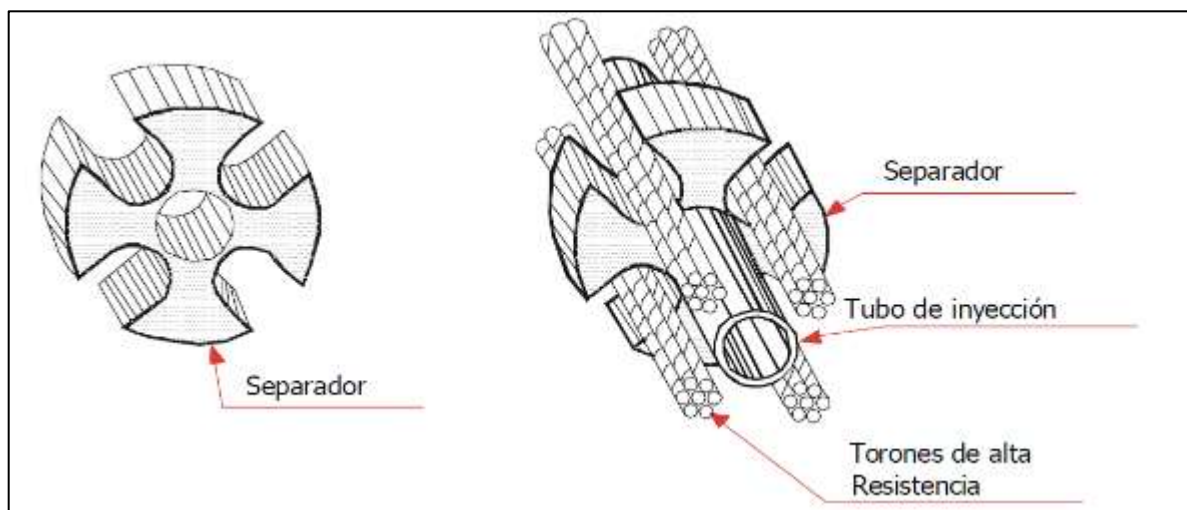


Figura 2.15. Detalle de las partes que componen un anclaje activo

Fuente: Ucar, (2002)

Para establecer la resistencia a la extracción de los anclajes, se emplearon las referencias con que se cuentan para materiales duros, similares a los que se encontrarían en el sitio de la obra, ya que no se efectuaron en esta etapa ensayos de extracción para medir directamente la resistencia a la extracción (*pullout* como se le conoce en inglés) sobre las litologías presentes en la zona.

Cuadro 2.76. Resistencia a la extracción según el tipo de material, suelo o roca

Tipo de terreno	Resistencia media al deslizamiento (MPa)
Rocas duras (granito, gneis, caliza)	1,00 a 2,50
Roca floja	0,30 a 1,00
Gravas y arenas gruesas	0,70 a 1,00
Arenas medias y finas	0,30 a 0,60
Arcillas con resistencia a la compresión simple:	> 0,80
≥ 0,4 MPa	0,40 a 0,80
0,10 a 0,40 MPa	0,25 a 0,40
0,05 a 0,10 MPa	

Fuente: Ucar (2002)

2.2.8 Monitoreo e instrumentación

Desde el punto de vista del funcionamiento de una obra, es sumamente importante la verificación de las premisas que fueron consideradas durante la etapa del diseño. Para ello, toma relevancia el considerar el monitoreo e instrumentación de la obra como un aspecto intrínseco durante el proceso constructivo, que brindará sus réditos durante la etapa de operación o puesta en marcha, en la toma de decisiones oportunas, ante un eventual comportamiento no previsto de la estructura.

Desde el punto de vista del monitoreo e instrumentación de la estructura en cuestión, se considera como variable de medición de mayor importancia los desplazamientos horizontales y verticales que puedan presentarse en el paramento vertical del pozo de compuertas, así como en la propuesta de estabilización de la excavación efectuada en la ladera natural.

Para ello se tomarán en cuenta diferentes sensores, que permitan evaluar estas dos variables de control y medición.

2.2.8.1 Puntos de control topográfico

Según se indica en CONAGUA (2012) durante el proceso constructivo y la etapa de operación y servicio de una estructura, se presentan movimientos superficiales, los cuales corresponden con la evidencia de lo que ocurre en el interior de este tipo de estructuras. Los movimientos superficiales pueden ocurrir en cualquier dirección, por tanto, las mediciones que se realicen deben cuantificar la diversidad de tales movimientos. Para cualquier tipo de medición es fundamental establecer una base de referencia fija, alejada de los efectos inducidos por la construcción de la obra. Los

instrumentos que miden los movimientos del terreno, cimentaciones o estructuras se pueden agrupar en tres categorías:

- Medición de movimientos superficiales.
- Medición de movimientos internos.
- Medición de movimientos sísmicos.

Para el caso de la Estructura de Entrega al Embalse, el enfoque que se le prestara más atención obedece a los movimientos superficiales y los movimientos inducidos por un sismo.

Tal y como se indica en CONAGUA (2012) “la instrumentación superficial consiste en utilizar los procedimientos topográficos para conocer los movimientos que se manifiestan en la superficie de la obra. Los valores obtenidos se comparan con puntos fijos (BR) localizados fuera de la influencia de la obra misma” (p. 30), lo cual reafirma la importancia de contar en el diseño de la obra con una propuesta de instrumentación, que brinde el respaldo de contar con registros o mediciones que permitan ofrecer el seguimiento que vaya a experimentar la estructura en su etapa de operación y con el pasar del tiempo.

Existen dos tipos de monumentos o estaciones de control, los cuales se dividen en testigos superficiales y bancos de referencia.

Testigos superficiales

Los testigos superficiales tal y como lo indica CONAGUA (2012) se construyen ya sea sobre una estructura masiva, sobre taludes de una ladera, o bien sobre los taludes de una presa, de tal forma que son afectados cuando se presentan tanto movimientos horizontales como verticales a los que pueda estar sujeta la estructura.

Generalmente los testigos se construyen según CONAGUA (2012) de concreto, bajo un $f'c$: 14 MPa, su profundidad de desplante puede variar en función del tipo de obra, pero de forma general presentan una profundidad de 0,40 m a 0,60 m. En la parte superior del testigo y al centro de la sección, se coloca un perno de centrado forzoso, el cual permitirá anclar un prisma a utilizar en la medición topográfica. En la siguiente figura, se presenta el detalle de un testigo superficial.

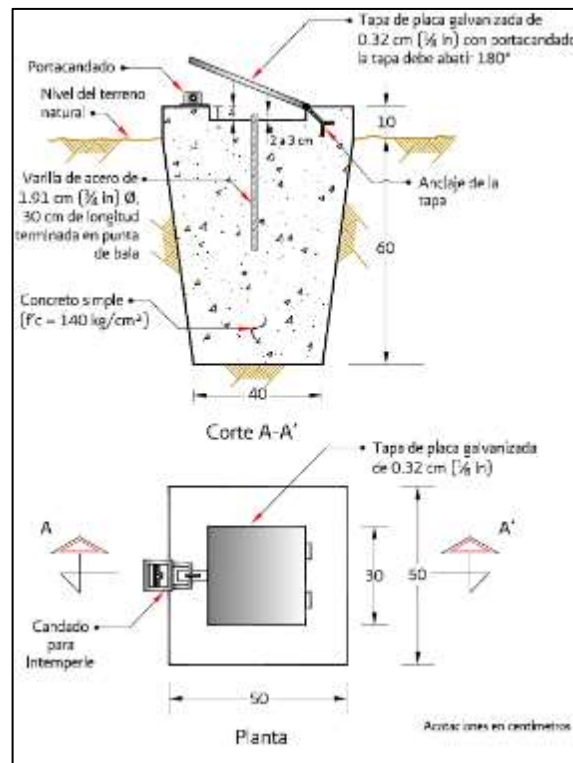


Figura 2.16. Testigo superficial con tapa

Fuente: CONAGUA, 2012

Los tipos de prismas más comunes a utilizar en el control topográfico se detallan en la siguiente figura.



Figura 2.17. Tipos de prismas a utilizar

Fuente: CONAGUA, 2012

2.2.8.2 Clinómetros de barra

Los clinómetros de barra son un tipo de sensor que permiten registrar desplazamientos sobre un paramento vertical de un muro o excavación, donde interese de sobremanera de forma precisa conocer movimientos que se puedan presentar.

De igual manera estos dispositivos se pueden utilizar de forma horizontal en estructuras de todo tipo, para monitorear asentamientos diferenciales o incluso levantamientos que se pudieren presentar.

Los clinómetros de barra están conformados por un clinómetro del tipo MEMS (sistemas microelectromecánicos por sus siglas en inglés) los cuales, se encuentran montados sobre una barra rígida, generalmente de aluminio. Esta barra puede presentar longitudes variables desde 1 m hasta los 3 m, lo que permite que se pueda generar un arreglo en serie de varios de estos clinómetros para una determinada aplicación de monitoreo.

En la siguiente figura, se ilustra este tipo de sensores que se pretenden utilizar como parte de la propuesta de monitoreo que se plantea como parte del alcance de este trabajo.



Figura 2.19. Clinómetro de barra tipo MEMS

Fuente: www.sisgeo.com

Según indica SISGEO (s.f.), uno de los fabricantes de este tipo de instrumentos, los clinómetros de barra pueden ser instalados de forma vertical, horizontal o incluso inclinados, formando cadenas o simplemente de forma independiente. La fijación del sensor junto con la placa de ajuste permite que sean utilizados para el monitoreo de la inclinación o desplazamientos de un sin número de aplicaciones.

En la siguiente figura, se muestra el detalle de las diferentes partes que componen un clinómetro de barra:

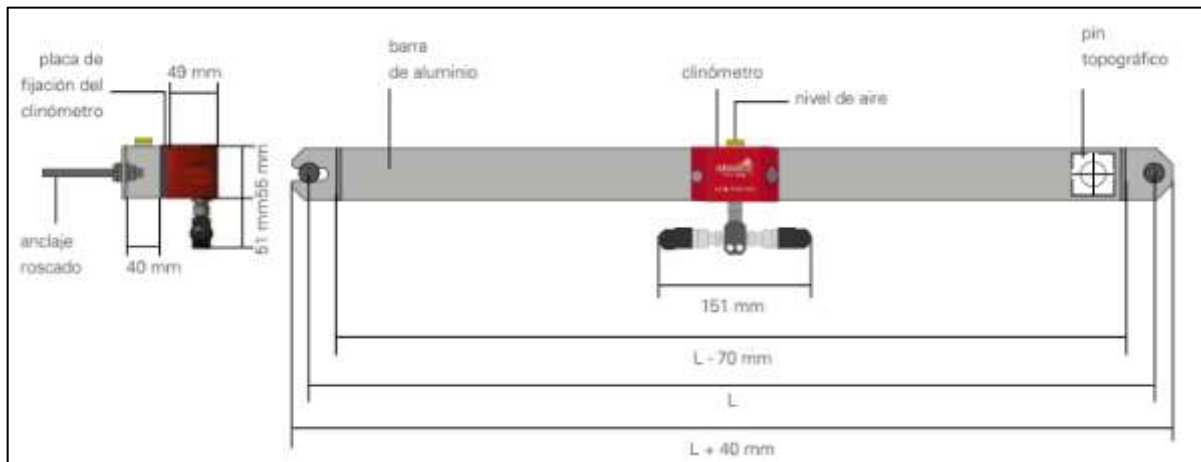


Figura 2.20. Detalle de las partes que componen un clinómetro de barra

Fuente: www.sisgeo.com

2.3 Caracterización del Proyecto y Modelo Geotécnico

2.3.1 Descripción general del proyecto

La Estructura de Entrega al Embalse es parte del Proyecto V Etapa de Ampliación del Acueducto Metropolitano, el cual tiene como finalidad aumentar la producción, capacidad y cobertura del Acueducto Metropolitano, de manera que se pueda suplir la demanda actual y futura hasta el año 2035, tomando en cuenta las proyecciones del crecimiento de la población.

Este proyecto busca dotar de la infraestructura necesaria para asegurar la demanda en el consumo de agua, que hoy en día genera dificultades importantes en la estación seca a los habitantes del Área Metropolitana. Según el último reporte de Acueductos y Alcantarillados, el desabastecimiento de agua en el país llegará a afectar a más de 500 mil personas en todo el territorio nacional.

La Estructura de Entrega al Embalse, corresponde a una obra que estará ubicada en el sector del embalse El Llano, ubicado en el distrito de Orosi, cantón de Paraíso, provincia de Cartago.

La ubicación del entorno de la Estructura de Entrega al Embalse se aprecia en la siguiente figura dentro de su entorno físico de ubicación, en la comunidad de Río Macho en Orosi.



Figura 2.21. Ubicación de la obra en el entorno físico

Fuente: Google Earth 2020

Esta estructura, permitirá realizar la conexión entre un túnel previamente excavado, llamado Túnel Paralelo, el cual permitirá aumentar la capacidad de almacenaje del embalse El Llano, lo cual permitirá suplir de un caudal de agua adicional para el Acueducto Metropolitano, del orden de 2,5 m³/s, adicionales a los 2,1 m³/s que actualmente se extraen de la zona. En total con la puesta en operación de este proyecto, se extraerán de la zona de Orosí un total de 4,6 m³/s para la demanda de agua potable en la provincia de San José.

En la siguiente figura se aprecia con mejor detalle, el punto exacto dentro del entorno del Embalse El Llano, donde se ubicará la Estructura de Entrega.

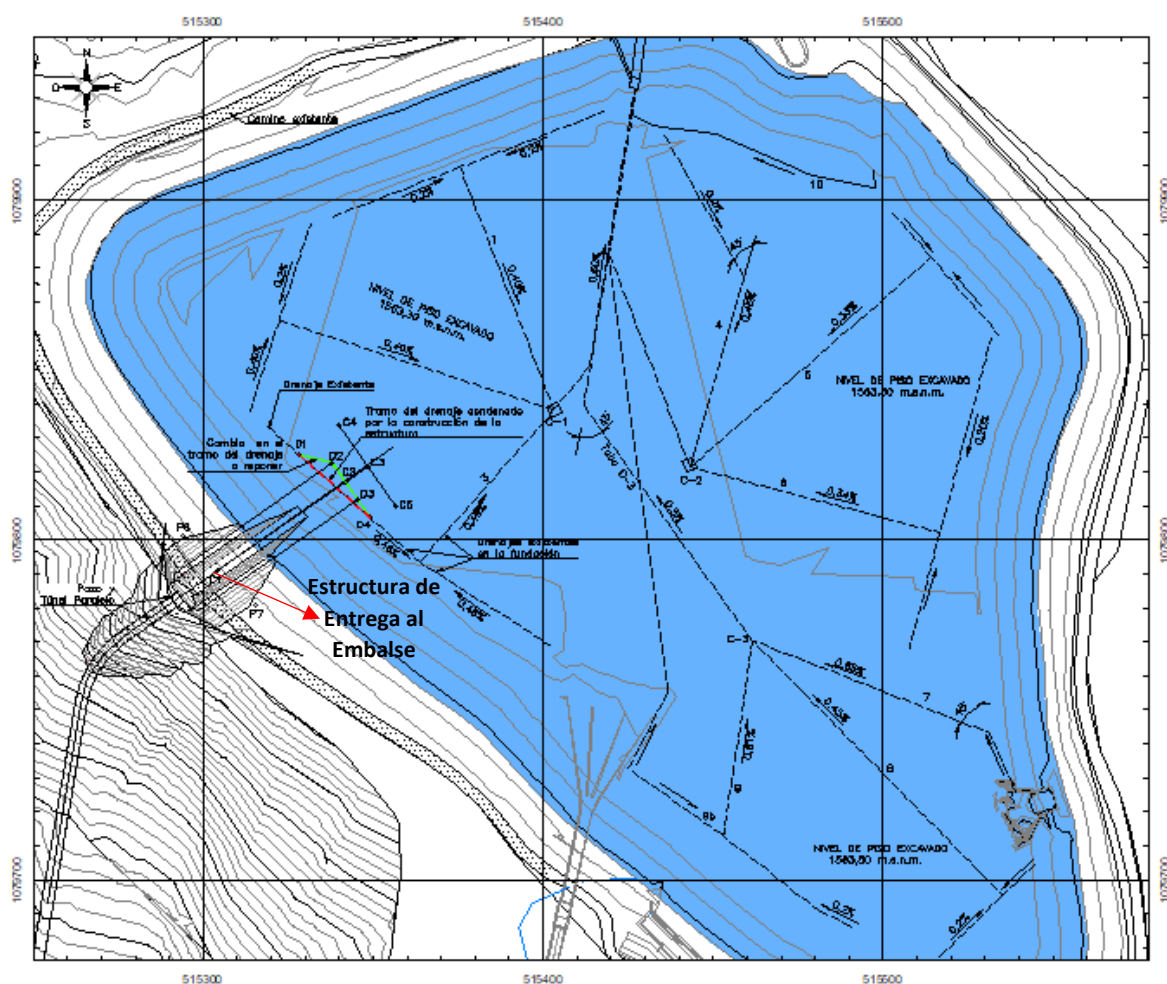


Figura 2.22. Sitio de emplazamiento de la Estructura de Entrega al Embalse

Fuente: ICE, Centro Servicio Diseño

La Estructura de Entrega al Embalse es una obra en concreto, que estará acompañada con una serie de obras complementarias, las cuales corresponden con:

- Galería de conexión con el embalse, prevista como una alcantarilla prefabricada.
- Pozo de entrega.
- Torres de compuertas.
- Puente de conexión del camino existente.

El detalle de la conformación de la estructura de entrega y el conjunto de obras menores que la integran se aprecia en la siguiente figura.

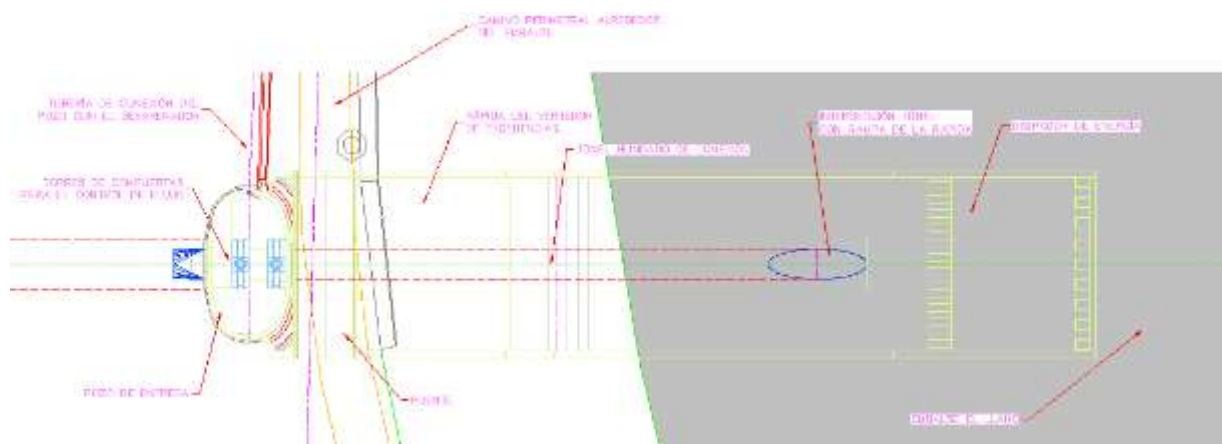


Figura 2.23. Detalle del conjunto de obras que conforman la Estructura de Entrega al Embalse

Fuente: ICE, Centro Servicio Diseño

Se pretende brindar en este trabajo una solución a la excavación necesaria para poder habilitar el espacio para la construcción de la Estructura de Entrega al Embalse.

2.3.2 Geología regional

En la zona del proyecto se identifican rocas sedimentarias del Periodo Terciario, así como la presencia de rocas ígneas intrusivas y extrusivas más recientes. Esta zona presenta una tectónica activa muy fuerte, ya que se encuentra rodeada de fallas consideradas geológicamente activas, tales como la falla Navarro y la falla Agua Caliente.

Dentro de este apartado se hace una descripción de las principales formaciones geológicas que se han identificado dentro del entorno regional del proyecto, así como una breve descripción de las principales estructuras geológicas identificadas como fallas activas.

A continuación, en la siguiente figura se presenta una adaptación de la geología del cuadrante Tapantí, donde se resalta el área donde se ubica el embalse El Llano como la zona de interés.

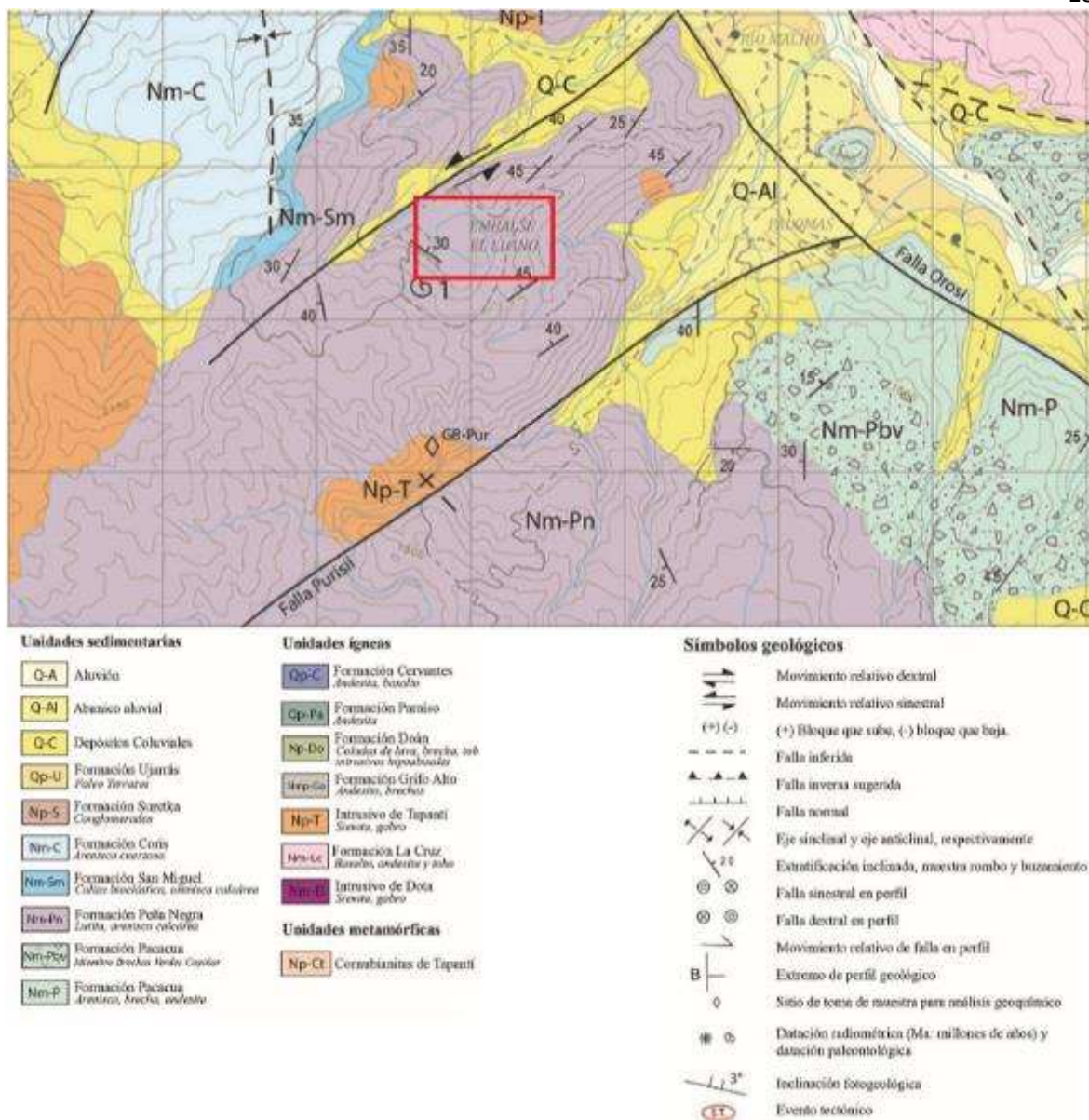


Figura 2.24. Mapa geológico regional (Adaptado del Mapa Geológico del Cuadrante Tapantí)

Fuente: Sojo et al., 2017

Según Sojo et al. (2017) se ubican dentro del cuadrante de Tapantí las Formaciones Pacacua, Peña Negra, San Miguel, Coris y el Intrusivo de Tapantí.

Describen Sojo et al. (2017) que la Formación Pacacua corresponde a una unidad que se depositó en un ambiente marino de plataforma, con evidencia en la contribución volcánica. En el área de Tapantí se presentan como volcaneritas y brechas volcánicas con ocasionales intercalaciones de coladas

de lava. Las volcaneritas, presentan tonalidades grises y moradas, cuya granulometría es variable desde arenas medias hasta conglomerados brechosos, con clastos de hasta 0,25 m de diámetro.

Según Sojo et al. (2017) en el cuadrante Tapantí la Formación Peña Negra se presentan como “intercalaciones de lutitas y areniscas finas. Las lutitas presentan tonalidades oscuras, abundancia de pirita, moldes de moluscos y esporádicamente algunos clastos andesíticos. Las areniscas finas se presentan hacia la parte superior, sobre las lutitas, presentando clastos subredondeados a angulosos” (p. 91). Menciona que la estratificación de esta unidad es decimétrica y se observa laminación y estratos acuñados.

Por otro lado, señala Sojo et al. (2017), que la Formación San Miguel es una unidad constituida por calizas, las cuales históricamente se han utilizado como una de las materias primas para la producción de cemento. Dentro del cuadrante Tapantí, la Formación San Miguel, presenta un dominio de materiales autóctonos, caliza cristalina, lo que junto al espesor de esta unidad en el área de estudio (200 m en el tajo La Chilena) indica que la geometría de la formación es en forma de cuña.

En el caso de la Formación Coris indica Sojo et al. (2017) que se caracteriza por su alto contenido de cuarzo. La describen como capas espesas de areniscas cuarzosas con algunas intercalaciones delgadas de lutitas. Denyer & Arias (1991) agregan además la presencia de algunas capas de conglomerados y lignito. Comenta además Sojo et al. (2017) que en las cercanías del embalse El Llano se observa una capa de lignito de 2,30 m de espesor intercalada con lutitas y areniscas. La Formación Coris tiene forma tabular con un espesor mínimo para el área de estudio cercano a los 200 m.

Finalmente, se tiene el Intrusivo de Tapantí, el cual según Sojo et al. (2017) corresponde con dos cuerpos aflorantes de unos 3 km de diámetro y varias pequeñas intrusiones que cortaron la secuencia sedimentaria. Lo describen como una serie de rocas que varían desde gabros a granodioritas.

2.3.2.1 Estructuras geológicas

Se realiza a continuación una breve descripción de las principales fallas geológicas consideradas como activas, a su haber, la falla Orosi, la falla Navarro y la falla Aguacaliente. En la siguiente figura se presenta su traza aproximada.

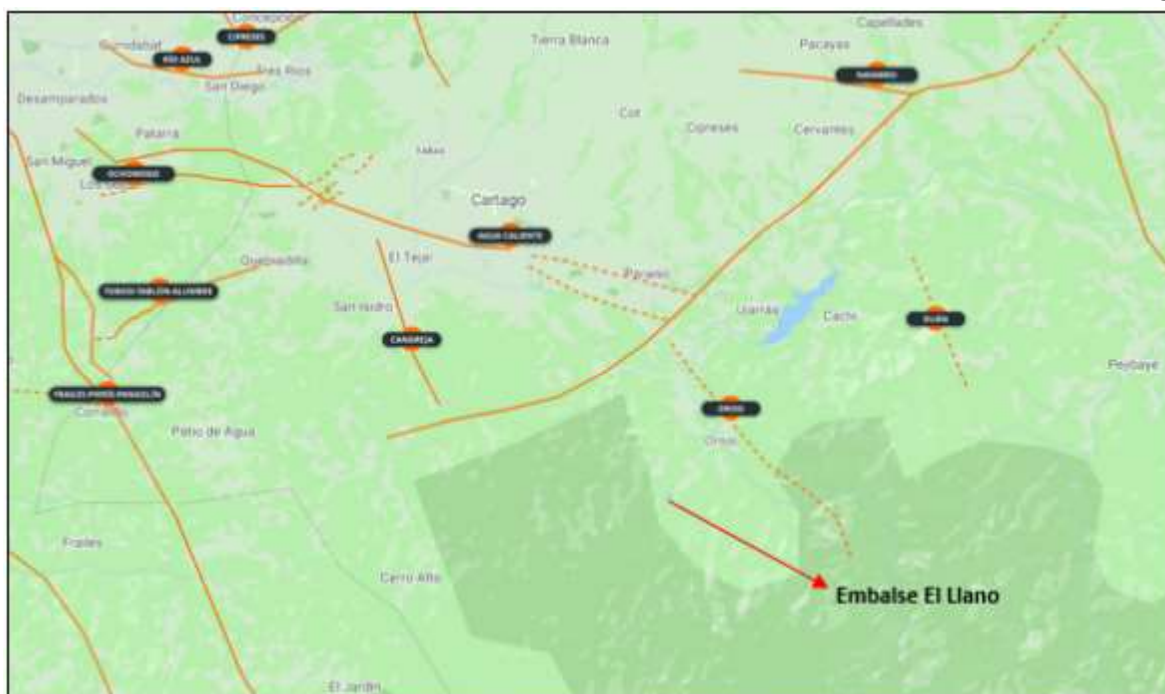


Figura 2.25. Mapa de fallas geológicas activas ubicadas en la provincia de Cartago

Fuente: Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2009

La falla Orosi de acuerdo con Salazar (2011) se ubica a una distancia aproximada de 8,5 km al sureste del centro de Cartago y a 3,5 km al oeste del centro de Paraíso. Pertenece a un sistema de fallas paralelas de rumbo noroeste-sureste que se localizan hacia el sur y sureste de Paraíso de Cartago. Salazar (2011) menciona que posee una longitud de 11 km, desde 3 km al noreste de la ciudad de Orosi hasta el poblado de Tapantí. Varios autores consideran que la falla se orienta al noroeste y además la suponen, estructuralmente asociada con la falla Aguacaliente.

El sistema de la falla Orosi, presenta fallamiento de rumbo sureste - noroeste de movimiento normal. En la siguiente figura se presenta la traza aproximada que sigue la falla Orosi.

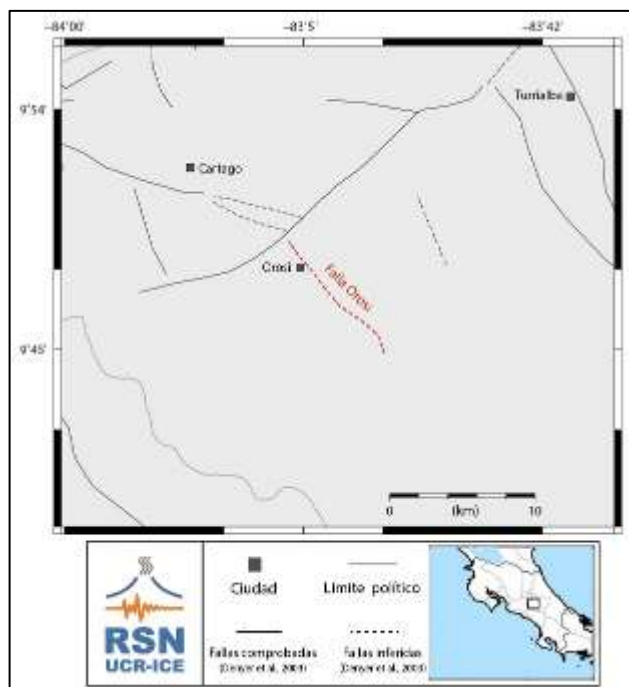


Figura 2.26. Trazado de la falla inferida Oroquieta

Fuente: Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2018

Para el caso de la falla Navarro, según se desprende la RSN (2019) se encuentra ubicada al lado sureste del Valle Central. Se extiende entre las estribaciones norte de la cordillera de Talamanca, pasando por las faldas sur y sureste de los volcanes Irazú y Turrialba. La falla Navarro se puede considerar como un sistema de fallas orientado en dirección suroeste a noreste, que abarca los segmentos de la falla Tarrazú hacia su extremo suroeste, continuándose con los segmentos centrales, Navarro y Paraíso y finalizando al extremo noreste con la falla Maravilla hacia el norte de la ciudad de Turrialba. El Sistema de la falla Navarro, se encuentra constituido por fallas de rumbo este - oeste de movimiento sinistral con componentes normales.

En su tramo central posee una longitud de aproximadamente 27 km y se considera que puede presentar una longitud total del orden de los 70 km. En la siguiente figura se presenta la traza aproximada que presenta la falla Navarro.

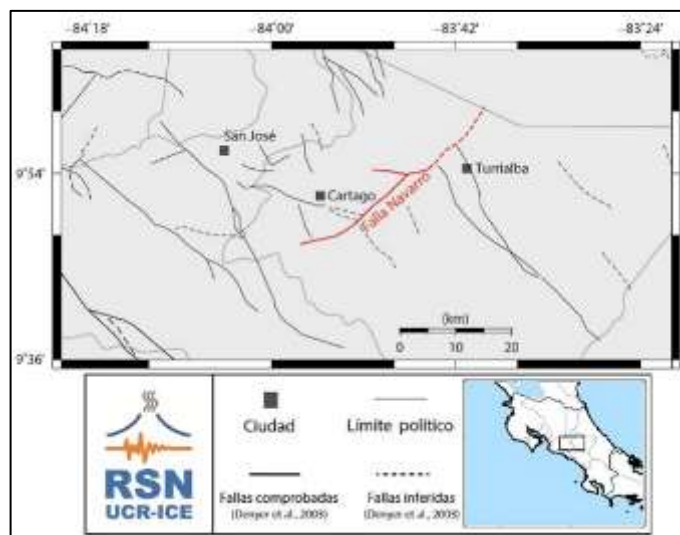


Figura 2.27. Ubicación de la falla comprobada Navarro

Fuente: Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2019

Finalmente, se tiene la falla Aguacaliente, la cual según indica la RSN (2019) se ubica desde Escazú hasta Santa Cruz de Turrialba, pasando por el sector sur de Desamparados, Tejar, Aguacaliente, sector sur de la Ciudad de Cartago y Capellades de Alvarado. Presenta una longitud de aproximadamente 70 km. Corresponde a fallas de rumbo noroeste-sureste, oblicuo de desplazamiento sinistral de carácter inverso. En la siguiente figura se presenta la traza aproximada.



Figura 2.28. Ubicación de la falla comprobada Aguacaliente

Fuente: Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2015

2.3.3 Geología local

Las formaciones geológicas en el área del proyecto están representadas por dos formaciones sedimentarias principalmente, la Formación Pacacua y la Formación Peña Negra, las cuales se observan intruidas por las unidades litológicas correlacionadas con la Formación Aguacate. Se presenta a continuación el detalle del mapa geológico local en la siguiente figura.

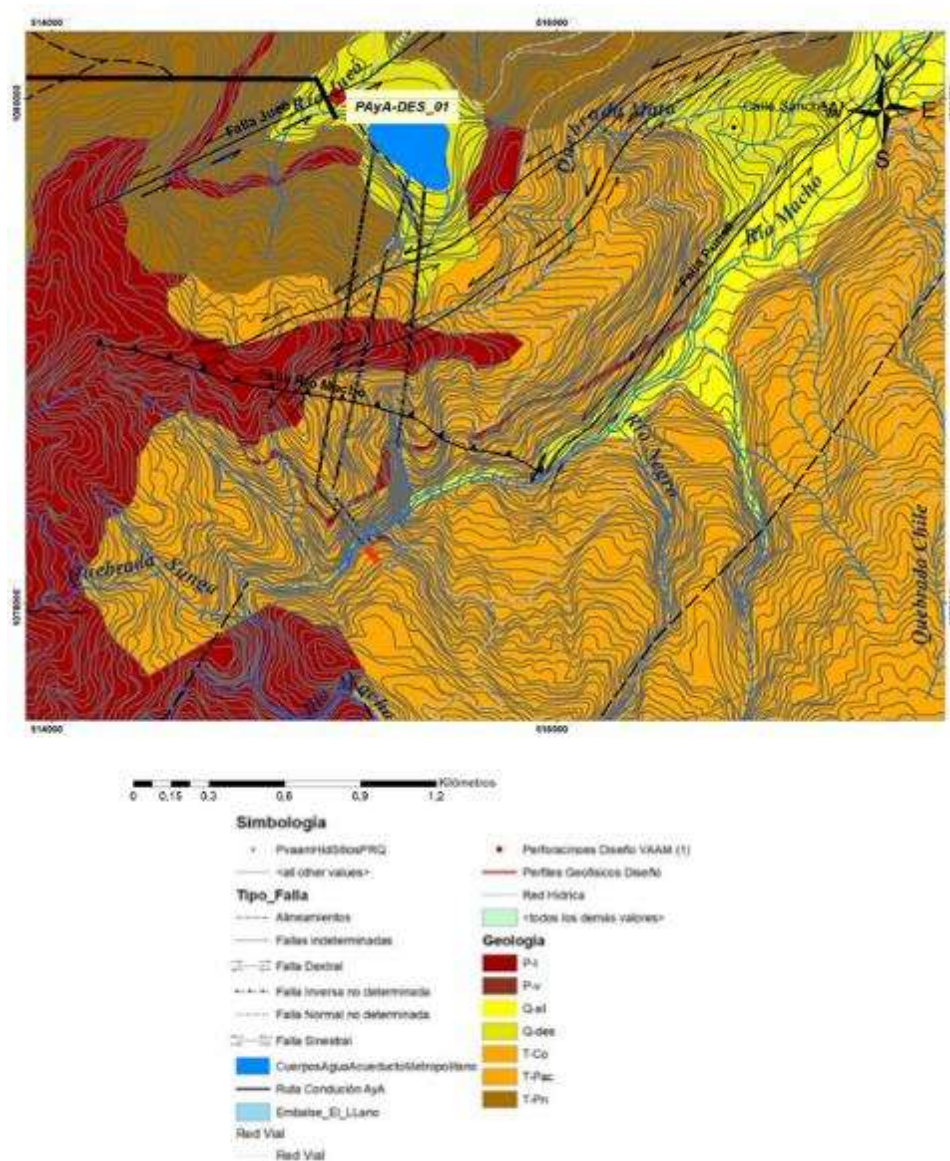


Figura 2.29. Mapa geológico local en el entorno del proyecto

Fuente: Espinoza, 2020

El embalse El Llano se localiza sobre una planicie, generada por condiciones tanto geológicas, estructurales, como por la geodinámica externa, ya que se ubica sobre un deslizamiento de

dimensiones importantes. Esta zona presenta la conjunción de varias fallas geológicas, que generan la morfología plana de la zona, además, está directamente relacionado con la intrusión de rocas ígneas que forman un basamento de mejor condición debajo de los depósitos Coluviales.

La formación Peña Negra sobre yace de manera concordante a la formación Pacacua en la zona y es la que genera la mayor cantidad de depósitos coluviales producto de la erosión de estas rocas. Se realiza una descripción de las principales formaciones geológicas identificadas en el sitio del proyecto.

2.3.3.1 Formación Pacacua

Según Espinoza (2020), la Formación Pacacua está compuesta por rocas sedimentarias de origen volcanoclástico, principalmente brechas volcanoclásticas y areniscas finas a gruesas silicificadas, con algunas intercalaciones de tobitas. Estas rocas se encuentran moderadamente fracturadas, con una condición dura y sana. Están buzando regionalmente al norte, con ángulos entre 20° a 25°. Presentan zonas con alteración hidrotermal, lo que altera la calidad geomecánica del macizo.

2.3.3.2 Formación Peña Negra

Indica Espinoza (2020), que la Formación Peña Negra está caracterizada en el área por areniscas finas y lutitas marinas someras con cementación calcárea, presenta como característica principal su contenido de péctenes fósiles. Esta formación sobre yace a la formación Pacacua de manera concordante. Las rocas de la formación Peña Negra tienen un grado de fracturación y meteorización alta, ya que están más expuestas en la superficie. Está sometida a mayor erosión y grado de meteorización, generando suelos regolíticos de textura limosa hasta arcillosa, además de alteración hidrotermal.

2.3.3.3 Depósitos coluviales y deslizamientos

Señala Espinoza (2020), las características típicas de estos depósitos coluviales se pueden observar en los alrededores del área del embalse. Son producto de los deslizamientos cercanos principalmente por los procesos de dinámica externa que afecta a la formación Peña Negra y algunas rocas ígneas. El espesor de estos depósitos según las perforaciones alcanza hasta los 20 m.

2.3.3.4 Depósitos aluviales – Terraza aluviales

Según Espinoza (2020) los depósitos aluviales conforman las terrazas de depositación por la acción de los ríos, quebradas y drenajes estacionales. Son los depósitos de arrastre de los ríos. Sobre el cauce del río Macho, se observan bloques de tamaño variables, desde métricos hasta centimétricos y fracciones finas de arenas y limos. Están compuestos por rocas sedimentarias e intrusivas arrastradas desde las partes altas de la cuenca. Sus espesores oscilan entre los 15 m a 20 m.

2.3.4 Obtención de las propiedades de los materiales

El detalle de la investigación efectuada dentro del entorno de la Estructura de Entrega al Embalse se presenta en esta sección del documento, producto de la cual, se logró establecer el modelo geotécnico de los materiales existentes.

Se utilizaron los resultados obtenidos de las etapas de investigación desarrolladas previamente en la zona cercana al sitio en estudio. Así mismo, se utilizaron los documentos elaborados por las áreas de Exploración Subterránea e Ingeniería Geotécnica del Instituto Costarricense de Electricidad.

2.3.4.1 Parámetros elásticos de los materiales obtenidos por métodos geofísicos

Por medio de la realización de un perfil de refracción sísmica de una longitud de 276 m y mediante un arreglo de 24 geófonos, separados cada 3 m entre sí, se obtuvo un perfil sísmico, sobre un trazado realizado en el sector oeste del embalse El Llano. Además, se hizo uso de la técnica del MASW, para la estimación de la velocidad de onda cortante, V_s .

Se utilizaron los resultados de los métodos empleados para medir las velocidades de onda compresional (V_p) y de onda cortante (V_s). Los métodos utilizados fueron:

- Refracción sísmica
- MASW

La ubicación del perfil utilizado para el empleo de ambas técnicas geofísicas se muestra en la Figura 2.30.

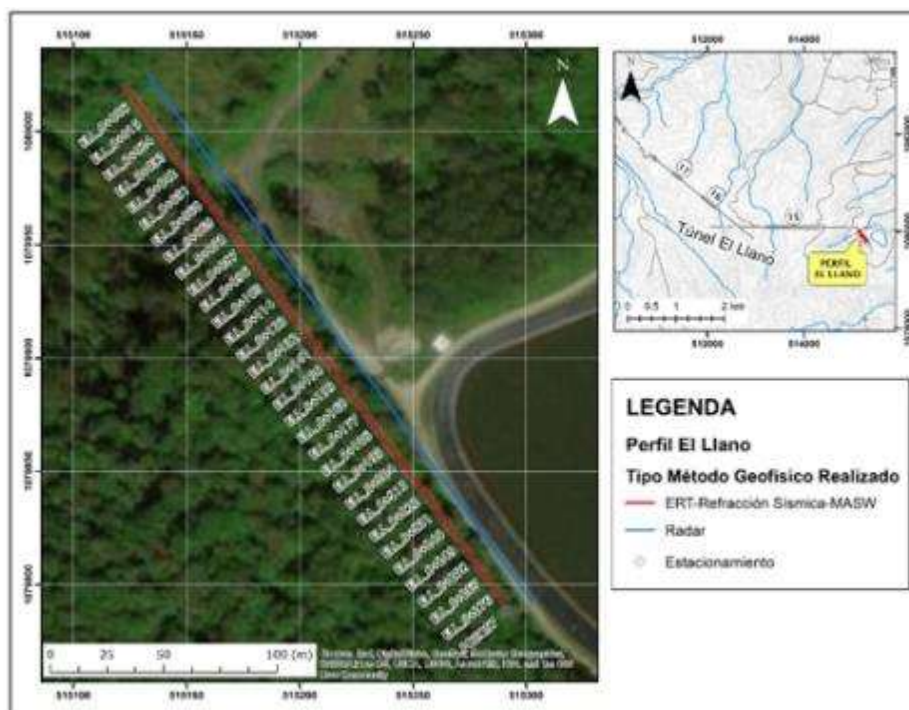


Figura 2.30. Ubicación de los perfiles de refracción sísmica y de MASW efectuados en la zona de estudio

Fuente: ICE

Los resultados que se obtuvieron de ambas técnicas geofísicas se utilizaron dada la cercanía con la Estructura de Entrega al Embalse. Los resultados que se obtuvieron se detallan a continuación:

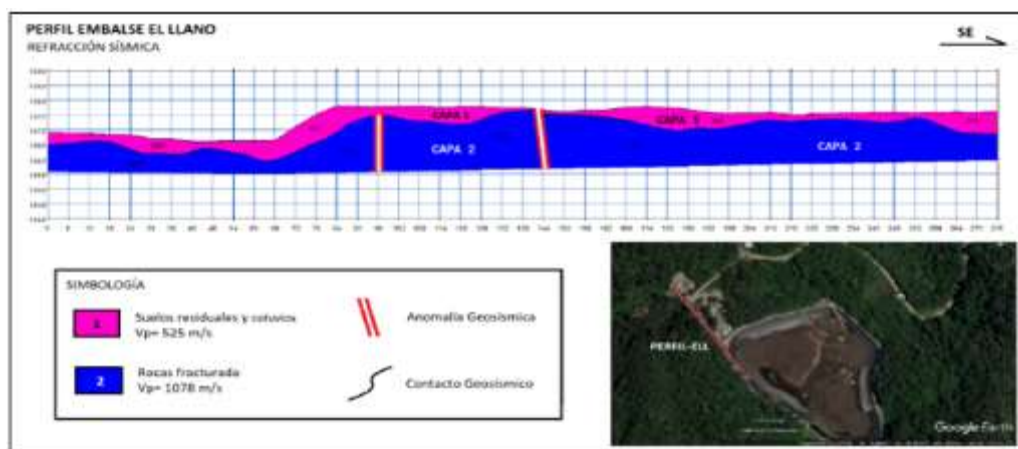


Figura 2.31. Resultados obtenidos por medio de la técnica de geofísica de refracción sísmica

Fuente: ICE

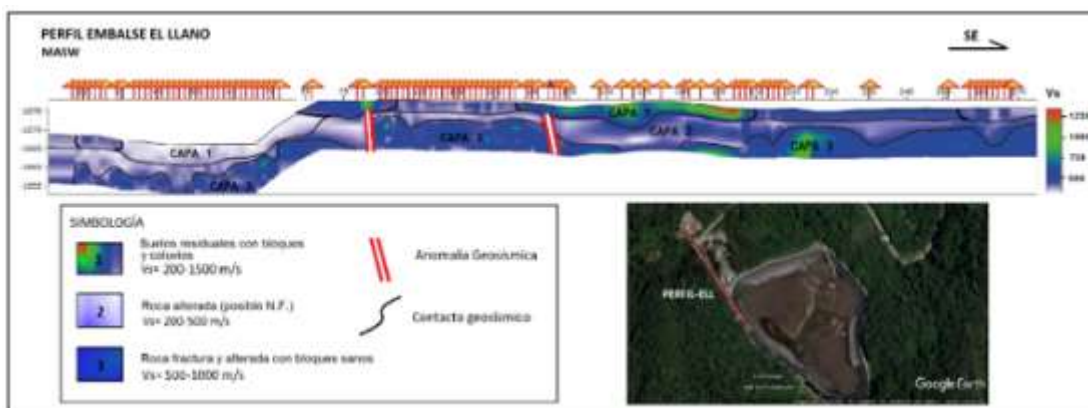


Figura 2.32. Resultados obtenidos por medio de la técnica de geofísica del MASW

Fuente: ICE

Producto de ambas técnicas de geofísica fue posible estimar las velocidades de ondas tanto compresional (V_p) como de cortante (V_s), así como estimar los espesores estimados de los materiales y una eventual descripción del tipo de material.

Cuadro 2.77. Velocidades de onda compresional y de cortante registradas sobre los materiales identificados en el sitio

Método	N° Capa	V_p (m/s)	V_s (m/s)	Espesor (m)	Descripción
Refracción Sísmica	1	397 - 525	-	2 - 7	Suelos Residuales
	2	712 - 1078	-	> 7	Roca Fracturada
Método	N° Capa	V_p (m/s)	V_s (m/s)	Espesor (m)	Descripción
MASW	1	-	200 - 1500	2 - 6	Suelos residuales bloques
	2	-	200 - 500	2 - 6	Roca alterada saturada
	3	-	500 - 1000	-	Roca alterada y fracturada

Fuente: Elaboración propia

A partir de las velocidades registradas de las ondas de cuerpo, se obtienen las propiedades de las capas de materiales, mediante las siguientes ecuaciones:

$$\mu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 * \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad \text{Ecuación 2.37}$$

$$G = \rho * V_s^2 \quad \text{Ecuación 2.39}$$

$$E = 2G(1 + \mu) \quad \text{Ecuación 2.38}$$

$$K = \frac{1}{3} * \frac{E}{(1 - 2\mu)} \quad \text{Ecuación 2.40}$$

Donde se tiene que:

μ : corresponde al coeficiente de Poisson.

G: corresponde al módulo de rigidez o cortante.

E: corresponde al módulo de elasticidad.

K: corresponde al módulo de Bulk.

V_p : Velocidad de onda compresional (m/s).

V_s : Velocidad de onda de cortante (m/s).

Las propiedades elásticas de los materiales se resumen en el siguiente cuadro:

Cuadro 2.78. Resumen de las propiedades elásticas dinámicas obtenidas sobre los materiales

Capa	ρ (kg/m ³)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	μ	G (MPa)	E(MPa)	K (MPa)
1	1600	397	200	0.33	64	170	167
2	1925	895	350	0.41	236	665	1228
3	1925	1078	500	0.36	481	1312	1595

Fuente: Elaboración propia

Cabe indicar que las propiedades estimadas, corresponden a deformaciones muy pequeñas que no sobrepasan el rango elástico de los materiales. Debido a lo anterior, se va preferir utilizar módulos de elasticidad obtenidos por métodos donde se obtengan deformaciones en el rango elástico.

2.3.4.2 Resistencia al corte no drenado obtenidas por medio del ensayo de veleta

Este tipo de ensayos fue posible de realizar en afloramientos cercanos al embalse El Llano, en los materiales más superficiales que componen las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2. Los resultados de resistencia al corte de los materiales por medio de la veleta fueron obtenidos de un afloramiento de suelo, en el sector del pozo de acceso, en la zona del embalse, mientras que, en el caso de los coluvios, se obtuvo de las trincheras que fueron efectuadas en el perímetro del embalse El Llano. En el caso de los materiales coluviales, es importante aclarar que se evaluó el comportamiento de la matriz que rodea y envuelve los bloques de roca presentes en este material.

Los resultados de los ensayos en ambos materiales se presentan en los siguientes cuadros:

Cuadro 2.79. Propiedades de resistencia al corte, obtenida mediante el ensayo de veleta sobre los materiales del tipo suelo residual

Material	Su Pico (kPa)	Su Residual (kPa)
Suelo	47	8
	41	8
	47	12
	51	9
	37	15
	34	12
	60	15
	44	6
	74	17
	72	15
	30	10
	54	8
	32	10
	39	11
60	19	
Promedio	48.13	11.67

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 2.80. Propiedades de resistencia al corte, obtenida mediante el ensayo de veleta sobre los materiales del tipo coluvios en su matriz

Material	Su Pico (kPa)	Su Residual (kPa)
Coluvio	107	9
	126	3
	132	15
	49	6
	55	11
	77	8
	81	6
	43	8
	92	11
	87	6
Promedio	84.90	8.30

Fuente: Elaboración propia

2.3.4.3 Densidad de los materiales en estudio

A través de ensayos de campo y de laboratorio, fue posible la determinación de la densidad que presentan los materiales, que corresponden con cada una de las unidades geotécnicas que han sido identificadas. Se efectuaron ensayos de densidad con anillo en el caso de los materiales coluviales mientras que, en el caso de los suelos residuales, se obtuvieron muestras en *liner* para la confección de probetas para el ensayo de compresión inconfiada, a partir del cual fue posible estimar su densidad.

En el caso de los materiales clasificados como roca alterada y el intrusivo, los datos provienen de ensayos efectuados en otras obras cercanas a la Estructura de Entrega al Embalse, por lo que los resultados se consideran representativos y válidos para su uso.

Cuadro 2.81. Estimación de la densidad total y seca de los diferentes materiales identificados en el entorno de la obra en estudio

Material	%w	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Suelo, ML	38.23	17.8	12.9
Coluvio, ML	-	18.7	13.8
Roca Alt.	-	18.0	-
Intrusivo	-	26.5	-

Fuente: Elaboración propia

2.3.4.4 Resistencia a la compresión inconfiada y resistencia al corte no drenado

En el caso del parámetro de la resistencia a la compresión simple, se obtuvo únicamente para el caso de los materiales del suelo residual y solo fue posible la obtención de una muestra. En este caso se obtuvo la resistencia al corte no drenado, considerando que este parámetro corresponde con el 50% de la resistencia a la compresión simple. Los resultados obtenidos para esta única muestra se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.82. Resistencia a la compresión simple y resistencia al corte no drenado para una muestra del suelo residual

Material	Muestra	Origen	Prof. (m)	γ_d (kN/m ³)	q_u (kPa)	c_u (kPa)
Suelo, ML	1	T-1	2.1	12.9	73	36

Fuente: Elaboración propia

2.3.4.5 Tamaños de los materiales y Límites de Atterberg

Sobre las trincheras efectuadas en el sitio cercano al pozo, fue posible la realización de granulometrías sobre el perfil de materiales obtenido. Las granulometrías realizadas fueron sobre los materiales presentes en las trincheras realizadas como parte de la investigación, lo cual permitió obtener la gradación de los estos materiales en estudio. El detalle de la distribución de tamaños de las muestras obtenidas se resume en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.83. Porcentajes de materiales retenidos por tamaño para el caso de los suelos residuales y los coluvios

Material	Distribución de tamaños				%W _{nat}	Profundidad (m)
	% Bloques	% Grava	% Arena	% Finos		
Suelo Residual	0	7	5	88	39	1.9
Coluvio	5	9	6	80	39	2.4

Fuente: Elaboración propia

En el caso de las muestras obtenidas para la clasificación de los materiales, fue posible la obtención de los Límites de Atterberg, lo cual para el caso de los materiales coluviales representa el estudio únicamente de su matriz. Los resultados obtenidos son muy similares para ambos materiales y se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.84. Límites de Atterberg obtenidos para el caso de los suelos residuales y los coluvios

Material	Límites de Atterberg			SUCS
	LL	LP	IP	
Suelo Residual	46	32	14	ML
Coluvio	46	31	15	ML

Fuente: Elaboración propia

2.3.4.6 Estimación del ángulo de fricción de los materiales

Para la estimación del ángulo de fricción de los materiales, se utilizó el criterio determinado presentado por Alvarez et al. (2003), establecida para suelos clasificados como limos elásticos y tobas, la cual utiliza la relación entre las velocidades de onda compresional y de cortante, obtenidas en este caso por medio de las técnicas de geofísica, considerados como métodos indirectos de investigación.

Los resultados se obtienen del uso de la siguiente figura y se resumen en la siguiente tabla.

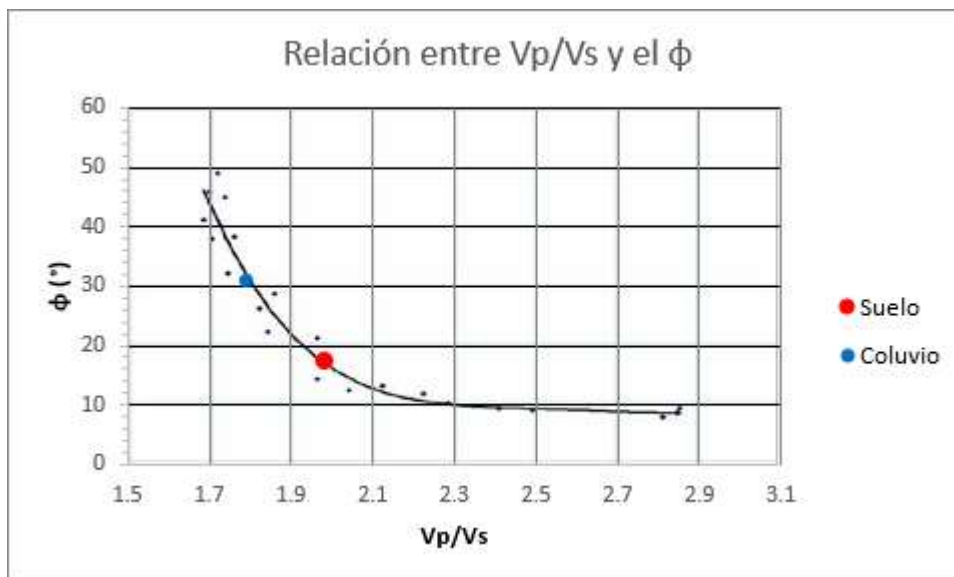


Figura 2.33. Estimación indirecta del ángulo de fricción de los materiales del tipo suelos residuales y coluvios

Fuente: Alvarez et al. (2003)

Cuadro 2.85. Obtención del ángulo de fricción de los materiales tipo suelos residuales y los coluvios

Material	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Vp/Vs	ϕ (°)
Suelo Residual	397	200	2.0	17
Coluvio	895	500	1.8	30

Fuente: Elaboración propia

2.3.5 Modelo geotécnico

Se parte del modelo geológico del sitio propuesto por el Área de Geología del Centro de Servicio Diseño del ICE. Se realiza a continuación una breve descripción de cada una de las unidades geotécnicas identificadas *in situ*.

2.3.5.1 Unidad geotécnica UG1 – suelo residual

Está conformada por suelos compuestos de limos y arcillas, los primeros 0,20 m pueden ser materia orgánica, presenta hasta 1,0 m de espesor de suelos generados por la alteración de la roca adyacente.

2.3.5.2 Unidad geotécnica UG2 – coluvio

Está integrado por materiales compuestos de bloques subangulares a redondeados en una matriz limosa. El porcentaje de la relación matriz/bloques varía de un 40% hasta un 70%. Los bloques

presentes se consideran bloques de roca dura, envueltos en una matriz suelta, poco consolidada, limo arenoso.

2.3.5.3 Unidad geotécnica UG3 – suelos regolíticos del sills

Corresponden con suelos compuestos por bloques meteorizados de la roca adyacente. Presentan una matriz limo arenosa, en contacto con la estructura blocosa de la roca.

2.3.5.4 Unidad geotécnica UG4 – sills andesíticos

Corresponde con roca sana, dura, ligeramente meteorizada, fracturada, con al menos tres familias de juntas, con separación decimétrica a métrica. Las fracturas se encuentran poco alteradas.

2.3.5.5 Propiedades de las unidades geotécnicas identificadas

Las propiedades que se muestran a continuación corresponden a los valores que se han obtenido para cada una de las unidades geotécnicas que se han identificado en el sitio de estudio.

Cuadro 2.86. Propiedades de los materiales que integran cada una de las unidades geotécnicas identificadas

Unidad	Material	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kg/m ³)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	E _{Young} (MPa)	q _u (kPa)	Resistencia al Corte No Drenada			Ángulo de Fricción ϕ (°)
								Inconfinada Cu (kPa)	Pico Veleta Cu (kPa)	Residual Veleta Cu (kPa)	
UG-1	Suelo	17,8	12,9	397	200	-	73	36	48,1	11,7	17***
UG-2	Coluvio	18,7	13,8	895	350	16*	-	36	84,9	8,3	30***
UG-3	Roc. Alt.	18,0	-	1078	500	786**	172	86	-	-	38
UG-4	Intrusivo	26,5	-	5300	-	25500	194000	97000	-	-	40

* Calculado a partir de ensayos de placa rígida.

** Calculado a partir de correlaciones establecidas por Hoek & Diederichs, 2005.

***Calculado a partir de la correlación establecida por Alvarez Manilla, 2003

Fuente: Elaboración propia

A continuación, en la Figura 2.34, se presenta un longitudinal a la Estructura de Entrega al Embalse, que permita identificar las diferentes unidades geotécnicas que han sido caracterizadas y que conforman el modelo geotécnico del sitio del proyecto.

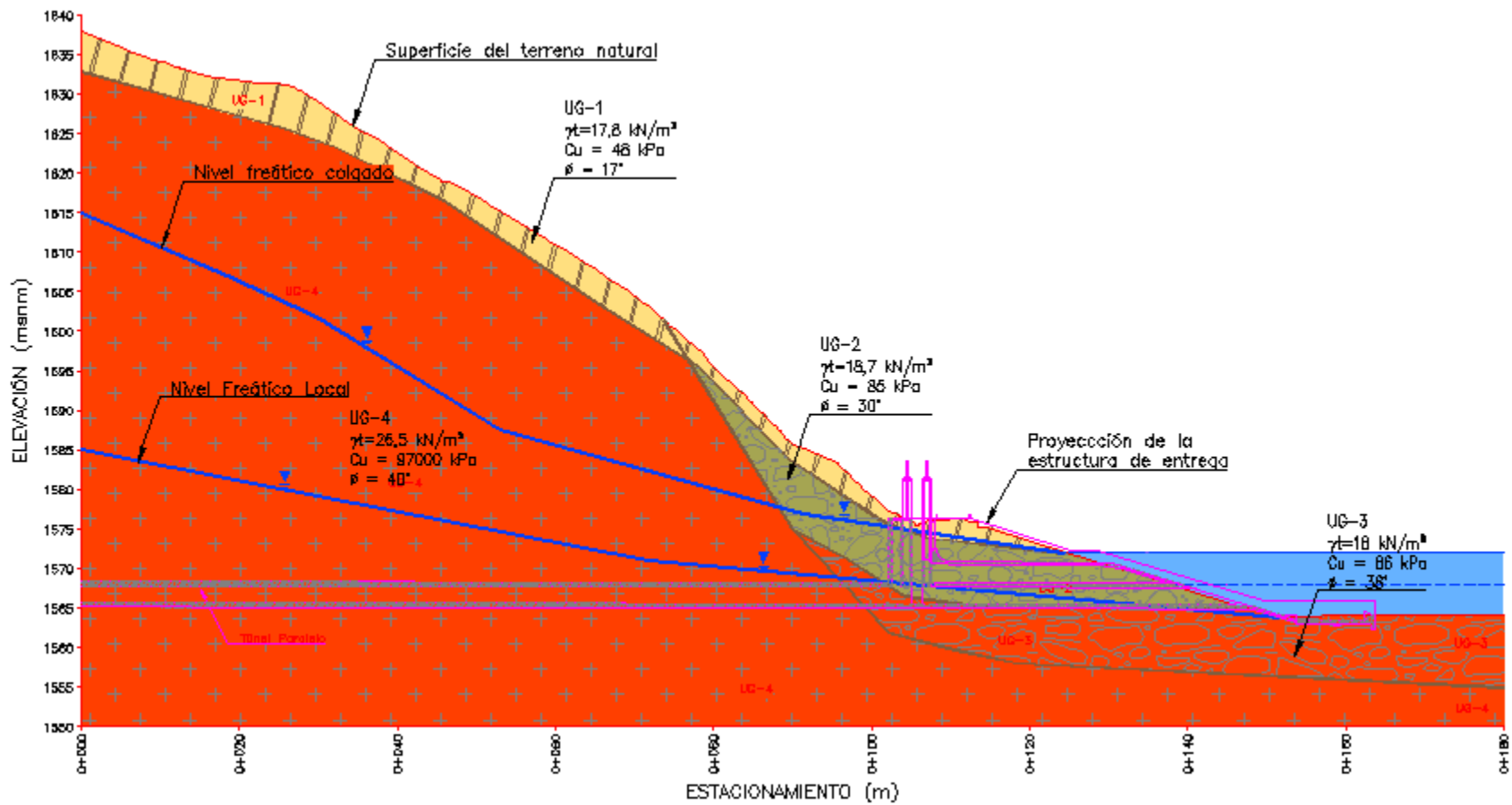


Figura 2.34. Perfil longitudinal con el modelo geotécnico desarrollado para la Estructura de Entrega al Embalse

Fuente: Elaboración propia

2.4 Desarrollo del Diseño y Análisis de Resultados

2.4.1 Estimación de la presión activa

Se realiza una estimación de la presión de empuje del terreno que se ejerce sobre las paredes de los muros del pozo de compuertas. La estimación se realiza utilizando el software de equilibrio límite, SLIDE 2018 de Rocscience.

Se utilizan los métodos de análisis de Spencer y de Morgenstern-Price, considerados ambos como métodos precisos. La superficie de falla evaluada corresponde a una superficie no circular, que simula la ocurrencia de la cuña que se genera por detrás del muro producto del empuje activo.

Se evaluaron tres escenarios. El primero considera la condición original bajo la excavación del pozo completo, sin la inclusión de una presión que contrarreste el empuje generado. El segundo escenario, considera una contra presión, que permite estimar el empuje que ejerce la masa del terreno sobre el muro lateral del pozo de compuertas. Finalmente, el tercer escenario, considera la componente horizontal del sismo, en la estimación del empuje, considerando una contra presión que neutralice dicho empuje.

La componente horizontal del sismo está asociada a un evento con un periodo de retorno de 150 años, según lo establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, considerando la temporalidad de la estabilización a realizarse a lo interno del pozo excavado.

Se modelan todos los escenarios. La premisa es alcanzar un factor de seguridad menor a 1,0 en caso de no colocar una contra presión sobre la pared del pozo de compuertas y seguidamente buscar alcanzar un factor de seguridad de 1,0, bajo una condición de equilibrio límite, colocando una contra presión sobre las paredes del pozo de compuertas, que permita contrarrestar el empuje de la masa del terreno sobre las paredes del pozo, así como de la componente horizontal del sismo.

Se realiza el análisis evaluando la carga litológica con la topografía modificada del terreno, producto de una excavación localizada, alrededor de la periferia del pozo, que permita disminuir los empujes que sobre las paredes de la estructura se calculan.

La excavación planteada para disminuir los empujes del terreno a lo interno del pozo de compuertas se muestra en la siguiente figura. Es importante indicar que en esta propuesta se incluyen también los taludes temporales, necesarios de generar para poder llevar a cabo las obras constructivas de la Estructura de Entrega al Embalse.

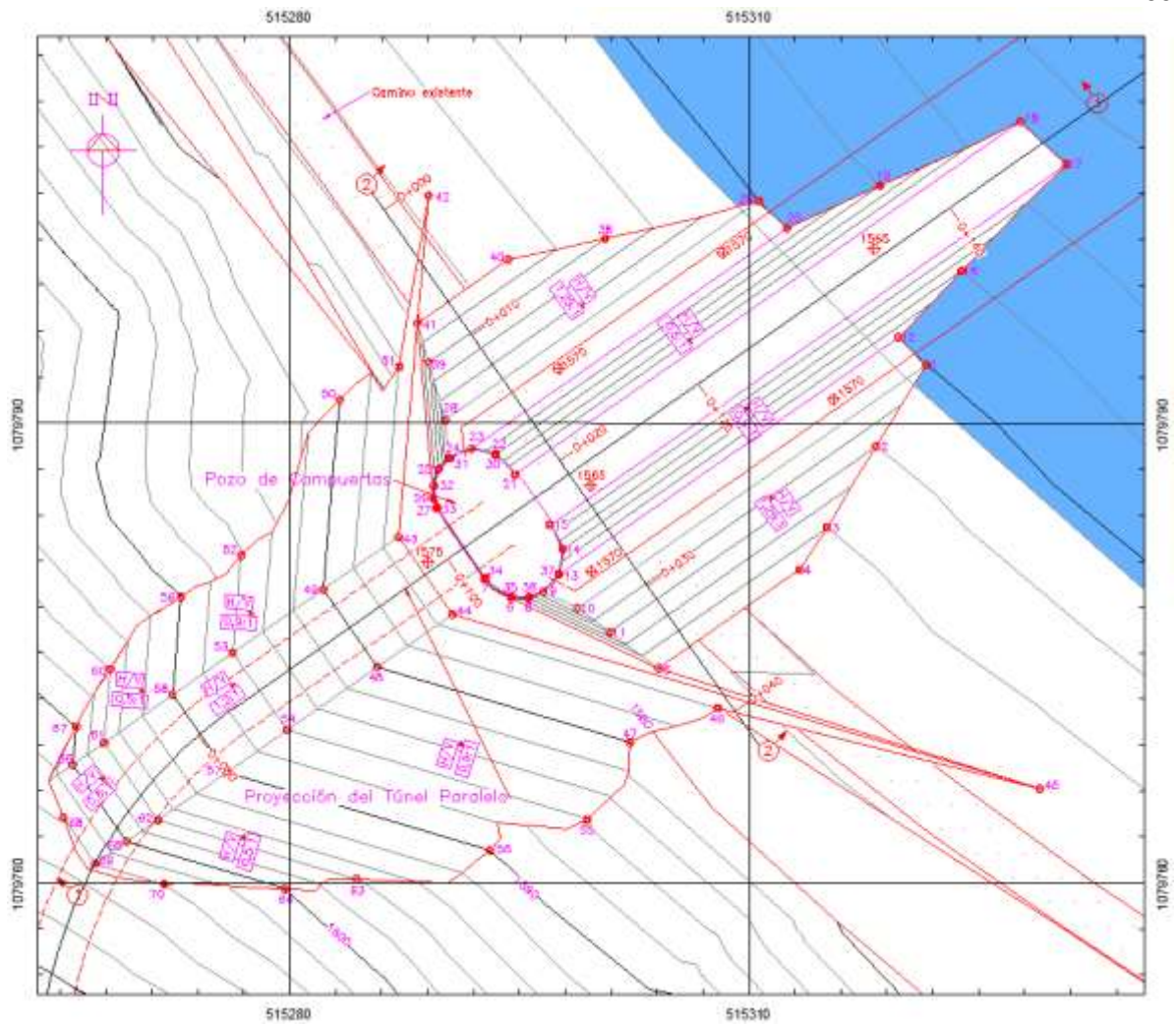


Figura 2.35. Planta con la propuesta de excavación para la Estructura de Entrega al Embalse

Fuente: Elaboración propia

Se presentan seguidamente los resultados obtenidos por el método de Spencer, para los dos primeros escenarios indicados anteriormente.

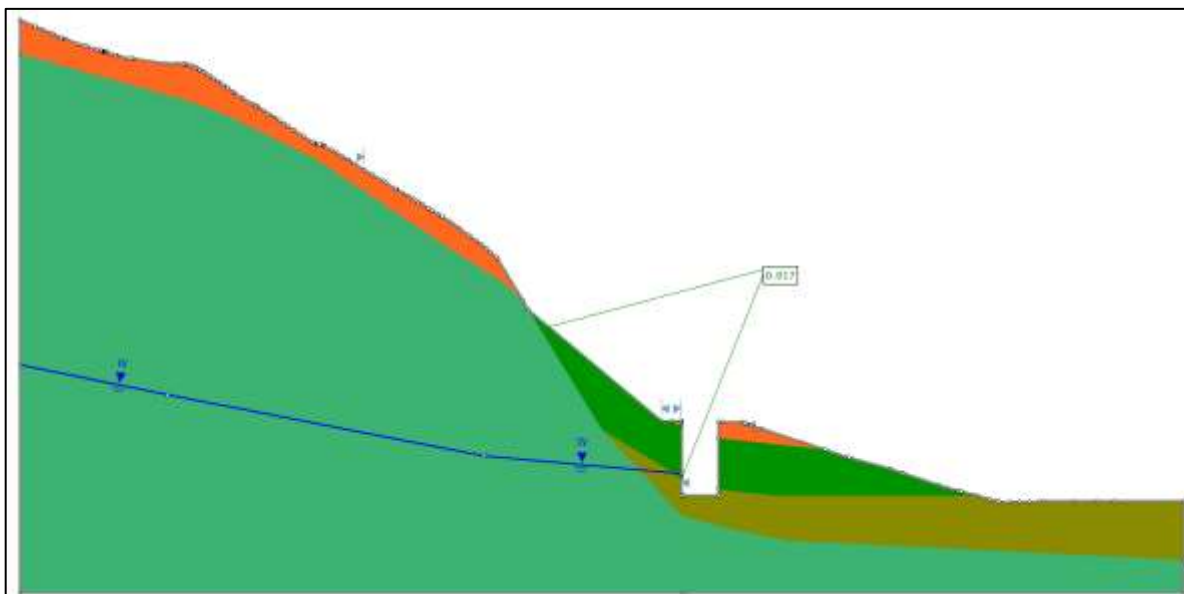


Figura 2.36. Análisis de equilibrio límite, condición original sin contra presión, topografía modificada, método de Spencer

Fuente: Salida software SLIDE 2018

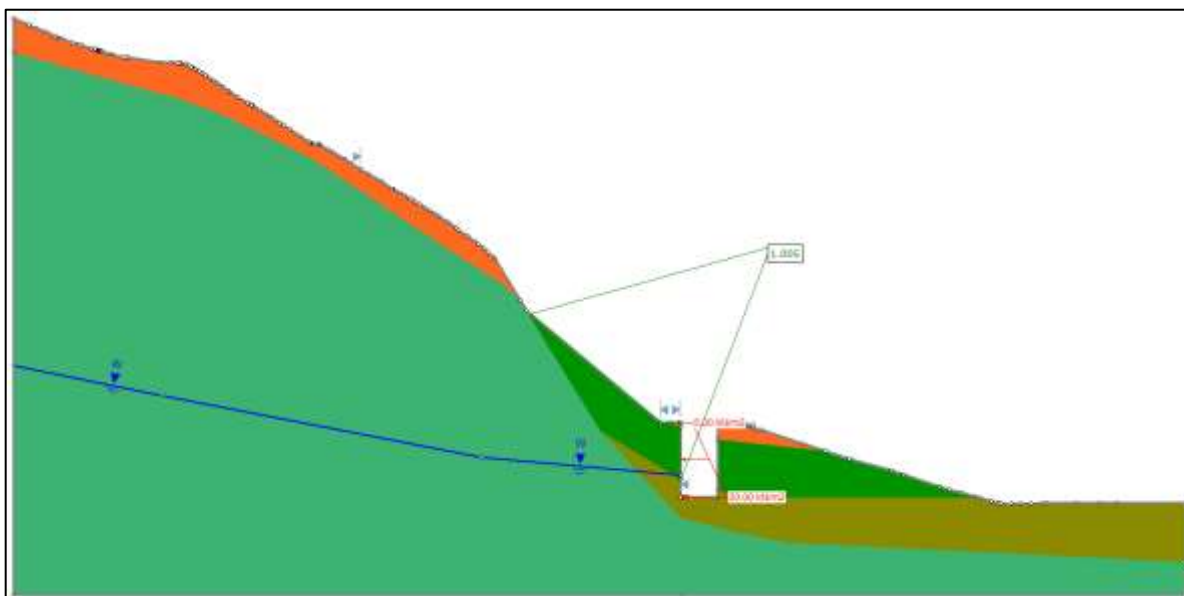


Figura 2.37. Análisis de equilibrio límite, condición bajo una contra presión, topografía modificada, método de Spencer

Fuente: Salida software SLIDE 2018

De esta forma, se obtiene una distribución de presiones de forma trapezoidal, con una presión horizontal en el parte superior del pozo, a una profundidad de 0,00 m de 5 kPa y en la parte inferior del pozo, a una profundidad de 11,30 m, una presión de 20 kPa. Lo anterior bajo un análisis estático,

sin considerar la componente horizontal del sismo. En la siguiente figura se presenta la distribución trapezoidal dentro del pozo de compuertas.

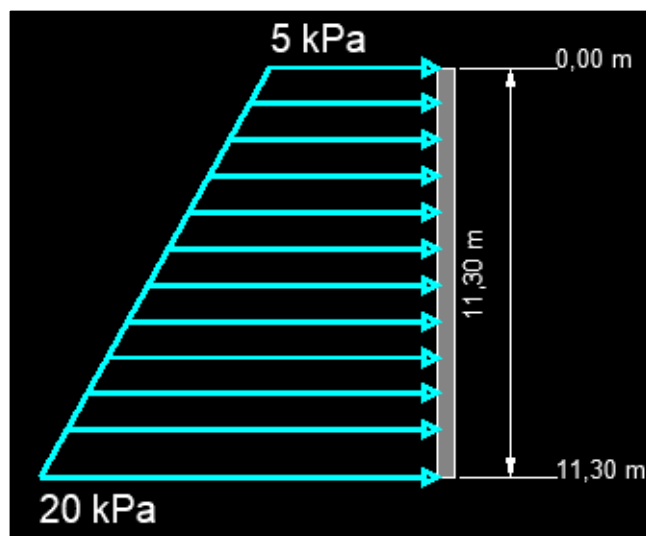


Figura 2.38. Diagrama de presiones obtenido en el análisis de empujes activos mediante equilibrio límite

Fuente: Elaboración propia

De la misma manera, se hace uso del software de equilibrio límite para estimar la presión por empuje considerando en este caso la componente horizontal del sismo. Se emplean las mismas dos metodologías de análisis de Spencer y de Morgenstern - Price, en busca de alcanzar el factor de seguridad de 1,0 bajo la acción de una contra presión contraria al sentido del empuje del terreno. La componente horizontal del sismo se definió en función del tipo de sitio y de la zonificación sísmica que establece el Código Sísmico de Costa Rica en su actualización del año 2014.

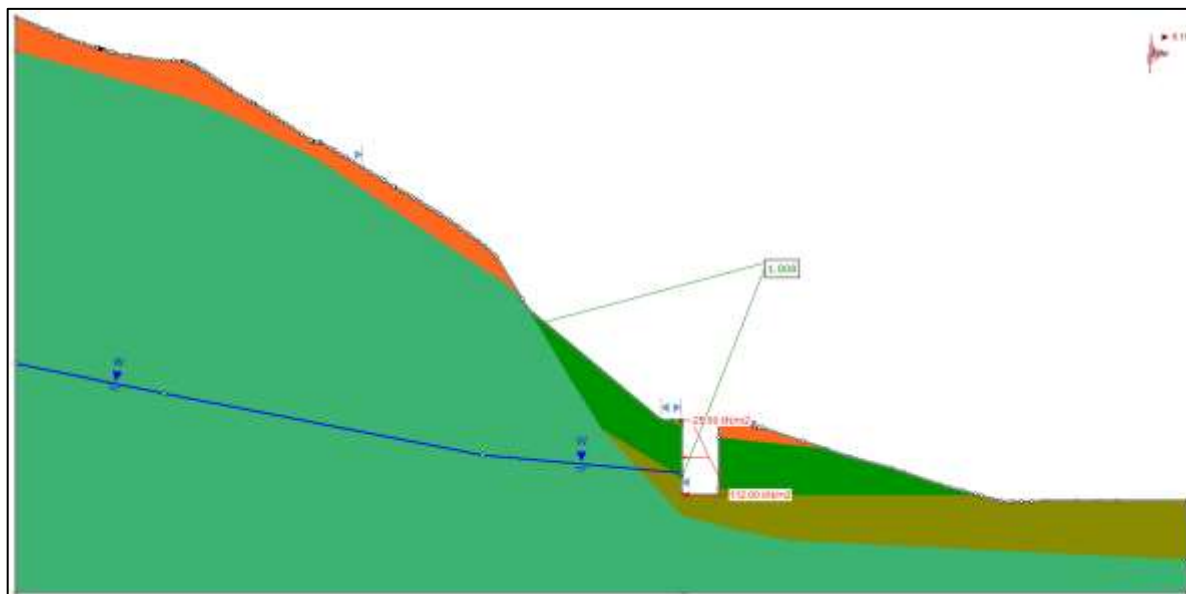


Figura 2.39. Análisis de equilibrio límite, condición sísmica, con una contra presión y la topografía modificada, método de Spencer

Fuente: Salida software SLIDE 2018

De esta forma, se obtiene una distribución de presiones de forma trapezoidal, con una presión horizontal en el parte superior del pozo, a una profundidad de 0,00 m de 25 kPa y en la parte inferior del pozo, a una profundidad de 11,30 m, una presión de 112 kPa. Lo anterior bajo un análisis pseudoestático, bajo consideración de la componente horizontal del sismo únicamente. En la siguiente figura se presenta la distribución trapezoidal dentro del pozo de compuertas.

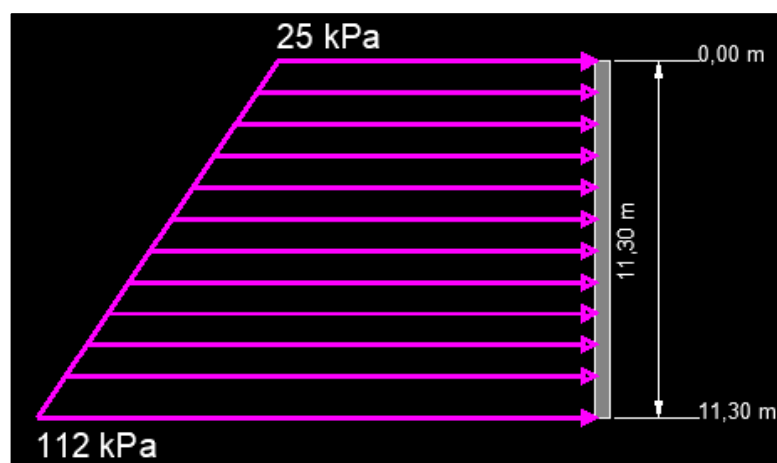


Figura 2.40. Diagrama de presiones obtenido en el análisis de empujes activos mediante equilibrio límite y considerando la componente horizontal del sismo

Fuente: Elaboración propia

Del análisis anterior, se puede concluir que existe un efecto importante en los materiales presentes en el sitio producto de los efectos de la aceleración sísmica. El diseño de la propuesta de sostenimiento para contrarrestar los efectos de los empujes activos del terreno se diseñará para esta condición crítica.

2.4.2 Propuesta de estabilización utilizando anclajes pasivos sin la modificación de la ladera natural

Se realiza una propuesta de estabilización utilizando anclajes pasivos bajo las condiciones topográficas originales, es decir, sin una modificación de la ladera natural por encima de la boca del pozo de compuertas, para verificar si es posible alcanzar factores de seguridad adecuados. Se plantearon varios escenarios de refuerzo, los cuales se detallan seguidamente.

La estimación de la fuerza admisible a tensión a utilizar en las barras de anclaje se estima utilizando la Ecuación 2.31 presentada en el apartado 0. Los anclajes pasivos considerados, corresponden con tres diámetros diferentes, los cuales se detallan en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.87. Estimación de la fuerza de tensión a utilizar en los anclajes pasivos de la propuesta de estabilización sin la modificación de la ladera natural por encima del pozo de compuertas

F_{pu} (kg/cm ²)	FS	T_a (kg/cm ²)	N° Varilla	Área (cm ²)	T_a (kN)
4200	1,67	2137,72	8	5,07	106,23
4200	1,67	2137,72	10	7,92	165,98
4200	1,67	2137,72	11	9,58	200,83

Fuente: Elaboración propia

El factor de seguridad para la estimación de la fuerza de tensión admisible corresponde a 1,67, recomendado para anclajes considerados como permanentes.

Los factores de seguridad mínimos necesarios de alcanzar para los escenarios estático y pseudoestático corresponden a 1,40 y 1,05 respectivamente, de acuerdo con los criterios que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica.

Los resultados obtenidos del análisis de estabilidad se realizaron utilizando los métodos rigurosos de Spencer y de Morgenstern - Price, considerados ambos como métodos precisos.

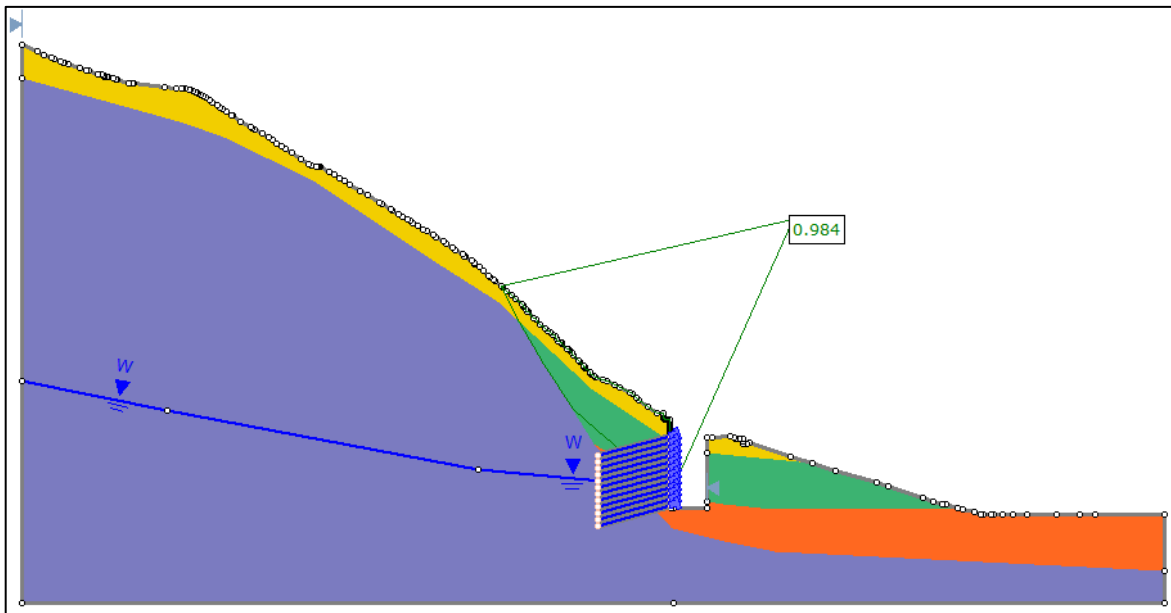


Figura 2.41. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición estática con la inclusión de pernos de 12 m en varilla N°8 utilizando el método de Spencer

Fuente: Salida software SLIDE 2018

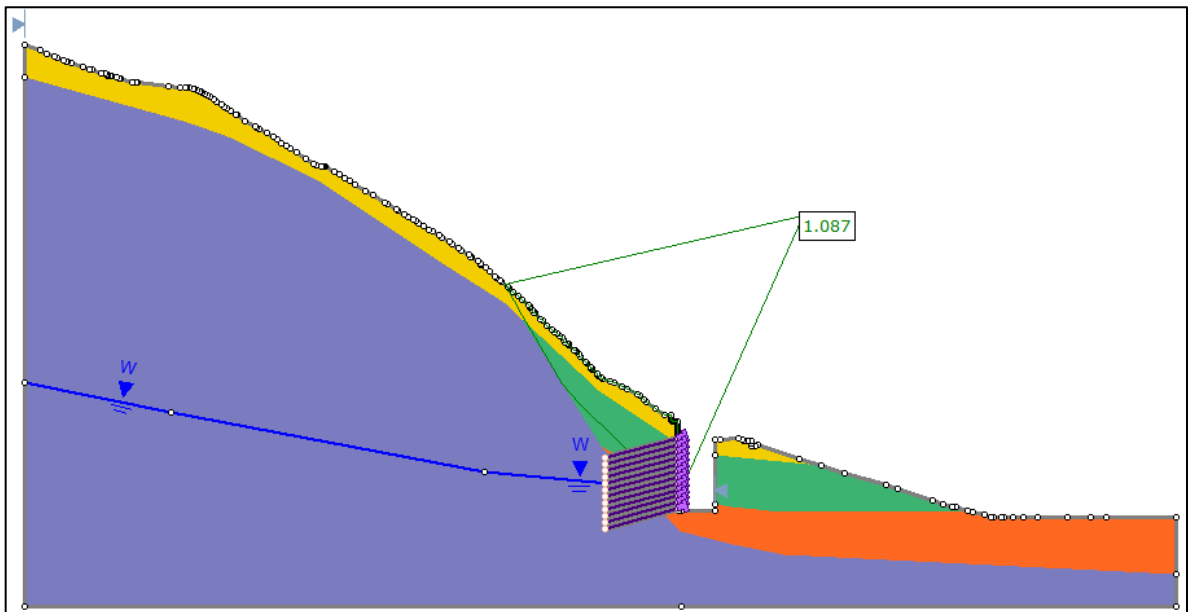


Figura 2.42. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición estática con la inclusión de pernos de 12 m en varilla N°10 utilizando el método de Spencer

Fuente: Salida software SLIDE 2018

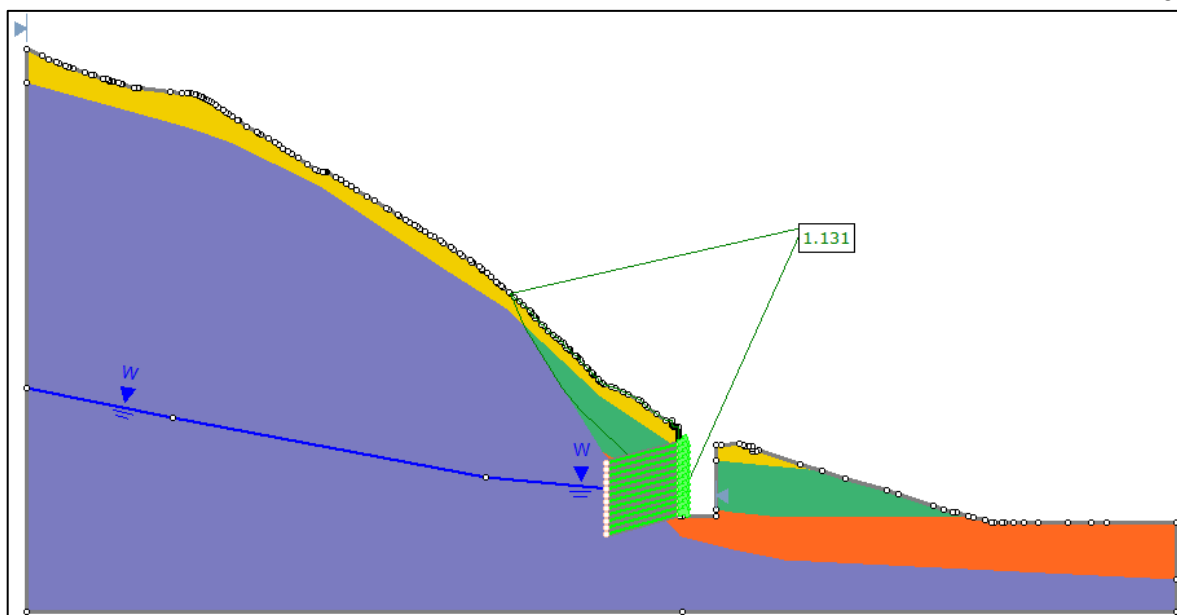


Figura 2.43. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición estática con la inclusión de pernos de 12 m en varilla N°11 utilizando el método de Spencer

Fuente: Salida software SLIDE 2018

Seguidamente se presentan los resultados del análisis seudoestático realizado, utilizando la misma propuesta de estabilización comentada anteriormente.

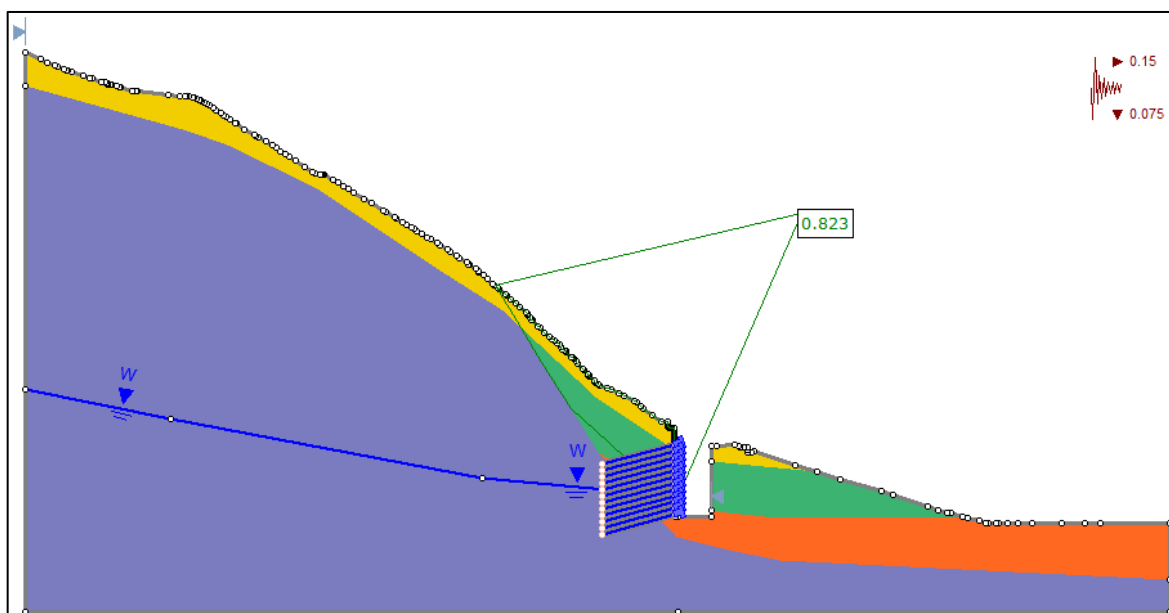


Figura 2.44. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición seudoestática con la inclusión de pernos de 12 m en varilla N°8 utilizando el método de Spencer

Fuente: Salida software SLIDE 2018

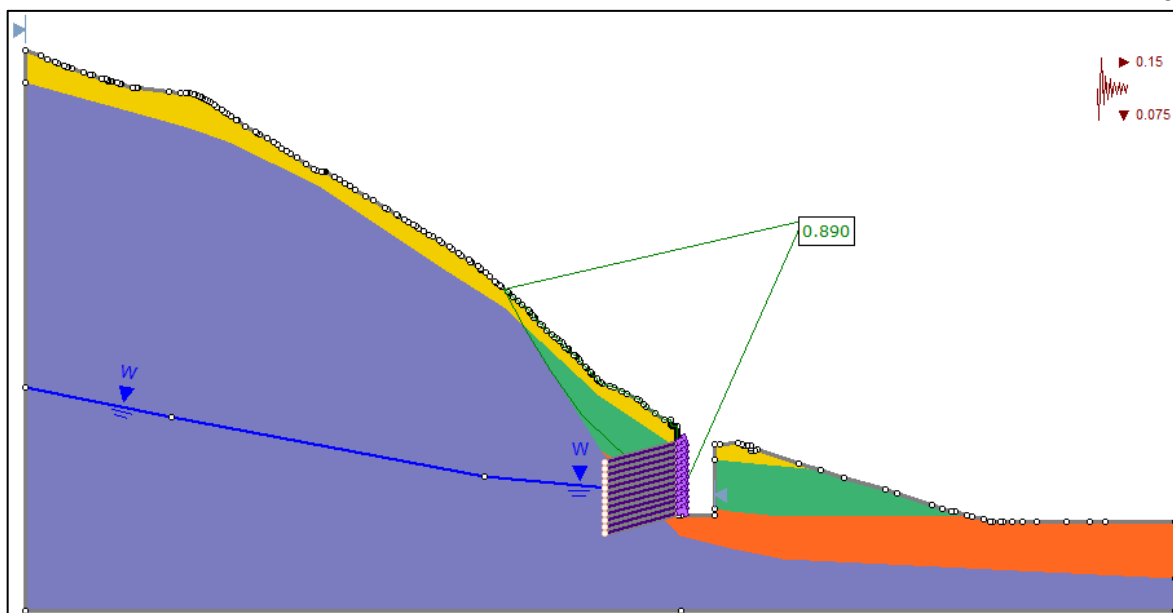


Figura 2.45. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición pseudoestática con la inclusión de pernos de 12 m en varilla N°10 utilizando el método de Spencer

Fuente: Salida software SLIDE 2018

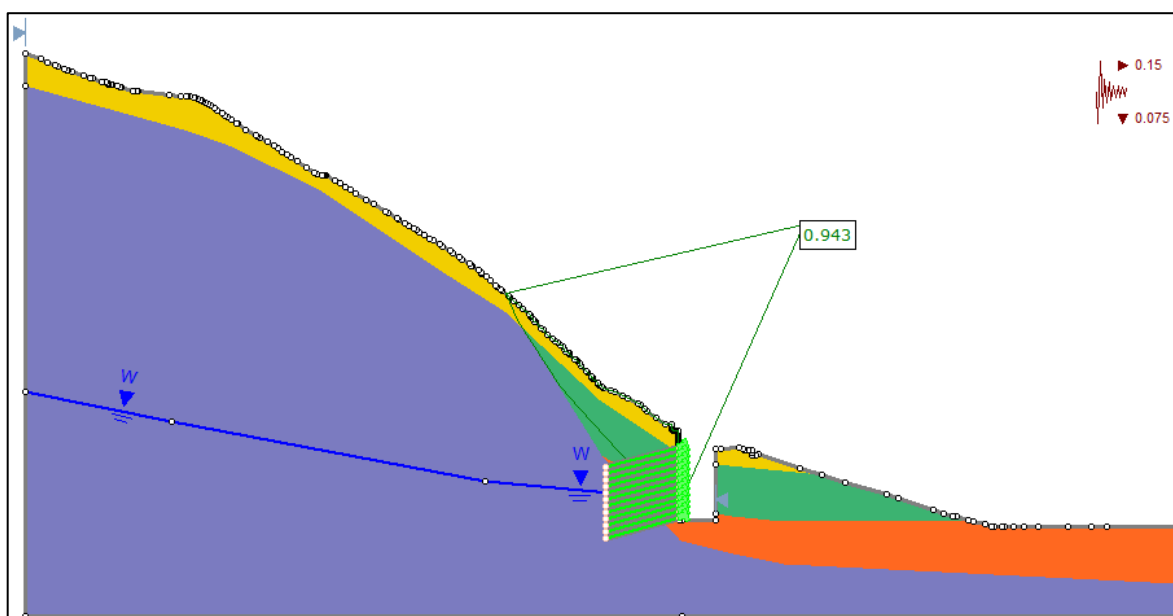


Figura 2.46. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición pseudoestática con la inclusión de pernos de 12 m en varilla N°11 utilizando el método de Spencer

Fuente: Salida software SLIDE 2018

Como se aprecia de las anteriores figuras, bajo una separación de los anclajes de 1,0 m entre pernos y de 1,5 m fuera del plano, colocando los anclajes bajo un ángulo de 15° respecto a la horizontal y utilizando una resistencia a la extracción de 50 kN/m, no fue posible alcanzar los factores de

seguridad mínimos, bajo las condiciones de análisis estática y pseudoestática, que establece en este caso el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica.

Un resumen de los resultados obtenidos en cuanto a los factores de seguridad tanto por los métodos de análisis de Spencer como de Morgenstern – Price se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.88. Resumen de los factores de seguridad obtenidos en el análisis de estabilidad del pozo de compuertas utilizando como sostenimiento anclajes pasivos sin modificar la ladera natural

Análisis	Tipo de Varilla	Métodos de Análisis		Condición
		Spencer	Morgenstern-Price	
Estático	8	0,98	0,99	No Cumple
Estático	10	1,09	1,09	No Cumple
Estático	11	1,13	1,14	No Cumple
Seudoestático	8	0,82	0,80	No Cumple
Seudoestático	10	0,89	0,90	No Cumple
Seudoestático	11	0,94	0,94	No Cumple

Fuente: Elaboración propia

Es importante indicar que en el cuadro anterior se presentan los factores de seguridad menores obtenidos del análisis llevado a cabo. Para el caso del análisis con la consideración del sismo, se efectuó la revisión con la inclusión de la componente vertical tanto hacia arriba como hacia abajo, siendo el caso más crítico y por ende el de menor factor de seguridad cuando la componente vertical del sismo se encontraba hacia abajo. Para todos los casos, la superficie de falla no circular fue la que resultó crítica en la obtención de los factores de seguridad.

Tal y como se aprecia en el cuadro anterior, no fue posible lograr alcanzar factores de seguridad bajo los escenarios estático y pseudoestático, que cumplan con los criterios que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, a su haber para este caso específico, un factor de seguridad de 1,40 para el escenario estático y de 1,05 para el escenario con sismo.

Debido a lo anterior, no es posible lograr la estabilidad de la excavación vertical del pozo de compuertas, sin pretender no modificar la ladera natural por encima de la boca del pozo, por lo tanto, se hace necesario efectuar una excavación localizada en la ladera natural, que permita disminuir los empujes del terreno y alcanzar la estabilidad dentro de la excavación vertical efectuada.

Lo anterior conlleva a aumentar el volumen de excavación y a la vez a estabilizar los materiales que se excaven por encima del pozo de compuertas.

2.4.3 Propuesta de estabilización utilizando anclajes activos sin la modificación de la ladera natural

Se realiza una propuesta de estabilización utilizando en este caso anclajes activos para lograr alcanzar la estabilidad de la ladera sin tener que intervenir la misma.

Se busca comprobar si es posible mediante el uso de anclajes activos, lograr la estabilidad dentro del pozo de compuertas, sin pretender modificar la ladera natural por encima de la boca del pozo.

Se considera este escenario de análisis, ya que es una propuesta que se debe de analizar tanto desde el punto de vista de diseño, así como también desde la parte constructiva y de planificación, para ver si es adecuado, adoptar una estabilización mediante este tipo de anclajes. Además, desde el punto de vista geotécnico, la implementación de los anclajes activos es una solución válida, que es muy utilizada para realizar estabilizaciones complejas en ambientes geológicos complejos.

Se presenta seguidamente, una propuesta de diseño para implementar el uso de anclajes activos como parte de las opciones que se consideraron para llevar a cabo la propuesta de estabilización dentro de la excavación del pozo.

Según Ballini & Martin el valor de τ_u que corresponde con la resistencia al corte en la interfase lechada de cemento-roca, varía entre $0,10 \cdot \sigma_c$ o $0,10 \cdot f'_c$, siendo σ_c la resistencia a la compresión simple de la roca (condición intacta) y f'_c la resistencia a la compresión simple de la lechada de cemento. Se utiliza el que resulte menor de ambos casos.

Cuadro 2.89. Estimación de la resistencia al corte en la interfase cemento-roca

Material	σ_c (MPa)	f'_c (MPa)	τ_u (MPa)	Condición
Intrusivo	194	*N/A	19,40	No se utiliza
Lechada	*N/A	21	2,10	Se utiliza

* N/A: No Aplica

Fuente: Elaboración propia

Se consideran que los anclajes son permanentes y por ende se definen el factor de mayoración de carga, Γ_q y el factor de seguridad respecto a la resistencia al corte en el contacto bulbo - terreno, Γ_r .

Cuadro 2.90. Definición del factor de mayoración de carga Γ_q y el factor de seguridad con respecto a la resistencia al corte en el contacto bulbo – terreno Γ_r

$\Gamma_q =$	2,00	Adimensional
$\Gamma_r =$	1,50	Adimensional

Fuente: Elaboración propia

Los torones de acero deberán de seguir los lineamientos indicados en la norma ASTM A416. Tomando como referencia lo que dicta la norma, se define que el tipo de torón a utilizar corresponde al de baja relajación, considerado como el torón estándar. Los torones a utilizar en aplicaciones geotécnicas en anclajes al terreno corresponden a cables de acero de siete alambres sin recubrimiento, de un diámetro mínimo de 15,2 mm. Se presentan los requisitos de resistencia a la ruptura, así como los requisitos de límite de fluencia para los torones. Se propone utilizar torones grado 1725 MPa.

En los siguientes dos cuadros se presentan los requisitos en cuanto a la resistencia a la ruptura y el límite de fluencia del acero de los torones de acuerdo con la norma ASTM A416. Se señalan en ambos cuadros, de un color verde, los tipos de torones que se utilizaron en el diseño de la propuesta de sostenimiento dentro del corte vertical del pozo de compuertas.

Cuadro 2.91. Requisitos de resistencia a la rotura según la norma ASTM A416

Designación de Torón N°	Diámetro de Torón (mm)	Resistencia a Rotura Mínima (kN)	Área de Acero del Torón (mm ²)	Peso del Torón kN/1000 m
Grado 1725 MPa				
6	6,4	40,0	23,2	1,78
8	7,9	64,5	37,4	2,88
9	9,5	89,0	51,6	3,97
11	11,1	120,1	69,7	5,37
13	12,7	160,1	92,9	7,16
15	15,2	240,2	139,4	10,73
Grado 1860 MPa				
9	9,5	102,3	54,8	4,24
11	11,1	137,9	74,2	5,71
13	12,7	183,7	98,7	7,60
14	13,2	200,2	107,7	8,28
15	14,3	230,0	123,9	9,51
16	15,2	260,7	140,0	10,81
17	17,8	353,2	189,7	14,58

Fuente: Adaptado de la norma ASTM A416

Cuadro 2.92. Requisitos del límite de fluencia según la norma ASTM A416

Designación de Torón N°	Diámetro de Torón (mm)	Carga Inicial (kN)	Mínima Carga de Extensión 1% (kN)	
			Baja Relajación	Relajación Normal
Grado 1725 MPa				
6	6,4	4,0	36,0	34,0
8	7,9	6,5	58,1	54,7
9	9,5	8,9	80,1	75,6
11	11,1	12,0	108,1	102,3
13	12,7	16,0	144,1	136,2
15	15,2	24,0	216,2	204,2
Grado 1860 MPa				
9	9,5	10,2	92,1	87,0
11	11,1	13,8	124,1	117,2
13	12,7	18,4	165,3	156,1
14	13,2	20,0	180,1	170,1
15	14,3	23,0	207,0	195,5
16	15,2	26,1	234,6	221,5
17	17,8	35,3	318,0	300,2

Fuente: Adaptado de la norma ASTM A416

Cada anclaje activo está compuesto por cuatro torones. En este caso, la carga de tracción mínima a una extensión del 1%, según establece la norma ASTM A416 corresponde a 216,2 kN por torón. Si cada anclaje tiene un total de 4 torones, el valor de la carga de tracción mínima a utilizar en la definición de la longitud de la zona de anclaje corresponde con 864,80 kN. Por tratarse de elementos a utilizarse como anclajes permanentes, se sigue la recomendación de Ucar, de reducir la resistencia del anclaje en un 40% aproximadamente.

Cuadro 2.93. Estimación de la capacidad a tensión del conjunto de torones, así como también de la longitud de anclaje necesaria

F _{1 torón} (kN)	F _{4 torones} (kN)	F.S.	F _{Adm.} (kN)	L _s (m)
216,2	864,8	1,67	518	2,96

Fuente: Elaboración propia

Se establecen un total de 8 filas de anclajes, dentro de la altura total del pozo de compuertas y aprovechando el retiro del macizo que existe en el sitio, se plantean instalar 2 filas adicionales por encima de la boca del pozo. En total, se prevé instalar un total de 10 filas de anclajes, bajo la implementación de esta solución. Se realiza la estimación de la longitud que deberá de tener cada uno de los anclajes, utilizando las ecuaciones mostradas anteriormente, propuestas por Ucar.

Cuadro 2.94. Estimación preliminar de las longitudes de los anclajes a utilizar en la solución propuesta determinadas mediante las ecuaciones planteadas por Ucar

Nivel	h (m)	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	L_S (m)	L_L (m)	L_T (m)
1	2,50	14,00	90	37	10	4,44	6,50	11
2	3,75	14,00	90	37	10	4,44	8,70	13
3	5,00	14,00	90	37	10	4,44	10,90	15
4	6,25	14,00	90	37	10	4,44	13,09	18
5	7,50	14,00	90	37	10	4,44	15,29	20
6	8,75	14,00	90	37	10	4,44	17,49	22
7	10,00	14,00	90	37	10	4,44	19,69	24
8	11,25	14,00	90	37	10	4,44	21,89	26
9	12,50	14,00	90	37	10	4,44	24,09	29
10	13,75	14,00	90	37	10	4,44	26,29	31

Fuente: Elaboración propia

Se plantea una alternativa de optimización, en busca de reducir la longitud teórica de los anclajes, para utilizar la mayor porción de la longitud de anclaje disponible, estableciendo una longitud mínima de 3,90 m como longitud libre del anclaje y cumpliendo el requerimiento en cuanto a la longitud libre mínima, que según recomendación de Ucar no debe ser menor a los 3 m. De esta forma, empleando un 70% de la longitud, como longitud de anclaje, se buscó alcanzar factores de seguridad adecuados utilizando en este caso el software SLIDE 2018.

En el siguiente cuadro se presentan la propuesta de optimización en la longitud total de los anclajes para cada una de las 10 filas propuestas.

Cuadro 2.95. Longitud total de los anclajes activos según la propuesta de diseño

Nivel	L_{T2} (m)	L_{S2} (m)	L_{L2} (m)
1	13	9,10	3,90
2	13	9,10	3,90
3	14	9,80	4,20
4	15	10,50	4,50
5	16	11,20	4,80
6	18	12,60	5,40
7	20	14,00	6,00
8	21	14,70	6,30
9	21,5	15,05	6,45
10	22	15,40	6,60

Fuente: Elaboración propia

Para establecer la resistencia a la extracción de los anclajes, se emplearon las referencias con que se cuentan para materiales duros, similares a los que se encuentran en el sitio de la obra. En el caso que se plantea bajo la propuesta de diseño, se utilizará el valor reportado en el límite inferior para roca dura, que corresponde a 1 MPa, según se presenta en el apartado 0 del Marco Teórico para anclajes activos.

Se plantea considerar el diseño de los anclajes, variando el ángulo de colocación de estos, buscando obtener el mayor beneficio para este sistema de estabilización. La solución que permitió obtener los mayores factores de seguridad correspondió cuando el ángulo de colocación del anclaje fue más cercano respecto a la horizontal, en este caso, se obtuvieron resultados para ángulos de colocación de los anclajes de 10°, 5° y de 2°.

Los resultados obtenidos por medio del software SLIDE 2018, se muestran a continuación:

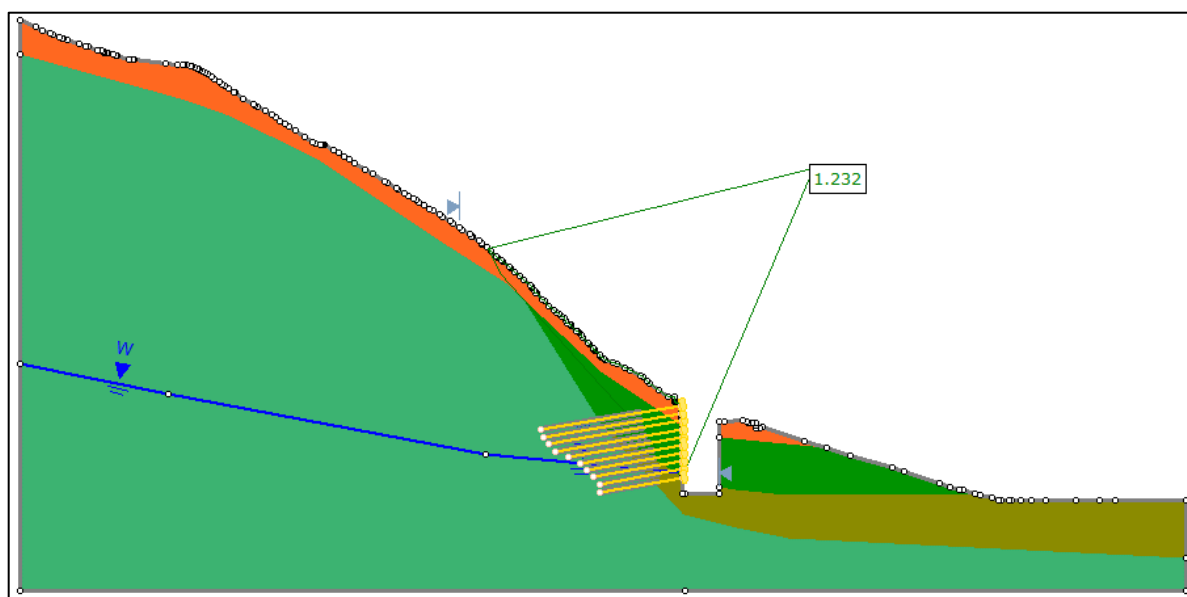


Figura 2.47. Salida del software Slide 2018 utilizando el método de Spencer para el escenario de análisis estático con un ángulo inclinación de los anclajes de 10°

Fuente: Salida del software SLIDE 2018

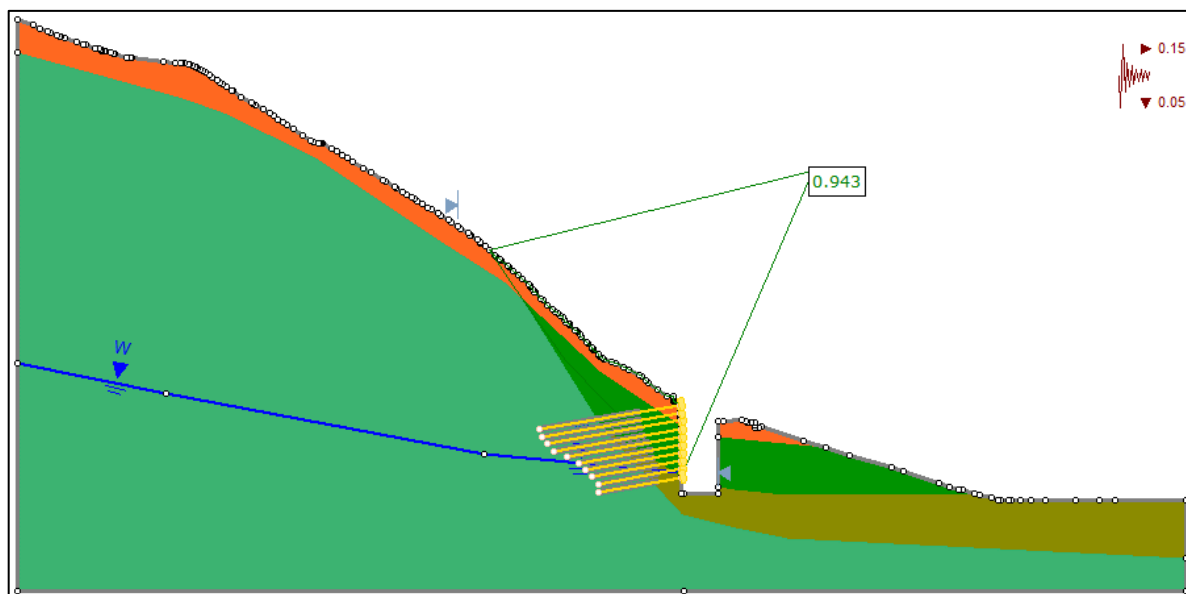


Figura 2.48. Salida del software Slide 2018 utilizando el método de Spencer para el escenario de análisis seudoestático con un ángulo inclinación de los anclajes de 10°

Fuente: Salida del software SLIDE 2018

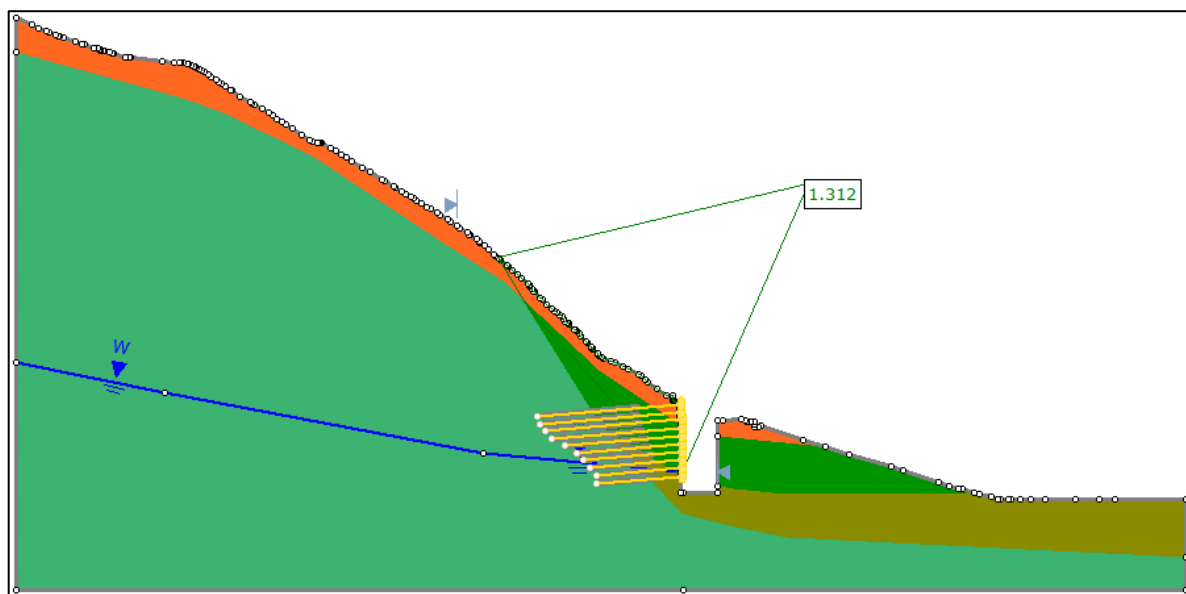


Figura 2.49. Salida del software Slide 2018 utilizando el método de Spencer para el escenario de análisis estático con un ángulo inclinación de los anclajes de 5°

Fuente: Salida del software SLIDE 2018

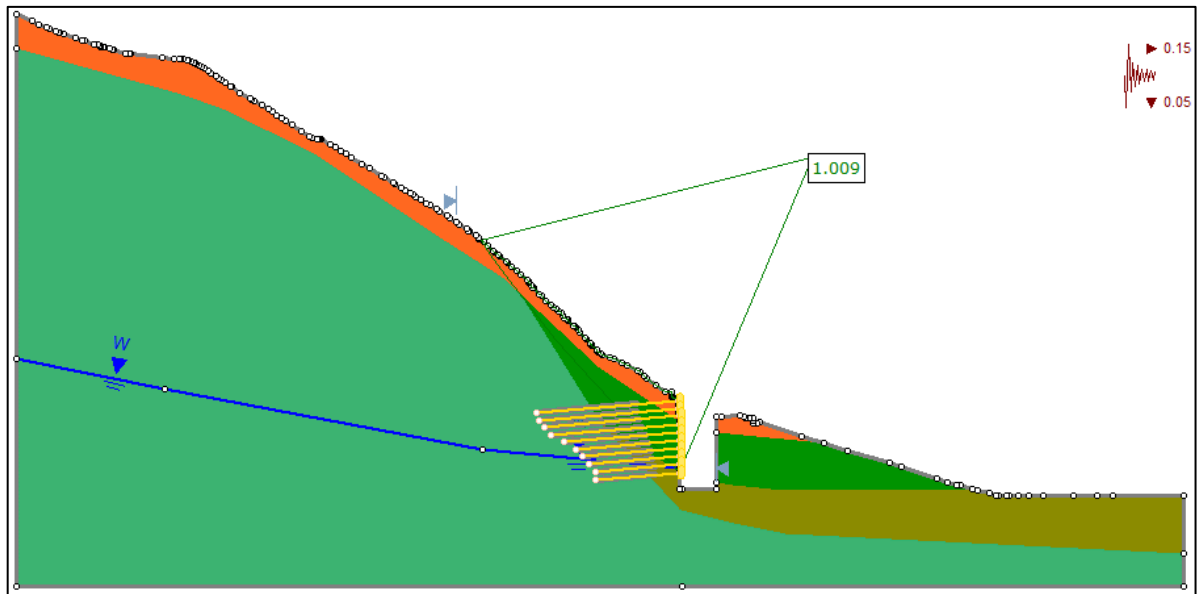


Figura 2.50. Salida del software Slide 2018 utilizando el método de Spencer para el escenario de análisis pseudoestático con un ángulo inclinación de los anclajes de 5°

Fuente: Salida del software SLIDE 2018

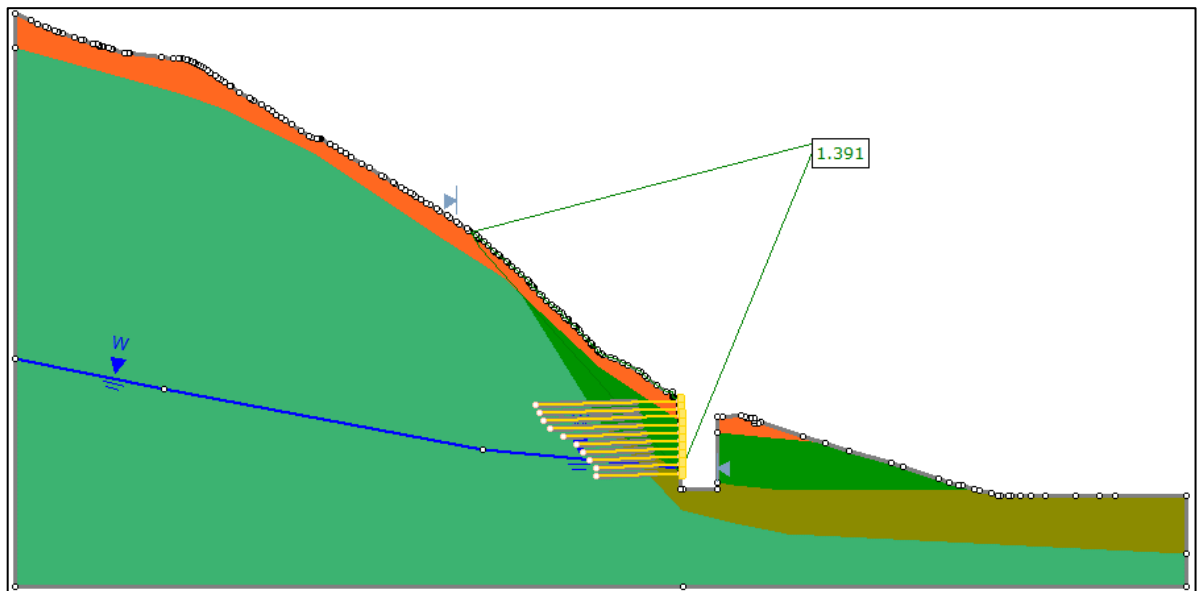


Figura 2.51. Salida del software Slide 2018 utilizando el método de Spencer para el escenario de análisis estático con un ángulo inclinación de los anclajes de 2°

Fuente: Salida del software SLIDE 2018

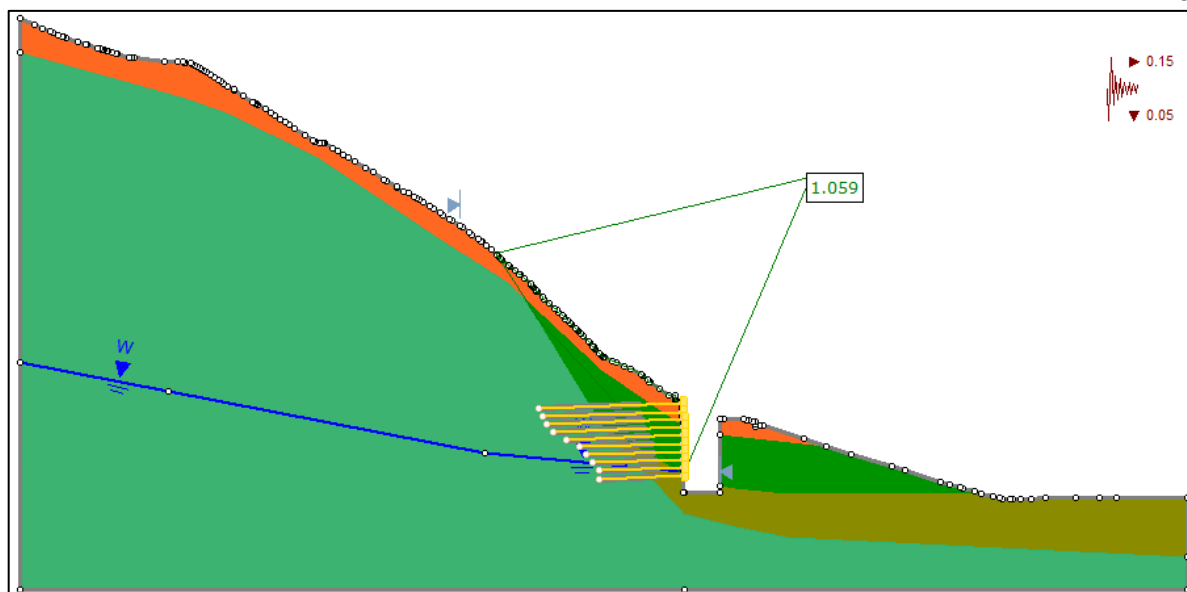


Figura 2.52. Salida del software Slide 2018 utilizando el método de Spencer para el escenario de análisis pseudoestático con un ángulo inclinación de los anclajes de 2°

Fuente: Salida del software SLIDE 2018

El resumen de los factores de seguridad obtenidos para cada uno de los escenarios considerados y cuyos resultados se presentaron anteriormente, se presenta a continuación:

Cuadro 2.96. Resultados del análisis de estabilidad en la definición del tipo de anclajes activos a colocar

Análisis	Escenario	Métodos de Análisis		Condición
		Spencer	Morgenstern	
Estático	$\Delta = 10^\circ$	1,23	1,21	No Cumple
Seudoestático	$\Delta = 10^\circ$	0,94	0,94	No Cumple
Estático	$\Delta = 5^\circ$	1,31	1,30	No Cumple
Seudoestático	$\Delta = 5^\circ$	1,01	1,01	No Cumple
Estático	$\Delta = 2^\circ$	1,39	1,39	Cumple
Seudoestático	$\Delta = 2^\circ$	1,06	1,05	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tal y como se puede observar del cuadro anterior, para las dos primeras propuestas de estabilización, empleando anclajes activos, no se cumple con el criterio de aceptación que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, solamente en el último de los escenarios considerado, con un ángulo de colocación prácticamente horizontal se alcanzan factores de seguridad adecuados.

Por lo anterior, se puede concluir que los anclajes activos deben de ser colocados prácticamente en forma horizontal ($\Delta = 0^\circ$), para obtener un mejor aprovechamiento de la capacidad que pueden llegar a desarrollar, sin embargo, alcanzar esta condición desde el punto de vista constructivo no es una tarea fácil.

Del análisis llevado a cabo se desprenden una serie de aspectos importantes de indicar, los cuales se detallan a continuación:

1. La separación de los anclajes en los sentidos horizontal y vertical es de 1,25 m.
2. Se utilizó una resistencia al arrancamiento o "*pullout*" de 1000 kN/m para el caso de la Unidad Geotécnica 4.
3. Se utilizó una resistencia al arrancamiento o "*pullout*" de 50 kN/m para el caso de las Unidades Geotécnicas 1, 2 y 3.
4. Se utilizó una capacidad a la tensión de 518 kN, considerando un anclaje de 4 torones y aplicando un factor de seguridad de 1,67 en la capacidad total del anclaje.
5. El ángulo de inclinación de los anclajes que presentó resultados más favorables correspondió a un valor cercano con la horizontal de 0° . En el caso de los resultados mostrados se utilizó un ángulo de 2° respecto a la horizontal.
6. La longitud de los anclajes es variable a lo largo de toda la altura del corte a estabilizar. Varía entre los 13 m y los 22 m de longitud.
7. El número de filas necesarias para garantizar la estabilidad de la excavación correspondió con 10, de las cuales 8 se deberán de llevar a cabo dentro del pozo de compuertas y 2 filas se tendrán que generar por fuera de la boca del pozo.
8. El ancho total de la zona por anclar debe de extenderse por al menos 15 m.
9. La altura total de la zona por anclar se considera desde el fondo del pozo hasta una altura de 14 m.

Tomando en consideración los puntos anteriores con respecto al proceso constructivo para desarrollar la estabilidad del corte vertical dentro del pozo, el desarrollo de una propuesta de estabilización con la consideración de anclajes activos, se torna difícil de realizar, ya que aspectos tales como la separación entre anclajes, el diámetro del pozo de compuertas, el espacio reducido para la inclusión de equipos de perforación de largo alcance y por supuesto sin dejar de lado el corto periodo de tiempo del que se dispone para realizar el conjunto de obras de la Estructura de Entrega

al Embalse, llevan a considerar una alternativa adicional para lograr la estabilización dentro del sector interno del pozo de compuertas.

La alternativa de estabilización adoptada se presenta en el siguiente apartado.

2.4.4 Propuesta de estabilización utilizando anclajes pasivos modificando el terreno natural

Se decidió realizar una propuesta de estabilización, pero esta vez efectuando una modificación en el perfil natural del terreno, mediante una excavación con una estabilización localizada, que permita disminuir los empujes activos sobre la excavación del pozo y a la vez utilizar pernos pasivos.

La modificación en la propuesta de excavación, con las pendientes de excavación que han sido definidas para los taludes por encima de la boca del pozo de compuertas, se ilustran de una mejor manera en la siguiente figura.

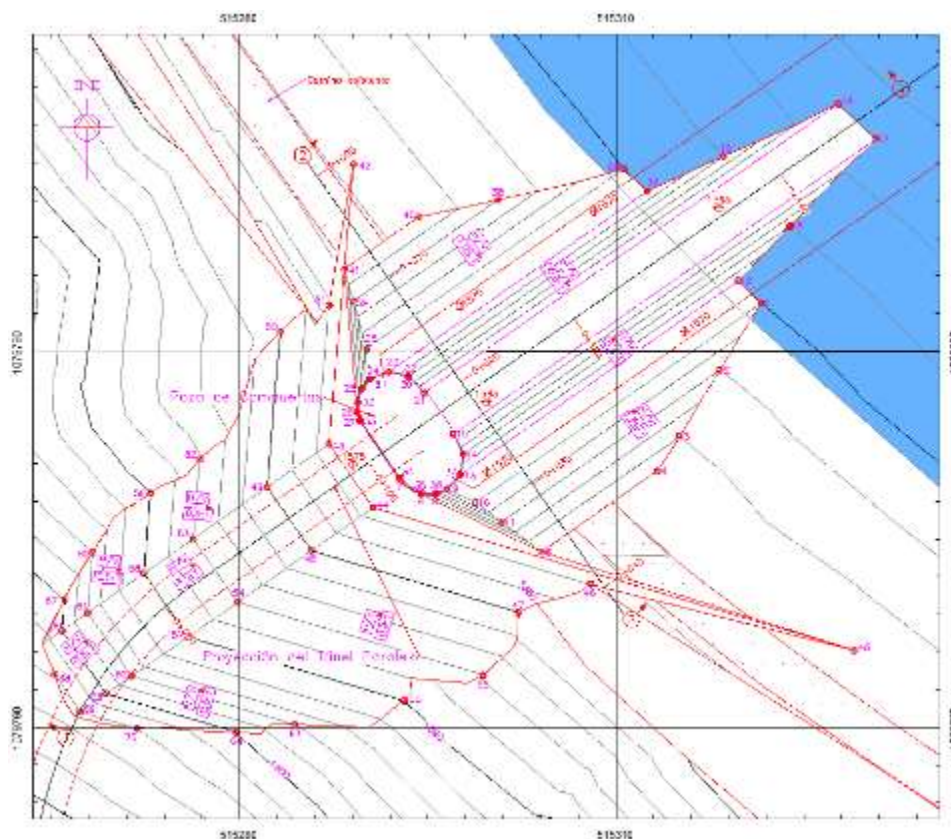


Figura 2.53. Propuesta de excavación en el sector cercano al pozo de compuertas

Fuente: Elaboración propia

La altura total de la excavación a realizar por fuera del pozo de compuertas corresponde con 38 m en total. De igual manera que en los casos anteriores, se realizaron modelos de análisis para establecer el tipo de soporte, utilizando en este caso pernos pasivos.

Los análisis se realizaron utilizando varillas N°8 (25,4 mm de diámetro), en grado 60 de acero. El análisis se realizó tanto para los escenarios estáticos y pseudoestáticos, buscando respetar factores de seguridad mínimos de 1,40 y 1,05 respectivamente. Se utilizaron las mismas dos metodologías de análisis, tanto la de Spencer como la de Morgenstern - Price, bajo la adopción de una potencial superficie de falla no circular, sobre los materiales no consolidados.

Se implementó una separación de los pernos de 1,50 m en los sentidos horizontal como vertical, para el caso de los anclajes a colocar dentro de la excavación vertical del pozo.

Para el caso de la estabilización de la excavación generada en la ladera natural, se incluyó el uso de pernos pasivos con una separación de 2 m en los sentidos horizontal y vertical.

Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

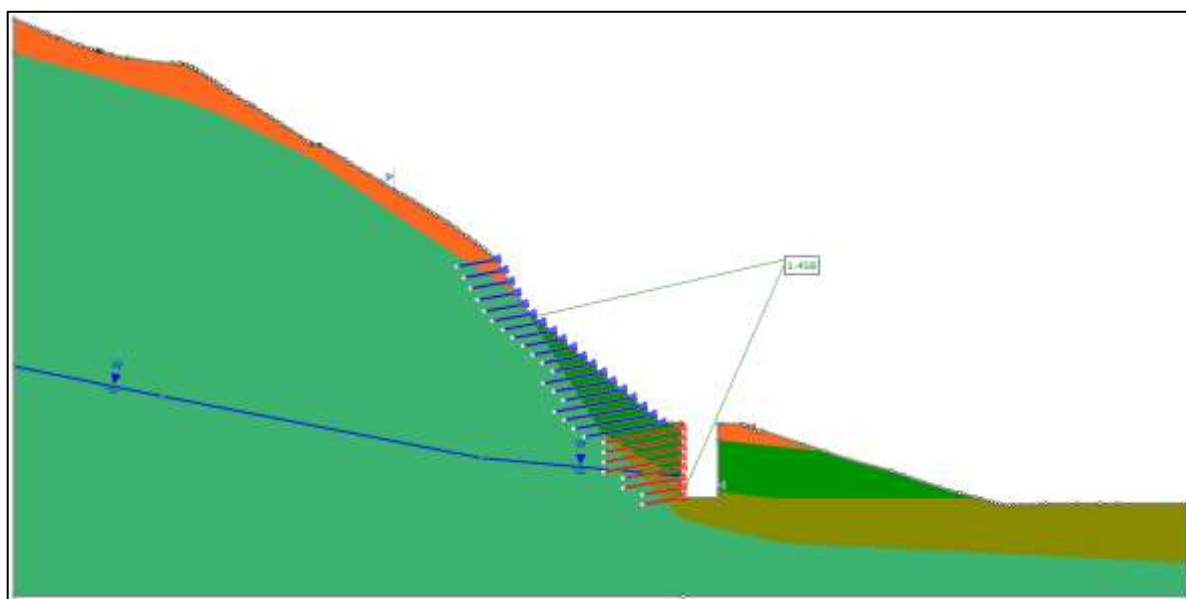


Figura 2.54. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición estática con la inclusión de pernos de longitud variable en varilla N°8 utilizando el método de Spencer

Fuente: Salida del software SLIDE 2018

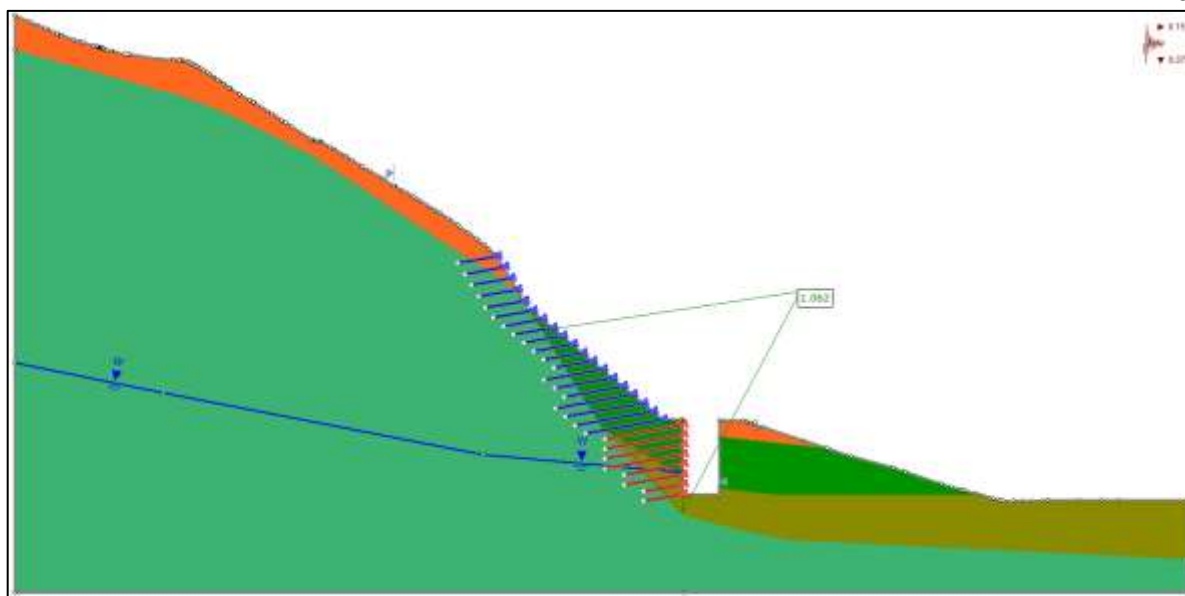


Figura 2.55. Resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite para una condición seudoestática con la inclusión de pernos de longitud variable en varilla N°8 utilizando el método de Spencer

Fuente: Salida del software SLIDE 2018

El resumen de los resultados obtenidos se presenta en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.97. Resumen de los factores de seguridad obtenidos en el análisis de estabilidad del pozo de compuertas utilizando como sostenimiento anclajes pasivos con la modificación de la ladera natural

Análisis	Escenario	Métodos de Análisis		Condición
		Spencer	Morgenstern-Price	
Estático	$\Delta = 10^\circ$	1,46	1,46	Cumple
Seudoestático	$\Delta = 10^\circ$	1,06	1,07	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Es importante indicar que en el cuadro anterior se presentan los factores de seguridad menores obtenidos del análisis llevado a cabo. Para el caso del análisis con la consideración del sismo, se efectuó la revisión con la inclusión de la componente vertical tanto hacia arriba como hacia abajo, siendo el caso más crítico y por ende el de menor factor de seguridad cuando la componente vertical del sismo se encontraba hacia abajo. Para todos los casos, la superficie de falla no circular fue la que resultó más crítica en la obtención de los factores de seguridad de la propuesta de estabilización.

El detalle de la longitud de los pernos en cada una de las filas propuestas se muestra seguidamente:

Cuadro 2.98. Longitud de los pernos pasivos auto perforantes dentro del pozo de compuertas con una separación de 1,5 m en ambos sentidos

N° Fila	Δ (°)	L (m)
1	10	6
2	10	6
3	10	9
4	10	9
5	10	12
6	10	12
7	10	12

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 2.99. Longitud de los pernos pasivos auto perforantes por fuera del pozo de compuertas con una separación de 2 m en ambos sentidos

N° Fila	Δ (°)	L (m)
8	10	12
9	10	12
10	10	12
11	10	12
12	10	9
13	10	9
14	10	9
15	10	6
16	10	6
17	10	6
18	10	6
19	10	6
20	10	6
21	10	6

Fuente: Elaboración propia

Del análisis llevado a cabo se desprenden una serie de aspectos importantes de indicar, los cuales se detallan a continuación:

1. La separación de los pernos pasivos en los sentidos horizontal y vertical es de 1,50 m para el sector por debajo de la boca del pozo y se extiende hasta la parte inferior de la estructura.
2. La separación de los pernos pasivos en los sentidos horizontal y vertical es de 2,0 m para el sector por encima de la boca del pozo y se extiende hacia cada una de las caras de los taludes

generados producto de la modificación en la topografía natural efectuada mediante la propuesta de excavación.

3. Se utilizó una resistencia al arrancamiento o "*pullout*" de 1000 kN/m para el caso de la Unidad Geotécnica 4, al ser estos los materiales de mejor condición geomecánica.
4. Se utilizó una resistencia al arrancamiento o "*pullout*" de 50 kN/m para el caso de las Unidades Geotécnicas 1, 2 y 3.
5. Se utilizó una capacidad a la tensión de 106 kN, considerando un perno en varilla N°8 (25,4 mm de diámetro) aplicando un factor de seguridad de 1,67 en la capacidad total del perno, considerado para aquellos anclajes permanentes.
6. El ángulo de inclinación de los pernos utilizados correspondió con 10°, medido con respecto a la horizontal.
7. La longitud de los pernos pasivos es variable a lo largo de toda la altura del corte a estabilizar. Tanto para el caso del pozo como en el corte fuera del pozo, se presentan longitudes que varían entre 6 m, 9 m y 12 m.
8. El número de filas necesarias para garantizar la estabilidad de la excavación correspondió con 21, de las cuales 7 se deberán de llevar a cabo dentro del pozo de compuertas y las restantes 14 filas se tendrán que generar por fuera de la boca del pozo, en la excavación generada.

En términos generales, bajo la propuesta de efectuar una excavación localizada en la periferia del pozo de compuertas, se garantiza la estabilidad de la excavación vertical del pozo para efectuar el proceso constructivo de la Estructura de Entrega al Embalse. Se cumple con los requisitos que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica en cuanto a la obtención de factores de seguridad mayores a 1,45 y 1,05 para los casos de análisis estático y seudoestático respectivamente.

El análisis anterior fue realizado bajo una condición del sismo con un periodo de retorno de 150 años, condición utilizada para el caso de taludes considerados temporales, según establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica. La razón de efectuar el análisis de esta manera obedece a que el periodo de tiempo que amerita garantizar la estabilización del corte vertical del pozo de compuertas es corto, del orden de 4 meses para completar la construcción de la Estructura de Entrega al Embalse y con esto completar la construcción del pozo. Debido a lo anterior, la

escogencia de los coeficientes pseudoestáticos tanto horizontal como vertical obedecen a una condición de temporalidad de la estabilización del corte vertical.

Sin embargo, es necesario garantizar que los taludes que se generaron por encima de la boca del pozo de compuertas permanezcan estables a través de toda la fase de operación de las obras que se van a construir. En vista de esta condición, se realiza una revisión de la condición estática y pseudoestática, variando en este caso los coeficientes pseudoestáticos horizontal y vertical ante la ocurrencia de un sismo con un periodo de retorno de 475 años, según recomienda el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, para el caso de taludes permanentes.

Los resultados obtenidos en el análisis llevado a cabo para los taludes considerados permanentes se presentan seguidamente, en este caso desplazando los límites del perfil analizado según el modelo desarrollado en el software SLIDE 2018 y bajo los mismos métodos de análisis utilizados en los casos anteriores.

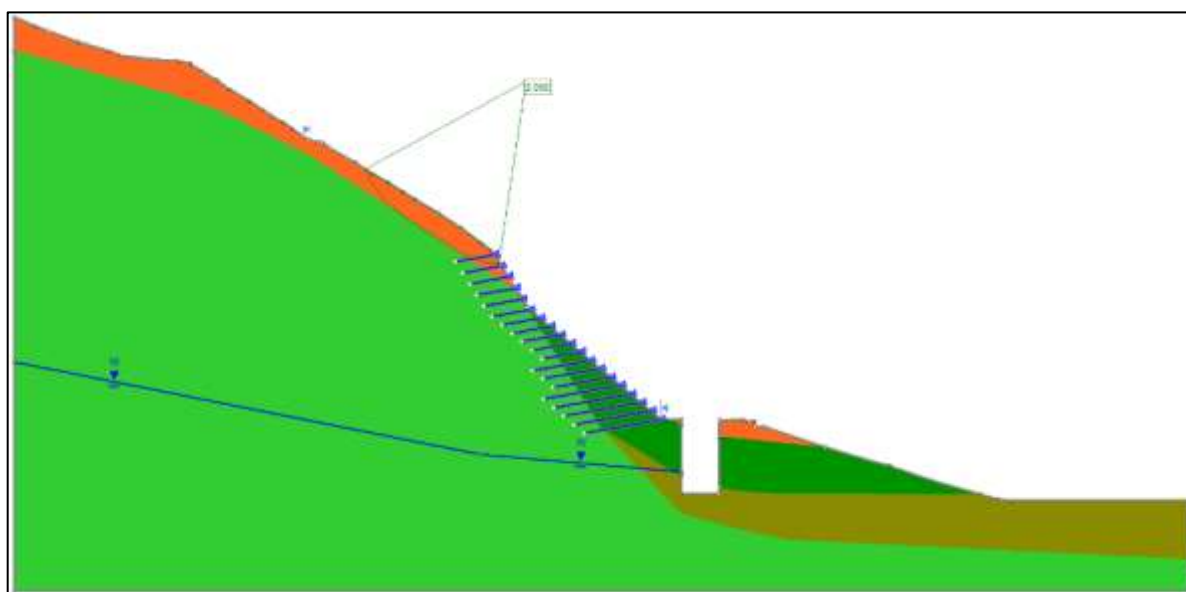


Figura 2.56. Resultado del análisis de estabilidad de la ladera intervenida por equilibrio límite para una condición estática con la inclusión de pernos de longitud variable en varilla N°8 utilizando el método de Spencer

Fuente: Salida del software SLIDE 2018

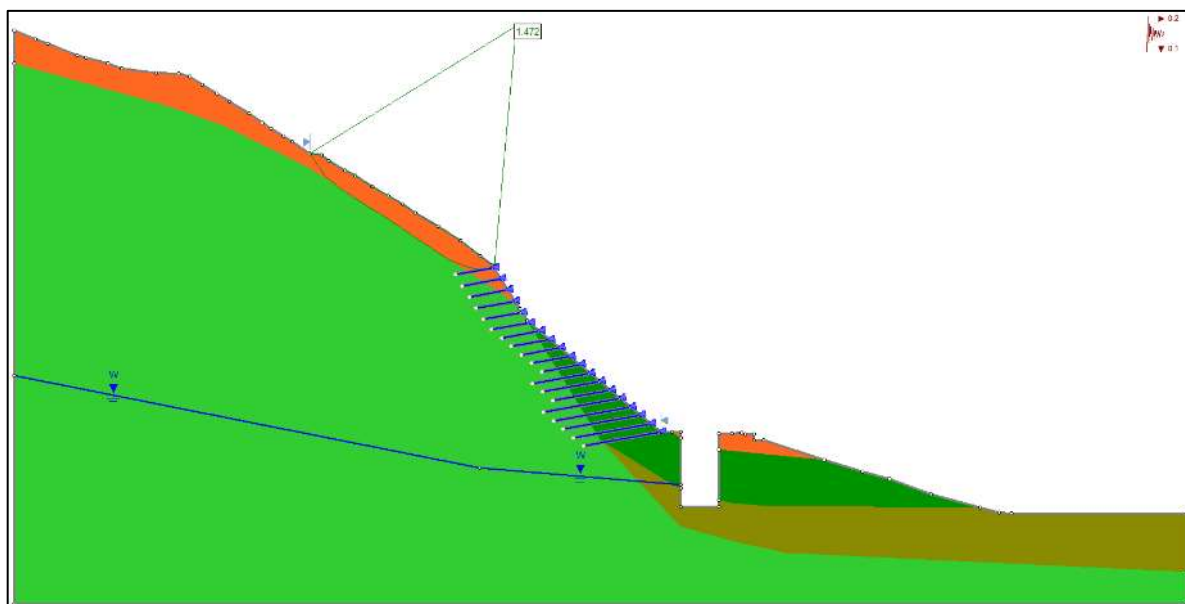


Figura 2.57. Resultado del análisis de estabilidad de la ladera intervenida por equilibrio límite para una condición seudoestática con la inclusión de pernos de longitud variable en varilla N°8 utilizando el método de Morgenstern-Price

Fuente: Salida del software SLIDE 2018

El resumen de los resultados obtenidos se presenta en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.100. Resumen de los factores de seguridad obtenidos en el análisis de estabilidad de la ladera natural intervenida utilizando como sostenimiento anclajes pasivos

Análisis	Escenario	Métodos de Análisis		Condición
		Spencer	Morgenstern-Price	
Estático	$\Delta = 10^\circ$	2,07	2,08	Cumple
Seudoestático	$\Delta = 10^\circ$	1,50	1,47	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Es importante indicar que en el cuadro anterior se presentan los factores de seguridad menores obtenidos del análisis llevado a cabo. Para el caso del análisis con la consideración del sismo, se efectuó la revisión con la inclusión de la componente vertical tanto hacia arriba como hacia abajo, siendo el caso más crítico y por ende el de menor factor de seguridad cuando la componente vertical del sismo se encontraba hacia abajo. Para todos los casos, la superficie de falla no circular fue la que resultó más crítica en la obtención de los factores de seguridad.

Los resultados obtenidos tanto para el análisis estático como pseudoestático, cumplen con los criterios de aceptación que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica para taludes en una condición de permanencia en el tiempo.

La implementación de esta propuesta resulta en la condición idónea para lograr la estabilidad global del pozo vertical de compuertas, que permita llevar a cabo de manera segura el proceso constructivo de la Estructura de Entrega al Embalse.

2.4.5 Propuesta de excavación mediante taludes temporales aguas abajo del pozo de compuertas

Para llevar a cabo el proceso constructivo de la Estructura de Entrega al Embalse, es necesario generar una excavación en el sector de su emplazamiento.

La propuesta para esta excavación consiste en establecer un arreglo geométrico de sus taludes, a fin de generar la estabilidad de estos en un corto periodo de tiempo, donde se requiere, sin la consideración de ningún tipo de sostenimiento.

En esta sección se presentan los resultados obtenidos de la propuesta de excavación temporal, estabilizada geoméricamente.

En la siguiente figura, demarcada en una línea punteada roja, se observa el arreglo geométrico de la excavación que permitirá la construcción tanto de la alcantarilla prefabricada que conectará el túnel Paralelo con el embalse El Llano, así como también la construcción de la Estructura de Entrega al Embalse, que se encontrará por encima de este ducto.

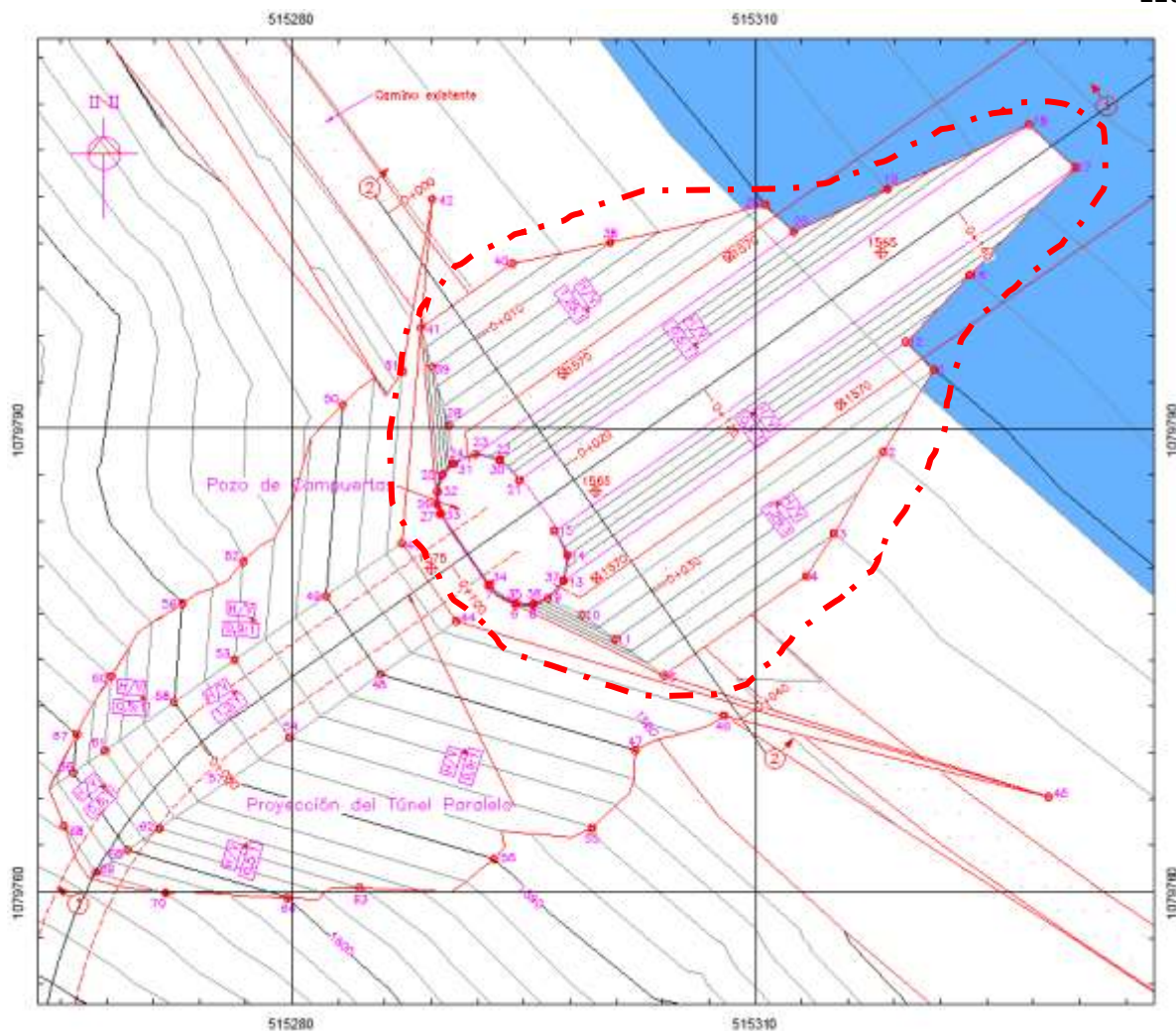


Figura 2.58. Propuesta de excavación con la consideración de taludes temporales

Fuente: Elaboración propia

Esta propuesta de excavación tendrá una altura máxima de 10 m desde el punto más alto que corresponde con el camino perimetral del embalse El Llano, el cual se encuentra en la elevación 1575 msnm hasta el punto más bajo que corresponde con el tramo donde se cimentará el paso de la alcantarilla prefabricado que conecta el túnel Paralelo con el embalse El Llano, el cual se encuentra en la elevación 1565 msnm.

El análisis se realizó tanto para los escenarios estáticos como pseudoestáticos, buscando respetar factores de seguridad mínimos de 1,40 y 1,05 respectivamente. Se utilizaron las mismas dos metodologías de análisis, tanto la de Spencer como la de Morgenstern - Price, bajo la adopción de

una potencial superficie de falla no circular, sobre los materiales no consolidados. Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

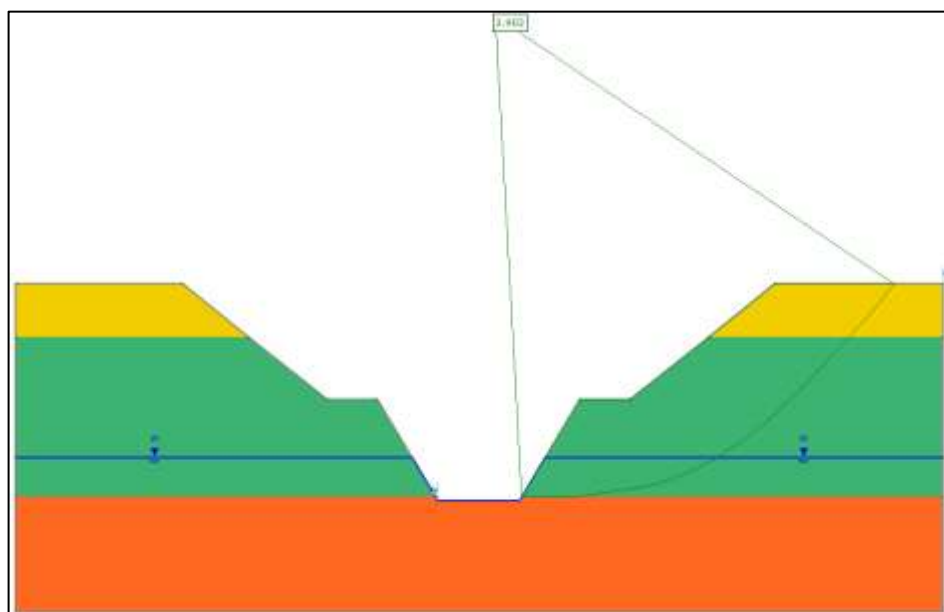


Figura 2.59. Salida del SLIDE 2018, método de Spencer, análisis estático, taludes de la margen derecha

Fuente: Salida del software SLIDE 2018

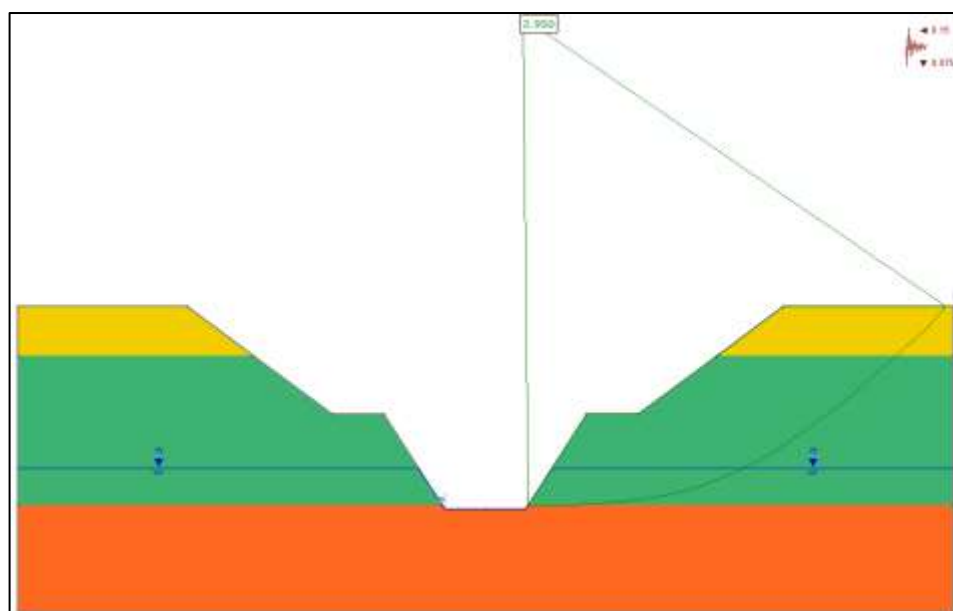


Figura 2.60. Salida del SLIDE 2018, método de Spencer, análisis seudoestático, taludes de la margen derecha

Fuente: Salida del software SLIDE 2018

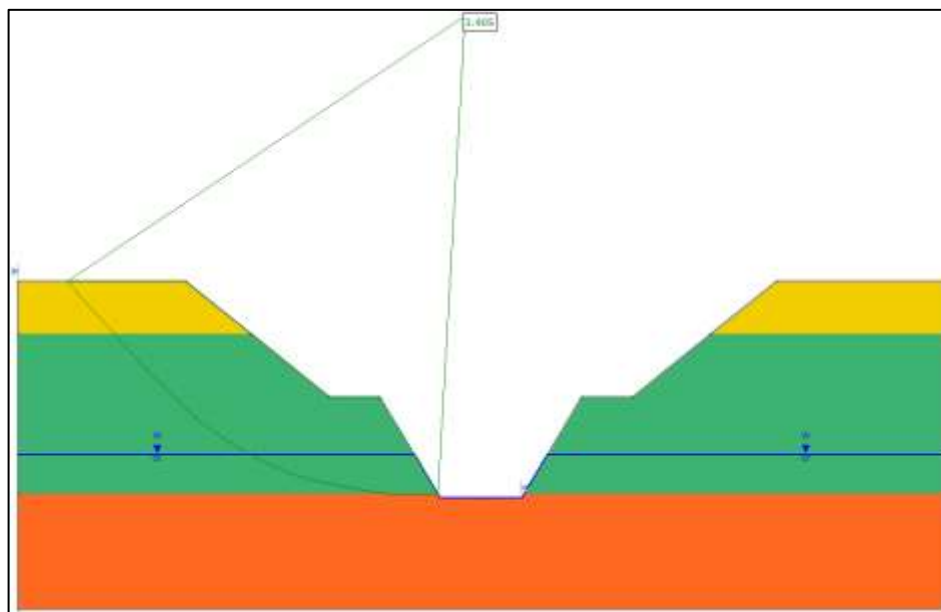


Figura 2.61. Salida del SLIDE 2018, método de Spencer, análisis estático, taludes de la margen izquierda

Fuente: Salida del software SLIDE 2018

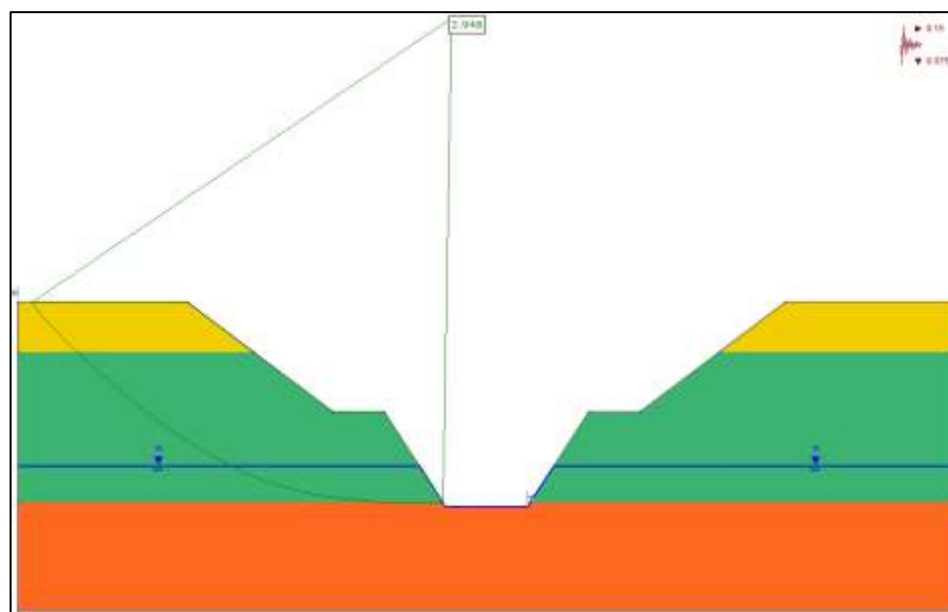


Figura 2.62. Salida del SLIDE 2018, método de Spencer, análisis pseudoestático, taludes de la margen izquierda

Fuente: Salida del software SLIDE 2018

El resumen con los factores de seguridad obtenidos en este análisis de estabilidad se presenta en el siguiente cuadro resumen.

Cuadro 2.101. Resultados del análisis de estabilidad para la propuesta de excavación temporal

Análisis	Margen	Métodos de Análisis		Condición
		Spencer	Morgenstern-Price	
Estático	Derecha	3,90	3,91	Cumple
Seudoestático		2,95	2,95	Cumple
Estático	Izquierda	3,91	3,91	Cumple
Seudoestático		2,95	2,95	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Es importante indicar que en el cuadro anterior se presentan los factores de seguridad menores obtenidos del análisis llevado a cabo. Para el caso del análisis con la consideración del sismo, se efectuó la revisión con la inclusión de la componente vertical tanto hacia arriba como hacia abajo, siendo el caso más crítico y por ende el de menor factor de seguridad cuando la componente vertical del sismo se encontraba hacia abajo. Para todos los casos, la superficie de falla no circular fue la que resultó más crítica en la obtención de los factores de seguridad.

Se puede asegurar que la propuesta de generar taludes tendidos como parte de una excavación temporal para la construcción de las obras que integran la Estructura de Entrega al Embalse es adecuada y cumple con la obtención de factores de seguridad adecuados, de acuerdo con los requisitos que plantea el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica.

2.5 Especificaciones Técnicas

A continuación, se muestran las especificaciones técnicas de los materiales utilizados en el sistema de sostenimiento propuesto.

2.5.1 Materiales

2.5.1.1 Concreto lanzado y pernos de acero

Para la construcción de la propuesta de estabilización del pozo de compuertas y la ladera natural adyacentes ambos a la Estructura de Entrega al Embalse, se recomienda que se controlen los siguientes parámetros de diseño para asegurar la calidad de los materiales de acuerdo con las consideraciones llevadas a cabo en el diseño.

En el siguiente cuadro se resumen los parámetros de control para el caso del concreto lanzado y los pernos de acero a utilizar como parte de la propuesta de estabilización empleando la técnica del suelo cosido.

Cuadro 2.102. Parámetros de control de la calidad para el muro de suelo cosido a implementar

Parámetro	Especificación	Unidad de Medida	Norma por Cumplir	Frecuencia del Muestreo
Límite elástico del acero para las barras a utilizar como pernos	420	MPa	ASTM A370	Una muestra cada 50 pernos confeccionados
Límite elástico del acero para las barras autoperforantes	470	MPa	UNE-EN 1992-1-1	Una muestra cada 25 barras colocadas
Extracción y prueba de núcleos de concreto lanzado para estimar su resistencia	21	MPa	ASTM C1604	Cada 7, 14 y 28 días
Densidad de la Lechada A/C: 0,67	15.7	kN/m ³	ASTM D4380	Cada 50 pernos instalados
Viscosidad de la Lechada A/C: 0,67	40	Pa-s	ASTM D6910	Cada 50 pernos instalados
Resistencia de la Lechada a 28 días de edad A/C: 0,67	21	MPa	ASTM C109	Cada 50 pernos instalados

Fuente: Elaboración propia

2.5.1.2 Ensayos de extracción de pernos

Es importante implementar ensayos no destructivos de verificación de carga de una muestra del conjunto de anclajes, con miras a corroborar que la premisa utilizada en cuanto a la resistencia a la extracción de los anclajes es la adecuada.

En el siguiente cuadro se resumen los parámetros de control para la verificación de pruebas de carga sobre un porcentaje del total de la población de pernos de barras corrugadas a utilizar en la propuesta de estabilización.

Cuadro 2.103. Parámetros de control de la calidad para la verificación de la fuerza de extracción de los anclajes

Parámetro	Especificación	Unidad de Medida	Norma ASTM por Cumplir	Frecuencia del Muestreo
Resistencia a la extracción de los pernos de anclaje	> 50 para UG1, UG2 y UG3	kN/m	ASTM D4435	2% del total de anclajes
	> 1000 para UG4	kN/m	ASTM D4435	2% del total de anclajes
Resistencia a la extracción de las barras autoperforantes	> 50 para UG1, UG2 y UG4	kN/m	ASTM D4435 DIN 21521-2	2% del total de anclajes
	> 1000 para UG5	kN/m	ASTM D4435 DIN 21521-2	2% del total de anclajes

Fuente: Elaboración propia

2.5.2 Proceso constructivo

Para el caso del sector de la ladera natural se deberá generar un acceso por medio de una excavadora que permita dar inicio con los trabajos de excavación desde el sector superior de la ladera, hasta la parte inferior.

El proceso constructivo implica generar cortes no mayores a 3 m en altura, bajo la pendiente de estabilización definida, para seguidamente continuar con las labores de perforación, colocación e inyección de las barras de acero que funcionarán como pernos pasivos, para finalmente colocar el concreto lanzado en el espesor definido.

En el caso del pozo de compuertas, al ser una excavación vertical ya existente, se deberán utilizar equipos de perforación adaptados a un sistema de andamios, que permitan alcanzar las longitudes de los pernos autoperforantes que se han establecido para este sector de la estabilización.

Eventualmente se podría valorar el uso de equipos de perforación menor, descendiendo desde la boca del pozo por medio de grúas hacia la parte inferior, que permitan realizar los trabajos de estabilización de los sectores inferiores dentro del pozo.

De igual manera, existen adaptaciones de los equipos de perforación a los equipos de excavación, lo que permitiría utilizar estos últimos equipos para los trabajos de estabilización desde la parte superior del pozo.

Existen evidencias de procesos de estabilización en sitios complejos donde los trabajos se realizan desde la altura, fijando los equipos de perforación al sitio, por lo que esta sería otra alternativa que se debería de valorar para la estabilización del pozo vertical.

En cuanto a las longitudes de los pernos autoperforantes, existe en el mercado proveedores que brindan barras con longitudes que van desde 1 m, 2 m, 3 m, 4 m y 6 m, por lo que, mediante el uso de acoples o adaptadores, se puede completar la longitud de estabilización especificada.

2.5.3 Propuesta de instrumentación

Como parte de las recomendaciones que se tienen en este caso para el control del comportamiento de la obra, se recomienda la medición de la variable de los desplazamientos horizontales, en el sector del pozo de compuertas, así como posibles desplazamientos verticales y horizontales en la estabilización de la ladera que se debe de intervenir.

Es importante constatar que las premisas utilizadas en el diseño de la estructura se estén cumpliendo durante la etapa de construcción, así como de operación, por lo cual, es necesario considerar las características del tipo de instrumentación que se plantea en este caso.

Se pretende presentar en este apartado las especificaciones de la instrumentación a implementar, de manera que su selección sea acorde a las características técnicas que se detallan.

2.5.3.1 Clinómetro de barra

Se plantea el uso de los clinómetros de barra a colocar dentro del pozo de compuertas abarcando toda su altura. Estos dispositivos están integrados a una barra, de dimensión variable, según la necesidad. Estos dispositivos permiten estimar deformaciones a partir de la medición de un ángulo, el cual permite determinar la deformada del elemento en concreto al que se adhieren las barras, es este caso una de las paredes del pozo de compuertas.

Las especificaciones técnicas del clinómetro de barra se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.104. Especificaciones técnicas para los clinómetros de barra

Rangos de medición:	$\pm 2.5, \pm 5^\circ, \pm 10^\circ$
Resolución del Sensor:	0,001°
Exactitud:	$\pm 0,004^\circ$ para un rango de $\pm 2,5^\circ$, $\pm 0,006^\circ$ para un rango de $\pm 5^\circ$ y $\pm 0,010^\circ$ para un rango de $\pm 10^\circ$
Máxima longitud del cable al registrador de datos:	1000 m
Rango de temperaturas operacional:	-30°C a 70°C
Dimensiones (largo x ancho x alto):	66 x 40 x 60 mm (barra de 1000, 2000 o 3000 x 44 x 60 mm)
Peso:	N/E
Principio de Medición:	Acelerómetros autocompensados MEMS (Uniaxial)

Fuente: Elaboración propia

Para cubrir toda la altura de la excavación del pozo se propone un arreglo en serie de los clinómetros de barra, integrando 3 barras de 3 m de longitud y una barra de 2 m de longitud para abarcar los 11 m de excavación vertical.

2.5.3.2 Puntos de control topográfico

Se propone colocarlos justo por encima de la boca del pozo de compuertas y en puntos específicos en la excavación de la ladera natural.

Para ello se deberá integrar un elemento de concreto para colocar el dispositivo de anclaje del prisma, el cual deberá ser de acero inoxidable, provisto por la casa fabricante seleccionada.

Se utilizará un prisma similar a Leica modelo GPR121 en metal, con precisión de centrado de 1 mm instalado sobre el pin de bronce. Lo anterior permite realizar las mediciones de los movimientos horizontales y verticales por medio de una estación total.

Los prismas a utilizar deben tener una protección contra lluvia y polvo.

2.5.3.3 Bancos de referencia

Se realizará una excavación de al menos 1,0 m de profundidad bajo una sección cuadrada de 0,50 m de lado.

Se realizará un monumento de sección cuadrada de 0,40 m de lado y al menos 1,0 m de altura, en concreto de una resistencia a la compresión simple $f'c$ 21 MPa.

Se colocará acero de refuerzo #3, con aros cada 0,20 m y 4 varillas verticales, teniendo un anclaje de 0,50 m por debajo de la superficie.

Se dejará un recubrimiento mínimo de 0,05 m en todos los casos.

Se llenará la excavación con concreto bajo una resistencia a la compresión simple de $f'c$ 21 MPa.

Se colocará una base de latón con anclajes en la superficie del monumento para anclar la estación total.

2.5.3.4 Registrador de datos o datalogger

Se colocará un registrador de datos similar a *Campbell Scientific* modelo CR6, el cual funciona como el cerebro del sistema de adquisición, ya que tiene la función de almacenar datos en su propia memoria no volátil. Las especificaciones técnicas del *datalogger* se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.105. Especificaciones técnicas del datalogger CR6

Modelo	CR6
Alimentación	16 a 32 Vdc en CHG 10 a 18 Vdc en BAT
Rango de temperatura	-40 °C a 70 °C
Canales de entrada	3 grupos de 4 líneas
Contadores de pulso	8
Puerto almacenamiento de datos/comunicaciones	RS-485 microSD Ethernet CS I/O RS-232 CPI SDI-12
Precisión del reloj	±3 min por año
Medidor de cuerdas vibrantes	Compatible
Dimensiones	20,3 x 10,1 x 5,6 cm
Peso	0,42 a 0,52 kg

Fuente: <https://www.campbellsci.es/cr6>

2.5.3.5 Armario de protección

Para proteger los equipos de interrogación y almacenamiento de la información que brinda en este caso los clinómetros de barra, se requiere de un armario de protección.

El *datalogger* estará colocado dentro de un armario marca Campbell Scientific modelo ENC 12/14.

Las especificaciones técnicas del armario de protección se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.106. Especificaciones técnicas del armario ENC 12/14

Dimensiones	39,12 x 33,96 x 19,51 cm
Peso	5 kg
Color	Blanco
Clasificación del armario	NEMA 4x
Entrada conduit	12,5 mm

Fuente: <https://www.campbellsci.es/enc-12-14>

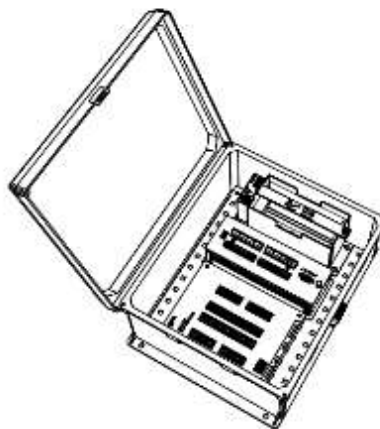


Figura 2.63. Ejemplo de instalación del Datalogger y la fuente de alimentación en armario NC 12/14

Fuente: Campbell Scientific

Se colocará a una altura de 1,50 m sobre el nivel de piso terminado. El armario ENC 12/14 será colocado sobre un tubo de acero inoxidable de 75 mm de diámetro.

2.6 Presupuesto Detallado

El presupuesto que se detalla a continuación se centra en el diseño geotécnico de la estructura. No se incluyen los demás elementos del diseño hidráulico y estructural que integran en su conjunto esta obra.

En primera instancia se detalla el costo de establecer una propuesta de instrumentación mínima que debería de ser considerada con el afán de verificar y corroborar parte de las premisas consideradas en el diseño final de la estructura.

Cuadro 2.107. Presupuesto detallado de la propuesta de instrumentación

Detalle de los Elementos de Instrumentación	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
Clinómetros de barra tipo MEMS (un)	4	\$900,00	\$3.600,00
Datalogger CR6 (un)	1	\$2.850,00	\$2.850,00
Armario ENC12/14 (un)	1	\$450,00	\$450,00
Prismas Topográficos Leica GMP104 (un)	12	\$200,00	\$2.400,00
Juego de Montaje Puntos Topográficos (un)	12	\$44,00	\$528,00
Cubierta Protectora Puntos Topográficos (un)	12	\$27,00	\$324,00
Cajas de Empalmes de Resina 3M (un)	6	\$46,09	\$276,54
Cable Heavy Duty (m)	150	\$8,50	\$1.275,00
Construcción Obras Civiles (m ²)	2	\$610,00	\$1.220,00
Transporte	1	\$1.000,00	\$1.000,00
		Subtotal	\$10.323,54
		IVA (13%)	\$1.342,06
		Imprevistos (5%)	\$516,18
		Total en dólares	\$12.181,78
		Total en colones	₡7.369.975,21

Fuente: Elaboración propia

Se recomienda como buena práctica en toda obra de importancia, considerar un porcentaje del monto total de la estructura para implementar una propuesta de instrumentación. Este porcentaje de instrumentación debería rondar entre el 1,5% y el 2,5% como máximo, del presupuesto total de la obra.

Este monto presentado en el cuadro anterior fue incluido como parte de los costos directos de la obra.

Seguidamente, se presenta el presupuesto detallado para el diseño geotécnico de la propuesta de estabilización del pozo de compuertas y la ladera natural adyacente a la Estructura de Entrega al

Embalse, empleando únicamente pernos de barra tanto dentro como por fuera del pozo, bajo la técnica de suelo cosido. Se utiliza como tipo de cambio el siguiente ₡605/\$ en todos los casos.

Cuadro 2.108. Detalle de los costos totales de las obras de estabilización para el pozo de compuertas y la ladera natural utilizando anclajes de barra

Detalle de los Elementos que Intervienen	Cantidad	Unidades	Costo Unitario (\$)	Costo Total (\$)
Trabajos Preliminares	1	global	\$1.652,9	\$1.652,9
Excavación (incluye acarreo y colocación en la escombrera a una distancia menor a 3 km)	3.400	\$/m ³	\$21,5	\$73.057,9
Varilla N°8 a utilizar como pernos de anclaje	2.379	\$/m	\$3,1	\$7.471,2
Lámina Hierro Negro de 6.35 mm	4	\$/lámina	\$148,8	\$595,0
Tuercas	600	\$/unidad	\$1,0	\$600,0
Concreto Premezclado a un espesor de 0,075 m	111	\$/m ³	\$181,8	\$20.166,0
Colocación del concreto lanzado	110	\$/m ³	\$21,7	\$2.387,0
Fibra Sintética de Polipropileno	330	kg	\$23,1	\$7.636,4
Lechada agua:cemento relación 4:6	517	\$/saco	\$10,9	\$5.640,0
Confección y colocación de pernos de anclaje, incluye mano de obra	270	\$/m	\$44,0	\$11.880,0
Implementación de la propuesta de instrumentación	1	global	-	\$12.181,2
Costo Directo	-			\$143.268,2
Imprevistos	5,00%	-		\$7.163,4
Costo Total (dólares)	-			\$150.431,6
Costo Total (colones)	-			₡87.099.889,6

Fuente: Elaboración propia

Es importante indicar que se consideró un 30% de desperdicio en la estimación del concreto a despachar de planta, dado que el mismo se colocará lanzado contra las caras de la propuesta de excavación. Además, se podría tener un ahorro de alrededor de ₡3.252.700,00 (\$5.376,4) si en lugar de utilizar la fibra sintética de polipropileno en conjunto con el concreto lanzado, se sustituye esta por malla electrosoldada. Para la estimación del presupuesto detallado, se incluyó el uso de la fibra sintética como elemento de refuerzo del concreto lanzado.

Finalmente, se realiza una estimación del costo de la propuesta de estabilización empleando pernos auto perforantes dentro del pozo de compuertas y pernos con barra por fuera del pozo de

compuertas. La estimación de los costos totales de la propuesta de estabilización se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.109. Detalle de los costos totales de las obras de estabilización para el pozo de compuertas y la ladera natural utilizando anclajes de barra y autoperforantes

Detalle de los Elementos que Intervienen	Cantidad	Unidades	Costo Unitario (\$)	Costo Total (\$)
Trabajos Preliminares	1	global	\$1,652.9	\$1,652.9
Excavación (incluye acarreo y colocación en la escombrera a una distancia menor a 3 km)	3400	\$/m ³	\$21.5	\$73,057.9
Pernos autoperforantes (incluye el perno, perforación, acoples e inyección)	462	\$/m	\$126.0	\$58,212.0
Cabeza autoperforante (incluye placa de reparto, tuercas, cuña y pintado exterior)	50	\$/unidad	\$101.0	\$5,050.0
Varilla N°8 a utilizar como pernos de anclaje	1917	\$/m	\$3.1	\$6,020.3
Lámina Hierro Negro de 6.35 mm	3	\$/lámina	\$148.8	\$446.3
Tuercas	540	\$/unidad	\$1.0	\$540.0
Concreto Premezclado a un espesor de 0,075 m	111	\$/m ³	\$181.8	\$20,166.0
Colocación del concreto lanzado	110	\$/m ³	\$21.7	\$2,387.0
Fibra Sintética de Polipropileno	330	kg	\$23.1	\$7,636.4
Malla electrosoldada	121	un	\$18.7	\$2,260.0
Lechada Agua:Cemento relación 4:6	417	\$/saco	\$10.9	\$4,549.1
Confección y colocación de pernos de anclaje, incluye mano de obra	221	\$/m	\$44.0	\$9,724.0
Implementación de la propuesta de instrumentación	1	global	-	\$0.0
Costo Directo		-		\$189,441.8
Imprevistos	5.00%	-		\$9,472.1
Costo Total (dólares)		-		\$198,913.9
Costo Total (colones)		-		¢115,171,156.63

Fuente: Elaboración propia

Al igual que en el caso anterior, si se utiliza la malla electrosoldada como refuerzo del concreto lanzado, se podría tener un ahorro de alrededor de ¢3.252.700,00 (\$5.376,4).

Se aprecia que, de utilizar pernos autoperforantes en lugar de los pernos de barra dentro de la estabilización del pozo de compuertas, la propuesta de estabilización tendría un incremento de alrededor de \$28.071.267,03.

2.7 Conclusiones

Al finalizar el presente trabajo se pueden desprender las siguientes conclusiones:

- Dentro del contexto geológico regional la zona donde se ubica el proyecto presenta una tectónica activa importante, ya que se encuentran trazadas fallas geológicas consideradas como activas, tales como la falla Navarro y la falla Agua Caliente.
- Las formaciones geológicas ubicadas en el área del proyecto están representadas por dos formaciones de un origen sedimentarias principalmente, la formación Pacacua y la formación Peña Negra. De igual forma, hay evidencia de la presencia de materiales ígneos intrusivos correspondientes al intrusivo de Tapantí.
- En el sector donde se ubica el pozo de compuertas que conecta con la Estructura de Entrega al Embalse, existe la presencia de materiales de origen coluvial. Estos materiales se pueden observar en los alrededores del área del embalse. Son producto de los deslizamientos cercanos principalmente por los procesos de dinámica externa que afectan a la formación Peña Negra.
- Con el análisis que se logró realizar a partir de los datos existentes del sitio en estudio, fue posible generar y establecer un modelo geotécnico preciso, así como detallado, que permitió ser utilizado en el diseño geotécnico de la propuesta de estabilización tanto del pozo de compuertas como de la ladera natural.
- Del modelo geotécnico obtenido se desprende que hay presencia de materiales con propiedades de resistencia al corte y deformabilidad bajas, que tienen incidencia directa en la propuesta de estabilización que se adoptó para el caso del pozo de compuertas y la ladera natural que se tuvo que intervenir como parte de un conjunto de la obra. Además, el uso del software permitió optimizar el diseño, considerando dos escenarios de análisis: estático y pseudoestático, donde se buscó respetar los factores de seguridad mínimos para los respectivos escenarios que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica.
- Empleando el método de equilibrio límite y a través del software SLIDE 2018 fue posible estimar la magnitud del empuje activo de los materiales sobre las paredes internas del pozo de compuertas, considerando además la componente horizontal del sismo para su estimación, de manera que se pudiera obtener la distribución de presiones al momento de elegir la opción para buscar estabilizar la excavación vertical del pozo.

- Se analizaron varias alternativas para buscar estabilizar la excavación vertical del pozo de compuertas utilizando tanto anclajes pasivos como activos. Sin embargo, se adoptó la opción de modificar la ladera natural por encima de la boca del pozo de compuertas para buscar reducir los empujes del terreno sobre las paredes del pozo y buscar una estabilización utilizando anclajes pasivos mediante la técnica de suelo cosido.
- Es importante indicar que existen limitantes en cuanto a espacio dentro del pozo de compuertas, así como también en lo concerniente a los tiempos de ejecución de la propuesta de estabilización que se adoptase, razones por las cuales, la alternativa de estabilización debe de considerar estos aspectos de constructividad para su respectiva validación.
- Como parte de los alcances definidos en el presente trabajo, se buscó establecer un arreglo geométrico para buscar la estabilidad de aquellos taludes considerados temporales, los cuales son necesarios para efectuar el proceso constructivo de la Estructura de Entrega al Embalse. Se obtuvieron factores de seguridad adecuados de acuerdo con la condición de temporalidad de los taludes, según los criterios que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica.
- Es importante en toda obra de estabilización de dimensiones importantes, considerar la presencia de una propuesta de instrumentación y monitoreo de las variables de desplazamiento tanto vertical como horizontal, que permitan detectar posibles movimientos que se pudieran presentar en los materiales estabilizados, ya sea dentro del pozo vertical o en la ladera natural, durante el proceso constructivo de la obra.
- La propuesta de instrumentación y monitoreo considera la inclusión de puntos de control topográfico en la ladera natural intervenida, así como clinómetros de barra dentro de la excavación vertical de la pared interna del pozo de compuertas.
- Se generaron una serie de especificaciones técnicas tanto para los materiales con que se realizará la propuesta de estabilización como parte del control de calidad que debe de prevalecer sobre los materiales que se van a adquirir, así como también para los equipos y sensores que se utilizarán como parte de la propuesta de instrumentación y monitoreo que se plantea para la obra.
- Se realiza una estimación del costo de la propuesta de estabilización, contando con dos escenarios. El primero de ellos empleando una propuesta de estabilización con barras de acero en un diámetro de 25,4 mm tanto dentro del pozo como por fuera del mismo

arrojando un monto total de ₡87.099.889,60. El segundo escenario considera el uso de barras autoperforantes de un diámetro externo de 32 mm dentro del pozo de compuertas y barras de acero en un diámetro de 25,4 mm en la estabilización de la ladera natural, la cual arroja un monto total de ₡115,171,156.63. Ambos escenarios consideran la implementación de la puesta en funcionamiento de la propuesta de instrumentación y monitoreo.

2.8 Recomendaciones

A continuación, se muestran las recomendaciones que surgieron en el desarrollo de este trabajo:

- Para obras de una importancia alta, es trascendental invertir en la realización de una investigación detallada de los materiales que se encuentren en el sitio, de tal manera que se reduzcan los riesgos por condiciones no previstas que pueden llegar a experimentar los materiales, tanto en la fase constructiva como ya en la operativa.
- Es común encontrar en ocasiones que la investigación se simplifica y esto trae grandes consecuencias durante el proceso constructivo, puesto que se deben de tomar medidas de contingencia adicionales para llevar a buen término las obras, las cuales, terminan incrementando los costos directos, mismos que se hubieren ahorrado, invirtiendo un monto adicional durante la etapa previa de la investigación en el sitio.
- Es de suma importancia lograr comprobar mediante el uso de un software de modelado numérico el comportamiento de la estructura con el terreno. Este es un aspecto que permite comprobar que las premisas consideradas en la etapa de diseño realmente fueron las adecuadas.
- Es importante considerar una propuesta de instrumentación que permita corroborar muchas de las premisas que fueron consideradas durante la etapa de diseño de la obra, además de que permita contar con insumos importantes que bien podrían ser utilizados en el diseño de obras similares, generando optimizaciones importantes.
- Una propuesta de instrumentación debe ir acompañada de un plan de auscultación tomando en cuenta los sensores y equipos que fueron colocados. Muchas veces se colocan sensores y no se les da el seguimiento del caso, desaprovechando el costo directo y el valor agregado que una propuesta de instrumentación tiene para una obra.
- En vista de la sensible diferencia en los costos de la propuesta de estabilización en caso de utilizar barras autoperforantes dentro del pozo de compuertas, se podría plantear el uso de lodos bentónicos en el caso de las perforaciones a efectuar dentro del pozo de compuerta, lo que permita estabilizar el hueco de la perforación y así utilizar barras de acero en varilla de un diámetro de 25,4 mm, con los respectivos acoples entre barras, lo que permita reducir los costos de la propuesta de estabilización. Es importante que se valore esta alternativa y la viabilidad desde el punto de vista constructivo.

2.9 Referencias

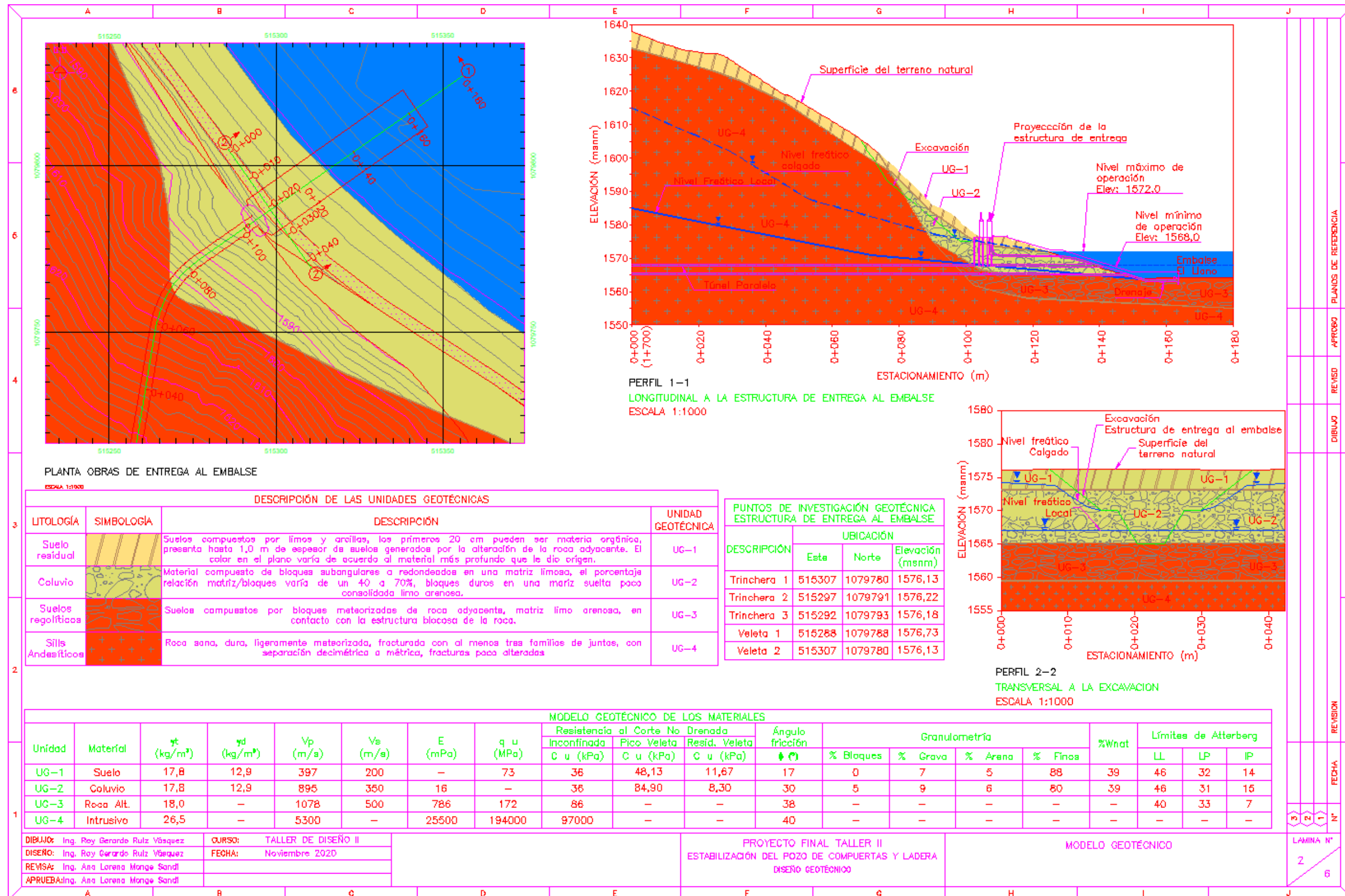
- ACG. (2009). *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- ACG. (2015). *Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Brown, D. (1970). Uplift Capacity of Grouted Rock Anchors. *Ontario Hydroresearch Quartely Vol. 22*, 18-24.
- Coats , D., & Yu, Y. (1971). *Rock Anchor Design Mechanics*. Ottawa, Canadá: Department of Energy Mines and Resources Mines Branch Canada.
- CONAGUA. (2012). *Manual de Mecánica de Suelos: Instrumentación y Monitoreo del Comportamiento de Obras Hidráulicas*. (S. d. Naturales, Ed.) Coyoacán, México Distrito Federal, México: CONAGUA.
- FHWA. (2015). *Soil Nailing Walls Reference Manual*. Washington, DC: National Highway Institute.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2004). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- Laporte, M. (2004). Propuesta para la Escogencia del Coeficiente Dinámico para el Análisis Sseudoestático de Estabilidad de Taludes . *Memoria del III Congreso Panamericano de Enseñanza Aprendizaje de Ingeniería Geotécnica*, (págs. 215-226). San José, Costa Rica.
- Littlejohn , G., & Bruce, A. (1975). Rock Anchors - Design and Quality Control. *Design Methods in Rock Mechanics* (págs. 77-88). Minesota, EEUU: Edited by Charles Fairhurst and Steve L. Crouch.
- Schnabel, H. (1982). *Tiebacks in Foundation Engineering and Construction*. Michigan, EEUU: Mc Graw Hill.
- SISGEO. (s.f.). *Sensores Tilt Beam (TB)*. Obtenido de <https://www.sisgeo.com/es/productos/inclinometros-y-tiltmetros/item/Sensores-Tilt-Beam.html>
- Suarez Díaz, J. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander UIS.
- Suarez Díaz, J. (2009). *Deslizamientos: Análisis Geotécnico Tomo I*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander UIS.
- Ucar Navarro, R. (2002). *Manual de Anclajes en Obras de Tierras*. Merida, Venezuela: Universidad de los Andes .
- Ucar Navarro, R. (2004). *Manual de Anclajes en Ingeniería Civil*. Madrid, España: Gráficas Arias Montano S.A.
- Xanthakos, P. (1991). *Ground Anchors and Anchored Structures*. Washington D.C., EEUU: John Wiley and Sons Inc.

2.10 Anexos - Planos del diseño geotécnico

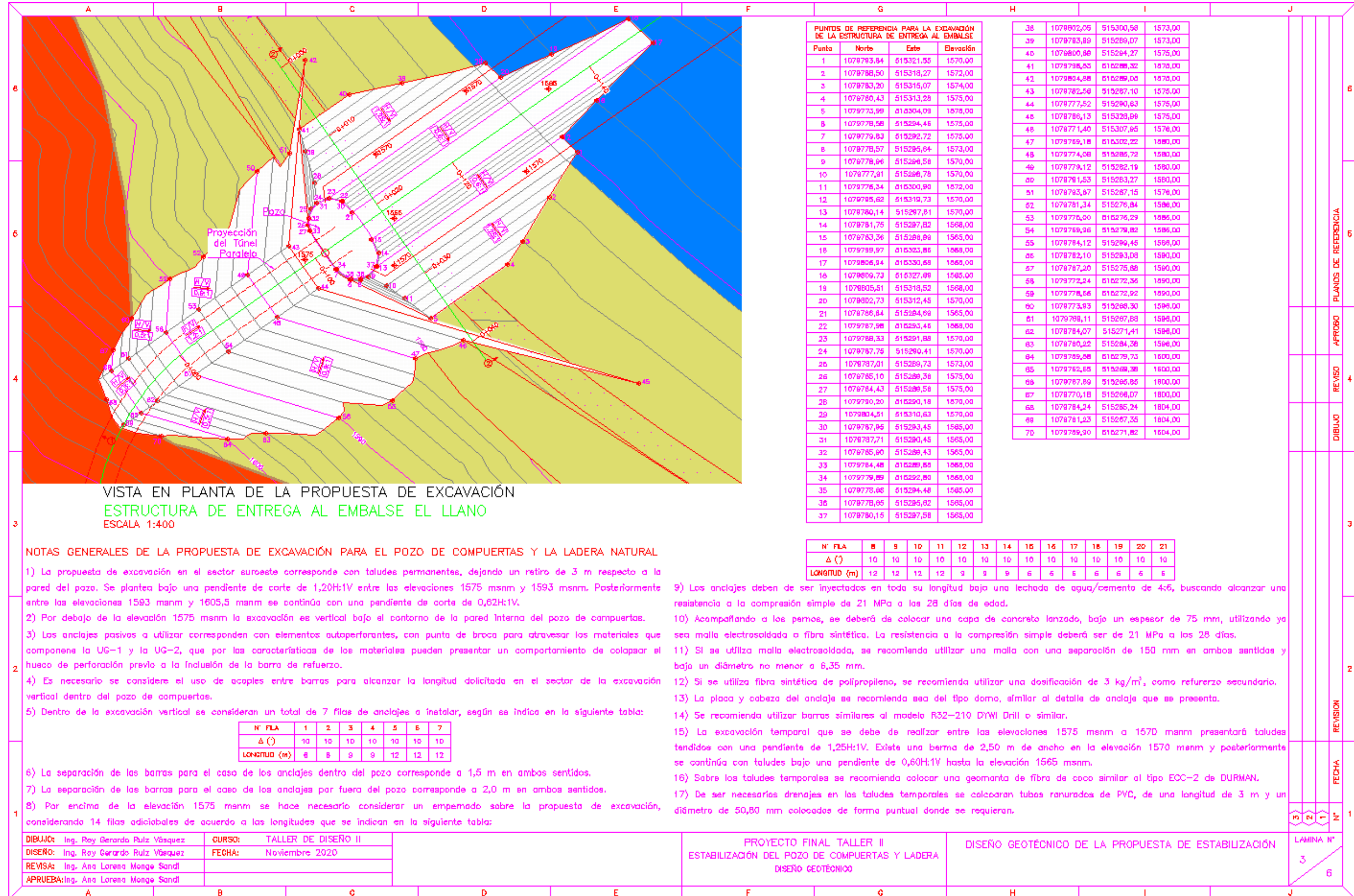
A continuación, se detalla en el nombre de cada una de las láminas que componen los anexos del documento:

1. Lámina N°1: Portada e índice general.
2. Lámina N°2: Modelo geológico – geotécnico.
3. Lámina N°3: Diseño geotécnico de la propuesta de estabilización.
4. Lámina N°4: Diseño geotécnico de la propuesta de estabilización.
5. Lámina N°5: Propuesta de instrumentación.
6. Lámina N°6: Notas generales de la propuesta de instrumentación.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J																																											
6	Universidad de Costa Rica Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica Curso: TALLER DE DISEÑO II PF-2001 Profesora: Ing. Ana Lorena Monge Sandi M.Sc. Alumno: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez II Semestre 2020					PROYECTO FINAL DE TALLER DE DISEÑO II				8																																											
6						OBRA: PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DEL POZO DE COMPUERTAS Y LA LADERA NATURAL ADYACENTE A LA ESTRUCTURA DE ENTREGA				6																																											
4						ÍNDICE DE LOS PLANOS				4																																											
						<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>LÁMINA</th> <th>OBRA</th> <th>TÍTULO</th> <th>CONTENIDO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1/6</td> <td>VERTEDERO</td> <td>PORTADA</td> <td>ÍNDICE GENERAL</td> </tr> <tr> <td>2/6</td> <td>VERTEDERO</td> <td>MODELO GEOTÉCNICO</td> <td>MODELOS GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO</td> </tr> <tr> <td>3/6</td> <td>VERTEDERO</td> <td>PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN</td> <td>DISEÑO DE LA PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DEL POZO DE COMPUERTAS Y LADERA</td> </tr> <tr> <td>4/6</td> <td>VERTEDERO</td> <td>PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN</td> <td>DISEÑO DE LA PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DEL POZO DE COMPUERTAS Y LADERA</td> </tr> <tr> <td>5/6</td> <td>VERTEDERO</td> <td>DISEÑO DE LA INSTRUMENTACIÓN</td> <td>PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN</td> </tr> <tr> <td>6/6</td> <td>VERTEDERO</td> <td>DISEÑO DE LA INSTRUMENTACIÓN</td> <td>NOTAS GENERALES DE LA PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN</td> </tr> </tbody> </table>				LÁMINA	OBRA	TÍTULO	CONTENIDO	1/6	VERTEDERO	PORTADA	ÍNDICE GENERAL	2/6	VERTEDERO	MODELO GEOTÉCNICO	MODELOS GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO	3/6	VERTEDERO	PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN	DISEÑO DE LA PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DEL POZO DE COMPUERTAS Y LADERA	4/6	VERTEDERO	PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN	DISEÑO DE LA PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DEL POZO DE COMPUERTAS Y LADERA	5/6	VERTEDERO	DISEÑO DE LA INSTRUMENTACIÓN	PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN	6/6	VERTEDERO	DISEÑO DE LA INSTRUMENTACIÓN	NOTAS GENERALES DE LA PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN	4															
LÁMINA	OBRA	TÍTULO	CONTENIDO																																																		
1/6	VERTEDERO	PORTADA	ÍNDICE GENERAL																																																		
2/6	VERTEDERO	MODELO GEOTÉCNICO	MODELOS GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO																																																		
3/6	VERTEDERO	PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN	DISEÑO DE LA PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DEL POZO DE COMPUERTAS Y LADERA																																																		
4/6	VERTEDERO	PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN	DISEÑO DE LA PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DEL POZO DE COMPUERTAS Y LADERA																																																		
5/6	VERTEDERO	DISEÑO DE LA INSTRUMENTACIÓN	PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN																																																		
6/6	VERTEDERO	DISEÑO DE LA INSTRUMENTACIÓN	NOTAS GENERALES DE LA PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN																																																		
3										3																																											
2										2																																											
1										1																																											
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">DIBUJO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez</td> <td style="width: 30%;">CURSO: PROYECTO FINAL</td> </tr> <tr> <td>DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez</td> <td>FECHA: Noviembre 2020</td> </tr> <tr> <td>REVISÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi</td> <td></td> </tr> <tr> <td>APRUEBA: Ing. Ana Lorena Monge Sandi</td> <td></td> </tr> </table>					DIBUJO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	CURSO: PROYECTO FINAL	DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	FECHA: Noviembre 2020	REVISÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi		APRUEBA: Ing. Ana Lorena Monge Sandi		PROYECTO FINAL DE TALLER II ESTABILIZACIÓN DEL POZO DE COMPUERTAS Y LADERA DISEÑO GEOTÉCNICO		PORTADA E ÍNDICE GENERAL		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;">R</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">E</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">V</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">I</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">S</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">I</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">O</td> </tr> <tr> <td colspan="7" style="text-align: center;">N°</td> </tr> <tr> <td colspan="7" style="text-align: center;">1</td> </tr> <tr> <td colspan="7" style="text-align: center;">LÁMINA N°</td> </tr> <tr> <td colspan="7" style="text-align: center;">1</td> </tr> </table>	R	E	V	I	S	I	O	N°							1							LÁMINA N°							1						
DIBUJO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	CURSO: PROYECTO FINAL																																																				
DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	FECHA: Noviembre 2020																																																				
REVISÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi																																																					
APRUEBA: Ing. Ana Lorena Monge Sandi																																																					
R	E	V	I	S	I	O																																															
N°																																																					
1																																																					
LÁMINA N°																																																					
1																																																					
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J																																											



6	PLANOS DE REFERENCIA
5	APROBO
4	REVISO
3	DIBUJO
2	REVISIÓN
1	FECHA
2	LAMINA N°



VISTA EN PLANTA DE LA PROPUESTA DE EXCAVACIÓN ESTRUCTURA DE ENTREGA AL EMBALSE EL LLANO ESCALA 1:400

NOTAS GENERALES DE LA PROPUESTA DE EXCAVACIÓN PARA EL POZO DE COMPUERTAS Y LA LADERA NATURAL

- 1) La propuesta de excavación en el sector suroeste corresponde con taludes permanentes, dejando un retiro de 3 m respecto a la pared del pozo. Se plantea bajo una pendiente de corte de 1,20H:1V entre las elevaciones 1575 msnm y 1593 msnm. Posteriormente entre las elevaciones 1593 msnm y 1605,5 msnm se continúa con una pendiente de corte de 0,82H:1V.
- 2) Por debajo de la elevación 1575 msnm la excavación es vertical bajo al contorno de la pared interna del pozo de compuertas.
- 3) Los anclajes pasivos a utilizar corresponden con elementos autoperforantes, con punta de broca para atravesar los materiales que componen la UG-1 y la UG-2, que por las características de los materiales pueden presentar un comportamiento de colapsar el hueco de perforación previo a la inclusión de la barra de refuerzo.
- 4) Es necesario se considere el uso de acoples entre barras para alcanzar la longitud solicitada en el sector de la excavación vertical dentro del pozo de compuertas.
- 5) Dentro de la excavación vertical se consideran un total de 7 filas de anclajes a instalar, según se indica en la siguiente tabla:

N° FLA	1	2	3	4	5	6	7
Δ (°)	10	10	10	10	10	10	10
LONGITUD (m)	6	8	9	9	12	12	12
- 6) La separación de las barras para el caso de los anclajes dentro del pozo corresponde a 1,5 m en ambos sentidos.
- 7) La separación de las barras para el caso de los anclajes por fuera del pozo corresponde a 2,0 m en ambos sentidos.
- 8) Por encima de la elevación 1575 msnm se hace necesario considerar un empicado sobre la propuesta de excavación, considerando 14 filas adicionales de acuerdo a las longitudes que se indican en la siguiente tabla:

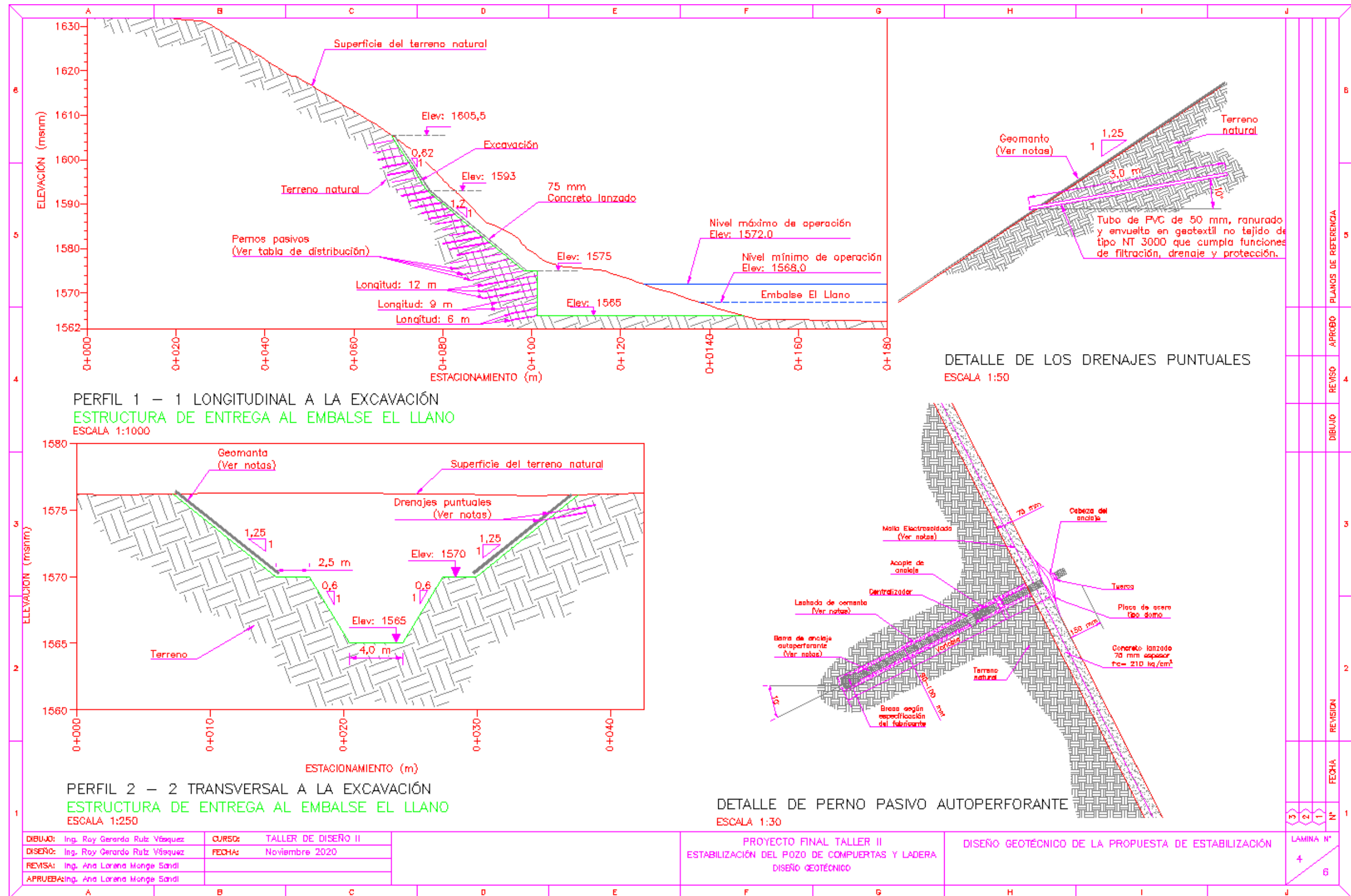
PUNTOS DE REFERENCIA PARA LA EXCAVACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ENTREGA AL EMBALSE			
Punto	Norte	Este	Elevación
1	1079793,84	515321,55	1570,00
2	1079788,50	515318,27	1572,00
3	1079783,20	515315,07	1574,00
4	1079780,43	515313,28	1575,00
5	1079773,99	515304,09	1578,00
6	1079778,58	515294,46	1575,00
7	1079779,63	515292,72	1575,00
8	1079778,57	515295,64	1573,00
9	1079778,86	515296,58	1570,00
10	1079777,41	515296,78	1570,00
11	1079776,34	515300,80	1572,00
12	1079785,62	515310,73	1570,00
13	1079780,14	515297,81	1570,00
14	1079781,75	515287,82	1568,00
15	1079783,36	515286,89	1565,00
16	1079789,97	515323,85	1568,00
17	1079806,34	515330,68	1565,00
18	1079809,73	515327,89	1565,00
19	1079805,51	515318,52	1568,00
20	1079802,73	515312,45	1570,00
21	1079786,84	515284,69	1565,00
22	1079787,98	515293,46	1568,00
23	1079788,33	515291,88	1570,00
24	1079787,75	515290,41	1570,00
25	1079787,01	515289,73	1573,00
26	1079785,10	515289,38	1575,00
27	1079784,43	515289,58	1575,00
28	1079790,20	515290,18	1570,00
29	1079804,51	515310,63	1570,00
30	1079787,86	515293,45	1568,00
31	1079787,71	515290,45	1565,00
32	1079785,80	515289,43	1565,00
33	1079784,48	515289,65	1565,00
34	1079779,89	515292,80	1568,00
35	1079778,68	515294,48	1565,00
36	1079778,65	515295,82	1565,00
37	1079780,15	515287,58	1565,00

38	1079802,05	515300,58	1573,00
39	1079783,89	515289,07	1573,00
40	1079800,86	515284,27	1575,00
41	1079796,63	515288,32	1570,00
42	1079804,88	515289,00	1570,00
43	1079782,58	515287,10	1575,00
44	1079777,52	515290,63	1575,00
45	1079786,13	515328,99	1575,00
46	1079771,40	515307,65	1576,00
47	1079769,18	515302,22	1580,00
48	1079774,08	515285,72	1580,00
49	1079779,12	515282,19	1580,00
50	1079781,53	515283,27	1580,00
51	1079785,87	515287,15	1576,00
52	1079781,34	515276,84	1586,00
53	1079776,00	515276,29	1586,00
54	1079769,36	515279,82	1586,00
55	1079784,12	515299,45	1586,00
56	1079782,10	515283,08	1580,00
57	1079787,20	515275,88	1580,00
58	1079772,24	515272,36	1590,00
59	1079778,66	515272,92	1590,00
60	1079773,93	515268,30	1598,00
61	1079788,11	515287,88	1586,00
62	1079784,07	515271,41	1586,00
63	1079780,22	515284,36	1586,00
64	1079789,88	515279,73	1600,00
65	1079782,65	515269,38	1600,00
66	1079787,89	515265,85	1600,00
67	1079770,18	515266,07	1600,00
68	1079784,24	515285,24	1604,00
69	1079781,23	515267,35	1604,00
70	1079789,30	515271,82	1604,00

N° FLA	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Δ (°)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
LONGITUD (m)	12	12	12	12	9	9	9	6	6	6	6	6	6	6

- 9) Los anclajes deben de ser inyectados en toda su longitud bajo una lechada de agua/cemento de 4:6, buscando alcanzar una resistencia a la compresión simple de 21 MPa a los 28 días de edad.
- 10) Acompañando a los pernos, se deberá de colocar una capa de concreto lanzado, bajo un espesor de 75 mm, utilizando ya sea malla electrosoldada o fibra sintética. La resistencia a la compresión simple deberá ser de 21 MPa a los 28 días.
- 11) Si se utiliza malla electrosoldada, se recomienda utilizar una malla con una separación de 150 mm en ambos sentidos y bajo un diámetro no menor a 6,35 mm.
- 12) Si se utiliza fibra sintética de polipropileno, se recomienda utilizar una dosificación de 3 kg/m³, como refuerzo secundario.
- 13) La placa y cabeza del anclaje se recomienda sea del tipo domo, similar al detalle de anclaje que se presenta.
- 14) Se recomienda utilizar barras similares al modelo R32-210 DYWI Drill o similar.
- 15) La excavación temporal que se debe de realizar entre las elevaciones 1575 msnm a 1670 msnm presentará taludes tendidos con una pendiente de 1,25H:1V. Existe una bermá de 2,50 m de ancho en la elevación 1570 msnm y posteriormente se continúa con taludes bajo una pendiente de 0,60H:1V hasta la elevación 1565 msnm.
- 16) Sobre los taludes temporales se recomienda colocar una geomanta de fibra de coco similar al tipo EOC-2 de DURMAN.
- 17) De ser necesarios drenajes en los taludes temporales se colocaran tubos ranurados de PVC, de una longitud de 3 m y un diámetro de 50,80 mm colocados de forma puntual donde se requieran.

DIBUJÓ: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	CURSO: TALLER DE DISEÑO II	PROYECTO FINAL TALLER II ESTABILIZACIÓN DEL POZO DE COMPUERTAS Y LADERA DISEÑO GEOTÉCNICO	DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN	LAMINA N° 3 6
DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	FECHA: Noviembre 2020			
REVISÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandí				
APRUEBA: Ing. Ana Lorena Monge Sandí				



PERFIL 1 - 1 LONGITUDINAL A LA EXCAVACIÓN
 ESTRUCTURA DE ENTREGA AL EMBALSE EL LLANO
 ESCALA 1:1000

PERFIL 2 - 2 TRANSVERSAL A LA EXCAVACIÓN
 ESTRUCTURA DE ENTREGA AL EMBALSE EL LLANO
 ESCALA 1:250

DETALLE DE LOS DRENAJES PUNTALES
 ESCALA 1:50

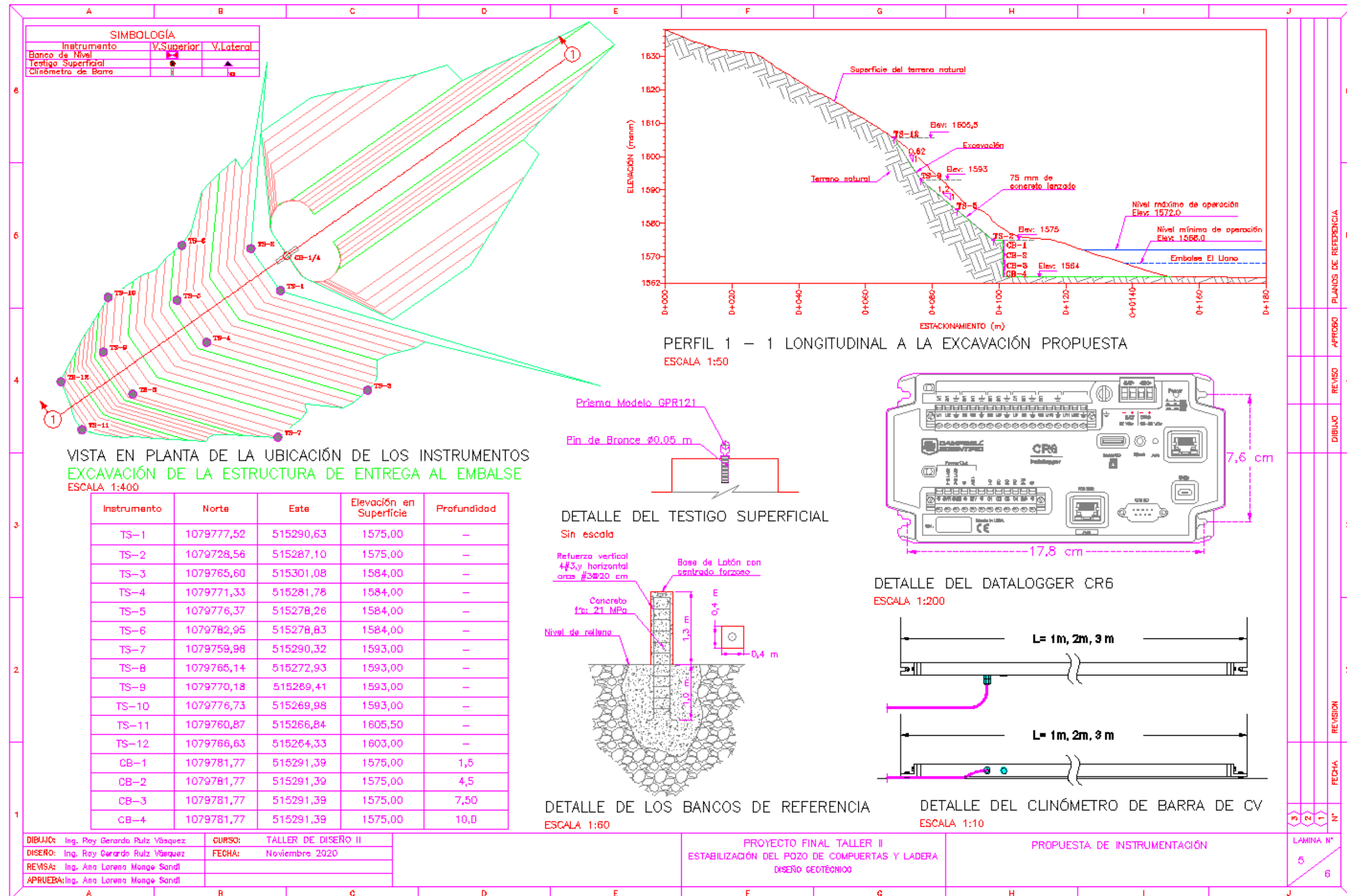
DETALLE DE PERNO PASIVO AUTOPERFORANTE
 ESCALA 1:30

DIBUJO:	Ing. Roy Gerardo Ruiz Vázquez	CURSO:	TALLER DE DISEÑO II
DISEÑO:	Ing. Roy Gerardo Ruiz Vázquez	FECHA:	Noviembre 2020
REVISÁ:	Ing. Ana Lorena Monge Sandi		
APRUEBA:	Ing. Ana Lorena Monge Sandi		

PROYECTO FINAL TALLER II
 ESTABILIZACIÓN DEL POZO DE CUERTAS Y LADERA
 DISEÑO GEOTÉCNICO

DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN

LAMINA N°	1
	4
	6



A	B	C	D	E	F	G	H	I	J																																																																				
<p>NOTAS GENERALES:</p> <p>1) Coordenadas geográficas en CRTM-05.</p> <p>2) Elevación en metros sobre el nivel del mar (msnm).</p> <p>3) Curvas de nivel a cada 2,0 metros. Topografía convencional.</p> <p>4) Los contactos entre unidades geológicas son inferidos por lo tanto se trazaron de manera aproximada con base en los resultados de la investigación realizada.</p> <p>5) Modelo geológico elaborado por el Área de Ingeniería Geológica del Centro de servicio Diseño del Instituto Costarricense de Electricidad.</p> <p><u>Instalación de Puntos de Control Topográfico</u></p> <p>1) Se colocarán justo en los puntos indicados en la planta con la propuesta de instrumentación.</p> <p>2) Para ello se deberá integrar al concreto lanzado el dispositivo de anclaje del prisma, el cual deberá ser de acero inoxidable, provisto por la casa fabricante seleccionada.</p> <p>3) Se utilizará un prisma similar a Leica modelo GPR121 en metal, con precisión de centrado de 1 mm instalado sobre el pin de bronce. Lo anterior permita realizar las mediciones de los movimientos horizontales y verticales por medio de una estación total.</p> <p>4) Los prismas a utilizar deberán tener una protección contra lluvia y polvo.</p> <p>5) El detalle de los requerimientos para los testigos superficiales se detalla a continuación:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción</th> <th>Cantidad</th> <th>Unidad</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Prismas Leica GPR121</td> <td>12</td> <td>un</td> </tr> <tr> <td>Pin Bronce Ø 0,05 m</td> <td>12</td> <td>un</td> </tr> </tbody> </table> <p><u>Instalación del Banco de Referencia</u></p> <p>1) Se realizará una excavación de al menos 1,0 m de profundidad bajo una sección cuadrada de 0,50 m de lado.</p> <p>2) Se realizará un monumento de sección cuadrada de 0,40 m de lado y al menos 1,0 m de altura, en concreto de una resistencia a la compresión simple f'c 21 MPa.</p> <p>3) Se colocará acero de refuerzo #3, con aros cada 0,20 m y 4 varillas verticales, teniendo un anclaje de 1,0 m por debajo de la superficie.</p> <p>4) Se dejará un recubrimiento mínimo de 0,05 m en todos los casos.</p> <p>5) Se llenará la excavación con concreto bajo una resistencia a la compresión simple de f'c 21 MPa.</p> <p>6) Se colocará una base de latón con anclajes en la superficie del monumento para anclar la estación total.</p> <p>7) La colocación del banco de referencia deberá de realizarse en el sitio del proyecto desde un punto que no tenga afectación por movimientos en el terreno. Esta labor deberá realizar en conjunto con un profesional en Topografía para obtener una visual de todos los puntos.</p> <p><u>Instalación de Clinómetros de Barra</u></p> <p>1) Se colocarán clinómetros de barra en toda la altura de la pared estabilizada interna del pozo de compuertas.</p> <p>2) Las especificaciones técnicas del clinómetro de barra son las siguientes:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Rango de medición</th> <td>±2.5', ±5', ±10'</td> </tr> <tr> <th>Resolución</th> <td>0.001"</td> </tr> <tr> <th>Exactitud</th> <td>±0.004" para ±2.5', ±0.006" para ±5' y ±0.01" para ±10'</td> </tr> <tr> <th>Linealidad</th> <td>< 0.5% FS</td> </tr> <tr> <th>Temperatura</th> <td>-30°C a 70°C</td> </tr> <tr> <th>Dimensiones (largo x ancho x alto)</th> <td>60x40x60 mm (barras de 1000, 2000 o 3000 x 44 x 60 mm)</td> </tr> <tr> <th>Peso</th> <td>No Especificado</td> </tr> </thead></table>					Descripción	Cantidad	Unidad	Prismas Leica GPR121	12	un	Pin Bronce Ø 0,05 m	12	un	Rango de medición	±2.5', ±5', ±10'	Resolución	0.001"	Exactitud	±0.004" para ±2.5', ±0.006" para ±5' y ±0.01" para ±10'	Linealidad	< 0.5% FS	Temperatura	-30°C a 70°C	Dimensiones (largo x ancho x alto)	60x40x60 mm (barras de 1000, 2000 o 3000 x 44 x 60 mm)	Peso	No Especificado	<p>3) Para cumplir toda la altura de la excavación del pozo se propone un arreglo en serlo de los clinómetros de barra, integrando 3 barras de 3 m de longitud y 1 barra de 2 m de longitud para abarcar los 11 m de excavación vertical.</p> <p>4) El dispositivo del clinómetro de barra presenta como principio de medición la inclusión de acelerómetros autocompensados del tipo MEMS.</p> <p>5) El dispositivo que se adopte según la marca seleccionada, deberá de cumplir con todas las especificaciones que se indiquen en estos planos.</p> <p><u>Especificaciones Técnicas del Control de Calidad de los Materiales</u></p> <p>1) Se presentan las especificaciones técnicas para los materiales a utilizar y que se deberán de respetar como parte del control de calidad de la obra.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Parámetro</th> <th>Especificación</th> <th>Unidad de Medida</th> <th>Norma por Cumplir</th> <th>Frecuencia del Muestreo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Fluencia del acero</td> <td>420</td> <td>MPa</td> <td>ASTM A370</td> <td>Una muestra cada 50 pernos confeccionados</td> </tr> <tr> <td>Extracción y prueba de núcleos de concreto lanzado para estimar su resistencia</td> <td>21</td> <td>MPa</td> <td>ASTM C1604</td> <td>Cada 7, 14 y 28 días</td> </tr> <tr> <td>Densidad de la lechada A/C: 0,67</td> <td>15,7</td> <td>kN/m³</td> <td>ASTM D4380</td> <td>Cada 50 pernos instalados</td> </tr> <tr> <td>Viscosidad de la lechada A/C: 0,67</td> <td>40</td> <td>Pa-s</td> <td>ASTM D6910</td> <td>Cada 50 pernos instalados</td> </tr> <tr> <td>Resistencia de la lechada a 28 días de edad A/C: 0,67</td> <td>21</td> <td>MPa</td> <td>ASTM C109</td> <td>Cada 50 pernos instalados</td> </tr> </tbody> </table> <p>2) Se presentan los parámetros de control de calidad para la verificación de la fuerza de extracción de los anclajes y la resistencia a la adherencia.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Parámetro</th> <th>Especificación</th> <th>Unidad de Medida</th> <th>Norma por Cumplir</th> <th>Frecuencia del Muestreo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Resistencia a la extracción de los anclajes</td> <td>>50 para la UG1, UG2 y UG3 >1000 para la UG4</td> <td>kN/m</td> <td>ASTM D4435</td> <td>2% del total de anclajes</td> </tr> </tbody> </table>					Parámetro	Especificación	Unidad de Medida	Norma por Cumplir	Frecuencia del Muestreo	Fluencia del acero	420	MPa	ASTM A370	Una muestra cada 50 pernos confeccionados	Extracción y prueba de núcleos de concreto lanzado para estimar su resistencia	21	MPa	ASTM C1604	Cada 7, 14 y 28 días	Densidad de la lechada A/C: 0,67	15,7	kN/m ³	ASTM D4380	Cada 50 pernos instalados	Viscosidad de la lechada A/C: 0,67	40	Pa-s	ASTM D6910	Cada 50 pernos instalados	Resistencia de la lechada a 28 días de edad A/C: 0,67	21	MPa	ASTM C109	Cada 50 pernos instalados	Parámetro	Especificación	Unidad de Medida	Norma por Cumplir	Frecuencia del Muestreo	Resistencia a la extracción de los anclajes	>50 para la UG1, UG2 y UG3 >1000 para la UG4	kN/m	ASTM D4435	2% del total de anclajes	<p>6</p> <p>5</p> <p>4</p> <p>3</p> <p>2</p> <p>1</p>				
Descripción	Cantidad	Unidad																																																																											
Prismas Leica GPR121	12	un																																																																											
Pin Bronce Ø 0,05 m	12	un																																																																											
Rango de medición	±2.5', ±5', ±10'																																																																												
Resolución	0.001"																																																																												
Exactitud	±0.004" para ±2.5', ±0.006" para ±5' y ±0.01" para ±10'																																																																												
Linealidad	< 0.5% FS																																																																												
Temperatura	-30°C a 70°C																																																																												
Dimensiones (largo x ancho x alto)	60x40x60 mm (barras de 1000, 2000 o 3000 x 44 x 60 mm)																																																																												
Peso	No Especificado																																																																												
Parámetro	Especificación	Unidad de Medida	Norma por Cumplir	Frecuencia del Muestreo																																																																									
Fluencia del acero	420	MPa	ASTM A370	Una muestra cada 50 pernos confeccionados																																																																									
Extracción y prueba de núcleos de concreto lanzado para estimar su resistencia	21	MPa	ASTM C1604	Cada 7, 14 y 28 días																																																																									
Densidad de la lechada A/C: 0,67	15,7	kN/m ³	ASTM D4380	Cada 50 pernos instalados																																																																									
Viscosidad de la lechada A/C: 0,67	40	Pa-s	ASTM D6910	Cada 50 pernos instalados																																																																									
Resistencia de la lechada a 28 días de edad A/C: 0,67	21	MPa	ASTM C109	Cada 50 pernos instalados																																																																									
Parámetro	Especificación	Unidad de Medida	Norma por Cumplir	Frecuencia del Muestreo																																																																									
Resistencia a la extracción de los anclajes	>50 para la UG1, UG2 y UG3 >1000 para la UG4	kN/m	ASTM D4435	2% del total de anclajes																																																																									
<p>DIBUJÓ: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez</p> <p>DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez</p> <p>REVISÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi</p> <p>APRUEBA: Ing. Ana Lorena Monge Sandi</p>		<p>CURSO: TALLER DE DISEÑO II</p> <p>FECHA: Noviembre 2020</p>		<p>PROYECTO FINAL TALLER II</p> <p>ESTABILIZACIÓN DEL POZO DE COMPUERTAS Y LADERA</p> <p>DISEÑO GEOTÉCNICO</p>		<p>NOTAS GENERALES DE LA PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN</p>		<p>LAMINA N°</p> <p>8</p> <p>6</p>																																																																					

3. CAPÍTULO 3: DISEÑO GEOTÉCNICO DEL SOSTENIMIENTO TEMPORAL DE UN TÚNEL PARA TRASEGAR AGUA POTABLE

3.1 Introducción

El abastecimiento de agua potable hoy en día es un tema que conlleva un impacto importante a nivel social en nuestro país. Cada vez es más común escuchar que se tiene afectación por el fenómeno ENOS (El Niño Oscilación del Sur), con sus eventos marcados de El Niño o La Niña.

Los pronósticos climáticos estacionales presentan grandes variaciones a causa del fenómeno ENOS, lo cual impacta en gran medida las diferentes regiones del país, afectando a un gran porcentaje de la población del territorio nacional, siendo una de las regiones más impactadas el Gran Área Metropolitana.

El diseño geotécnico de este túnel, forma parte de un conjunto de obras que integran el Proyecto de Abastecimiento para el Acueducto Metropolitano, el cual, pretende aportar un caudal del orden de 2,5 m³/s adicionales a los 2,1 m³/s que ya se extraen desde Orosi, en Paraíso de Cartago, hacia el Gran Área Metropolitana, con lo cual se pretende, atenuar las consecuencia del faltante de agua potable que se vive año con año en gran parte de la población de los cantones de San José, durante los meses de la época seca que presenta el país.

3.1.1 Planteamiento del problema

El diseño geotécnico de un túnel conlleva un estudio importante de los materiales que atraviesa a lo largo del alineamiento propuesto, evaluando afloramientos y efectuando un trabajo fuerte de geología superficial. Los métodos de investigación deben ser acordes con el entorno geológico, los objetivos y el alcance de la investigación que deben ser trazados desde las etapas previas del proyecto.

Se deben de evaluar una serie de aspectos entre los que destacan la evaluación de los potenciales problemas geológicos-geotécnicos, las características geomecánicas de los materiales, la presencia de estructuras geológicas complejas tales como fallas o discontinuidades a lo largo del trazado del túnel, evaluar las condiciones del terreno, principalmente en zonas montañosas, además de considerar medidas de control para inestabilidades, filtraciones y tratamientos de los materiales que se pretenden excavar.

La obra subterránea a considerar está ubicada en el distrito de Orosi, cantón de Paraíso, provincia de Cartago, zona que se caracteriza por la presencia de suelos y rocas meteorizadas, regolitos e intrusivos del tipo Sills, además de unidades geológicas sedimentarias tales como areniscas y lutitas.

La obra se ubica en un contexto montañoso, lo cual dificulta en muchos casos que la investigación se lleva a cabo desde la superficie, principalmente por temas asociados a los accesos, para el ingreso de los equipos de perforación, teniendo que recurrir a métodos de investigación indirecta, tales como las técnicas geofísicas de refracción sísmica y resistividad eléctrica.

Se requiere establecer una propuesta de sostenimiento temporal para la construcción de un túnel, que presenta una longitud igual a 4600 m y un diámetro equivalente de 4,30 m, ubicado en un contexto geológico variado y ante una condición de coberturas litológicas variadas por encima del túnel, sin dejar de lado que todo el trazado del túnel se encuentra sometido ante una carga hidrostática importante.

Se deben de valorar diferentes alternativas de sostenimiento temporal, tales como pernos de fricción, concreto lanzado en diferentes espesores, arcos de acero en diferentes perfiles, además en aquellos sectores de alta concentración de esfuerzos y baja calidad geomecánica en los materiales, se debe de considerar la excavación de un arco inferior (“invert” por su término en inglés). No se descarta que se deba recomendar inyecciones al frente de excavación para consolidar y mejorar el medio a excavar.

En la Figura 2.1 se muestra la ubicación del entorno topográfico en donde se pretende diseñar y construir la estructura subterránea del túnel para el trasiego de agua potable.



Figura 3.64. Trazado del túnel de conducción de agua potable a considerar

Fuente: Google Earth 2021

3.1.2 Objetivos

3.1.2.1 Objetivo general

Realizar el diseño geotécnico del soporte temporal para un túnel que presenta una longitud de 4600 m y un diámetro equivalente de 4,30 m, a ser excavado en un contexto geológico variado y cuya finalidad radica en ser utilizado para el trasiego de agua potable desde el embalse El Llano.

3.1.2.2 Objetivos específicos

1. Investigar el contexto geológico local y regional del sitio de la obra.
2. Investigar las propiedades de los materiales encontrados en el sitio y estimar los parámetros de resistencia al corte de los materiales, tanto para la roca intacta como para el macizo rocoso, que integran las distintas unidades geotécnicas identificadas.
3. Establecer el modelo geotécnico a partir de las propiedades determinadas de los materiales encontrados en el sitio a lo largo de todo el alineamiento del túnel.
4. Determinar el tipo de sostenimiento temporal de acuerdo con métodos empíricos válidos para túneles excavados según el método convencional.
5. Establecer la curva de convergencia de los materiales que integran las diferentes unidades geotécnicas por las cuales atraviesa el túnel.

6. Realizar un análisis de esfuerzos y deformaciones por medio del software de elemento finito RS2, para las secciones transversales críticas de la excavación subterránea, a fin de determinar el tipo de sostenimiento temporal que mejor se adapte al comportamiento de los materiales.
7. Identificar los principales riesgos geotécnicos que pudieran presentarse para cada una de las unidades geotécnicas que atraviesa la excavación del túnel, que permitan clasificar el tipo de comportamiento por esperar de la excavación.
8. Establecer una estrategia de monitoreo que permita controlar la variable del desplazamiento radial del túnel, que puedan presentarse sobre el perímetro de la excavación de este, como parte de la relajación del macizo rocoso.
9. Elaborar los planos del diseño geotécnico de la propuesta del sostenimiento temporal para la excavación del túnel.
10. Establecer las especificaciones técnicas a considerar para el proceso constructivo y el monitoreo de la obra subterránea.
11. Realizar una estimación del presupuesto para la construcción de la obra subterránea, sin considerar el portal de salida del túnel.

3.1.3 Importancia

La problemática que vive el país ante el faltante del recurso hídrico durante la época seca, aunado al rezago que se ha presentado en la inversión de infraestructura para tratar de remediar la situación, motiva a la toma de decisiones urgentes para intentar disminuir las crisis que se presenta año con año, por el faltante del agua en el Gran Área Metropolitana.

Diseñar obras de infraestructura que mitiguen esta problemática, es de suma importancia para el desarrollo del país y el bienestar de la población, que sufre los efectos del faltante de agua cada vez con más regularidad y periodos prolongados.

La construcción de esta obra subterránea, ligada a la construcción obras adicionales que en conjunto conforman la Ampliación del Acueducto Metropolitano, busca mejorar la situación que viven los habitantes del Gran Área Metropolitana, al traer un mayor caudal de agua potable, desde una de las zonas del país donde se presentan mayores precipitaciones durante el año, como lo es la zona de Tapantí en Orosi de Paraíso de Cartago.

La construcción de este tipo de obras y su pronta implementación, buscan solucionar de forma prolongada, la problemática del faltante de agua en la región más pobladas de nuestro país.

3.1.4 Alcance

Se realiza la caracterización de los materiales presentes a lo largo del trazado del túnel, utilizando los resultados obtenidos producto de la ejecución de ensayos por métodos indirectos, como lo es la refracción sísmica, así como también la resistividad eléctrica. Además, se realizaron un conjunto de perforaciones desde la superficie, lo cual permitió la obtención de muestras de roca intacta, para la ejecución de ensayos en el laboratorio, que permitieron caracterizar los materiales y obtener de esta manera las propiedades de la roca intacta para cada una de las unidades geotécnicas identificadas.

La caracterización del macizo rocoso se llevó a cabo gracias a la estimación de las propiedades de la roca intacta, así como también al uso del software RocData 3.0 de Rocscience, empleando los criterios de Hoek - Brown y Mohr - Coulomb.

Se realizará un establecimiento preliminar del tipo de sostenimiento temporal de acuerdo con métodos empíricos válidos para túneles excavados según el método convencional. Posteriormente, se hará uso de modelos de elemento finito en dos dimensiones, para evaluar el tipo de sostenimiento temporal más conveniente, de acuerdo con las propiedades de resistencia al corte y de deformabilidad, que presentan las diferentes unidades geotécnicas identificadas a lo largo de todo el alineamiento de la obra subterránea. Para ello, se utilizará el programa RS2 de Rocscience.

Se buscarán alternativas para estabilizar los materiales que integran el macizo rocoso, empleando perfiles de acero para conformar arcos, excavación del arco inferior del túnel, concreto lanzado en diferentes espesores, pernos de fricción, así como proponer técnicas que permitan estabilizar el frente de excavación, si fuera necesario dadas las características a esperar de los materiales.

Se realizarán los planos y especificaciones técnicas para la ejecución de la propuesta de estabilización necesaria para la construcción segura del túnel para el trasiego de agua potable.

Finalmente, se realizará el presupuesto de la solución adoptada como propuesta de sostenimiento temporal, para el adecuado desempeño de la estructura subterránea.

3.1.5 Limitaciones

A continuación, se citan las principales limitaciones que se prevén para el diseño geotécnico de la propuesta de soporte temporal del túnel para trasegar agua potable:

Existen limitaciones en cuanto a la cantidad de perforaciones realizadas en la etapa de investigación, principalmente por lo difícil de la topografía por donde se estableció el trazado del túnel. Se cuenta únicamente con la información de 5 perforaciones a lo largo de los 4600 m de longitud de la obra subterránea.

Por otra parte, los parámetros geotécnicos obtenidos a partir de las muestras de rocas extraídas de los sondeos exploratorios brindan información puntual y específica, lo que resulta muchas veces en una dificultad para extrapolar a la totalidad del macizo rocoso.

Las fallas geológicas a lo largo del trazado del túnel fueron identificadas en primera instancia por medio de anomalías geofísicas, identificadas por medio de los métodos de investigación indirecta y corroborada posteriormente por medio de la investigación geológica de superficie, realizada a lo largo del trazado del túnel en aquellos sectores donde se tuvo acceso. Sin embargo, no fue posible establecer propiedades geotécnicas de una forma directa, por medio de ensayos específicos de campo o laboratorio sobre muestras de los materiales que conforman las distintas fallas geológicas identificadas. Se hará uso de las propiedades de resistencia al corte, así como de deformabilidad que establecen los sistemas de clasificación geomecánica para los materiales de mala calidad geomecánica, típico comportamiento para los materiales afectados por la presencia de las fallas geológicas, con el fin de poder modelar el comportamiento de estos materiales, por medio de los análisis de esfuerzos y deformaciones.

Además, producto de las coberturas importantes de suelo y materia vegetal a lo largo de todo el alineamiento del túnel, fue imposible establecer un levantamiento de las familias de discontinuidades que podrían afectar la geometría y el trazado del túnel. Para solventar esta carencia se utilizarán métodos empíricos para considerar dentro del sostenimiento temporal del túnel medidas de estabilización de aquellos bloques claves a estabilizar durante el proceso constructivo.

3.1.6 Metodología

El detalle de la metodología que se llevará a cabo se describe a continuación:

Se inicia con la obtención de la investigación geológico - geotécnica que se ha realizado a lo largo de todo el trazado de la obra subterránea sobre los mismos materiales identificados *in situ*, tomando en cuenta aquellas investigaciones en otras obras cercanas al trazado del túnel de conducción para agua potable.

Como parte de las labores de diseño, se realiza una revisión del entorno geológico, para tomar en cuenta los factores que podrían intervenir en el diseño geotécnico de la obra, tales como la consideración de las cargas litostática e hidrostática, existencia de fallas geológicas a lo largo de todo el trazado del túnel, cambios litológicos a lo largo de todo el alineamiento, entre los principales aspectos.

Posterior a ello, se analiza toda la información disponible, con el fin de establecer un modelo geotécnico a lo largo de todo el trazado de la obra subterránea, que permita definir las propiedades para cada una de las diferentes unidades geotécnicas que se identifiquen.

Una vez que se han determinado las presiones que intervienen sobre la excavación, en este caso la presión litostática, así como la presión hidrostática, se procede a efectuar una propuesta de sostenimiento amparada en métodos empíricos utilizados en el diseño de túneles, permitiendo de esta manera establecer una primera propuesta de sostenimiento teórica, que sirva de referencia al análisis de esfuerzos y deformaciones de donde se obtendrán las alternativas definitivas del soporte temporal.

El análisis de esfuerzos y deformaciones se efectúa para cada sección del túnel que presente alguna condición especial, con temas asociados a coberturas, presencia de fallas geológicas, presiones hidrostáticas sobre la corona del túnel, así como con las propiedades geomecánicas de las diferentes unidades geotécnicas a lo largo del trazado del túnel. Este análisis se realiza por medio del software en RS2 de Rocscience.

Una vez que ha sido establecido el soporte temporal definitivo, se plantea identificar para cada tramo de excavación, los principales riesgos geotécnicos que podrían presentarse al momento de efectuar la excavación de la obra subterránea.

Una vez que se tenga definido el diseño geotécnico del soporte temporal de la obra subterránea, se procede con la elaboración de los planos del diseño final, así como las especificaciones técnicas a tomar en cuenta para la construcción de la obra.

Finalmente, se realiza el presupuesto de la obra, acorde al diseño geotécnico del sostenimiento temporal tomando en cuenta los precios más actualizados dentro del ámbito nacional.

Se presenta en la Figura 3.65 un diagrama de flujo con el detalle de la metodología que se pretende realizar, para el diseño geotécnico del sostenimiento temporal del túnel para el trasiego de agua potable.

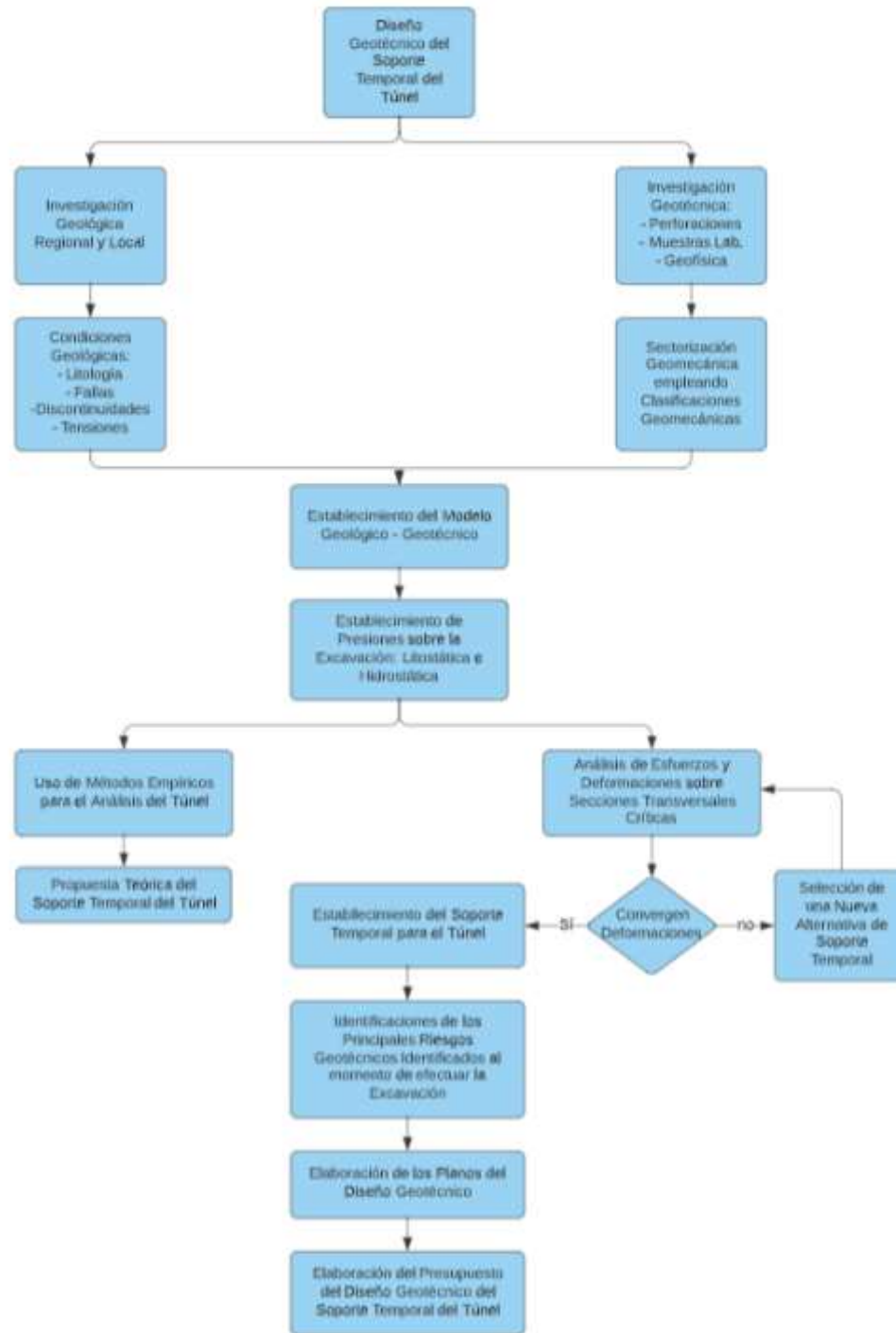


Figura 3.65. Propuesta de la metodología para el diseño geotécnico de la propuesta de estabilización del pozo vertical adjunto a la estructura de entrega al embalse

Fuente: Elaboración propia

3.2 Marco Teórico

3.2.1 Definición y nomenclatura de un túnel

La Real Academia Española define un túnel como una vía abierta artificialmente para el paso de personas y vehículos que comunica dos puntos. En realidad, corresponde a una definición un poco limitada en cuanto al alcance que se puede tener para un túnel.

Un túnel corresponde a una obra subterránea generalmente con un trayecto lineal, aunque puede presentar cambios en su dirección a lo largo del trazado, que obedece a una sección transversal según la necesidad para la cual se vaya a utilizar. Existen diferentes usos que se les puede dar a los túneles, entre los que destacan:

- Aprovechamientos hidroeléctricos.
- Acueductos.
- Aguas de saneamiento.
- Transporte de vehículos y peatones.
- Ferrocarriles y Metros.
- Servicios de comunicaciones.
- Paso de especiales animales.

Es importante indicar cuál es la nomenclatura utilizada en el diseño y construcción de túneles, indistintamente del uso que este tenga. En la siguiente Figura 3.66, se detalla la nomenclatura más utilizada de las partes que integran una sección transversal de un túnel.

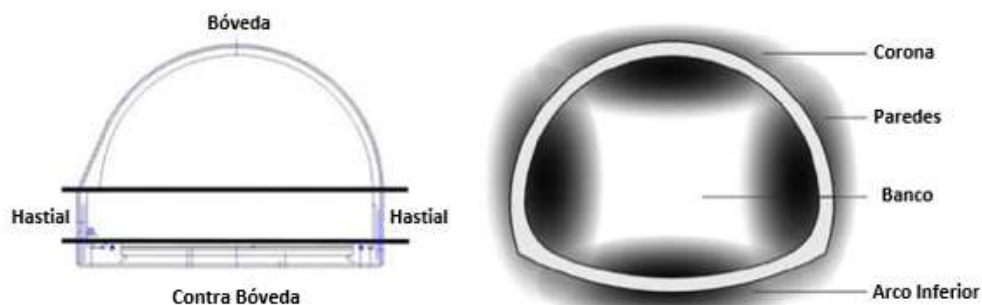


Figura 3.66. Nomenclatura utilizada en el diseño y construcción de túneles – Sección Transversal

Fuente: Adaptado de Tapia, 2019

De igual forma, se presenta el caso de una sección longitudinal con los términos más comúnmente utilizados en el diseño y construcción de túneles en la siguiente Figura 3.67.

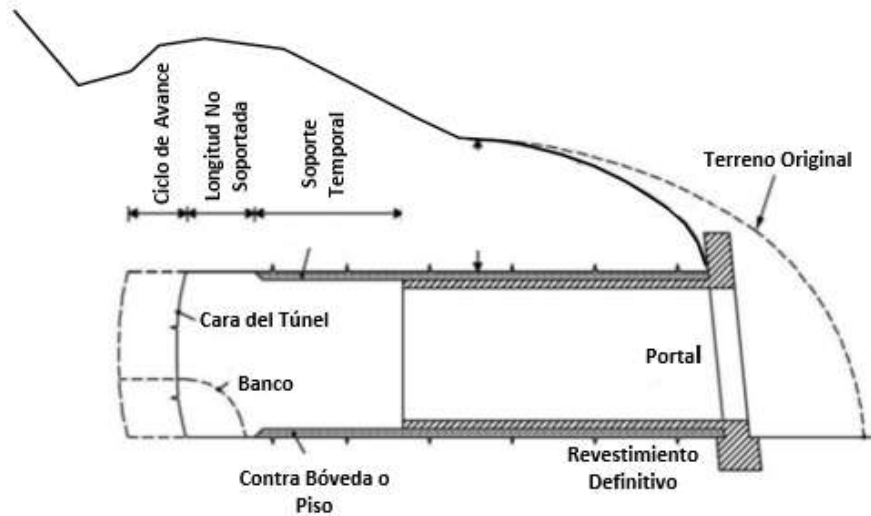


Figura 3.67. Nomenclatura utilizada en el diseño y construcción de túneles – Sección Longitudinal

Fuente: Tapia, Métodos de Excavación de Túneles, 2019

Señala Tapia (2019), que la sección transversal de un túnel se define según la funcionalidad y la capacidad que se busque para la obra subterránea, por ejemplo, para un túnel hidroeléctrico la sección transversal la define el caudal de diseño; para un túnel vial la sección transversal la define el número de carriles, así como el nivel de seguridad, mientras que para un túnel ferroviario la sección transversal la define el número de vías así como la velocidad que se desee alcanzar.

3.2.2 Sistemas de clasificaciones geomecánicas

Tal y como lo indica Assis Kanji (2009), las clasificaciones geomecánicas más tradicionales y ampliamente utilizadas son el RMR de Bieniawski y el Sistema Q de Barton.

Señala SCT (2016), la importancia de resaltar que las clasificaciones geomecánicas son una herramienta de gran utilidad en cada una de las fases de un proyecto relacionado con la Mecánica de Rocas. Sin embargo, estos sistemas de clasificaciones tienen un carácter fuertemente empírico y por otro lado, se basan también de lecturas realizadas en campo y datos extraídos de los sondeos exploratorios, que son muy puntuales y difíciles de extrapolar a la totalidad del macizo rocoso.

Indica de igual manera el SCT (2016), que el diseño geotécnico definitivo de un túnel no debe solamente apoyarse en estas clasificaciones geomecánicas y menos aún en los valores obtenidos en la etapa de investigación del proyecto. Para que estos métodos sean realmente representativos de la calidad del macizo y, por lo tanto, útiles en el diseño definitivo de los sistemas de sostenimiento

temporal del macizo rocoso, es necesario llevar un seguimiento geotécnico durante la etapa constructiva de la excavación del túnel e ir ajustando los valores de los diferentes parámetros conforme a lo observado en cada toma de datos.

Se presenta seguidamente, el detalle del contenido de las clasificaciones geomecánicas más utilizadas en el diseño geotécnicos de obras subterráneas, para el establecimiento de las propiedades del macizo rocoso.

3.2.2.1 El índice de designación de la calidad de la roca, RQD

Si bien el Índice de Designación de la Calidad de la Roca, RQD, por sus siglas en inglés, es uno de los parámetros más utilizados en el uso de los sistemas de clasificación geomecánica que se presentarán más adelante.

El RQD fue propuesto por Deere en 1966 y permite establecer la calidad de la roca de una forma cuantitativa, directamente de los núcleos de roca que se obtienen de un sondeo exploratorio a través de la correlación con la frecuencia de las discontinuidades en un afloramiento o mediante correlaciones con las velocidades de onda sísmica de compresión v_p , según detalla SCT (2016).

Se puede definir el índice RQD como la relación en porcentaje de la longitud total de núcleos sanos mayores a 10 cm en un tramo de 1 m de longitud de una perforación.

Según indica SCT (2016), para la determinación del RQD la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, recomienda que los diámetros de los núcleos de roca sean al menos NX (54.7 mm), obtenidos con barril de doble tubo y broca de diamante. Aquellas fracturas propias del proceso de perforación deben de ser ignoradas. En la siguiente Figura 3.68 se detalla el proceso de medición del RQD.

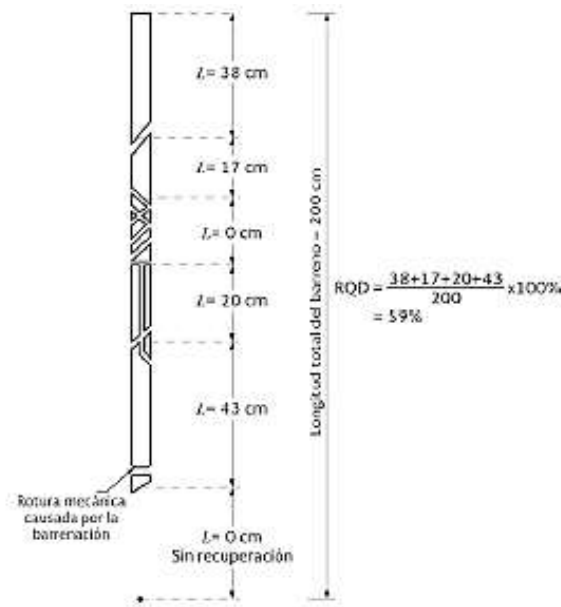


Figura 3.68. Procedimiento para el establecimiento del RQD de Deere

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transporte de México, 2016

3.2.2.2 Sistema de clasificación geomecánica RMR de Bieniawski

La clasificación de Bieniawski según señala Kanji (2009), resulta de la suma de valores numéricos dados a los diferentes aspectos con que se evalúa el macizo rocoso, con escala aritmética, tomando en cuenta la resistencia de la roca y la posición de las discontinuidades entre otros factores. Esta clasificación toma en cuenta los siguientes parámetros para su establecimiento:

- Resistencia a la compresión confinada de la roca intacta.
- Grado de fracturación del macizo rocoso en función del RQD (Designación de la calidad de la roca establecida por Deere por sus siglas en inglés).
- Espaciamiento, persistencia, apertura, rugosidad, relleno y alteración como parte de la condición de las discontinuidades.
- Presencia de agua subterránea.
- Efecto del rumbo y el ángulo de las discontinuidades respecto a la excavación.

La clasificación del RMR brinda un valor numérico entre 0 y 100, estableciendo un total de cinco clases de roca, en función de la sumatoria de cada uno de los parámetros indicados anteriormente.

Las clases de roca para el sistema de clasificación geomecánica, se detallan en el Cuadro 3.110.

Cuadro 3.110. Clases de roca según el Sistema RMR de Bieniawski

Clase de Roca	I	II	III	IV	V
Puntuación	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	menos de 20
Descripción	Muy buena	Buena	Mediana	Mala	Muy mala

Fuente: Elaboración propia

El sistema de clasificación geomecánica de Bieniawski, presenta para cada una de las cinco clases de roca, una serie de parámetros de resistencia al corte, así como un tiempo promedio de auto sostenimiento para el caso de excavaciones subterráneas, asociado de igual manera a la clase de roca. En el siguiente Cuadro 3.111 se presenta el detalle.

Cuadro 3.111. Parámetros de resistencia al corte y tiempo de auto-soporte según la clase de roca

Clase de Roca	I	II	III	IV	V
Tiempo Promedio de Auto-soporte	20 años para 15,0 m	1 año para 10,0 m	1 semana para 5,0 m	10 horas para 2,5 m	30 min para 1,0 m
Cohesión de la Masa Rocosa (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Ángulo de Fricción de la Masa Rocosa (°)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

Fuente: Elaboración propia

El detalle de la toma de los datos que se evalúan en el RMR se detalla en la siguiente Figura 3.69.

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10-4	4 - 2	2 - 1	Compresión simple (MPa)			
		Compresión simple	>250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25-5	5-1	<1	
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	<25%			
	Puntuación		20	17	13	6	3			
3	Separación entre diaclasas		> 2m	0,6 - 2 m	0,2 - 0,6 m	0,06-0,2 m	<0,06 m			
	Puntuación		20	15	10	8	5			
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	>20 m			
		Puntuación		6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	>5 mm			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5 mm	Relleno duro >5 mm	Relleno blando <5 mm	Relleno blando >5 mm			
		Puntuación		6	4	2	1	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	<10 litros/min	10-25 litros/min	25 - 125 litros/min	>125 litros/min			
		Relación: Presión de agua/tensión principal mayor	0	0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	>0,5			
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo			
		Puntuación		15	10	7	4	0		
Corrección por la orientación de las discontinuidades										
Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables				
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12				
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25				
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60				

Figura 3.69. Parámetros de la clasificación geomecánica RMR

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transporte de México, 2016

Según lo expresa Kanji (2009), “se puede decir en forma general que la clasificación de Bieniawski es de sello más práctico en definir cinco clases básicas de macizo rocoso, siendo la clase 1 la mejor y la clase 5 la peor posible” (p. 1).

3.2.2.3 Sistema de clasificación geomecánica Q de Barton

Según explica Kanji (2009), el sistema Q de Barton consiste en describir las características del macizo rocoso relativas al RQD (Rock Quality Design por sus siglas en inglés), número de sistemas de fracturas, condición de rugosidad, alteración de las discontinuidades, así como también la condición del agua y de las tensiones actuantes en el macizo rocoso, todo lo anterior mediante la asignación de índices numéricos a cada uno de estos factores. La evaluación de estos seis parámetros, cuyos rangos están definidos de acuerdo a sus características y son expresados en la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Donde se tiene que:

Q: Índice de calidad del macizo rocoso de Barton.

RQD: Índice de calidad de la roca.

J_n : Número de sistemas de discontinuidades.

J_r : Numero de la rugosidad de las discontinuidades.

J_a : Número de alteración de las discontinuidades.

J_w : Factor de reducción por la presencia de agua en las discontinuidades.

SRF: Factor de reducción por esfuerzos.

La escala de la calidad geotécnica para el sistema de clasificación geomecánica Q de Barton, se resume en el siguiente Cuadro 3.112.

Cuadro 3.112. Clases de roca según su índice de calidad para el sistema de clasificación geomecánica Q

Q	Calidad
400 - 1000	Excepcionalmente Buena
100 - 400	Extremadamente Buena
40 - 100	Muy Buena
10 - 40	Buena
4 - 10	Regular
1 - 4	Mala
0.1 - 1	Muy Mala
0.01 - 0.1	Extremadamente Mala
0 - 0.01	Excepcionalmente Mala

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transporte de México, 2016

3.2.2.4 Sistema de clasificación geomecánica GSI de Hoek

Tal y como lo indica SCT (2016), “entre los métodos de clasificación geomecánica, el índice GSI (Geological Strength Index), junto con el criterio de rotura de Hoek y Brown, se han convertido en uno de estándares típicos de la industria de túneles para la estimación de los parámetros de cálculo geotécnico” (p. 10).

Según detalla SCT (2016), en un principio los parámetros del criterio de rotura de Hoek y Brown partían del índice RMR de Bieniawski, sin embargo, Hoek encontró que existían rangos de calidad del RMR, para los cuales la aplicación del criterio de rotura se veía muy limitado. Por esta razón fue que Hoek desarrolló el GSI, como un índice basado en las observaciones geológicas traducida propiamente a números.

Se señala por parte de SCT (2016), que a partir de la versión 2002 del criterio de rotura de Hoek y Brown, la cual incluye una revisión profunda de la correspondencia entre parámetros e índices de calidad, existe un amplio repertorio de correlaciones, que permiten una mejor aproximación de las constantes de cálculo a partir de criterios más sólidos, aunque lo anterior no signifique que la experiencia y el criterio profesional del ingeniero no continúe siendo el que juega el papel más relevante” (p. 11).

En la siguiente se presenta la tabla propuesta por Hoek en 1995 para obtener el índice GSI, basado propiamente en las apreciaciones geológicas realizadas en el campo.

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX, GSI, PARA ROCAS FRACTURADAS (Hoek y Marinos, 2000) A partir de la litología, la estructura y las condiciones de las discontinuidades, estimar el valor promedio del GSI. No intentar ser demasiado precisos, establecer un rango entre 33 y 37 es más realista que GSI = 35. Nótese que la tabla no tiene en cuenta las fallas estructuralmente controladas. En los casos en los que existan planos débiles con orientación desfavorable a la excavación, éstos dominarán el comportamiento de la masa. La resistencia de discontinuidades susceptibles al intemperismo se verá reducida si hay presencia de agua en el medio. En rocas de muy mala calidad y en presencia de agua conviene mover las categorías a la derecha.</p>		<p>CONDICIONES DE LOS PLANOS DE LAS DISCONTINUIDADES</p>				
<p>ESTRUCTURA</p>		<p>MUY BUENA Muy rugosas, inalteradas, frescas</p>	<p>BUENA Rugosas, poco alteradas, algo de óxido</p>	<p>REGULAR Onduladas, moderadamente intemperizadas y alteradas</p>	<p>MALA Pulidas y/o falladas, muy alteradas, conteniendo rellenos compactos de materiales angulosos</p>	<p>MUY MALA Pulidas y/o falladas, muy alteradas, conteniendo relleno arcilloso u otros rellenos blandos</p>
		<p>CALIDAD DE LOS PLANOS DISMINUYE →</p>				
		<p>↓ DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES</p>				
 <p>ROCA INTACTA O MASIVA-especímenes de roca intacta o masiva <i>in situ</i> con algunas discontinuidades ampliamente espaciadas</p>	90			N/A	N/A	
 <p>BLOQUIZADA-masa de roca no tectonizada formada por bloques cúbicos con buena trabazón entre ellos formados por 3 familias de discontinuidades</p>	80	70				
 <p>MUY BLOQUIZADA- masa de roca parcialmente tectonizada formada por múltiples bloques angulosos con regular trabazón y definidos por más de 4 familias de discontinuidades</p>		60	50			
 <p>BLOQUIZADA/TECTONIZADA/PLEGADA-formada por bloques angulosos con múltiples sistemas que se intersectan. Persistencia de planos de estratificación o esquistosidad</p>			40	30		
 <p>DESINTEGRADA- trabazón pobre, roca altamente fracturada con una combinación de fragmentos angulosos y redondeados</p>				20		
 <p>LAMINADA/CIZALLADA- no forma bloques debido al escaso espaciamiento de débiles planos de esquistosidad o de cizalla</p>	N/A	N/A			10	

Figura 3.70. Obtención del índice geológico de resistencia, GSI

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transporte de México, 2016

3.2.2.5 Sistema de clasificación de la masa rocosa CRIEPI

El sistema de clasificación de la masa rocosa propuesto por el Instituto Central de Investigación de la Industria de la Energía Eléctrica de Japón (CRIEPI por sus siglas en inglés) fue propuesto para evaluar la idoneidad de la masa rocosa para fundaciones de represas a inicios de la década de 1950.

El sistema de clasificación CRIEPI se enfoca sobre los factores relacionados con el grado de meteorización, desgaste, agrietamiento y especialmente enfatiza la compresibilidad y simplicidad para la selección de sitios de represa adecuados tal y como lo indica el Departamento de Tecnología de Emplazamiento del CRIEPI. Este sistema ha sido muy utilizado no solo para determinar sitios de presa, sino para evaluar igualmente la calidad de macizos rocosos para usos diferentes al de una represa.

Tal y como lo indica CRIEPI (2004) el sistema de clasificación de la masa rocosa CRIEPI, utiliza índices tales como la decoloración de los minerales formadores de rocas, dureza evaluada por medio del sonido generado por un martillo geológico y las propiedades de las fracturas tales como: apertura y materiales de relleno. La clasificación estándar de la masa rocosa está clasificada en cuatro grupos A, B, C y D, de acuerdo al grado de meteorización. Sin embargo la clase C está dividida en tres sub grupos : C_H (cercana a la clase B), C_L (cercana a la clase D) y C_M (clase intermedia).

La descripción de cada uno de los 4 grupos principales en que se clasifica la masa rocosa se detalla según la descripción que hace CRIEPI (2004), la cual se presenta a continuación:

- El grupo A se refiere a la masa rocosa sana, donde no se aprecia meteorización ni alteración en los minerales que forman la roca. Las discontinuidades se aprecian cerradas y en su superficie no se aprecia signos de meteorización. El sonido del martillo geológico es claro.
- El grupo B se refiere a masa rocosa sólida. No hay apertura en juntas o grietas, sin embargo, si se aprecia en los minerales que forman la roca y sus granos un poco de meteorización y alteración. El sonido del martillo geológico es claro.
- El grupo C_H se refiere a una masa rocosa relativamente sólida. Los minerales que forman la roca y sus granos están sometidos a meteorización excepto el cuarzo. La roca está contaminada por limolita. La cohesión de juntas y fracturas está ligeramente disminuida y los bloques de roca son separados por un golpe firme de martillo a lo largo de las juntas. Minerales arcillosos permanecen sobre la superficie separada. El sonido del martillo geológico es un poco turbio.

- El grupo C_M se refiere a una masa rocosa algo suave. Los minerales que forman la roca y sus granos están algo suaves producto de la meteorización, excepto el cuarzo. La cohesión de juntas y fracturas está algo disminuida y los bloques de roca son separados por un martillazo ordinario a lo largo de las juntas. Minerales arcillosos permanecen sobre la superficie separada. El sonido del martillo geológico es algo turbio.
- El grupo C_L se refiere a una masa rocosa suave. Los minerales que forman la roca y sus granos están ablandados por la meteorización. La cohesión de las juntas y grietas está disminuida y los bloques de roca son separados por un martillazo suave a lo largo de las discontinuidades. Minerales arcillosos permanecen sobre la superficie separada. El sonido del martillo geológico es turbio.
- El grupo D se refiere a una masa rocosa notablemente suave. Los minerales que forman la roca y sus granos están ablandados por la meteorización. La cohesión de las juntas y grietas está casi ausente. La masa rocosa colapsa por un martillazo ligero. Minerales arcillosos permanecen sobre la superficie separada. El sonido del martillo geológico es notablemente turbio.

La relación entre el sistema de clasificación CRIEPI y las propiedades físicas y mecánicas de la roca para cada uno de los 4 grupos principales, se detallan en el siguiente Cuadro 3.113.

Cuadro 3.113. Parámetros de Resistencia al corte y Deformabilidad del Sistema CRIEPI

Clase de Roca	Módulo de Deformación (kg/cm ²)	Módulo Elástico (kg/cm ²)	Cohesión kg/cm ²)	Ángulo de Fricción (°)	Velocidad de Onda P (km/s)
A	> 50 000	> 80 000	> 40	55 - 65	> 3.7
B					
C_H	20 000 - 50 000	40 000 - 80 000	20 - 40	40 - 55	3.0 - 3.7
C_M	5 000 - 20 000	15 000 - 40 000	10 - 20	30 - 45	1.5 - 3.0
C_L	< 5 000	< 15 000	< 10	15 - 38	< 1.5
D					

Fuente: CRIEPI (2004)

3.2.2.6 Correlaciones entre sistemas de clasificación geomecánica

Según indica Kanji (2009), la correlación entre los dos sistemas de clasificación geomecánica principales fue hecha independientemente por cada uno de los autores, Bieniawski en 1989 y

posteriormente Barton en 1995. Ambas correlaciones entre los sistemas de clasificación geomecánica RMR y Q se presentan a continuación:

$$\text{Bieniawski (1989): } RMR = 9 * \log Q + 44 \quad \text{Ecuación 3.2}$$

$$\text{Barton (1995): } RMR = 15 * \log Q + 50 \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Ambas correlaciones son presentadas de manera gráfica en la Figura 3.71.

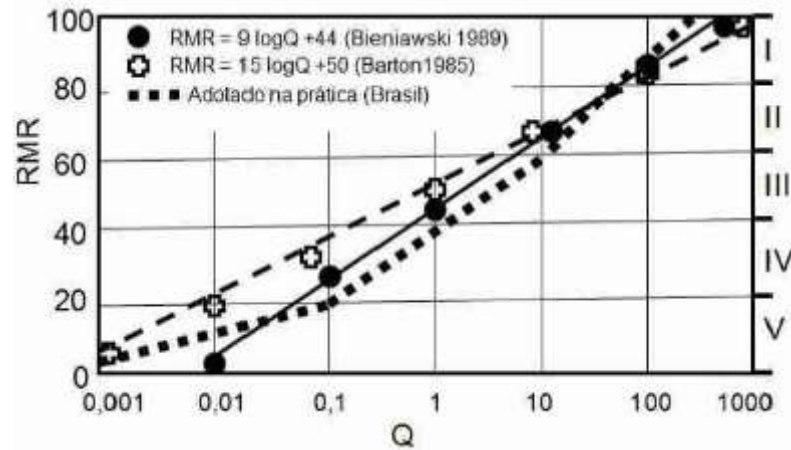


Figura 3.71. Correlación entre los sistemas RMR y Q con los valores adoptados en la práctica

Fuente: Kanji (2009)

La correlación entre las dos clasificaciones se presenta en el siguiente Cuadro 3.114.

Cuadro 3.114. Correlación entre los sistemas RMR y Q y los intervalos de Q usualmente adoptados

Sistema RMR			Sistema Q			
Clase Tipo	Rango Valores RMR	Condición del Macizo	Rango Valores Q	V _p (km/s)	Condición del Macizo	Q Usual
I	81 - 100	Excelente	> 100	> 5.5	Extremadament. Buena	> 40
II	61 - 80	Buena	4 - 99	4.1 - 5.5	Media - Muy Buena	10 - 40
III	41 - 60	Media	0,4 - 3.9	3.0 - 4.1	Muy Mala - Mala	1 - 10
IV	21 - 40	Mala	0.01 - 0.39	2.0 - 3.0	Extremadament. Mala	0.1 - 1
V	0 - 20	Muy Mala	< 0.01	< 2.0	Excepcionalment. Mala	< 0.1

Fuente: Kanji (2009)

Por otra parte, la relación entre el GSI y el RMR propuesta $m_b = m_i * \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$ 1995 se establece de la siguiente forma:

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Finalmente, para el caso del establecimiento del sistema Q de Barton, se hace uso de la siguiente relación establecida por Grimstad y Barton en 1993, donde el valor de Q puede ser estimado a partir de mediciones de la velocidad de la onda sísmica V_p , la cual es aplicable cuando se obtienen valores mayores a los 2000 m/s.

$$Q = 10^{\left(\frac{V_p - 3500}{1000}\right)} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Donde se tiene que:

V_p : Velocidad de onda compresional P (m/s)

3.2.3 Estimación de los parámetros de resistencia al corte y deformabilidad del macizo rocoso

3.2.3.1 Criterio de resistencia de Hoek y Brown

Este criterio de falla empírico establece la resistencia de la roca en términos de los esfuerzos principales mayor (σ_1) y menor (σ_3). El criterio permite establecer una envolvente de ruptura, la cual concuerda bien con valores determinados a partir de pruebas triaxiales de laboratorio de roca intacta y de fallas observadas en macizos rocosos fracturados, tal y como lo indica Rocscience (2004).

El criterio generalizado de Hoek & Brown es un criterio no lineal y es expresado mediante la siguiente relación:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} * \left(m_b + \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Donde se tiene que:

σ_{ci} : Resistencia a la compresión simple de la roca intacta (MPa).

m_b, s, a : Parámetros del criterio de falla generalizado de Hoek y Brown.

Los parámetros anteriores del criterio generalizado de Hoek y Brown, se estiman mediante las siguientes relaciones:

$$m_b = m_i * \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad \text{Ecuación 3.7}$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad \text{Ecuación 3.8}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} * (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad \text{Ecuación 3.9}$$

Donde se tiene que:

m_i : Constante del material que depende de la roca intacta.

m_b : Constante que depende de la masa rocosa.

s : Constante que depende de la masa rocosa.

a : Constante que depende de la masa rocosa.

GSI: Índice Geológico de Resistencia.

D: Factor de daño producido en el macizo rocoso por la excavación.

Según indica SCT (2016), cuando no es posible obtener el parámetro m_i mediante ensayos triaxiales y ensayos de compresión simple llevados a cabo producto de una campaña de investigación en el laboratorio, se puede hacer uso de una serie de tablas que los propios autores del criterio generalizado han establecido, o bien recurrir al software RocData 3.0 de Rocscience que permite aplicar el criterio generalizado de Hoek y Brown.

Precisamente el software RocData 3.0 permite estimar los parámetros del criterio generalizado de Hoek y Brown, ya que incluye las tablas que fueron propuestas por los autores para la estimación de la constante de la masa rocosa, m_i .



Figura 3.72. Estimación de los datos de entrada del criterio generalizado de Hoek & Brown mediante el software RocData 3.0

Fuente: Rocscience (2004)

El software RocData 3.0 permite además realizar la estimación de una serie de parámetros de la masa rocosa tales como:

- σ_{igt} : Resistencia a tensión de la masa rocosa (MPa).
- σ_{igc} : Resistencia a la compresión uniaxial de la masa rocosa (MPa).
- σ_{igcm} : Resistencia a la compresión global de la masa rocosa (MPa).
- E_m : Módulo de deformación de la masa rocosa (MPa).

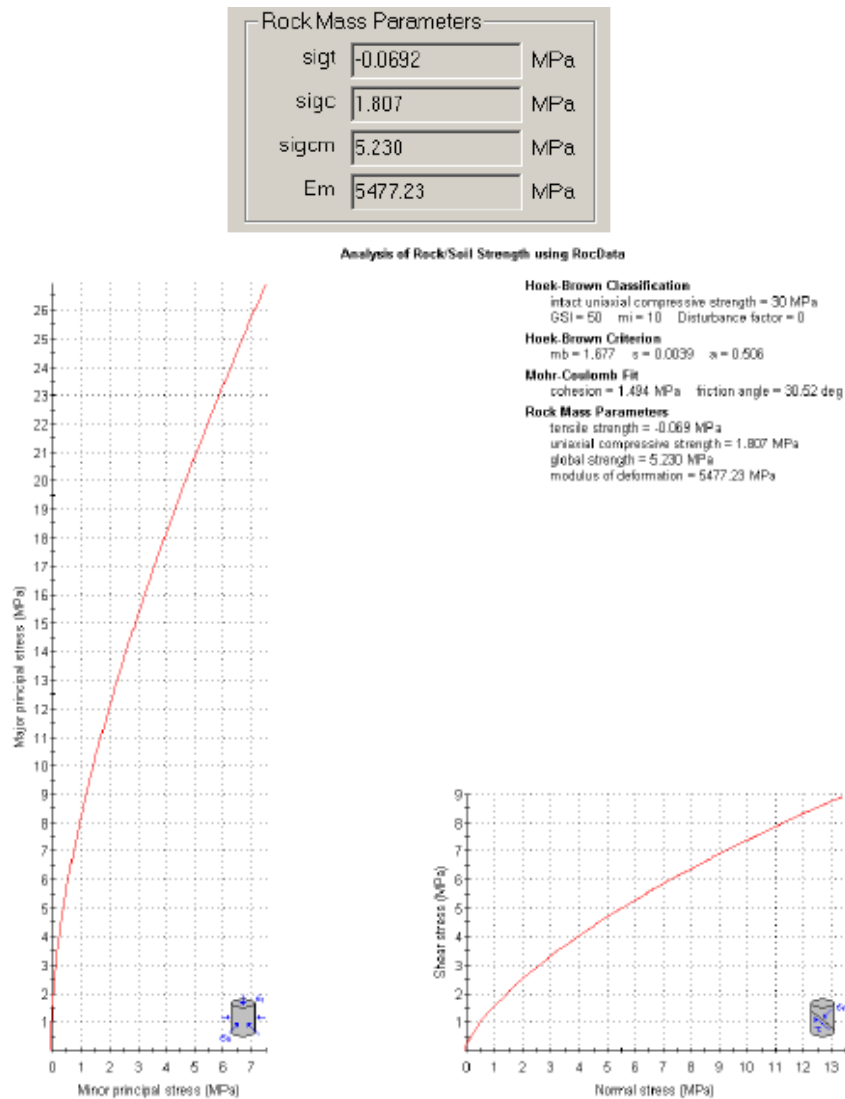


Figura 3.73. Obtención de los parámetros de la masa rocosa por medio del software RocData 3.0

Fuente: Rocscience (2004)

En la Figura 3.73 se aprecia en el primero de los gráficos el espacio de los esfuerzos principales σ_3 versus σ_1 , mientras que en el segundo de los gráficos se aprecia el espacio entre el esfuerzo normal versus el esfuerzo cortante, con el ajuste de los parámetros de resistencia de la masa rocosa.

3.2.3.2 Criterio de resistencia de Mohr - Coulomb

A partir del criterio generalizado de Hoek y Brown se puede realizar una estimación de los parámetros de resistencia del criterio de Mohr-Coulomb.

Según indica SCT (2016), “obtener las equivalencias entre los parámetros de Hoek y Brown y los del criterio de rotura de Mohr-Coulomb resulta importante ya que, además de darle un sentido más práctico a la resistencia de H y B, un programa numérico que utilice una ley de resistencia tipo Mohr-Coulomb, se comportará de forma similar a uno que utiliza el criterio de Hoek y Brown, si se le asignan los parámetros equivalentes” (p. 20 - Capítulo 4).

Hoek en 2002, propone establecer el valor de $\sigma_{3\ max}$ el cual, permite evaluar en función del tipo de aplicación geotécnica, ya sea túneles, taludes, cimentaciones, el rango de esfuerzos para establecer los parámetros de resistencia del criterio de Mohr – Coulomb, en este caso el ángulo de fricción y la cohesión y sea equivalente a utilizar el criterio de resistencia de Hoek y Brown.

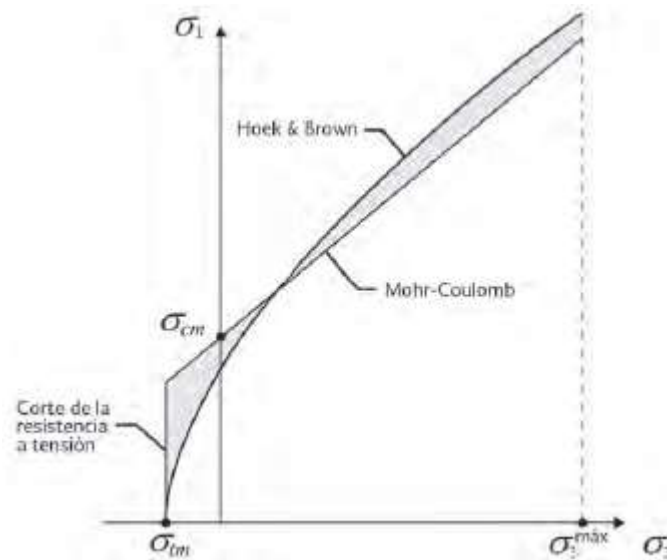


Figura 3.74. Relaciones entre esfuerzos principales para Hoek y Brown y su equivalente Mohr-Coulomb

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transporte de México, 2016

Señala SCT (2016), “que debido a que el criterio de rotura de Hoek y Brown posee una no linealidad importante como función de los esfuerzos de confinamiento (σ_3 en el espacio de los esfuerzos principales o σ_N en el espacio de Mohr), su equivalencia con la envolvente de Mohr-Coulomb (en términos de c y ϕ) varía constantemente” (p. 21 – Capítulo 4). Es por esta razón que, en el proceso de estimación de los parámetros de resistencia del macizo rocoso, se considera un rango de esfuerzos acorde con la aplicación geotécnica en la que se pretende emplear el criterio.

Indica SCT (2016), que “para determinar un valor razonable de σ_{3max} , Hoek realizó cientos de cálculos analíticos por el método de la curva característica, buscando el valor del esfuerzo máximo de confinamiento, tal que el modelo de Mohr-coulomb, con los parámetros c_m y ϕ_m calculados a través de σ_{3max} , arrojaran curvas características equivalentes a las obtenidas con el criterio generalizado de Hoek y Brown” (p. 22 – Capítulo 4).

Finalmente, Hoek, propone por técnicas de regresión lineal la siguiente aproximación:

$$\sigma_{3\ max} = \sigma_{cm} * 0.47 * \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma * H} \right)^{-0.94} \quad \text{Ecuación 3.10}$$

Donde se tiene que:

σ_{cm} : Resistencia a la compresión simple del macizo rocoso (MPa).

γ : Peso específico del macizo (MN/m³).

H: Profundidad o cobertura del túnel (m).

Por otra parte, el software RocData 3.0 de Rocsciense, permite estimar los parámetros de Mohr-Coulomb de resistencia al corte del macizo rocoso equivalentes al criterio de falla no lineal de Hoek y Brown. Para ello utiliza la formulación que planteó Hoek, según el tipo de aplicación geotécnica, tal cual se comentó anteriormente.

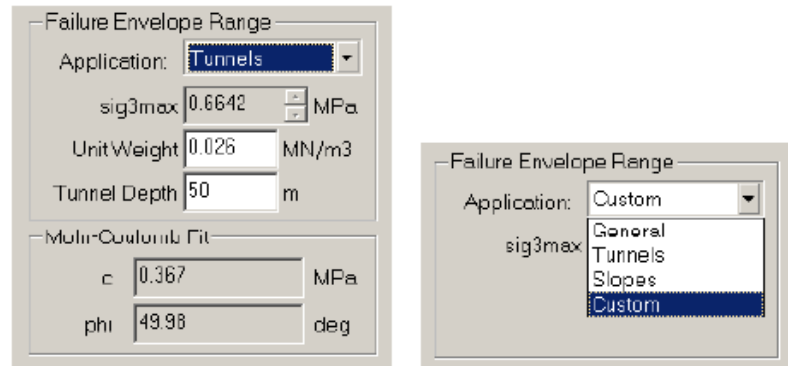


Figura 3.75. Parámetros equivalentes del criterio de Mohr-Coulomb con respecto al criterio de resistencia no lineal de Hoek y Brown

Fuente: Rocscience (2004)

3.2.3.3 Correlaciones para estimar el módulo de deformación del macizo rocoso

Existen muchas correlaciones empíricas que han sido propuestas por varios autores para estimar el parámetro de la deformabilidad del macizo rocoso, en función de los sistemas de clasificación geomecánica, RMR, GSI y el Q.

Se pretende brindar en este apartado, las correlaciones más utilizadas en la estimación del parámetro de deformabilidad del macizo rocoso.

En primera instancia Hoek & Brown (1997), propusieron una expresión indicada para macizos rocosos débiles o blandos, con calidad baja a muy baja y una matriz rocoso con una resistencia a la compresión simple menor a los 100 MPa.

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} (GPa) \quad \text{Ecuación 3.11}$$

Donde se tiene que:

σ_{ci} : Resistencia a la compresión simple de la roca intacta (MPa).

GSI: Índice Geológico de Resistencia.

Posteriormente, Hoek, Carranza, & Corkum (2002) propusieron las siguientes correlaciones para estimar el módulo de elasticidad del macizo rocoso en función del parámetro de la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso. La primera de ellas cuando la resistencia a la compresión simple de la roca intacta es menor a 100 MPa y la segunda de ellas cuando la resistencia a la compresión simple de la roca intacta es mayor a los 100 MPa.

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{\frac{GSI-10}{40}} (MPa) \quad \text{Ecuación 3.12}$$

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * 10^{\frac{GSI-10}{40}} \text{ (MPa)} \quad \text{Ecuación 3.13}$$

Donde se tiene que:

D: Factor de daño producido en el macizo rocoso por la excavación.

σ_{ci} : Resistencia a la compresión simple de la roca intacta (MPa).

Por otra parte, Bieniawski (1978), propuso una expresión en función de su sistema de clasificación geomecánica el RMR, la cual es aplicable para macizos rocosos que presenten un RMR mayor a 55.

$$E_m = 2 * RMR - 100 \text{ (GPa)} \quad \text{Ecuación 3.14}$$

Para complementar la expresión de Bieniawski, Serafim & Pereira (1983), propusieron una ampliación a la expresión que Bieniawski formuló en 1978, que permitiera abarcar el rango inferior de la clasificación del RMR, abarcando de esta forma macizos rocosos con valores del RMR entre 10 y 50.

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \text{ (GPa)} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Finalmente, Barton (2002), propuso una expresión en función de la velocidad de la onda compresión (v_p) del macizo rocoso, que se registre como parte de la investigación que se lleve a cabo.

$$E_m = 10 * 10^{\left(\frac{v_p-3.5}{3}\right)} \text{ (GPa)} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

Donde se tiene que:

v_p : Velocidad de la onda de compresión (m/s).

3.2.4 Método convencional para la excavación de túneles

El Método Convencional para la Excavación de Túneles es quizás la técnica más utilizada a nivel mundial para el desarrollo de las obras subterráneas. Cuando se habla del método convencional se debe de especificar a cuál de las técnicas es la que se refiere. En la siguiente Figura 3.76 podemos ver el detalle del Método Convencional.

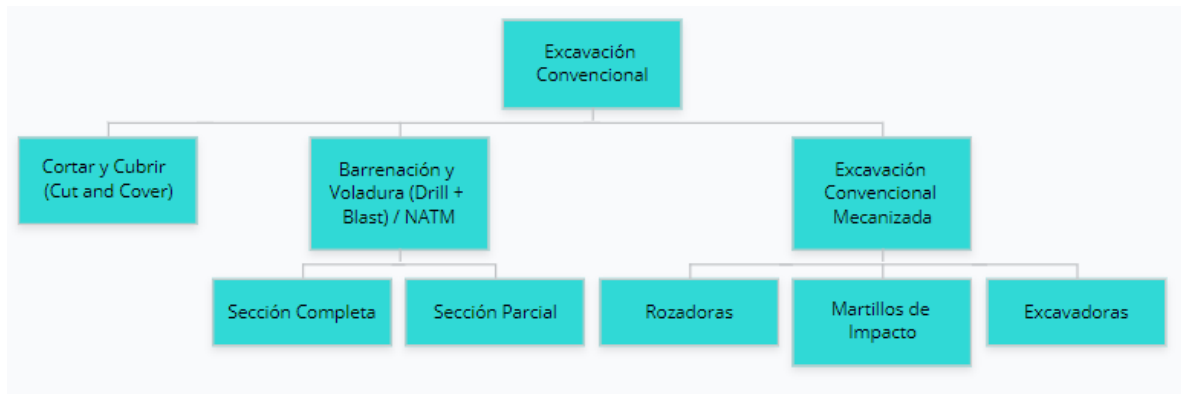


Figura 3.76. Detalle del Método Convencional de Excavación

Fuente: Elaboración propia

El Método Convencional según lo define Tapia (2019), corresponde a con la construcción de excavaciones de cualquier forma que presente un proceso cíclico que involucra las siguientes fases o etapas: excavación, remoción o extracción de los materiales excavados y finalmente la instalación del soporte, el cual podría ser arcos de acero, pernos de anclaje o bien concreto lanzado con o sin refuerzo. El ciclo del método convencional se observa en la Figura 3.77.



Figura 3.77. Proceso cíclico del método convencional

Fuente: Tapia, Métodos de Excavación de Túneles, 2019

A pesar de que el Método Convencional como se detalla en la Figura 3.76 posee al menos tres clases diferentes, se presenta a continuación la descripción del método de Perforación y Voladura que corresponde con el método más utilizado en nuestro país en la excavación de túneles y será el método que se utilice para la excavación del túnel para el trasiego de agua potable que se pretende diseñar.

3.2.4.1 Método de perforación y voladura (Drill and Blast)

Conocido como el Nuevo Método Austriaco (NATM – New Austrian Tunnelling Method por sus siglas en inglés). El método NATM, fue desarrollado en la década de los años sesenta del siglo XX. Según indica Tapia (2019), la idea principal del método se basa en aprovechar los esfuerzos presentes en la masa roca in situ, para que la misma se encargue de estabilizar la excavación.

En la Figura 3.78 se presenta el ciclo del proceso constructivo para el método de perforación y voladura (*Drills and Blast*).



Figura 3.78. Ciclo constructivo del método de perforación y voladura

Fuente: Tapia, Métodos de Excavación de Túneles, 2019

El método convencional de perforación y voladura se basa en utilizar las condiciones geotécnicas y geomecánicas de los materiales para llegar a establecer una sección transversal que sea adecuada

en cuanto a las deformaciones que llegue a experimentar la masa rocosa. El método de perforación y voladura permite considerar el uso de materiales complementarios que brinden la estabilidad requerida a la sección transversal de excavación, materiales tales como el concreto lanzado, arcos de acero, cerchas reticuladas, sombrilla de tubos inyectados, micropilotes o pernos sistemáticos por fricción.

Por otro lado, como parte del control sobre las deformaciones en fundamental establecer un plan de monitoreo, puesto que el soporte se ajusta según los resultados que se obtengan del sistema de control de las convergencias del medio. Es común el uso de argollas de acero ancladas a la masa rocosa, que permitan establecer una serie de líneas de medición en secciones transversales específicas, las cuales permitan establecer una tasa de convergencia del medio excavado y estabilizado. Este método de monitoreo es conocido como control de convergencias de la masa rocosa.

3.2.5 Sistemas de sostenimiento

Tal y como lo define la SCT (2016), se entiende por un sistema de sostenimiento al conjunto de elementos que se colocan posterior a efectuar la excavación de una obra subterránea y cuyo objetivo es contribuir a garantizar la estabilidad de la sección transversal que se excava.

Se detalla a continuación en los principales sistemas de sostenimiento más comúnmente utilizados en nuestro medio, como parte del establecimiento del sostenimiento temporal de una obra subterránea.

3.2.5.1 Concreto lanzado

Tal y como lo comenta Tapia (2019), el concreto lanzado o gunita como también es conocido, corresponde a una de las muchas formas de colocar concreto. Requiere de consideraciones especiales, así como requerimientos normales entre los que destacan:

- La relación de agua cemento.
- Cantidad de cemento.
- Consistencia correcta.
- Tratamiento después de colocado o curado del concreto.

Existen dos métodos de colocación de la mezcla de concreto lanzado, el primero mediante una vía seca donde la mezcla de concreto es seca con adición de agua hacia el final del lanzado y un segundo

método conocido como vía húmeda, donde la mezcla ya contiene el agua necesaria para la resistencia solicitada.

El método de colocación por vía seca según indica Tapia (2019), presenta contenidos de cemento entre los 320 kg/m³ y los 420 kg/m³. Presenta un porcentaje mayor de desperdicio a causa del rebote de la mezcla sobre las caras en las que se está proyectando, produciendo en este caso pérdida del tamaño máximo del agregado. La relación agua-cemento es un factor decisivo en la calidad de la mezcla, ya que si se agrega poca agua se produce exceso de polvo y si por el contrario se agrega mucha agua el concreto lanzado no se adhiere a la superficie. Regularmente el contenido de agua - cemento ronda el 0,50 y puede llegar a ser del orden de 0,40.

Las principales ventajas y desventajas del método de mezcla por vía seca según Tapia (2019) son las siguientes:

- El agua necesaria para la hidratación de la mezcla se agrega en la boquilla.
- El lanzado del concreto se puede realizar de forma manual.
- El operador es la persona que al final determina la cantidad de agua.
- La cantidad de agua teórica no necesariamente es la cantidad de agua agregada.
- La relación de agua – cemento se modifica según la experiencia del operador.
- Se produce más polvo a la hora de aplicar el lanzado del concreto.
- Es indudable que bajo este método de aplicación se produce mayor rebote. Dependiendo de la superficie de aplicación la pérdida puede rondar entre el 15% y el 35%.
- Con los equipos de colocación actuales se pueden alcanzar rendimientos de 10 m³/h.

Para el caso del método de aplicación de la mezcla por vía húmeda según indica Tapia (2019), presenta contenidos de cemento entre los 380 kg/m³ y los 500 kg/m³. La relación de agua – cemento es menor a 0,45 y es posible el uso de plastificantes o aceleradores de fragua, además del uso de aditivos tipo sílica, cenizas volantes y hasta fibras.

Las principales ventajas y desventajas del método de mezcla por vía húmeda según Tapia (2019) comparado con respecto a la vía seca, son las siguientes:

- Presenta menos rebote. Generalmente se puede atribuir una pérdida de entre 5% y 10% con el equipo y personal adecuado.
- Se reduce el problema del polvo, lo cual se traduce en una mejora en el ambiente de trabajo.

- Se pueden colocar capas más gruesas gracias al uso de aditivos.
- La dosificación de la mezcla es controlada, mediante un control de la relación de agua – cemento.
- Se mejora la adherencia.
- Altas resistencias a la compresión simple y poca dispersión en los resultados.
- Permite el uso de fibras de acero o fibras sintéticas además de nuevos aditivos de avanzada.
- Se requieren agregados de muy buena calidad.
- Se pueden presentar un aumento en los costos por la limpieza de los equipos que se utilizan.

Es común el uso del concreto lanzado acompañado de un refuerzo que en muchos casos resulta ser una malla electrosoldada, sin embargo, este complemento es complejo de utilizar. Por esta razón, actualmente se utiliza como refuerzo al concreto lanzado fibras, ya sean metálicas o sintéticas. El uso del concreto lanzado reforzado con fibras tiene la gran ventaja de que permite una colocación más rápida del concreto en el espesor deseado.

3.2.5.2 Arcos de acero

El uso de los arcos de acero según Tapia (2019) reemplazaron el uso tradicional de las vigas de madera como soporte pasivo, entendiéndolo como el hecho de que el arco comienza a interactuar con la roca hasta el momento en que esta se deforma, a diferencia de los pernos que actúan como el refuerzo en la roca. Los arcos de acero se fabrican rígidos y fluyentes, es decir que tienen la capacidad de admitir ciertos desplazamientos.

Tal y como lo explica Tapia (2019), puesto que los arcos son colocados a cierta distancia del frente de la excavación, la mayoría de las convergencias ya se han presentado cuando el arco se ha colocado, por lo que, para entonces, el arco solo absorbe una parte de la carga, que se atribuye al peso muerto de eventuales bloques o volúmenes de roca sobre la corona de la excavación.

Los arcos de acero son comúnmente utilizados en excavaciones subterráneas, en aquellos sectores de falla o zonas muy fracturadas, en donde no es posible instalar pernos de anclaje, puesto que lo longitud de anclaje no se desarrolla, permitiendo al arco desempeñar un mejor papel en el soporte de materiales con estas características. Otro caso en donde son necesarios los arcos corresponde a túneles someros o de baja cobertura.

Es de suma importancia realizar el relleno de los vacíos entre el arco y la excavación, conocido como retaque. Según indica Tapia (2019), para el relleno se ha utilizado tradicionalmente madera, pero

también se pueden utilizar sacos de concreto, rociados con agua para provocar el endurecimiento, así como placas o elementos metálicos.

Las aplicaciones principales de los arcos de acero corresponden a las siguientes según Tapia (2019):

- Soporte permanente en excavaciones de larga permanencia y en secciones críticas, especialmente en terrenos con alta concentración de esfuerzos.
- Algunos de los arcos se han desarrollado para aplicaciones en terrenos deformables o fluyentes.

Entre las principales ventajas del uso de los arcos como sistema de soporte, sea este temporal o permanente se enumeran las siguientes según Tapia (2019):

- Son altamente efectivos bajo cargas elevadas en litologías estratificadas.
- Provee soporte aún después de que se han presentado grandes deformaciones.

Como todo sistema de soporte, los arcos de acero también presentan desventajas, las cuales se señalan a continuación según Tapia (2019):

- Su instalación requiere de tiempo.
- A menos que estén en contacto con la roca son ineficaces.
- Tienden a rotar ante cargas excéntricas.
- La masa rocosa requiere deformarse significativamente antes de que empiece a tomar carga.

Se presenta en la Figura 3.79, los principales tipos de secciones para la conformación de arcos de acero, que se utilizan en la conformación de arcos de acero para túneles de diversos diámetros.

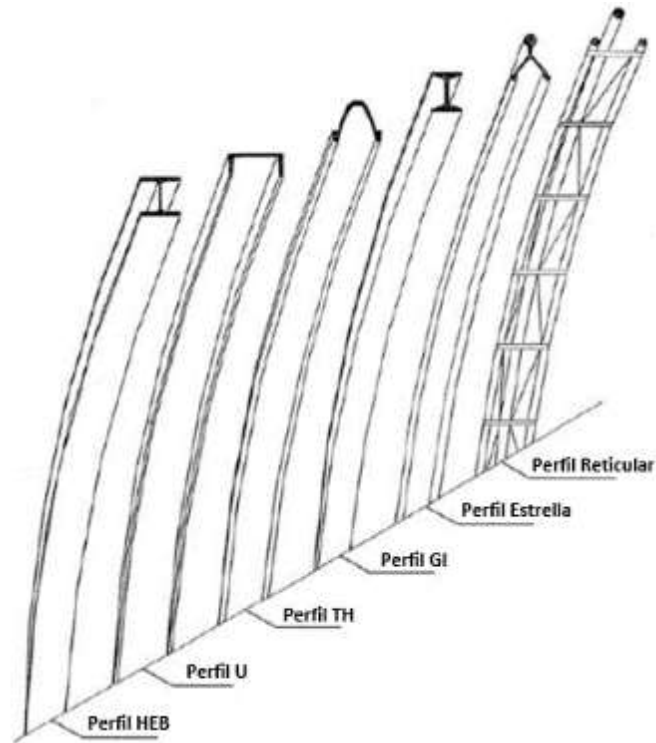


Figura 3.79. Tipos de soporte de acero más comúnmente utilizados

Fuente: Adaptado de Fuente: Tapia, Tipos de Soporte en la Excavación Convencional - Arcos Metálicos, 2019

3.2.5.3 Pernos de fricción

Tal y como lo presenta Tapia (2019) en la siguiente Figura 3.80 , existen diferentes tipos de pernos que se pueden utilizar en el macizo rocoso, siempre y cuando la condición geomecánica de los materiales así lo permitan. En este caso se brindará detalle de los tipos de pernos por fricción, al ser estos los más utilizados como refuerzo temporal en el establecimiento del diseño del soporte temporal de túneles en nuestro país.

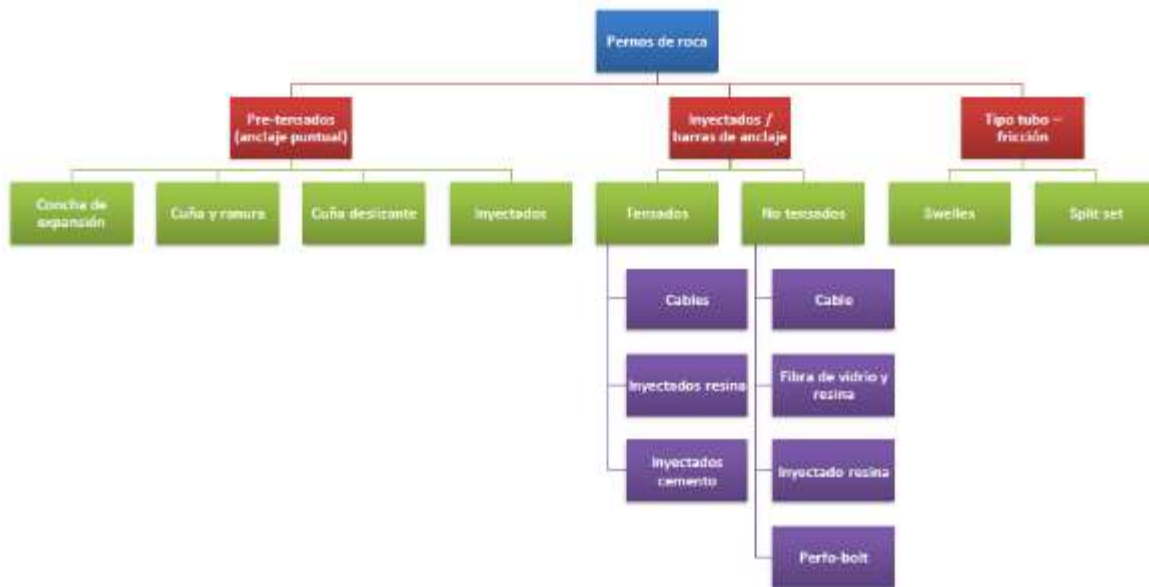


Figura 3.80. Tipos de pernos en roca

Fuente: Tapia, Tipos de Soporte - Pernos / Anclajes, 2019

Existen dos tipos de pernos por fricción, tal cual se aprecia en la Figura 3.80, los Split Set y Swellex. A continuación, se describen cada uno de estos dos tipos.

Según explica Tapia (2019) los pernos Split Set son mecanismos de estabilización por fricción, los cuales están formados por dos partes: un tubo ranurado y una placa que funge de apoyo. El tubo es de alta resistencia y se inserta a lo largo de una perforación generalmente de menor diámetro, utilizando un martillo de percusión estándar. Un extremo del tubo presenta una cabeza en forma de cuña y el otro extremo tiene una brida de anillo soldada para poder así sostener la placa de apoyo. Cuando el tubo del perno se desliza a la posición exacta, el largo de la ranura se reduce, generando con ello una presión radial contra la roca a lo largo de toda su extensión.

En la siguiente Figura 3.81 se presenta el detalle del tipo de perno por fricción Split Set.

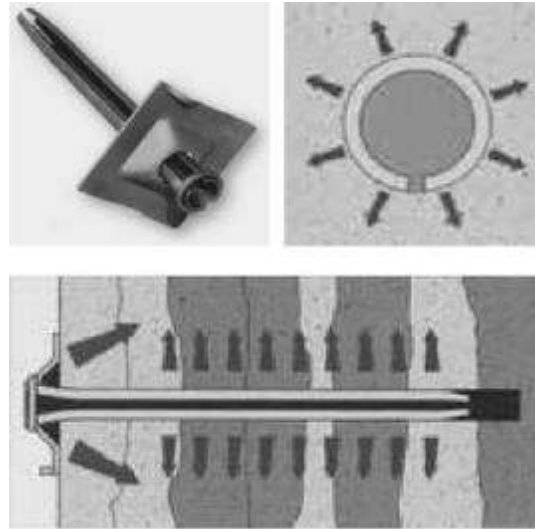


Figura 3.81. Detalle del tipo de perno por fricción Split Set

Fuente: Tapia, Tipos de Soporte - Pernos / Anclajes, 2019

Por otra parte, se encuentran los pernos por fricción Swellex, los cuales según detalla Tapia (2019) tienen la misma función de los pernos Split Set, pero su mecanismo de acción es diferente. La interacción o adherencia con el macizo rocoso para el caso de los anclajes de tubo de fricción tipo Swellex se logra mediante fuerzas de fricción que genera el anclaje al ser expandido por medio de presión hidráulica. A diferencia del perno Split Set, este tipo de anclaje no requiere de ninguna fuerza de empuje durante su inserción, ya que el perno es activado por inyección de agua a alta presión, aproximadamente 30 MPa, al interior del tubo plegado, el cual se expande por sí mismo y se pone en contacto con las paredes de la perforación y la roca. Este tipo de perno funciona mejor en terrenos de menor calidad como refuerzo temporal.

En la siguiente Figura 3.82, se presenta el detalle del tipo de perno por fricción Swellex.

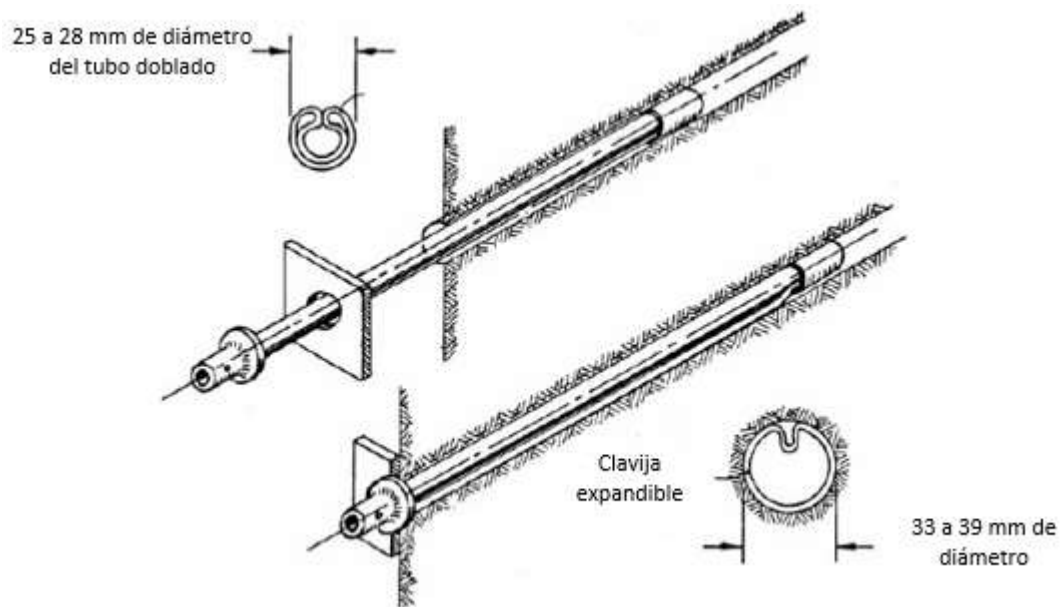


Figura 3.82. Detalle del tipo de perno por fricción Swellex

Fuente: Tapia, Tipos de Soporte - Pernos / Anclajes, 2019

3.2.5.4 Arco inferior o "invert"

En terrenos donde se presentan alta concentración de esfuerzos y los materiales presentan una mala condición geomecánica, es necesario recurrir a completar el arco inferior o "*invert*" por su término en inglés, en la sección transversal del túnel.

Las partes planas de los túneles generalmente presentan una alta concentración de los esfuerzos, por lo que el completar el arco en una sección transversal de un túnel ayuda enormemente a reducir los esfuerzos en estos sectores.

En la Figura 3.83 se presenta el detalle de un ejemplo del arco inferior excavado en una sección transversal de un túnel.

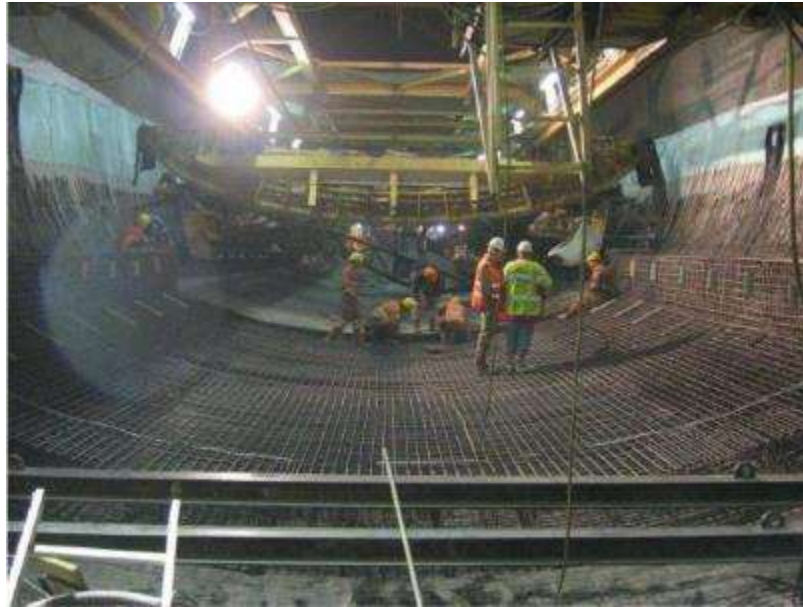


Figura 3.83. Detalle del arco inferior o Invert por su término en inglés

Fuente: Tapia, Tipos de Soporte en la Excavación Convencional - Arcos Metálicos, 2019

3.2.6 Tipos de comportamientos para túneles excavados por el método convencional

3.2.6.1 Tipos de comportamientos y amenazas potenciales según Russo

Se utiliza el enfoque del llamado gráfico múltiple propuesto por Russo (2014), ya que es una herramienta útil para evaluar de manera preliminar el comportamiento de una excavación de túneles en roca, así como para seleccionar el tipo de sección de soporte predefinida en el frente de excavación durante el proceso constructivo.

Propone Russo (2014), de una forma simplificada pero racional, los posibles fenómenos típicos de deformación para una excavación de túneles en la roca, donde se identifican mediante la cuantificación, en una secuencia lógica, del volumen de la masa rocosa, la resistencia de la roca intacta, la competencia de la excavación y la capacidad de auto sostenimiento de un macizo rocoso.

Indica Russo (2014) que, “con base en este análisis preliminar, el diseño del túnel puede, en consecuencia, enfocarse en los problemas potenciales detectados, implementando con el detalle requerido los métodos de análisis y cálculo más adecuados” (p. 1).

El gráfico múltiple de Russo, presenta 4 gráficos individuales o gráficos en cuadrante, que tratan aspectos específicos en cada uno de ellos. Se explican cuáles son los aspectos que tratan cada uno de los gráficos en cuadrante del gráfico múltiple.

- Gráfico 1: El volumen de los bloques de roca + Condiciones de las Juntas = Composición del Macizo Rocoso.
- Gráfico 2: Composición del Macizo Rocoso + Resistencia de la Roca Intacta = Resistencia de la Masa Rocosa.
- Gráfico 3: Resistencia de la Masa Rocosa + Esfuerzos In Situ = Competencia del Macizo Rocoso.
- Gráfico 4: Competencia del Macizo Rocoso + Capacidad de Auto Sostenimiento = Comportamiento de la Excavación (Potenciales Amenazas).

Se presenta a continuación el gráfico múltiple propuesto por Russo (2014) para la identificación de las potenciales amenazas durante el proceso constructivo.

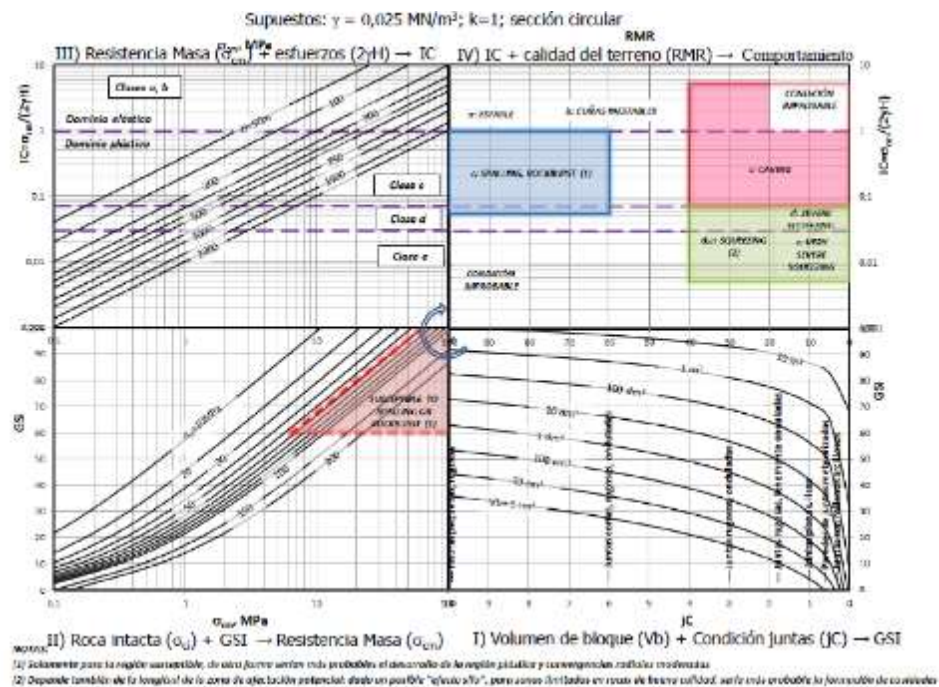


Figura 3.84. Gráfico Múltiple Actualizado de Russo para la evaluación de las principales amenazas durante la excavación del túnel

Fuente: Russo, 2014

Este enfoque integral simplificado propuesto por Russo (2014), permite en función del nivel de esfuerzos presentes en la excavación, así como del grado de fracturación del macizo rocoso, definir de forma general la principal amenaza que podría experimentar la masa rocosa al momento de realizar la excavación.



Figura 3.85. Definición general del comportamiento de la masa rocosa en función del análisis de esfuerzos y las condiciones geomecánicas del terreno

Fuente: Tapia, Diseño Empírico de Túneles, 2019

La definición del enfoque integral simplificado permite determinar una serie de clases de comportamiento esperado durante la excavación de la masa rocosa, estableciendo un total de seis clases, en función del análisis de esfuerzos y deformaciones que se realice. El detalle se brinda en las siguientes figuras:

S: Razón resistencia/esfuerzo
 δ : porcentaje de deformación radial $ur/Ro \cdot 100$
 δ_0 : porcentaje de deformación radial en la cara
 R_p : radio plástico
 R_o : radio de la excavación

Confinamiento: medidas para evitar la relajación y conservar la resistencia inherente de la masa rocosa
Mejoramiento: Medidas para mejorar las características inherentes de la roca alrededor de la excavación.

Clase	Frente	Cavidad	Curva característica	Soporte – función primaria	Soporte – Tipo
			Al frente (—) A distancia (—)		
(a)	Estable $S > 1$ (inestabilidad de bloques limitada)	Estable $S > 1$ $R_p/R_o = 1$			
(b)	Estabilidad global $S > 1$ (Inestabilidad de cuñas)	Estabilidad global $S > 1$ (Inestabilidad de cuñas) $R_p/R_o = 1$		Confinamiento	Radial
(c)	Condición límite $S \approx 1$ (Bajo gradiente de deformación, $\delta_0 \leq 0,5\%$)	Inestable $S < 1$ (Ligero squeezing) $R_p/R_o \sim 1-2$		>Confinamiento	Radial

Figura 3.86. Clases de comportamiento esperado en la excavación a, b y c

Fuente: Tapia, Diseño Empírico de Túneles, 2019

S: Razón resistencia/esfuerzo
 δ : porcentaje de deformación radial $ur/R_0 \cdot 100$
 δ_0 : porcentaje de deformación radial en la cara
 R_p : radio plástico
 R_0 : radio de la excavación

Confinamiento: medidas para evitar la relajación y conservar la resistencia inherente de la masa rocosa
Mejoramiento: Medidas para mejorar las características inherentes de la roca alrededor de la excavación.

Clase	Frente	Cavidad	Curva característica	Soporte – función primaria	Soporte – Tipo
			Al frente (———) A distancia (———)		
(d)	Inestable, pero no crítico $S < 1$ gradiente de deformación medio, $0,5\% < \delta_0 < 1,0\%$	Inestable $S < 1$ (squeezing) $R_p/R_0 \sim 2-4$		Confinamiento y/o mejoramiento	Radial y, eventualmente al avance
(e)	Inestabilidad crítica $S < 1$ gradiente de deformación alto, $\delta_0 \geq 1,0\%$	Inestable $S < 1$ (squeezing) $R_p/R_0 > 4$		Mejoramiento y confinamiento	Al avance y radial
(f)	Inestable a corto plazo $S < 1$ Colapso inmediato	Inestable $S < 1$		Mejoramiento y/o confinamiento	Al avance y radial

Figura 3.87. Clases de comportamiento esperado en la excavación d, e y f

Fuente: Tapia, Diseño Empírico de Túneles, 2019

Finalmente, el esquema general para la clasificar del comportamiento de la excavación en función de las principales amenazas esperadas, se presenta en la Figura 3.88.

ANÁLISIS TENSIONAL			ANÁLISIS GEO ESTRUCTURAL	CONDICIÓN DE LA MASA ROCOSA				
				CONTINUO	DISCONTINUO			PSEUDO-CONTINUO
Respuesta en deformación	δ_0 (%)	R_p/R_0	CLASE DE COMPORTAMIENTO	CLASES DEL RMR				
				I	II	III	IV	V
Elástica ($\sigma_0 < \sigma_{cm}$)	Despreciable	---	a	ESTABLE				
			b	INESTABLE				
Elasto-plástica ($\sigma_0 \geq \sigma_{cm}$)	< 0,5	1 - 2	c	CUÑAS			CAÍDOS	
	0,5 - 1,0	2 - 4	d	SPALLING/ ROCKBURST			SQUEEZING	
	> 1,0	> 4	e					
			f	Colapso inmediato del frente del túnel				

δ_0 : deformación radial en la cara R_p/R_0 : radio plástico/radio de la cavidad σ_0 : esfuerzo tangencial máx
 σ_{cm} : resistencia a la compresión de la masa rocosa - Las rellenos de colores son indicativos.

Figura 3.88. Esquema general para clasificar el tipo de comportamiento de la excavación de un túnel

Fuente: Tapia, Diseño Empírico de Túneles, 2019

3.2.6.2 Tipos de comportamiento de excavaciones según Perri

Según indica Perri (2006), “la clase de comportamiento de la excavación depende de la combinación de un conjunto de numerosos factores que, con el máximo de la simplificación, pueden identificarse como: el estado de sollicitación natural preexistente en el medio a excavar y la resistencia geomecánica del mismo” (p. 413).

Señala Perri (2006) que, para el caso del estado de sollicitación natural, a falta de mediciones directas o indirectas en el sitio, se puede asociar directamente con la profundidad o cobertura de la excavación.

Según comenta Perri (2006), en condiciones de sollicitaciones naturales que resulten considerablemente elevadas en relación con la resistencia del macizo natural y para simplificar, se puede hacer referencia a la resistencia a la compresión no confinada del macizo rocoso (σ_{cm}) y poner relación directa con el estado de sollicitación natural (γH), siendo γ , la densidad del macizo rocoso.

Se introduce un concepto importante señala Perri (2006), llamado “índice de competencia de la excavación” ($IC = \sigma_{cm} / \gamma H$), el cual es de gran utilidad al momento de establecer la clase de comportamiento de la excavación en las circunstancias descritas.

En aquellos casos donde se presentan coberturas moderadas, señala Perri (2006), donde generalmente se presentan valores elevados del referido índice IC, puede resultar suficientemente condicionante de la clase de comportamiento de la excavación, la calidad geomecánica del macizo, determinada por ejemplo mediante el GSI, establecido por Hoek.

Las clases de comportamiento que propone Perri (2006), las agrupa en cinco, identificándolas con las letras mayúsculas de la “A” a la “E”, que se caracterizan de acuerdo con un comportamiento de la calidad de la excavación decreciente, las cuales, se establecen en función de un conjunto de factores tales como: la seguridad del frente y de la cavidad, las convergencias del frente y de la cavidad, el radio de plastificación y el valor del GSI.

Perri (2006), intenta resumir las principales características y propiedades de cada una de estas cinco clases de comportamiento de la excavación, adicionando además una preselección del soporte temporal asociado a cada una de ellas.

En la siguiente Figura 3.89, se detallan cada una de las cinco clases de comportamiento establecidas por Perri, así como una propuesta de sostenimiento temporal para cada una de las cinco clases.

CLASE	COMPORTAMIENTO	COBERTURA		PRESELECCIÓN DEL SOPORTE (Túnel de aproxim. 10m de diámetro)
		ALTA IC	BAJA GSI	
A	Estabilidad al frente Estabilidad en la cavidad Eventuales inestabilidades (cinematismos de bloques) $FS_f > 2.5$ $FS_c > 2.5$ $\varepsilon < 1\%$ $\varepsilon_o < 0.5\%$ $(R_p/R_o = 1)$	> 0.45	> 60	Concreto Proyectado (5-10 cm) + Pernos L = 4 m (eventuales)
B	Estabilidad al frente Cavidad algo inestable $FS_f \approx 2$ $FS_c \approx 1$ $1\% < \varepsilon < 2.5\%$ $\varepsilon_o < 0.5\%$ $(1 < R_p/R_o < 2)$	0.3 - 0.45	40 - 60	Concreto Proyectado (10-15 cm) + Pernos (L= 4 - 6 m) (densidad 0.25/m ³) o, Costillas livianas @ 1.5 m
C	Frente próximo al equilibrio Cavidad inestable $FS_f \approx 1$ $FS_c < 1$ $2.5\% < \varepsilon < 5\%$ $0.5\% < \varepsilon_o < 1\%$ $(2 < R_p/R_o < 4)$	0.2 - 0.3	30 - 50	Concreto Proyectado (15-20 cm) + Pernos (L= 6 m) (densidad 0.5/m ³) o, Costillas medianas @ 1m + Refuerzo del frente (eventual)
D	Frente inestable Cavidad inestable (grandes deformaciones) $FS_f < 1$ $FS_c \ll 1$ $5\% < \varepsilon < 10\%$ $\varepsilon_o > 1\%$ $(R_p/R_o > 4)$	0.15 - 0.2	20 - 40	Concreto Proyectado (20-25 cm) + Costillas pesadas @ 1m o, Pernos (L=6-9 m) (densidad 1/m ³) + Refuerzo del frente y extradós + Pernos de integración (eventuales)
E	Inestabilidad generalizada (macizo muy débil y/o zona de fallas) $FS_f \ll 1$ $FS_c \ll 1$ $\varepsilon > 10\%$ $\varepsilon_o \gg 1\%$ $(R_p/R_o \gg 4)$	< 0.15	< 20	Concreto proyectado (20-30 cm) + Costillas muy pesadas @ 1m + Refuerzo del frente y extradós + Pernos de integración + Pre-soporte (eventual)

Figura 3.89. Tipos de clases de comportamientos y preselección del soporte temporal establecido por Perri

Fuente: Perri, 2006

Perri (2006) establece que, para determinar las cargas actuantes sobre el sostenimiento de la sección de un túnel, es conveniente y necesario establecer una diferencia de acuerdo con el rango

de coberturas sobre la corona de la sección del túnel, de acuerdo con tres clasificaciones: coberturas bajas, intermedias y altas.

De esta forma, Perri (2006), identifica la cobertura límite inferior (H_i), que delimita las secciones bajas de las intermedias y de la misma forma, identifica la cobertura límite superior (H_s), que delimita las secciones intermedias de las altas. Las relaciones que permitan determinar estas dos coberturas límites según Perri son las siguientes:

$$H_i = b(50/GSI) \quad \text{Ecuación 3.17}$$

$$H_s = b(GSI/5) \quad \text{Ecuación 3.18}$$

Donde se tiene que:

b = ancho o diámetro equivalente de la sección del túnel.

GSI = Índice de la calidad geomecánica establecido por Hoek.

Destaca Perri (2006), que gracias a su vasta experiencia, acumulada en kilómetros de túneles excavados por el método convencional en ambientes geológicos de distinta naturaleza, le fue posible identificar para las referidas coberturas límites, dimensiones comprendidas entre 75 m y 150 m para el caso de coberturas altas H_s y dimensiones comprendidas entre 10 m y 25 m para el caso de coberturas bajas H_i , permitiendo de esta forma delimitar el rango para las coberturas intermedias entre los 25 m y los 75 m.

Establece Perri (2006) que “con el aumento de la calidad geomecánica del macizo a excavar se amplía el rango de las coberturas intermedias (disminuyendo H_i y aumentando H_s) para las cuales resulta prácticamente inmediato asociar, el comportamiento geomecánico de la sección, la clase de comportamiento de la excavación y finalmente el soporte a instalar” (p. 415).

El esquema que se presenta en la siguiente Figura 3.90, resume de forma gráfica lo comentado anteriormente en cuanto a los límites de separación para los tres tipos de coberturas sobre la sección de un túnel propuestas por Perri.

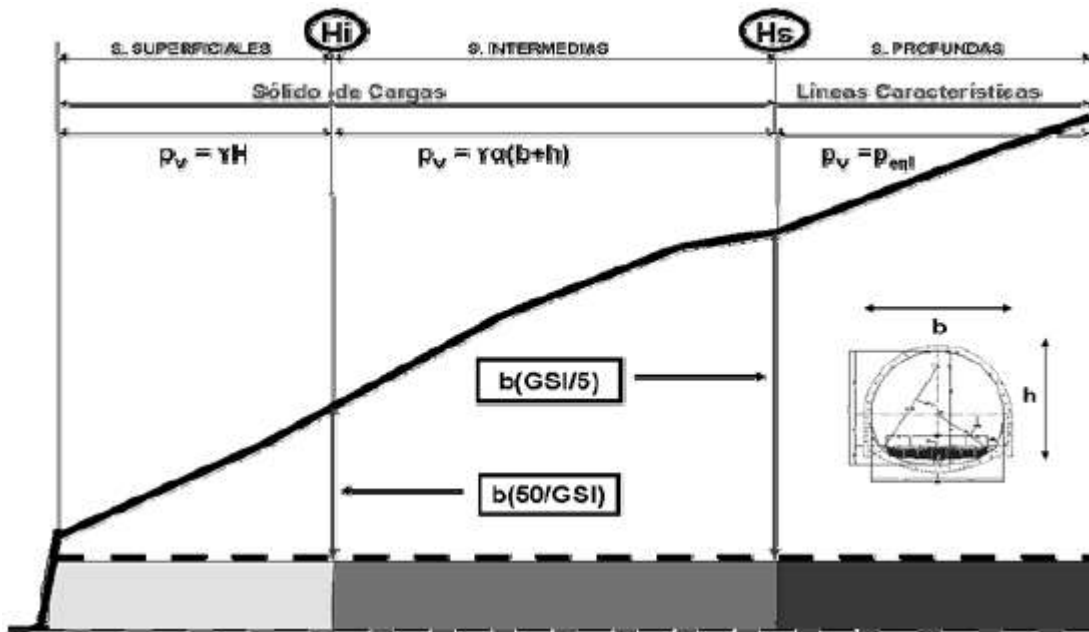


Figura 3.90. Límites de coberturas para excavaciones subterráneas según el método convencional propuesto por Perri

Fuente: Perri, 2006

Perri (2006), plantea el detalle del tipo de sostenimiento referidos a un túnel excavado por el método convencional con un ancho (b) o diámetro equivalente de al menos 10 m. El detalle del tipo de sostenimiento establecido por Perri para cada tipo de comportamiento se detalla en la siguiente figura.

Tipo de Soporte	Concreto Proyectoado	Costillas Metálicas	Pernos Metálicos 20 t	Capacidad (Kg/cm ²)
SP-A	10 cm	▪	▪	1,5
SP-B	14 cm	2 IPN140 @ 150 cm	2 x 4 m @ par de costillas	2,5
		o, alternamente 7 pernos x 4m @ 150 cm (sin costillas)		
SP-C	16 cm	2 IPN160 @ 125 cm	4 x 6 m @ par de costillas	3,5
		o, alternamente 11 pernos x 6m @ 125 cm (sin costillas)		
SP-D	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	6 x 6 m @ par de costillas	4,5
		o, alternamente 15 pernos x 6m @ 100 cm (sin costillas)		
SP-E	20 cm	2 IPN200 @ 075 cm	10 x 6 m @ par de costillas	5,5

Figura 3.91. Diferentes combinaciones del soporte temporal para las cinco clases de comportamiento propuesto por Perri

Fuente: Perri, 2006

Pueden presentarse casos, en donde la cobertura H sea mayor a los rangos propuestos para la cobertura superior H_s , esto es $H > H_s$. En estos casos indica Perri (2006), se debe de tomar en cuenta

las características geomecánicas de los materiales, utilizando como criterio de selección para el tipo de sostenimiento temporal la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, σ_{ci} .

Para estos casos, Perri (2006) plantea tres rangos de resistencia a la compresión simple de la roca intacta, las cuales, se detallan en la siguiente Figura 3.92.

Diámetro Túnel $b=10\text{ m}$	H > H _s con $10 < \sigma_{ci} \leq 25\text{ MPa}$							
	40-60	60-80	80-100	100-150	150-200	200-250	250-300	300-500
GSI ≤ 20	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E
20 < GSI ≤ 30	SP-D	SP-D	SP-D	SP-D	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E
30 < GSI ≤ 50	SP-C	SP-C	SP-C	SP-C	SP-C	SP-D	SP-D	SP-E
50 < GSI ≤ 60	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-C	SP-C
GSI > 60	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A

Diámetro Túnel $b=10\text{ m}$	H > H _s con $25 < \sigma_{ci} \leq 75\text{ MPa}$							
	40-60	60-80	80-100	100-150	150-200	200-250	250-300	300-500
GSI ≤ 20	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E
20 < GSI ≤ 30	SP-D	SP-D	SP-D	SP-D	SP-D	SP-D	SP-E	SP-E
30 < GSI ≤ 50	SP-C	SP-C	SP-B	SP-B	SP-B	SP-C	SP-C	SP-D
50 < GSI ≤ 60	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-C	SP-C
GSI > 60	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A

Diámetro Túnel $b=10\text{ m}$	H > H _s con $75 < \sigma_{ci} \leq 100\text{ MPa}$							
	40-60	60-80	80-100	100-150	150-200	200-250	250-300	300-500
GSI ≤ 20	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E	SP-E
20 < GSI ≤ 30	SP-D	SP-C	SP-C	SP-C	SP-C	SP-D	SP-D	SP-E
30 < GSI ≤ 50	SP-C	SP-C	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-C	SP-C
50 < GSI ≤ 60	SP-B	SP-B	SP-B	SP-B	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A
GSI > 60	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A	SP-A

Figura 3.92. Detalle del tipo de sostenimiento temporal en función de la resistencia a la compresión simple para los casos de coberturas mayores al rango de cobertura superior propuesto por Perri

Fuente: Perri, 2006

Finalmente, indica Perri (2006) que “sobre la base de las posibles alternativas de soporte previstas o disponibles en cada proyecto, se debe proceder a la selección específica de este para cada sección de diseño, confrontando los valores de las cargas de acuerdo con las coberturas y las posibles condiciones geomecánicas de los terrenos a encontrar, con los valores de la capacidad las resistencias de los soportes disponibles” (p. 418).

3.2.7 Tiempo de auto sostenimiento a partir de métodos empíricos

La estimación del tiempo de auto sostenimiento se realizó empleando métodos empíricos. Barton plantea la siguiente relación que permite definir el máximo vano sin colocar sostenimiento.

$$V_{m\acute{a}x} = 2 * ESR * Q^{0.4} \quad \text{Ecuación 3.19}$$

Donde se tiene que:

$V_{m\acute{a}x}$ = Máximo vano sin sostener o longitud de pase (m).

ESR = Índice que depende del tipo de excavación (*Excavation Support Ratio*).

Q = Índice Q de Barton.

El valor que se escoja para el caso del índice ESR se determina a partir del tipo de excavación, según se detalla en el siguiente Cuadro 3.115.

Cuadro 3.115. Valores del índice ESR de la clasificación Q

	Tipo de Excavación	ESR
A	Labores mineras de carácter temporal, etc.	2 - 5
B	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica.	1,6 - 2,0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y de ferrocarril, túneles de acceso.	1,2 - 1,3
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles.	0,9 - 1,1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, túneles para tuberías principales de gas.	0,5 - 0,8

Fuente: Adaptado de Barton, 2000

Para el caso de las obras subterráneas del proyecto, se considera que corresponden al tipo B, asociado a un túnel hidroeléctrico, principalmente por el uso que tendrá la obra subterránea de trasegar agua. Se asocia un ESR de 1,60, considerando evaluar la condición más crítica para la definición de la longitud del pase.

Por otra parte, Bieniawski (1989) propuso la siguiente Figura 3.93 donde conociendo la longitud de pase (m) determinada por ejemplo por el método que propone Barton, se puede estimar el tiempo de permanencia estable de la excavación sin la colocación de ningún tipo de sostenimiento.

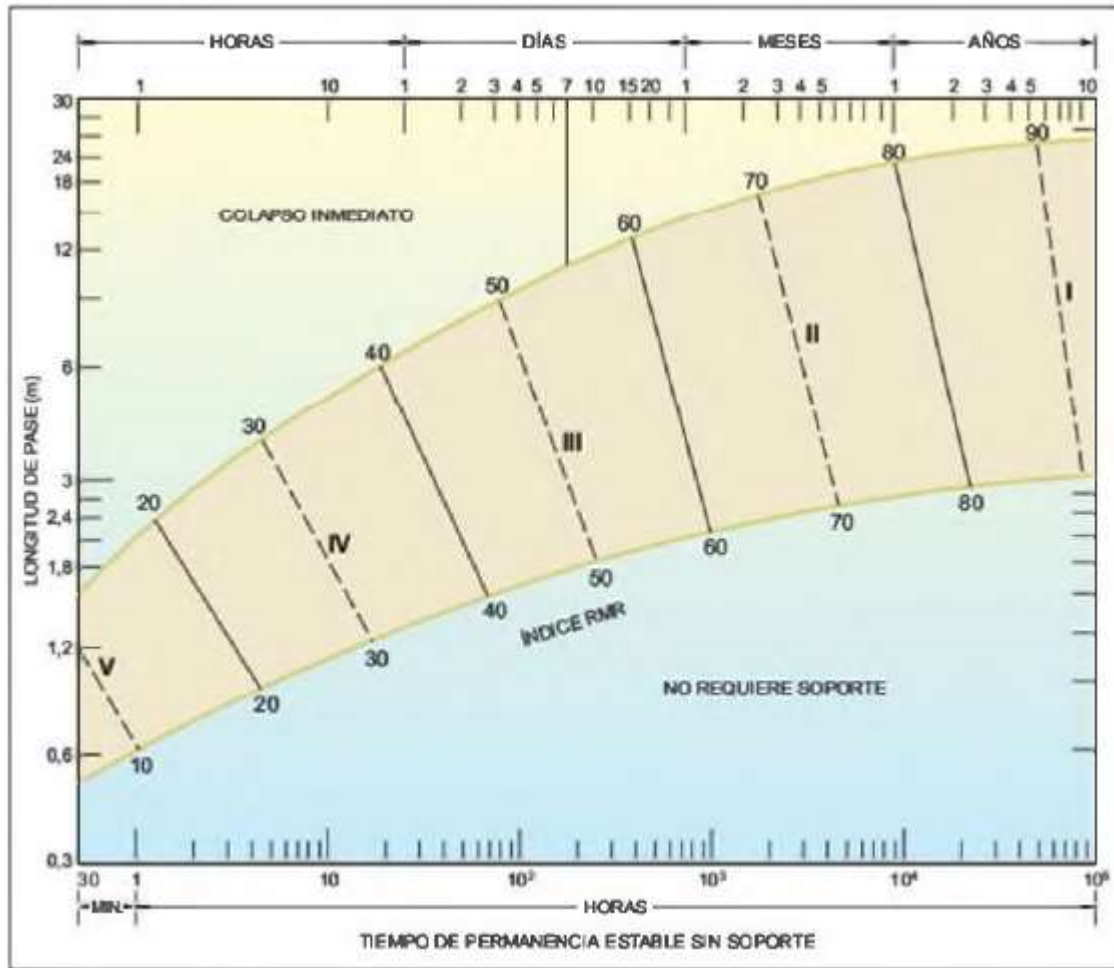


Figura 3.93. Longitud de pase y tiempos de estabilidad sin sostenimiento

Fuente: Adaptado de Bieniawski, 1989

3.2.8 Monitoreo y control

El seguimiento al proceso de excavación de un túnel por medio de mediciones al interior de la masa rocosa, se realizan con el objeto de detectar a tiempo, posibles desplazamientos o situaciones de riesgo, que permitan tomar acciones tales como reforzar los sistemas de sostenimiento que se definieron desde las etapas tempranas de diseño y del proceso constructivo.

Es común llevar a cabo controles de convergencia en secciones transversales específicas definidas a lo largo de estaciones topográficas dentro del túnel. A continuación, se detalla en que consiste el control de convergencias.

3.2.8.1 Control de convergencias

Según señala SCT (2016), las mediciones de convergencias corresponden a controles que se llevan a cabo por medio de una cinta invar también llamada cinta extensométrica, las cuales cuentan con una precisión milimétrica.

El medidor de convergencias tal cual lo indica CONAGUA (2012), consiste en una cinta o cable enrollado en carrete, que se sujeta mediante ganchos de seguridad a dos anclas o argollas previamente instaladas dentro del macizo rocoso o el sostenimiento instalado, cuya distancia se desea medir por medio de un mecanismo que ejerce tensión sobre la cinta metálica perforada y se registra en una unidad de lectura.

Si se requiere de una mayor precisión se puede recurrir a un Distómetro para realizar las mediciones, el cual, puede alcanzar una precisión de centésimas de milímetro.

El control de las convergencias de un túnel, se realizan en secciones transversales específicas, establecidas según el estacionamiento topográfico del túnel, donde se instalan generalmente argollas de acero, las cuales son ancladas al macizo rocoso, o bien, se instalan en el sistema de soporte temporal, tales como los arcos metálicos.

Las mediciones de convergencia permiten registrar los desplazamientos que ocurren en la masa rocosa a lo largo del tiempo, hasta alcanzar un punto donde ya mediciones consecutivas convergen a un valor relativamente constante.

En la Figura 3.94 se muestra la realización de una medición de convergencia en una sección específica dentro del túnel, mientras que en la Figura 3.95 se presentan los equipos de medición habituales con los que se miden las convergencias dentro de un túnel.



Figura 3.94. Realización de una medición de convergencia por medio de una cinta invar

Fuente: SCT, 2016



Figura 3.95. Equipos de medición a la izquierda el Distómetro y a la derecha la Cinta Invar

Fuente: SCT, 2016

3.2.9 Método de los elementos finitos

El uso de los Métodos de Elemento Finito (FEM por sus siglas en inglés) es una técnica de análisis numérico que se ha vuelto cada vez de uso más frecuente, producto del avance de la tecnología y en particular del avance experimentado en las computadoras. La razón obedece a que el uso de los Métodos de los Elementos Finitos requiere de procesadores potentes, de gran capacidad, puesto que su uso conlleva una creciente velocidad de cálculo.

Los Métodos de los Elementos Finitos, permiten resolver problemas muy comunes en la ingeniería geotécnica, tales como el análisis de esfuerzos y deformaciones de una obra subterránea, el comportamiento de un talud en suelo o en roca, o bien el modelado de una cimentación compleja, entre otros usos frecuentes.

Según Mirlisenna (2016), el método propone que un número infinito de variables desconocidas, puedan ser sustituidas por un número limitado de elementos, que presentan un comportamiento conocido. Estos elementos pueden tener diferentes formas, tales como triángulos, cuadrados, entre otros, dependiente del tipo y el problema que se desee modelar. Como el número de estos elementos es limitado, es que se le conoce como elementos finitos.

Según explica Mirlisenna (2016), los elementos finitos están conectados entre sí por medio de una red de puntos, a los que se llaman nodos. Al conjunto de todos estos elementos y nodos se les llama malla. Debido a las subdivisiones de la geometría en un número limitado de elementos, las ecuaciones matemáticas que rigen el comportamiento físico no se resolverán de una manera exacta, sino aproximada por este método numérico.

Tal y como lo indica Mirlisenna (2016), la precisión de los Métodos de Elementos Finitos depende de la cantidad de nodos y elementos, así como también del tamaño y de los tipos de elementos de la malla. Por lo tanto, cuanto menor sea el tamaño y mayor el número de elementos en una malla, más precisos serán los resultados de los análisis.

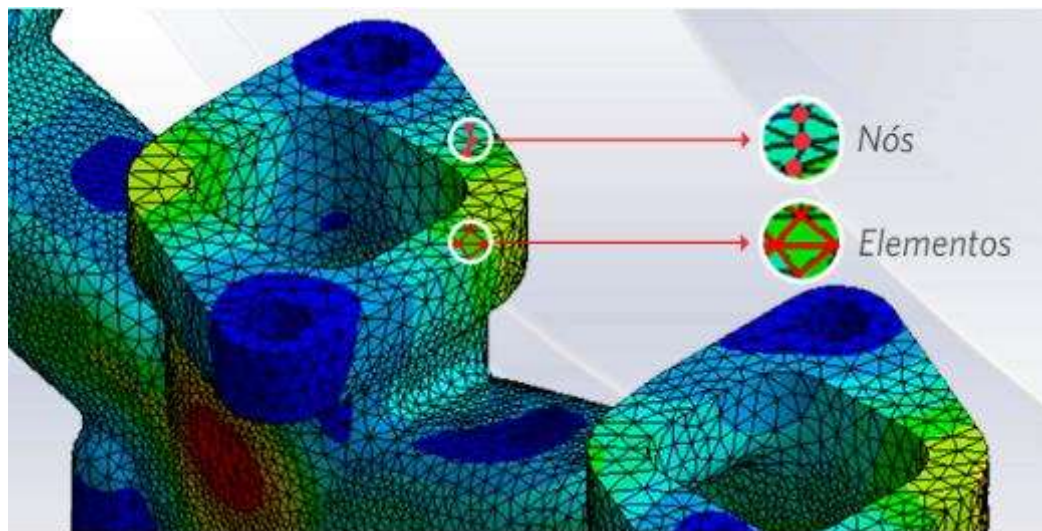


Figura 3.96. Nodos y elementos en una malla obtenida para una figura de análisis

Fuente: Mirlisenna, 2016

Señala Mirlisenna (2016), que la aplicación del Método de los Elementos Finitos puede ser utilizado en la resolución de una amplia gama de problemas en la ingeniería. Por ejemplo, para en análisis estructural, puede ser utilizado para obtener desplazamientos, deformaciones y tensiones, también

permite recrear escenarios y evaluar el rendimiento de productos o materiales con la aplicación de criterios de resistencia, rigidez o fatiga.

3.3 Caracterización del proyecto y modelo geotécnico

3.3.1 Descripción general del proyecto

El túnel del cual se pretende diseñar su sostenimiento temporal forma parte del Proyecto V Etapa de Ampliación del Acueducto Metropolitano, el cual tiene como finalidad aumentar la producción, capacidad y cobertura del Acueducto Metropolitano, de manera que se pueda suplir la demanda actual y futura hasta el año 2035, tomando en cuenta las proyecciones del crecimiento de la población.

Este proyecto busca dotar de la infraestructura necesaria para asegurar la demanda en el consumo de agua, que hoy en día genera dificultades importantes en la estación seca a los habitantes del Área Metropolitana. Según el último reporte de Acueductos y Alcantarillados, el desabastecimiento de agua en el país llegará a afectar a más de 500 mil personas en todo el territorio nacional.

La ubicación del entorno donde se ubicará el túnel en cuestión se aprecia en la siguiente Figura 3.97.

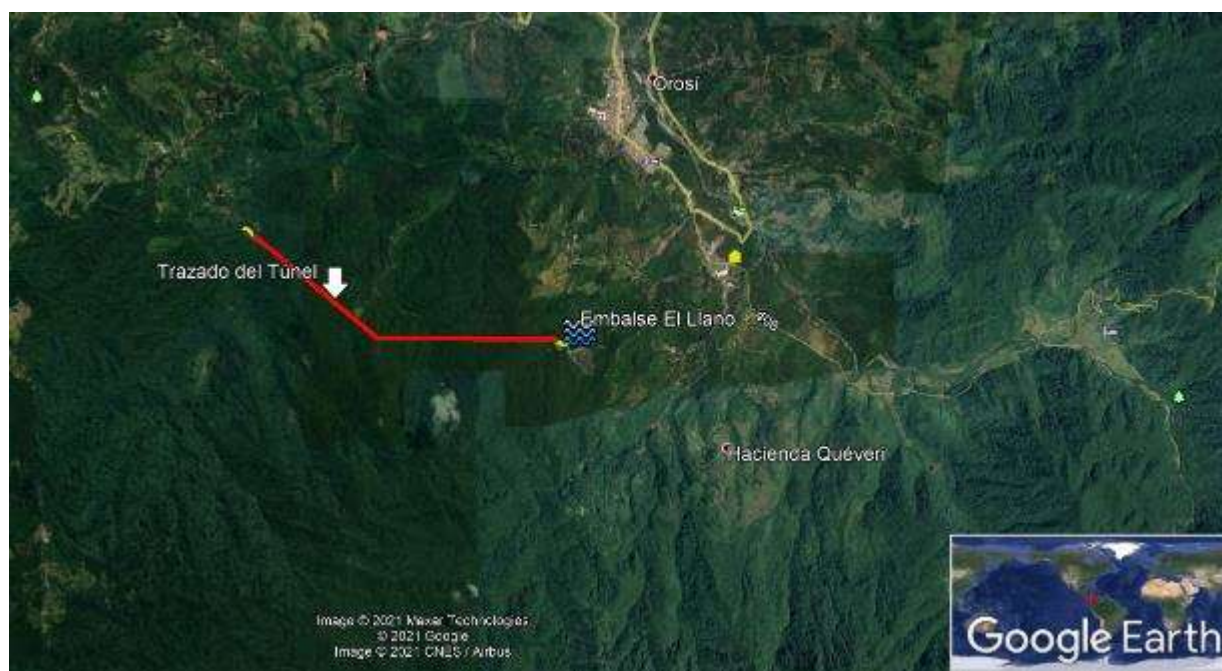


Figura 3.97. Trazado del túnel para el trasiego de agua potable

Fuente: Google Earth 2021

Esta obra subterránea, permitirá realizar el trasiego del agua potable desde un sector que se caracteriza por presentar una topografía abrupta y compleja, siendo por este medio, la manera

idónea de poder conducir el agua desde el embalse El Llano, hacia el resto del sistema de conducción que integra el proyecto.

3.3.2 Geología regional

En la zona del proyecto se identifican rocas sedimentarias del Periodo Terciario, así como la presencia de rocas ígneas intrusivas y extrusivas más recientes. Esta zona presenta una tectónica activa muy fuerte, ya que se encuentra rodeada de fallas consideradas geológicamente activas, tales como la falla Navarro y la falla Agua Caliente.

Dentro de este apartado se hace una descripción de las principales formaciones geológicas que se han identificado dentro del entorno regional del proyecto, así como una breve descripción de las principales estructuras geológicas identificadas como fallas activas.

A continuación, se presenta en la siguiente Figura 3.98, una adaptación de la geología del cuadrante Tapantí, donde se resalta el área donde se ubica el embalse El Llano, así como la zona de interés.

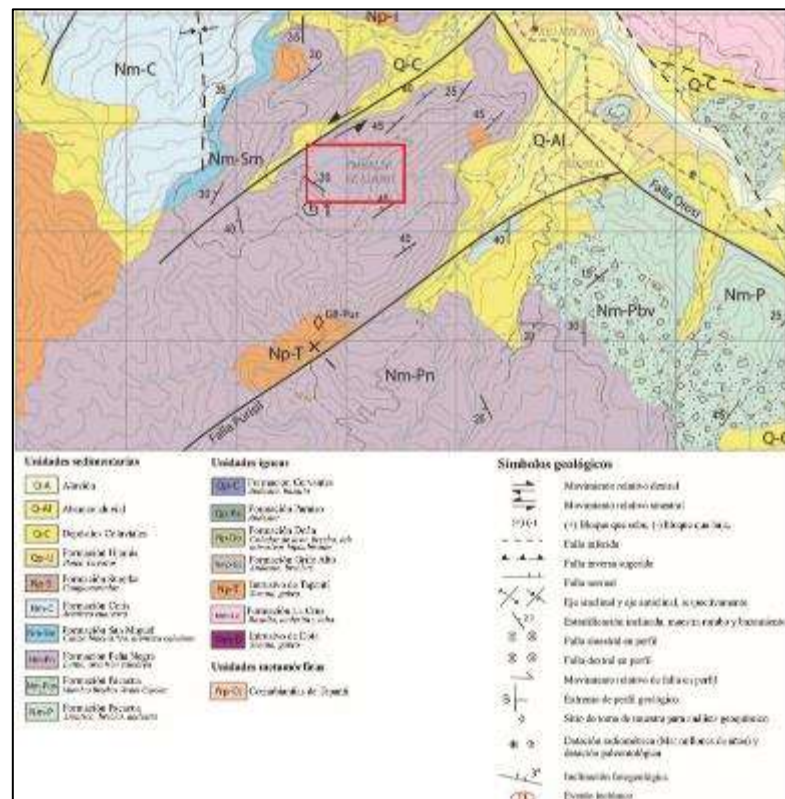


Figura 3.98. Mapa geológico regional (Adaptado del Mapa Geológico del Cuadrante Tapantí)

Fuente: Sojo et al., 2017

Según Sojo et al. (2017) se ubican dentro del cuadrante de Tapantí las Formaciones Pacacua, Peña Negra, San Miguel, Coris y el Intrusivo de Tapantí.

Describen Sojo et al. (2017) que la Formación Pacacua corresponde a una unidad que se depositó en un ambiente marino de plataforma, con evidencia en la contribución volcánica. En el área de Tapantí se presentan como volcaneritas y brechas volcanoclásticas con ocasionales intercalaciones de coladas de lava. Las volcaneritas, presentan tonalidades grises y moradas, cuya granulometría es variable desde arenas medias hasta conglomerados brechosos, con clastos de hasta 0,25 m de diámetro.

Según Sojo et al. (2017) en el cuadrante Tapantí la Formación Peña Negra se presentan como “intercalaciones de lutitas y areniscas finas. Las lutitas presentan tonalidades oscuras, abundancia de pirita, moldes de moluscos y esporádicamente algunos clastos andesíticos. Las areniscas finas se presentan hacia la parte superior, sobre las lutitas, presentando clastos subredondeados a angulosos” (p. 91). Menciona que la estratificación de esta unidad es decimétrica y se observa laminación y estratos acuñados.

Por otro lado, señala Sojo et al. (2017), que la Formación San Miguel es una unidad constituida por calizas, las cuales históricamente se han utilizado como una de las materias primas para la producción de cemento. Dentro del cuadrante Tapantí, la Formación San Miguel, presenta un dominio de materiales autóctonos, caliza cristalina, lo que junto al espesor de esta unidad en el área de estudio (200 m en el tajo La Chilena) indica que la geometría de la formación es en forma de cuña.

En el caso de la Formación Coris indica Sojo et al. (2017) que se caracteriza por su alto contenido de cuarzo. La describen como capas espesas de areniscas cuarzosas con algunas intercalaciones delgadas de lutitas. Denyer & Arias (1991) agregan además la presencia de algunas capas de conglomerados y lignito. Comenta además Sojo et al. (2017) que en las cercanías del embalse El Llano se observa una capa de lignito de 2,30 m de espesor intercalada con lutitas y areniscas. La Formación Coris tiene forma tabular con un espesor mínimo para el área de estudio cercano a los 200 m.

Finalmente, se tiene el Intrusivo de Tapantí, el cual según Sojo et al. (2017) corresponde con dos cuerpos aflorantes de unos 3 km de diámetro y varias pequeñas intrusiones que cortaron la

secuencia sedimentaria. Lo describen como una serie de rocas que varían desde gabros a granodioritas.

3.3.2.1 Estructuras geológicas

Se realiza a continuación una breve descripción de las principales fallas geológicas consideradas como activas, a su haber, la falla Orosi, la falla Navarro y la falla Aguacaliente. En la siguiente Figura 3.99 se presenta sus trazas aproximadas.

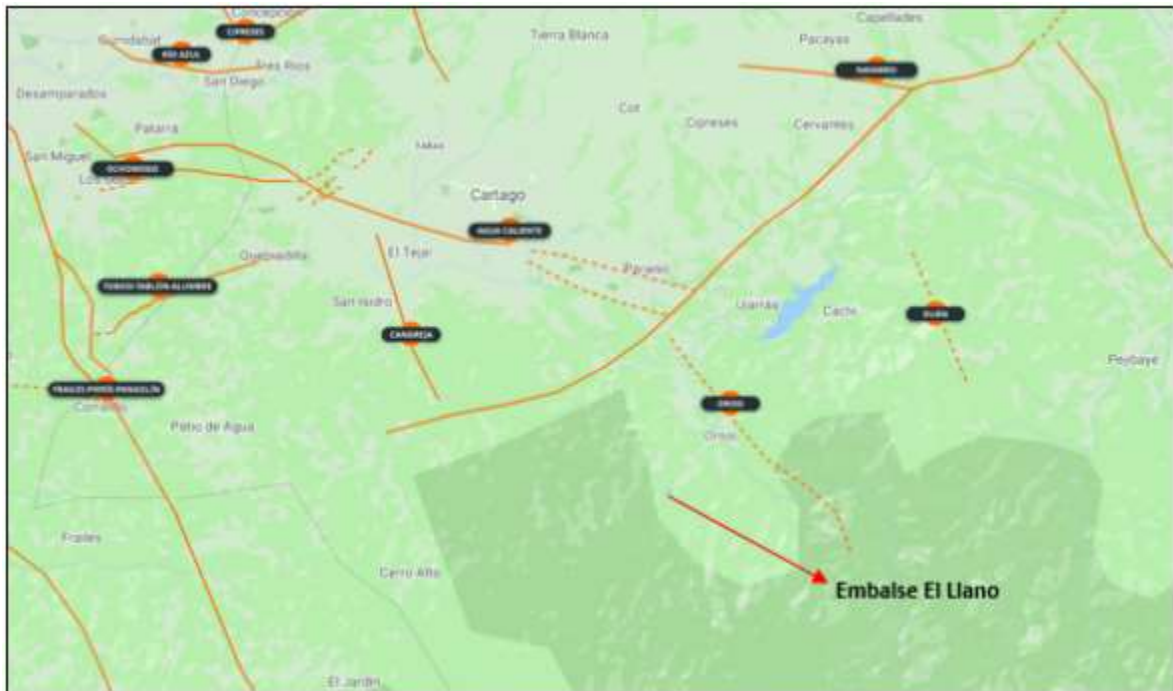


Figura 3.99. Mapa de fallas geológicas activas ubicadas en la provincia de Cartago (Adaptado de la RSN)

Fuente: Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2009

La falla Orosi de acuerdo con Salazar (2011) se ubica a una distancia aproximada de 8,5 km al sureste del centro de Cartago y a 3,5 km al oeste del centro de Paraíso. Pertenece a un sistema de fallas paralelas de rumbo noroeste-sureste que se localizan hacia el sur y sureste de Paraíso de Cartago. Salazar (2011) menciona que posee una longitud de 11 km, desde 3 km al noreste de la ciudad de Orosi hasta el poblado de Tapantí. Varios autores consideran que la falla se orienta al noroeste y además la suponen, estructuralmente asociada con la falla Aguacaliente.

El sistema de la falla Orosi, presenta fallamiento de rumbo sureste - noroeste de movimiento normal. En la siguiente Figura 3.100 se presenta la traza aproximada que sigue la falla Orosi.

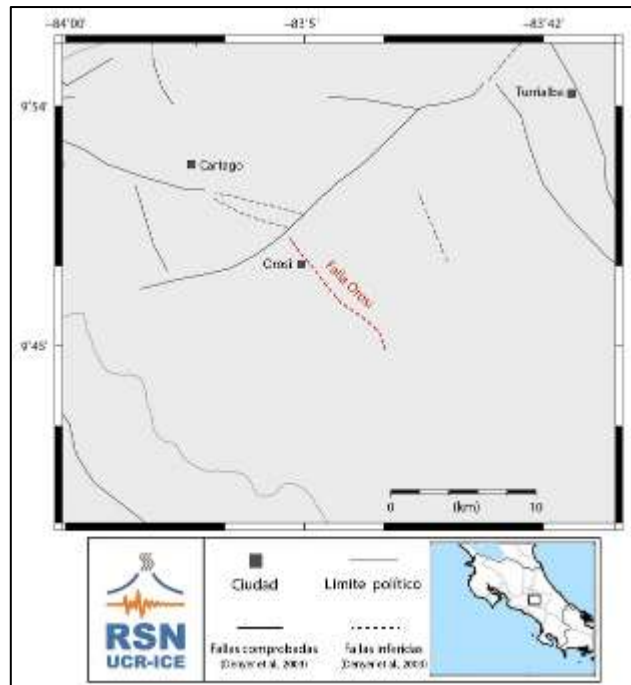


Figura 3.100. Trazado de la falla inferida Oroquieta

Fuente: Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2018

Para el caso de la falla Navarro, según se desprende de la RSN (2019), se encuentra ubicada al lado sureste del Valle Central. Se extiende entre las estribaciones norte de la cordillera de Talamanca, pasando por las faldas sur y sureste de los volcanes Irazú y Turrialba. La falla Navarro se puede considerar como un sistema de fallas orientado en dirección suroeste a noreste, que abarca los segmentos de la falla Tarrazú hacia su extremo suroeste, continuándose con los segmentos centrales, Navarro y Paraíso y finalizando al extremo noreste con la falla Maravilla hacia el norte de la ciudad de Turrialba. El Sistema de la falla Navarro, se encuentra constituido por fallas de rumbo este - oeste de movimiento sinistral con componentes normales.

En su tramo central posee una longitud de aproximadamente 27 km y se considera que puede presentar una longitud total del orden de los 70 km. En la siguiente Figura 3.101 se presenta la traza aproximada que presenta la falla Navarro.

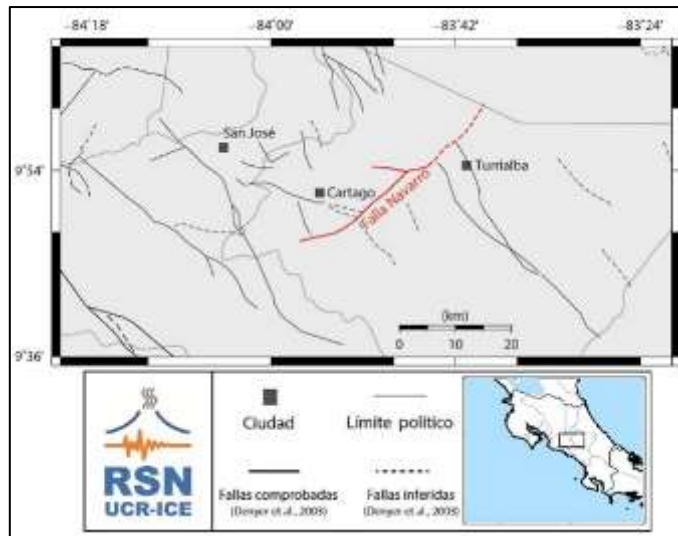


Figura 3.101. Ubicación de la falla comprobada Navarro

Fuente: Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2019

Finalmente, se tiene la falla Aguacaliente, la cual según indica la RSN (2019) se ubica desde Escazú hasta Santa Cruz de Turrialba, pasando por el sector sur de Desamparados, Tejar, Aguacaliente, sector sur de la Ciudad de Cartago y Capellades de Alvarado. Presenta una longitud de aproximadamente 70 km. Corresponde a fallas de rumbo noroeste-sureste, oblicuo de desplazamiento sinistral de carácter inverso. En la siguiente Figura 3.102 se presenta la traza aproximada.



Figura 3.102. Ubicación de la falla comprobada Aguacaliente

Fuente: Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2015

3.3.3 Geología local

Las formaciones geológicas a lo largo de todo el trazado del túnel comprenden varias litologías, las cuales se detallan a continuación:

3.3.3.1 Suelos regolíticos

Según Espinoza (2020), corresponden con suelos compuesto por bloques meteorizados de roca adyacente, matriz limo arenosa, en contacto con la estructura blocosa de la roca, los sills generan una estructura de arenización alrededor de las fracturas y de la meteorización de la roca.

3.3.3.2 Sills andesíticos – Intrusivo Tapantí

Indica Espinoza (2020), que corresponden con roca sana, dura, ligeramente a moderadamente meteorizada, roca fracturada, con al menos 3 familias de juntas, con separación decimétrica a métrica, fracturas poco alteradas. Esta unidad esta estratificada con areniscas y brechas de las formaciones subyacentes, son de bastante espesor en la zona, por lo cual se presentan tramos de hasta 80 m de espesor intercalaos con las unidades de brechas, lutitas y areniscas.

3.3.3.3 Areniscas síliceas - Formación Coris

Señala Espinoza (2020), que son rocas que se encuentran silicificadas debido a la hidrotermalización de fluidos con aporte de sílice como cementación principal, están compuestas por areniscas, presentan fragmentos fósiles, son rocas duras, sanas, se alteran a un color naranja debido a la alteración por zonas de falla.

3.3.3.4 Brechas y areniscas

Según Espinoza (2020) corresponde a roca sana, silicificada, dura, de textura brechosa, moderadamente fracturada, fracturas de 3 familias principales, contacto transicional con los sills.

3.3.3.5 Lutitas

Según Espinoza (2020), corresponde con roca dura, sana con presencia de fósiles de valvas, altamente fracturada, está afectada por los sills andesíticos, que generan alteración en su estructura, cuando se meteoriza es friable y de muy baja calidad de roca. En los alrededores se presenta como una roca sana, poco alterada.

3.3.3.6 Estructuras de falla a lo largo del trazado del túnel

Según la investigación efectuada tanto por medio de geofísica como por la geología superficial, fue posible definir ciertas características sobre las principales estructuras de fallas que se esperan atravesar a lo largo del trazado del túnel. El detalle de las estructuras geológicas se describe seguidamente.

Cuadro 3.116. Resumen de las principales estructuras geológicas a lo largo del trazado del túnel

Estructuras Geológicas Túnel El Llano					
Nombre	Tipo de Estructura	Espesor del Núcleo	Espesor de Afectación	Dirección/ Buzamiento	Características
Falla Río Naranja 1	Falla Dextral-Inversa	20 cm	5 m	030/60°	Falla presenta fracturación en el sentido de esta falla
Falla Río Naranja 2	Falla Dextral - Inversa	40 cm	20m	265/50°	Falla sugestiva inversa, puede generar un núcleo arcilloso y repetición de litología en el tramo
Falla Río Naranja 3	Falla Dextral	25 cm	10 m	270/80	Falla Genera alto grado de arenización en rocas ígneas.
Falla Río Perlas 1	Falla Sinestral	40 cm	15 m	330/70	Falla, núcleos arcillosos, genera alto grado de fracturación en las rocas
Falla Río Perlas 2	Falla Sinestral	40 cm	20 m	340/65	Falla genera alto grado de fracturación, alterando areniscas y lutitas a materiales arenitizados y arcillas en las fracturas.
Falla Sunsenegue 1	Falla Sinestral	50 cm	40 m	320/70	Se genera alteración de las rocas, los sills presentan arenización en su estructura al igual que areniscas.
Falla Sunsenegue 2	Falla Sinestral	30 cm	30 m	340/65	Falla genera alto grado de fracturación, permitiendo paso de agua y por lo generar espesor importante de regolitos en las rocas aflorantes.

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, se presenta el detalle del modelo geológico sobre los materiales identificados a lo largo del trazado del túnel en la siguiente Figura 3.103.

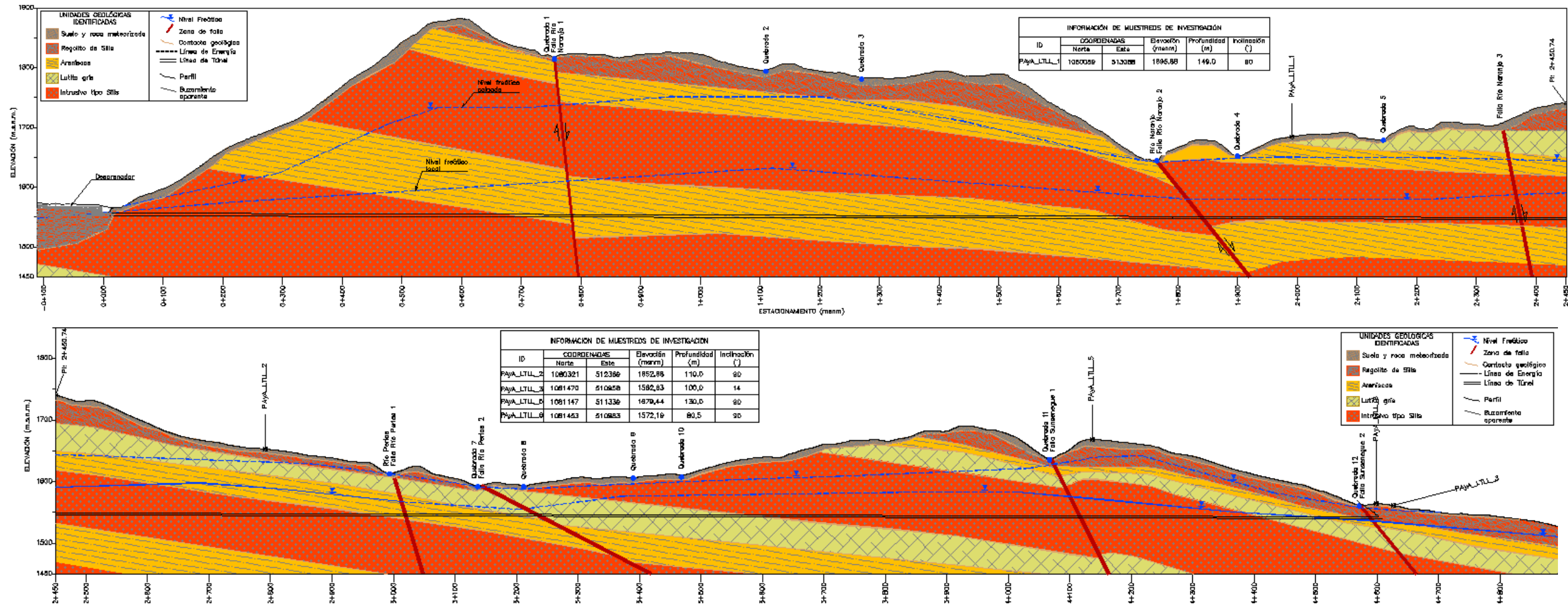


Figura 3.103. Modelo geológico definido a lo largo de todo el trazado del túnel

Fuente: Espinoza, 2020

3.3.4 Obtención de las propiedades de los materiales

Se presenta a continuación el detalle de la investigación llevada a cabo para establecer el modelo geotécnico de los materiales. Se realizaron pruebas de laboratorio producto de la obtención de muestras de roca intacta obtenida de cinco perforaciones efectuadas a lo largo de todo el trazado del túnel. Además, se obtuvo información indirecta de los perfiles de refracción sísmica, así como de resistividad eléctrica que fueron efectuados a lo largo de todo el trazado en superficie del túnel.

3.3.4.1 Investigación efectuada por métodos geofísicos

Por medio de la realización de perfiles de refracción sísmica y de resistividad eléctrica, continuos, de con una longitud de 4600 m, ambos efectuados desde la superficie del trazado del túnel, fue posible llevar a cabo una caracterización indirecta de los materiales a lo largo de todo el alineamiento del túnel.

Fue posible entonces obtener la velocidad de onda compresional v_p , así como también obtener los valores de resistividad eléctrica para cada una de las litologías identificadas a lo largo de todo el trazado del túnel.

El perfil de refracción sísmica fue posible mediante la realización de un total de 20 dispositivos sísmicos, realizados a lo largo de todo el trazado del túnel. Similar condición fue realizada para el caso del perfil geo-eléctrico. Cada dispositivo varió en su longitud, debido a las condiciones topográficas que se encontraron a lo largo de todo el trazado.

Fue común identificar a lo largo de todo el perfil tanto de refracción sísmica como de resistividad eléctrica, una serie de anomalías geofísicas, las cuales se encuentran asociadas a zonas de falla principalmente, identificadas en primera instancia por las técnicas geofísicas y posteriormente confirmadas a través de la geología superficial.

Es importante aclarar que el perfil obtenido se presenta dividido en dos secciones, para ambos casos de las técnicas geofísicas, a fin de que se puedan apreciar los valores obtenidos para el caso de velocidad de onda compresional, así como de la resistividad eléctrica, según sea el caso.

La ubicación del perfil de refracción sísmica, así como del perfil de resistividad eléctrica a lo largo de todo el trazado del túnel, se presentan en las siguientes figuras.

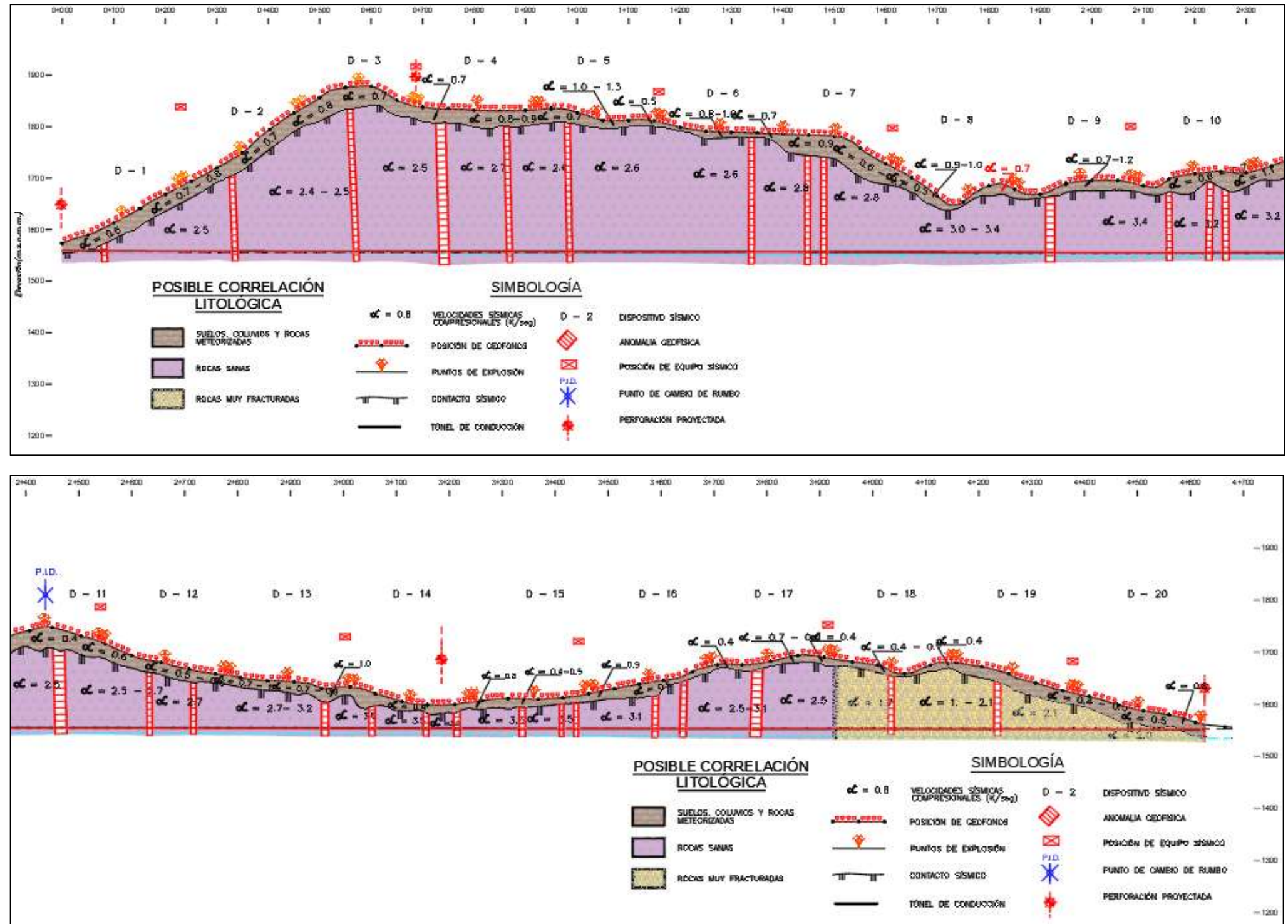


Figura 3.104. Perfil de refracción sísmica obtenido a lo largo de todo el trazado del túnel

Fuente: Centro de Servicio de Exploración Subterránea del ICE, 2014

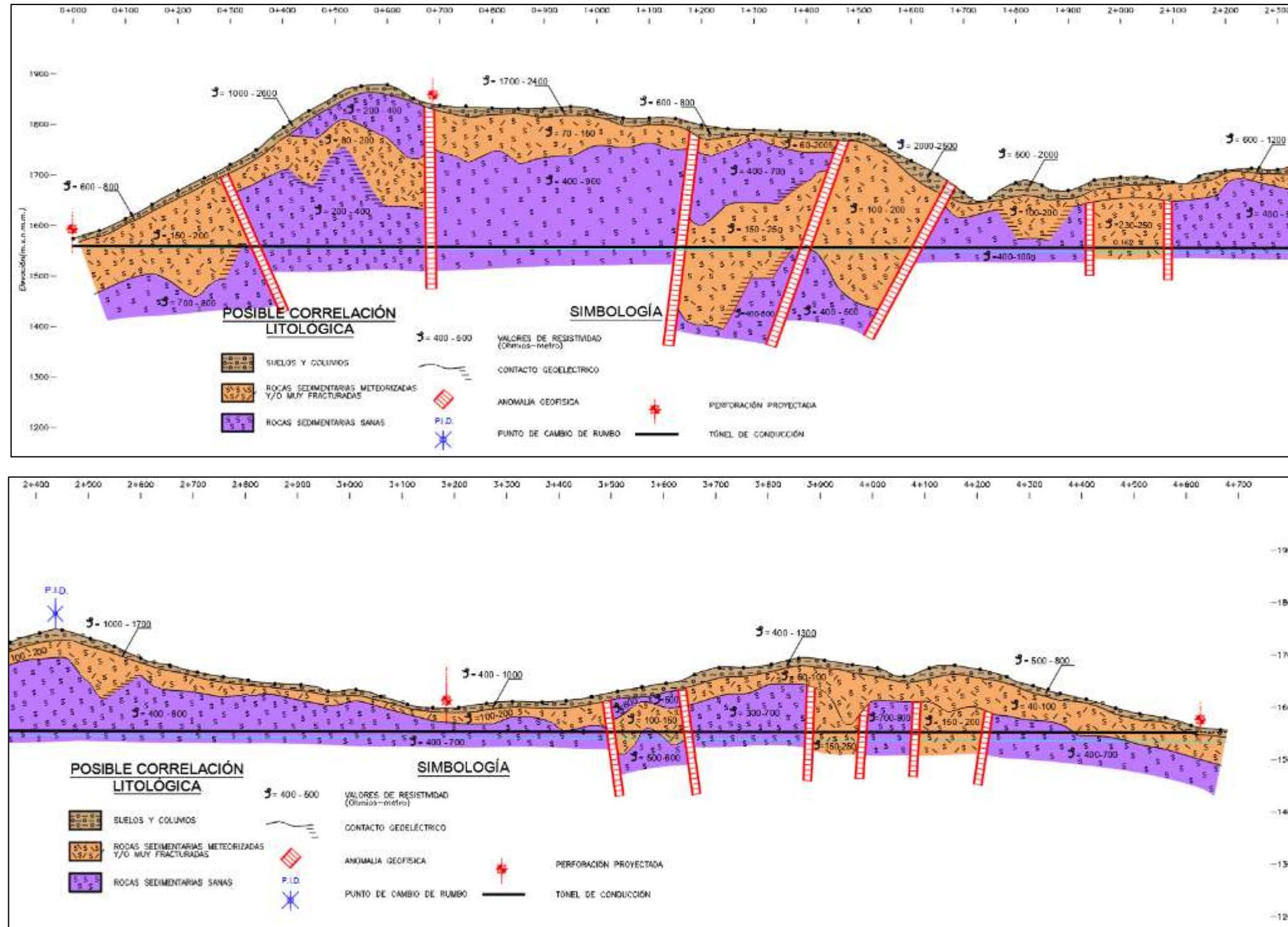


Figura 3.105. Perfil de resistividad eléctrica obtenido a lo largo de todo el trazado del túnel

Fuente: Centro de Servicio de Exploración Subterránea del ICE, 2014

3.3.4.2 Investigación efectuada por medio de la obtención de muestras de roca intacta y suelo en laboratorio

En primera instancia se presentan la ubicación en planta de las 5 perforaciones efectuadas a lo largo del trazado del túnel, con su respectivo cuadro de coordenadas geográficas.

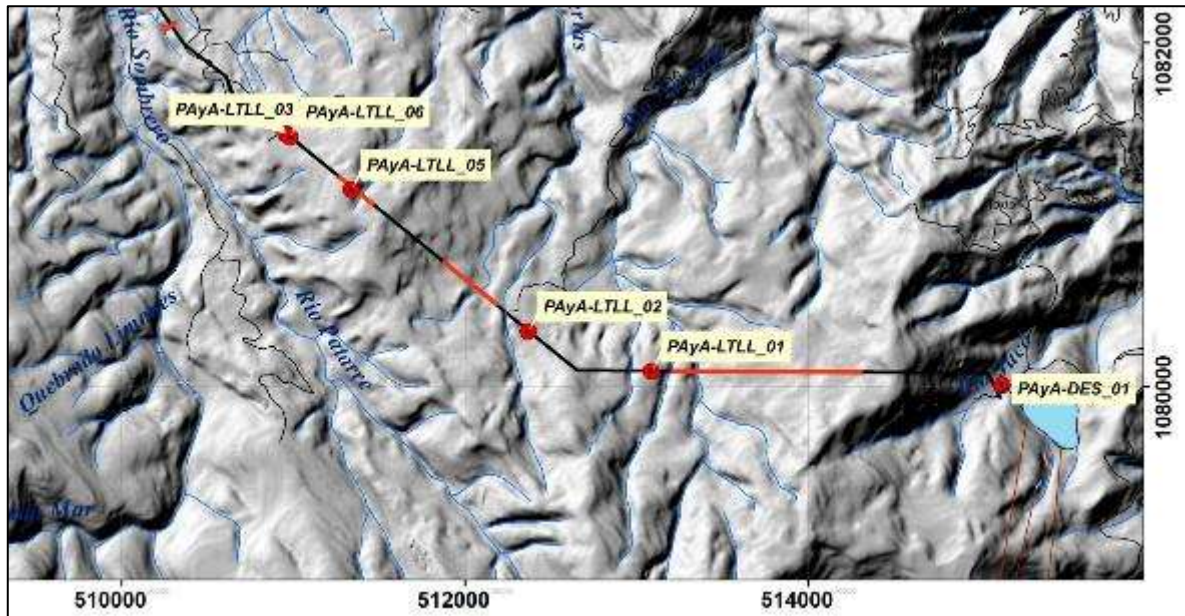


Figura 3.106. Ubicación de las perforaciones realizadas a lo largo del trazado del túnel

Fuente: Espinoza, 2020

Cuadro 3.117. Coordenadas geográficas de las perforaciones efectuadas a lo largo del trazado del túnel

Nombre de Perforación	Norte	Este	Elevación (msnm)
PAyA-LTLL_01	1080089	513088	1695
PAyA-LTLL_02	1080321	512369	1625
PAyA-LTLL_03	1081470	510958	1562
PAyA-LTLL_05	1081147	511339	1670
PAyA-LTLL_06	1081453	510983	1567

Fuente: Elaboración propia

Fue posible la obtención de un total de 41 muestras de roca intacta y suelos regolíticos del total de 5 perforaciones efectuadas a lo largo del trazado del túnel, las cuales se dividieron en 20 muestras de intrusivo, 11 muestras de arenisca y 10 muestras de suelo regolito.

Del conjunto de muestras obtenidas, fue posible la obtención de los siguientes parámetros de laboratorio para la roca intacta:

- Porosidad (n).
- Gravedad específica (G_s).
- Gravedad específica saturado superficie seca (G_{SSS}).
- Absorción (Abs).
- Peso específico seco (γ_s).
- Resistencia a la compresión simple (σ_c).
- Resistencia a la tracción (σ_t).
- Velocidad de pulso ultrasónico (v_p).
- Resistencia triaxial.

Para el caso de las muestras obtenidas para el suelo regolito, fue posible la obtención de los siguientes parámetros de laboratorio:

- Gravedad específica (G_s).
- Peso específico seco (γ_s).
- Resistencia a la compresión simple (σ_c).
- Resistencia al corte no drenada (S_u).

Del conjunto de muestras obtenidas, tanto de roca intacta como de suelo, para los casos del intrusivo, las areniscas y el suelo regolito, se presenta a continuación el detalle de los valores máximos, mínimo, promedio y desviación estándar, según el número de datos obtenidos.

Cuadro 3.118. Estadística descriptiva para el parámetro de la porosidad obtenida en laboratorio

Tipo de roca/suelo	Número de Muestras	n (%)			
		Máximo	Mínimo	Promedio	Desv. Estándar
Arenisca	10	3.52	1.19	2.14	0.79
Intrusivo	11	6.03	0.82	2.88	1.49
Regolito Sills	0	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 3.119. Estadística descriptiva para el parámetro de la gravedad específica obtenida en laboratorio

Tipo de roca/suelo	Número de Muestras	Gs			
		Máximo	Mínimo	Promedio	Desv. Estándar
Arenisca	10	2.69	2.44	2.63	0.09
Intrusivo	11	2.73	2.56	2.67	0.05
Regolito Sills	10	2.76	2.70	2.73	0.03

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 3.120. Estadística descriptiva para el parámetro de la gravedad específica saturada superficie seca obtenida en laboratorio

Tipo de roca/suelo	Número de Muestras	Gsss			
		Máximo	Mínimo	Promedio	Desv. Estándar
Arenisca	10	2.70	2.47	2.65	0.08
Intrusivo	12	2.75	2.62	2.69	0.04
Regolito Sills	0	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 3.121. Estadística descriptiva para el parámetro de la absorción obtenida en laboratorio

Tipo de roca/suelo	Número de Muestras	Abs (%)			
		Máximo	Mínimo	Promedio	Desv. Estándar
Arenisca	10	1.45	0.45	0.83	0.33
Intrusivo	11	2.37	0.31	1.13	0.59
Regolito Sills	0	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 3.122. Estadística descriptiva para el parámetro del peso específico obtenido en laboratorio

Tipo de roca/suelo	Número de Muestras	γ_s (kN/m ³)			
		Máximo	Mínimo	Promedio	Desv. Estándar
Arenisca	10	26.28	23.86	25.69	0.84
Intrusivo	19	27.20	24.96	26.27	0.56
Regolito Sills	10	14.72	10.53	12.45	1.40

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 3.123. Estadística descriptiva para el parámetro de la resistencia a la compresión simple obtenida en laboratorio

Tipo de roca/suelo	Número de Muestras	σ_c (MPa)			
		Máximo	Mínimo	Promedio	Desv. Estándar
Arenisca	7	109.97	47.28	79.48	21.37
Intrusivo	13	198.55	31.98	69.27	40.69
Regolito Sills	10	0.22	0.06	0.15	0.05

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 3.124. Valores obtenidos para el parámetro de la resistencia a la tracción obtenida indirecta en laboratorio

Tipo de roca/suelo	Número de Muestras	σ_t (MPa)
Arenisca	1	9.6
Intrusivo	1	10.5
Regolito Sills	0	-

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 3.125. Estadística descriptiva para el parámetro de la velocidad de pulso ultrasónico obtenida en laboratorio

Tipo de roca/suelo	Número de Muestras	V_p (km/s)			
		Máximo	Mínimo	Promedio	Desv. Estándar
Arenisca	3	5.07	4.62	4.84	0.18
Intrusivo	9	5.48	3.78	4.86	0.52
Regolito Sills	0	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 3.126. Estadística descriptiva para el parámetro de la resistencia al corte no drenado obtenido de manera indirecta a partir de los resultados del ensayo de compresión simple en las muestras de suelo

Tipo de roca/suelo	Número de Muestras	S_u			
		Máximo	Mínimo	Promedio	Desv. Estándar
Arenisca	0	-	-	-	-
Intrusivo	0	-	-	-	-
Regolito Sills	10	0.11	0.03	0.07	0.02

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, fueron realizados tres ensayos triaxiales en roca, dos para el caso de las muestras obtenidas del intrusivo y un ensayo para el caso de las muestras de la arenisca. Estos ensayos serán utilizados para determinar el parámetro m_i del criterio de ruptura de Hoek y Brown.

Cuadro 3.127. Resultados de los esfuerzos principales obtenidos para cada una de las muestras de roca de areniscas

Tipo de roca	Número de Muestras	σ_1 (MPa) τ	σ_3 (MPa)
Arenisca	3	219.0	42.0
		226.0	21.0
		165.0	10.5

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 3.128. Resultados de los esfuerzos principales obtenidos para cada una de las muestras de roca del intrusivo

Tipo de roca	Número de Muestras	σ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)
Intrusivo	3	212.0	45.0
		190.0	22.5
		124.0	11.3

Fuente: Elaboración propia

El gráfico de ambos ensayos triaxiales en el espacio τ versus σ , se presenta en la Figura 3.107.

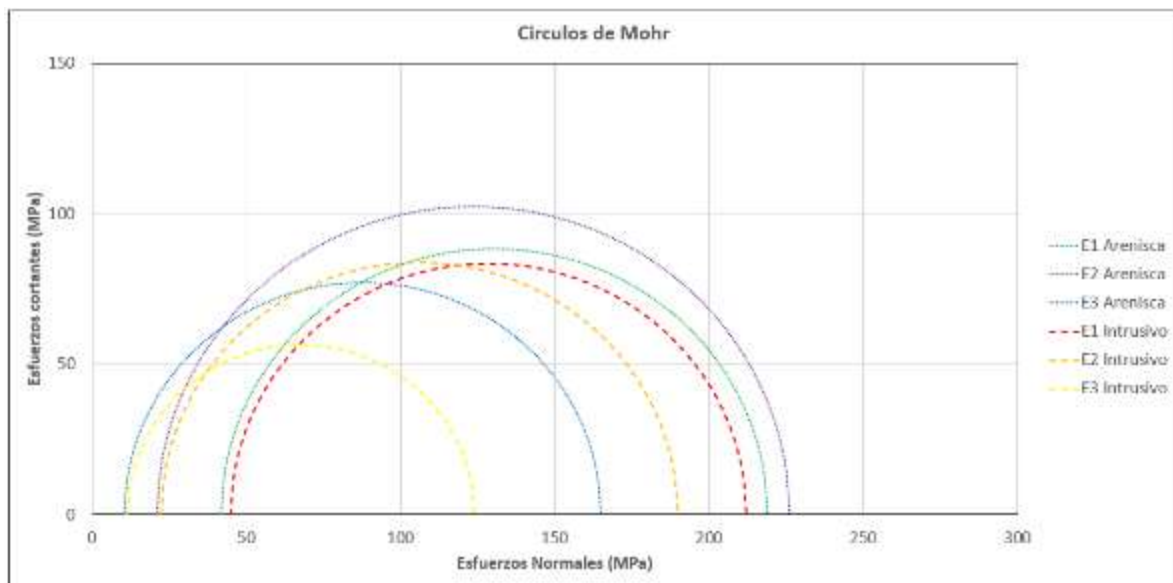


Figura 3.107. Círculo de Mohr realizado para los ensayos triaxiales efectuados tanto en las areniscas como en el intrusivo

Fuente: Elaboración propia

3.3.4.3 Estimación de los parámetros del macizo rocoso

Producto de la caracterización llevada a cabo para la roca intacta, se procedió a caracterizar el macizo rocoso para cada una de las unidades geotécnicas que se definieron, utilizando en este caso el software RocData 3.0 de Rocscience, el cual permite efectuar un análisis de la masa rocosa, a partir de la estimación de parámetros de la roca intacta.

Es por ello que, utilizando los datos obtenidos de los ensayos triaxiales efectuados tanto para el caso de los intrusivos como para las areniscas, fue posible la estimación de los parámetros de entrada para la aplicación de la clasificación de Hoek y Brown, en este caso la resistencia a la compresión simple y el parámetro m_i , el cual depende del origen como de la textura de la roca.

Estableciendo los restantes dos parámetros de la clasificación, tales como el GSI y el factor de disturbancia D , fue posible establecer del criterio de falla no lineal de Hoek y Brown.

El software permite establecer los parámetros de resistencia del criterio de Mohr – Coulomb, equivalentes al criterio de falla no lineal de Hoek y Brown. En este caso se utilizó el rango de envolvente de falla para túneles, que considera dos aspectos: la cobertura del túnel y el peso unitario de los materiales.

Se consideró en este caso que las lutitas presentarían un comportamiento muy similar al caso de las areniscas, de las cuales se obtuvieron muestras de roca intacta, que permitieron efectuar los ensayos triaxiales en roca, así como el resto de los ensayos necesarios para la caracterización de la roca intacta. Se tomó este criterio amparado en la investigación efectuada por medio de la geofísica, tanto de refracción sísmica como de resistividad eléctrica.

Las técnicas de geofísica no denotaron una variación en las estimaciones de la velocidad de onda compresional ni de la resistividad eléctrica entre las areniscas y las lutitas, razón por la que se consideró utilizar la misma información obtenida como parte de la investigación para el caso de las areniscas en los sectores donde se esperaría excavar en lutitas.

A razón de lo anterior, para la estimación de las propiedades del macizo rocoso empleando los criterios de falla de Hoek y Brown, así como el criterio ajustado de Mohr – Coulomb, se establecieron dos dominios geológicos. El primero para el caso del intrusivo y el segundo para el caso de las areniscas – lutitas. Cabe mencionar que esta decisión se toma, dado que no fue posible obtener

muestras de roca para el caso de las lutitas, ya que ninguna de las 5 perforaciones efectuadas, alcanzó este tipo de material sedimentario.

Se procedió a emplear el software en los diferentes sectores en donde se espera, según el modelo geológico, la presencia de estos tres tipos de materiales: intrusivo, areniscas y lutitas.

Se presenta a continuación a modo de ilustrar la aplicación y uso del software RocData 3.0, dos de los once casos en donde se hizo uso de este, para la estimación de los parámetros del macizo rocoso. El primero de los casos obedece al intrusivo y el segundo caso para las areniscas-lutitas. Lo anterior se realiza, para no incluir las once salidas que se obtuvieron del software para los diferentes sectores analizados, donde básicamente se varió la cobertura del túnel a lo largo de todo su alineamiento.

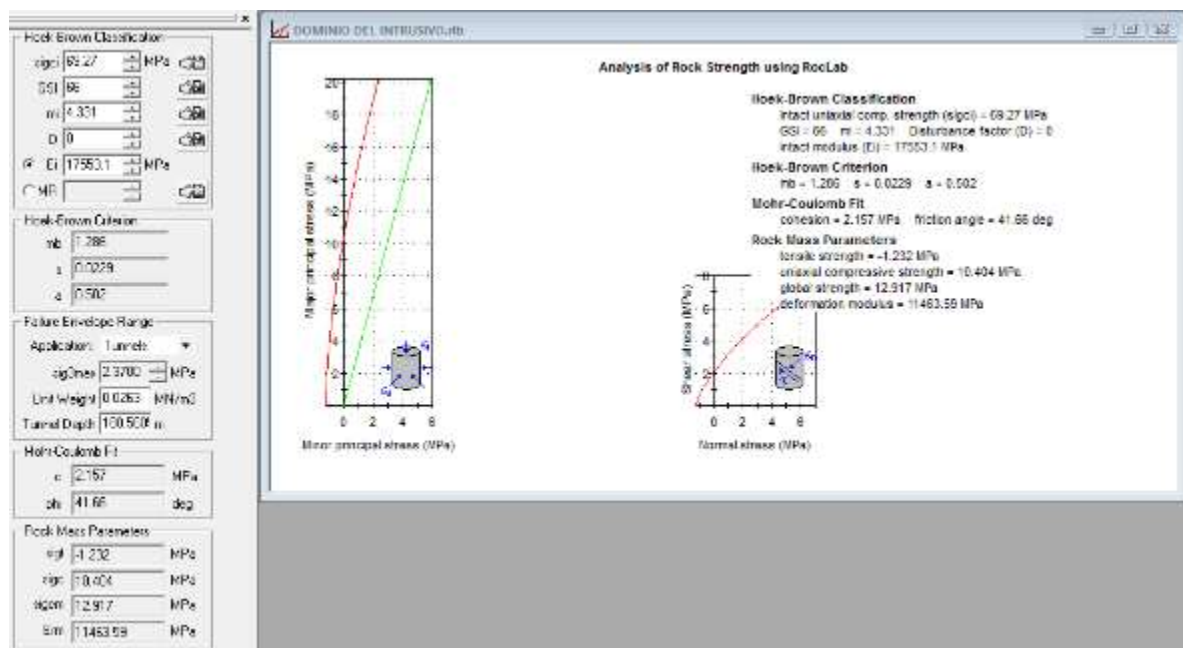


Figura 3.108. Estimación de las propiedades de resistencia al corte para el dominio del intrusivo entre los estacionamientos 0+067 m a 0+683 m

Fuente: RocData 3.0

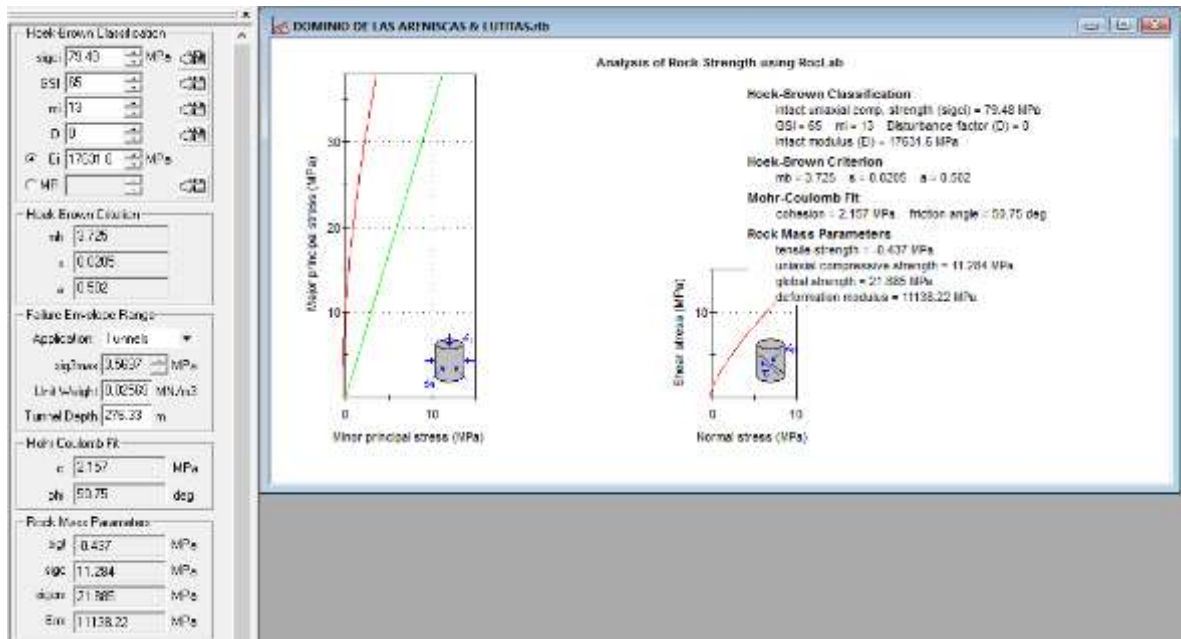


Figura 3.109. Estimación de las propiedades de resistencia al corte para el dominio de las areniscas - lutitas entre los estacionamientos 0+683 m a 0+747 m

Fuente: RocData 3.0

3.3.5 Modelo geotécnico

Se parte del modelo geológico del sitio propuesto por el Área de Geología del Centro de Servicio Diseño del ICE. Se realiza a continuación una breve descripción de cada una de las unidades geotécnicas identificadas *in situ*.

3.3.5.1 Unidad geotécnica UG1 – Intrusivos de Sills

Dentro de esta unidad se consideran los cuerpos intrusivos del tipo Sills, los cuales, corresponden con intrusiones laminares de disposición sub horizontal que se han depositado bajo el mismo buzamiento de las unidades sedimentarias que afloran en el sitio.

3.3.5.2 Unidad geotécnica UG2 – Areniscas con intercalaciones de Lutitas

Dentro de esta unidad se consideran las litologías sedimentarias, en este caso las areniscas silicificadas como las lutitas grises, ambas mejoradas en su composición mineralógica como consecuencia del aumento en la temperatura que sufrieron estos materiales ante la presencia del intrusivo depositado en forma de sills. Se categorizan en dos sub-unidades para diferenciar entre areniscas y lutitas.

Unidad Geotécnica 2a: Corresponde con los materiales identificados como areniscas.

Unidad Geotécnica 2b: Corresponde con los materiales identificados como lutitas grises.

3.3.5.3 Unidad geotécnica UG3 – Regolitos de Sills

Dentro de esta unidad se consideran los depósitos alterados del intrusivo del tipo sills. Corresponden a depósitos de suelos regolitos, materiales no consolidados, alterados, que pueden presentar fragmentos de roca, envueltos en una matriz generalmente arcillosa.

3.3.5.4 Unidad geotécnica UG4 – Materiales afectados por la presencia de fallas

Dentro de esta unidad se consideran todos los materiales que resultan afectados por la presencia de una falla geológica. En total se han identificado por parte de Geología seis sectores con la presencia de fallas, que cortan el trazado del túnel, afectando principalmente las unidades geotécnicas 1 y 2, que corresponden a los materiales del sills y de las areniscas con lutitas.

En este caso en particular se subdivide la unidad geotécnica 4 en un total de 3 sub-unidades, lo que permita clasificar las zonas de falla de acuerdo con la litología en la que se presente.

Unidad Geotécnica 4a: Corresponde con los materiales afectados por la presencia de una falla geológica en la litología de las areniscas.

Unidad Geotécnica 4b: Corresponde con los materiales afectados por la presencia de una falla geológica en la litología de los intrusivos.

Unidad Geotécnica 4c: Corresponde con los materiales afectados por la presencia de una falla geológica en la litología de las lutitas.

Se ha generado un cuadro de guitarra donde se incluye toda la información necesaria del modelo geotécnico. El detalle de la información que se incluye en el siguiente cuadro, a lo largo de todo el trazado del túnel, se presenta a continuación:

- Litología geológica.
- Unidad geotécnica.
- Cobertura vertical del túnel.
- Carga hidrostática considerada.
- Caracterización por métodos indirectos (refracción sísmica y resistividad eléctrica).
- Caracterización geotécnica de la roca intacta.
- Clasificaciones geomecánicas.
- Módulo de elasticidad del macizo rocoso, E_{mr} .
- Resistencia al corte del macizo rocoso.

Cuadro 3.129. Tabla de Guitarra con el detalle del modelo geotécnico a lo largo de todo el trazado del túnel

Estacionamiento:	0+067	0+683	0+747	0+822	1+696	1+790	1+890	2+337	2+412	2+982	3+057	3+190	3+290	3+575	4+080	4+155	4+409	4+558	4+608	
Unidad Geotécnica:	UG-3	UG-1	UG-2a	UG-4a	UG-2a	UG-1	UG-4b	UG-1	UG-4b	UG-1	UG-4b	UG-2a	UG-4c	UG-2b	UG-1	UG-4b	UG-1	UG-2b	UG-3	
Cobertura Vertical (m)	0.00 m - 25 m	11.8 - 30.0	30.0 - 327.6	283.7 - 265.6	265.6 - 261.9	268.5 - 124.2	124.2 - 92.9	105.3 - 128.4	101.8 - 159.3	155.5 - 185.3	191.7 - 70.1	65.0 - 77.6	44.9 - 69.5	44.9 - 58.6	58.1 - 90.7	89.3 - 145.9	89.3 - 124.5	66.1 - 123.1	66.1 - 24.6	24.6
	25 m - 75 m																			
	> 75 m																			
Caracterización Métodos Indirectos	Carga Hidrostática (MPa):	0.082	0.508	0.529	1.831	0.589	0.368	0.949	0.341	0.966	0.373	0.623	0.147	0.446	0.272	0.343	0.906	0.174	0.068	-
	Resistividad Eléctrica (ohm-m):	600-800	150-200	150-200		150-250	100-200		230-250	400-500	400-600	400-700			500-600	100-250	700-900	150-200	40-100	
	Velocidad de Onda Compresional (m/s):	600	2800	2500	2500	2500	3000-3400				3100-3500			2500-3100	2000	2800	1700-2100	500		
Caracterización Geotécnica de la Roca Intacta	σ_c promedio (MPa):	0.15	69.27	79.48	< 10	79.48	69.27	< 10	69.27	< 10	69.27	< 10	79.48	< 10	79.48	69.27	< 10	69.27	79.48	0.15
	E_i promedio (MPa):	-	17553.1	17631.6	-	17631.6	17553.1	-	17553.1	-	17553.1	-	17631.6	-	17631.6	17553.1	-	17553.1	17631.6	-
	γ_{sat} promedio (kN/m ³):	12.45	26.27	25.69	-	25.69	26.27	-	26.27	-	26.27	-	25.69	-	25.69	26.27	-	26.27	25.69	12.45
	Absorción promedio (%):	-	1.13	0.83	-	0.83	1.13	-	1.13	-	1.13	-	0.83	-	0.83	1.13	-	1.13	0.83	-
	G_r promedio:	2.73	2.67	2.63	-	2.63	2.67	-	2.67	-	2.67	-	2.63	-	2.63	2.67	-	2.67	2.63	2.73
	V_p promedio (km/s):	-	4.86	4.84	-	2.63	4.86	-	4.86	-	4.86	-	4.84	-	4.84	4.86	-	4.86	4.84	-
Clasificaciones Geomecánicas	RMR (Bieniawski):	V (< 20)	III (43)	III (53)	IV (< 30)	III (53)	II (80)	V (< 20)	II (80)	V (< 20)	II (63)	V (< 20)	III (54)	V (< 20)	III (54)	II (63)	V (< 20)	II (63)	III (54)	V (< 20)
	Q (Barton)	< 0.10	0.20	0.10	0.10	0.10	0.50	< 0.10	0.50	< 0.10	0.50	< 0.10	0.63	< 0.10	0.63	0.20	< 0.10	0.20	< 0.10	< 0.10
	GSI (Hoek & Brown):	< 20	66	65	35	65	82	< 20	82	< 20	66	< 20	65	< 20	60	82	< 20	82	60	< 20
E_{mr} (MPa)	Hoek, 1995:	786	11464	11138	NA	11138	15812	NA	15812	NA	11464	NA	9168	NA	9168	11464	NA	11464	9168	786
	Serafín & Pereira, 1983:	NA	6683.44	NA	1778.28	NA	NA	1778.28	NA	1778.28	NA	1778.28	NA	1778.28	NA	NA	1778.28	NA	NA	NA
	Bieniawski, 1978	NA	10500	6000	4750	6000	60000	4750	60000	4750	26000	4750	8000	4750	8000	26000	4750	26000	8000	NA
	Barton, 2007	1080	5843	4642	4642	4642	9261	NA	9261	NA	6813	NA	8577	NA	8577	5843	3162	5843	2512	1000
Resistencia al Corte del Macizo Rocoso	Cohesión (MPa):	0.07	2.16	2.16	0.10 - 0.20	1.92	5.54	< 0.10	5.55	< 0.10	2.09	< 0.10	1.11	< 0.10	1.17	5.55	< 0.10	5.54	1.06	0.07
	Ángulo de Fricción (°):	22 - 26	42	51	15 - 25	53	43	< 15	42	< 15	43	< 15	59	< 15	57	42	< 15	42	60	22 - 26
	Cohesión según Bieniawski, 1989 (MPa):	NA	0.20 - 0.30	0.20 - 0.30	0.10 - 0.20	0.20 - 0.30	0.30 - 0.40	< 0.10	0.30 - 0.40	< 0.10	0.30 - 0.40	< 0.10	0.20 - 0.30	< 0.10	0.20 - 0.30	0.30 - 0.40	< 0.10	0.30 - 0.40	0.20 - 0.30	NA
	Ángulo de Fricción según Bieniawski, 1989 (°):	NA	25 - 35	25 - 35	15 - 25	25 - 35	35 - 45	< 15	35 - 45	< 15	35 - 45	< 15	25 - 35	< 15	25 - 35	35 - 45	< 15	35 - 45	25 - 45	NA
	Cohesión según Kanji, 2012 (MPa):	NA	1	1	0.10	1	5	Suelo	5	Suelo	5	Suelo	1	Suelo	1	5	Suelo	5	1	NA
	Ángulo de Fricción según Kanji, 2012 (°):	NA	30 - 40	30 - 40	25 - 35	30 - 40	35 - 45	Suelo	35 - 45	Suelo	35 - 45	Suelo	30 - 40	Suelo	30 - 40	35 - 45	Suelo	35 - 45	30 - 40	NA

NA NO APLICA

Fuente: Elaboración propia

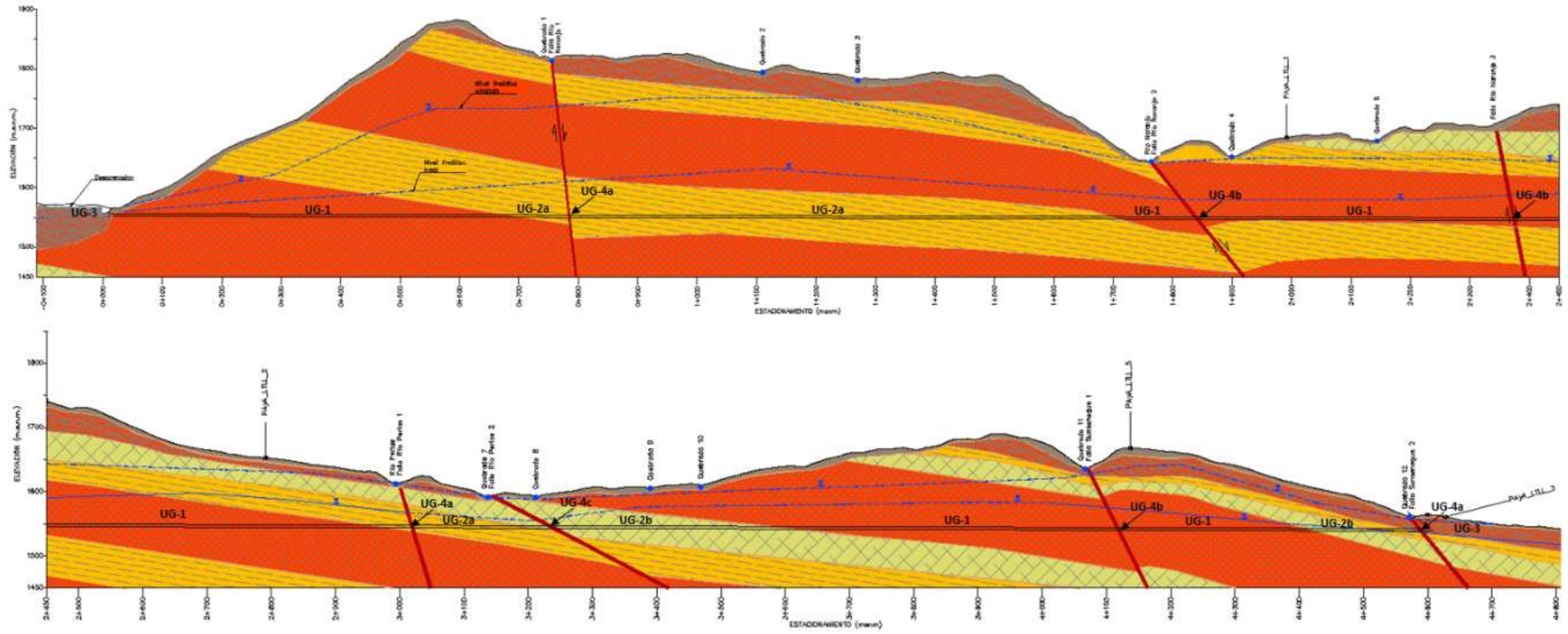


Figura 3.110. Detalle del modelo geotécnico de los materiales que conforman el trazado del túnel

Fuente: Elaboración propia

3.4 Desarrollo del Diseño y Análisis de Resultados

3.4.1 Establecimiento del sostenimiento temporal por métodos empíricos

Es posible establecer las características del sostenimiento temporal de un túnel por medio de métodos empíricos. En nuestro caso se hará uso del método propuesto por Gianfranco Perri en el año 2006 para túneles excavados por el método convencional.

Tomando en cuenta la caracterización llevada a cabo sobre los materiales y presentada en el modelo geotécnico fue posible establecer en primera instancia los límites para las coberturas de un túnel, así como también el índice de competencia de la excavación (IC), tal cual se comentó en el apartado 0 sobre los Tipos de comportamientos según Perri.

De esta forma, para cada una de las unidades geotécnicas que fueron establecidas, se procedió a estimar el índice de competencia de la excavación (IC), para las coberturas mínima y máxima que se presentan a lo largo del trazado del túnel para cada unidad geotécnica identificada, tal cual se resume en el siguiente Cuadro 3.130.

Cuadro 3.130. Definición de los parámetros para el tipo de competencia según Perri

Unidad Geotécnica	σ_{cm} (MPa)	GSI	H_{min} (m)	$H_{máx}$ (m)	$IC_{máx}$	$IC_{mín}$	RMR	H_i (m)	H_s (m)
UG-1	31.23	74	30.0	327.6	2.17	23.66	63 - 80	2.9	63.6
UG-2a	24.62	65	44.9	283.7	1.97	12.46	53	3.3	55.9
UG2b	22.07	60	24.6	90.7	5.53	20.39	54	3.6	51.6
UG-3	0.01	20	11.8	24.6	0.01	0.02	< 20	10.8	17.2
UG-4a	1.42	35	261.9	265.6	0.12	0.12	< 30	6.1	30.1
UG-4b	0.36	20	65.0	155.5	0.05	0.13	< 20	10.8	17.2
UG-4c	0.31	20	44.9	58.6	0.12	0.16	< 20	10.8	17.2

Fuente: Elaboración propia

En el mismo Cuadro 3.130, se presenta la delimitación que establece Perri para indicar si un túnel presenta una cobertura baja (H_i) o bien una cobertura alta (H_s). El rango entre ambas delimitaciones corresponde con la cobertura intermedia. De acuerdo con Perri, el rango de coberturas altas, H_s , se encuentra entre 75 m y 150 m, mientras que el rango de coberturas bajas, H_i , presenta valores que se encuentra entre los 10 m y 25 m. El rango de coberturas intermedias oscila entre los 25 m y los 75 m.

De acuerdo con lo anterior, fue posible delimitar para cada unidad geotécnica el tipo de comportamiento de la excavación referido al criterio de Perri (2006), así como asociarlo a un tipo de soporte temporal mínimo necesario, de acuerdo con el mismo criterio.

Cuadro 3.131. Definición del tipo de comportamiento de la excavación según Perri (2006)

Unidad Geotécnica	H (m)	Tipo de Comportamiento	Tipo de Coberturas	Tipo de Soporte Estimado
UG-1	30.0 - 327.6	A / B	Intermedia/Alta	SP-A / SP-B
UG-2a	44.9 - 283.7	A / B	Intermedia/Alta	SP-A / SP-B
UG2b	24.6 - 90.7	B	Intermedia/Alta	SP-B
UG-3	11.8 - 30.0	C	Intermedia	SP-E
UG-4a	261.9 - 265.6	E	Alta	SP-E
UG-4b	65.0 - 155.5	E	Alta	SP-E
UG-4c	44.9 - 58.6	E	Alta	SP-E

Fuente: Elaboración propia

Tal y como lo indica Perri (2006), pueden presentarse casos, en donde la cobertura H sea mayor a los rangos propuestos para la cobertura superior Hs, esto es $H > H_s$. En estos casos señala Perri (2006), se debe de tomar en cuenta las características geomecánicas de los materiales, utilizando como criterio de selección para el tipo de sostenimiento temporal la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, σ_{ci} , según se expuso en el apartado 0 en este documento.

Este criterio de Perri (2006), fue establecido para túneles de hasta 10 m de diámetro o ancho equivalente, por lo que, para el caso del túnel en cuestión, las referencias en cuanto al tipo de sostenimiento temporal son válidas.

Del anterior Cuadro 3.131, se desprende que los tipos de soporte que aplican para las unidades geotécnicas establecidas son: SP-A, SP-B, SP-C y SP-E. El detalle de cada uno de los tipos de soporte propuestos por Perri se aprecia en la Figura 3.91. Se detalla en los tipos de soporte establecidos para cada una de las unidades geotécnicas.

En el caso del SP-A, aplica tanto para las unidades geotécnicas UG-1 como para la UG-2a y corresponde con la inclusión de concreto proyectado bajo un espesor de 0,10 m, sin la inclusión de arcos de acero ni pernos de anclaje.

Para el caso del SP-B, se considera para el caso de la unidad geotécnica UG-2b y corresponde a un tipo de soporte temporal que presenta la inclusión de un espesor de 0,14 m de concreto proyectado

acompañado ya sea de arcos metálicos formados por 2 vigas IPN140 separadas cada 1,50 m con la inclusión de 2 pernos de anclaje de 20 t, con una longitud de 4 m, instalados cada 2 arcos. La segunda alternativa para acompañar el espesor de concreto lanzado es la no consideración de los arcos de acero, para lo cual, tal efecto es asumido por la instalación de 7 pernos de anclaje de forma radial a la sección de excavación, con una capacidad de 20 t, para cada tramo de 1,50 m.

El caso del SP-C, aplica para el caso de la unidad geotécnica UG-3 y corresponde con la inclusión de concreto lanzado bajo un espesor entre 0,15 y 0,20 m acompañado ya sea de pernos de una longitud de 6 m bajo una densidad de 0,50/m² o bien por cerchas de acero, medianas, separadas cada 1,0 m.

Finalmente, el tipo de soporte SP-E, el cual aplica para todas aquellas zonas de fallas, establecidas para las unidades geotécnicas UG-4a, UG-4b y UG-4c, corresponde con la consideración de un espesor de 0,20 m de concreto proyectado, acompañado de arcos metálicos conformados por 2 vigas IPN200, separadas cada 0,75 m, además de la consideración de 10 pernos de anclaje de 6 m de longitud instalados cada 2 arcos, siendo este tipo de soporte el más denso.

El establecimiento del tipo de soporte temporal utilizando en este caso el método de diseño empírico establecido por Perri (2006), con base en su vasta experiencia en el diseño y construcción de túneles utilizando el método convencional, sirve como una primera aproximación al establecimiento del soporte temporal de túneles, empleando el método de elementos finitos.

3.4.2 Identificación de los principales riesgos geotécnicos durante la excavación

Se utilizará el gráfico múltiple propuesto por Russo (2014) para identificar aquellos riesgos geotécnicos potenciales para cada unidad geotécnica, a lo largo del trazado de la excavación del túnel.

El gráfico múltiple propuesto por Russo (2014) tiene dos principales aplicaciones, las cuales se detallan a continuación:

- En las fases preliminares de diseño permite evaluar el comportamiento esperado de la excavación y los principales riesgos relacionados, a fin de orientar el análisis detallado sucesivo.
- En la fase de construcción, permite seleccionar en la cara del túnel el tipo de sección de soporte que se aplicará en función de la condición geomecánica encontrada.

A pesar del carácter preliminar de la predicción, que implica algunas suposiciones simplificadas por ejemplo, túnel circular en masa de roca homogénea, isotrópica, modelado continuo equivalente, $k = 1$, el método descrito puede ser una herramienta útil, ya sea en las primeras fases de diseño, para una identificación rápida de escenarios críticos potenciales y en la fase de construcción, para la selección del tipo de sección de soporte adecuado en la cara del túnel sobre la base de los criterios de diseño predefinidos.

A continuación, se identifican cada una de las unidades geotécnicas definidas para el caso del trazado del túnel dentro del gráfico múltiple establecido y actualizado por Russo (2014).

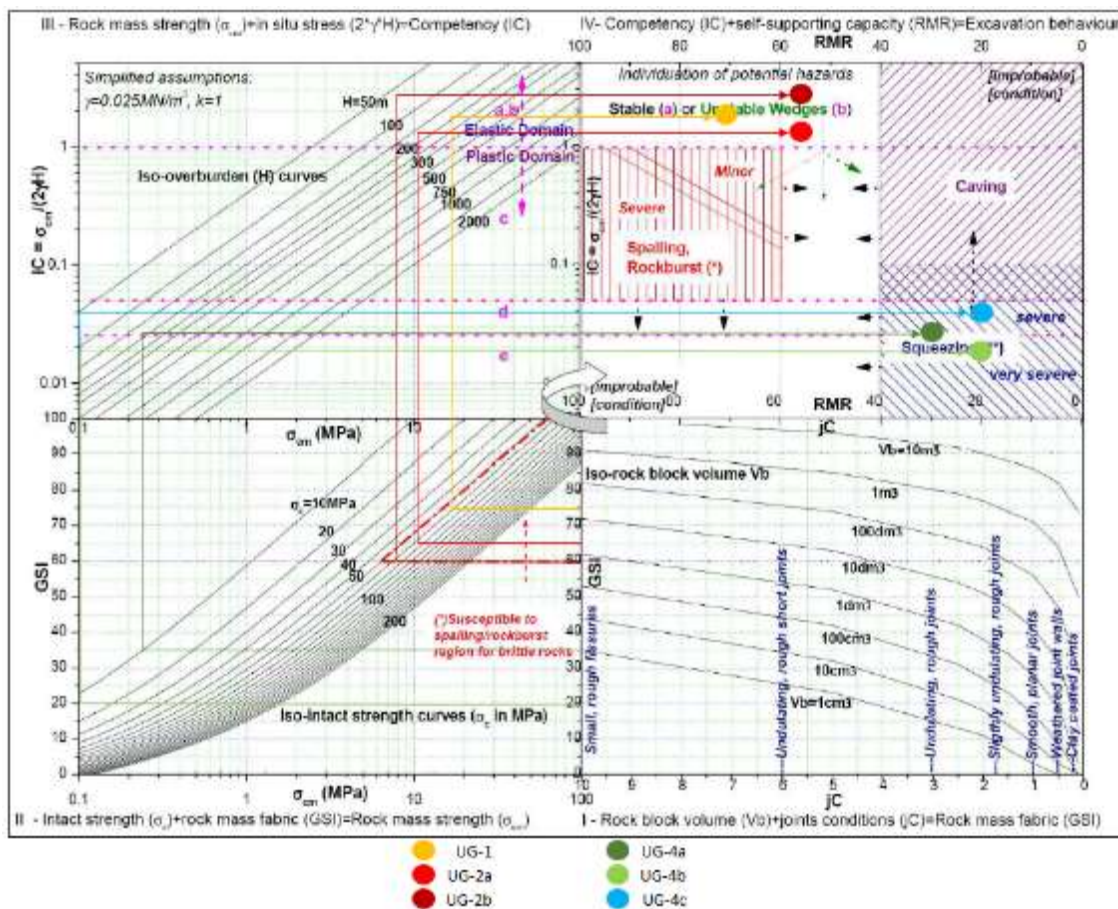


Figura 3.111. Identificación de los riesgos geotécnicos potenciales empleando el gráfico múltiple de Russo (2014) para cada una de las unidades geotécnicas a lo largo del trazado del túnel

Fuente: Adaptado de Russo, 2014

Se identifican cada una de las unidades geotécnicas que han sido establecidas a lo largo del trazado del túnel, empleando el gráfico múltiple de Russo, utilizando cada uno de los 4 gráficos individuales que lo integran.

Conociendo el valor del GSI para cada unidad geotécnica se inicia en el cuadrante 1, para posteriormente pasar al cuadrante 2, a partir del valor de la resistencia del macizo rocoso. En el cuadrante 3 se ingresa estableciendo el índice de comportamiento (IC), para finalmente alcanzar el cuadrante 4 en donde se establece el riesgo geotécnico potencial para los materiales excavados.

El cuadro resumen con la definición de los riesgos geotécnicos potenciales para cada unidad geotécnica establecida, se presenta en el siguiente Cuadro 3.132.

Cuadro 3.132. Definición del tipo de riesgo geotécnico a esperar según Russo (2014) para cada una de las unidades geotécnicas establecidas

Unidad Geotécnica	σ_c promedio (MPa)	σ_{cm} promedio (MPa)	GSI promedio	RMR	$H_{promedio}$ (m)	IC promedio	Riesgo Previsto
UG-1	69.27	31.23	74	63 - 80	178.8	2.17	Cuñas Inestables
UG-2a	79.48	24.62	65	53	164.3	1.97	Cuñas Inestables
UG2b	79.48	22.07	60	54	57.65	5.53	Cuñas Inestables
UG-3	0.15	0.01	20	< 20	18.2	0.01	No Aplica, materiales tipo suelo
UG-4a	< 10	1.42	35	< 30	263.75	0.12	Squeezing Severo
UG-4b	< 10	0.36	20	< 20	110.25	0.09	Squeezing Muy Severo
UG-4c	< 10	0.31	20	< 20	51.75	0.14	Squeezing Severo

Fuente: Elaboración propia

La implementación de este tipo de metodologías como la de Russo, permiten considerar aquellos sectores críticos dentro de la excavación que ameritan consideraciones especiales tanto en el diseño como en el proceso constructivo de un túnel. Brindan una guía, para considerar aspectos tanto de seguridad en el diseño como en la construcción del túnel.

Esta metodología, puede ser empleada durante la fase de construcción del túnel, una vez que se tenga para cada tramo la condición geomecánica de los materiales que se están excavando, lo cual permite actualizar los riesgos previstos e identificados dentro de la fase preliminar del diseño.

3.4.3 Establecimiento de la curva de característica de los materiales excavados

Utilizando el software RS2 2019 se procede a obtener la curva característica de los materiales, de cada unidad geotécnica sobre la que atraviesa la excavación del túnel, lo cual, permita establecer el tiempo de auto sostenimiento de la sección excavada, esto es, conocer el tiempo en que la excavación puede permanecer sin la colocación del sostenimiento temporal.

La curva de convergencia permite determinar el momento oportuno para colocar el sostenimiento temporal dentro de la sección del túnel, identificando el momento adecuado donde los desplazamientos alcanzados no superen la capacidad de resistencia del soporte seleccionado.

El método utilizado en el software RS2 2019, permite obtener la curva característica por medio de una reducción paulatina de la presión interna dentro de la sección de excavación del túnel, registrando la deformación del medio en un punto en específico dentro de la excavación.

El procedimiento consiste en iniciar igualando la presión interna con respecto a la presión externa de la sección, para posteriormente ir reduciendo la presión interna hasta llegar a cero, con lo cual se registra el desplazamiento total en el contorno de la excavación.

La convergencia de los materiales se puede obtener en varios puntos dentro de la sección de la excavación. En este caso, se obtuvo la variación de la convergencia de los materiales sobre un punto ubicado propiamente en la corona de la excavación.

En el caso de las unidades geotécnicas evaluadas, se buscó establecer la curva característica a través de la generación de 15 etapas, empleando el software RS2 2019, donde la etapa 1 corresponde con el escenario donde la presión interna es igual a la presión externa y en la etapa 15, se tiene el escenario donde la presión interna es igual a cero con respecto a la presión externa.

Se debe entender que la presión interna simula el retiro de los materiales, producto del proceso constructivo de excavación de la sección del túnel.

A modo de ejemplo, se presentarán los resultados que se obtuvieron para una sección transversal crítica por cada unidad geotécnica, donde se ahondará en el detalle de los resultados obtenidos y al final se presentará un cuadro resumen con los resultados que se obtuvieron en cuanto a las deformaciones máximas obtenidas en la corona de la sección de excavación, para las 14 secciones transversales que fueron analizadas.

En el siguiente Cuadro 3.133 se detalla el factor de reducción utilizado para cada etapa dentro del modelo en el RS2, para obtener la curva característica de los materiales.

Cuadro 3.133. Factores de reducción de la presión interna utilizados para establecer la curva característica de los materiales

Número de Etapa	Factor Reducción Presión Interna
1	1.00
2	0.95
3	0.90
4	0.85
5	0.80
6	0.60
7	0.40
8	0.20
9	0.10
10	0.08
11	0.06
12	0.04
13	0.02
14	0.01
15	0.00

Fuente: Elaboración propia

La curva característica de los materiales se obtuvo para un total de 14 secciones a lo largo del trazado del túnel, cada una asociada a una condición particular, en cuanto a la cobertura y la calidad de los materiales.

A continuación, se detalla la obtención de la curva característica sobre la sección de excavación propuesta para cada una de las unidades geotécnicas, que atraviesan la excavación del túnel en cuestión. Al final de este apartado se presenta un cuadro resumen, con las deformaciones máximas registradas en cada una de las 14 secciones del túnel.

A manera de demostración, se presenta el detalle de la curva característica asociada a los materiales que componen cada unidad geotécnica excavada.

3.4.3.1 Curva característica sobre los materiales de la UG-1

Se presenta a continuación, la obtención de la curva característica sobre los materiales que conforman la UG-1, integrada en este caso por los intrusivos del tipo sills.

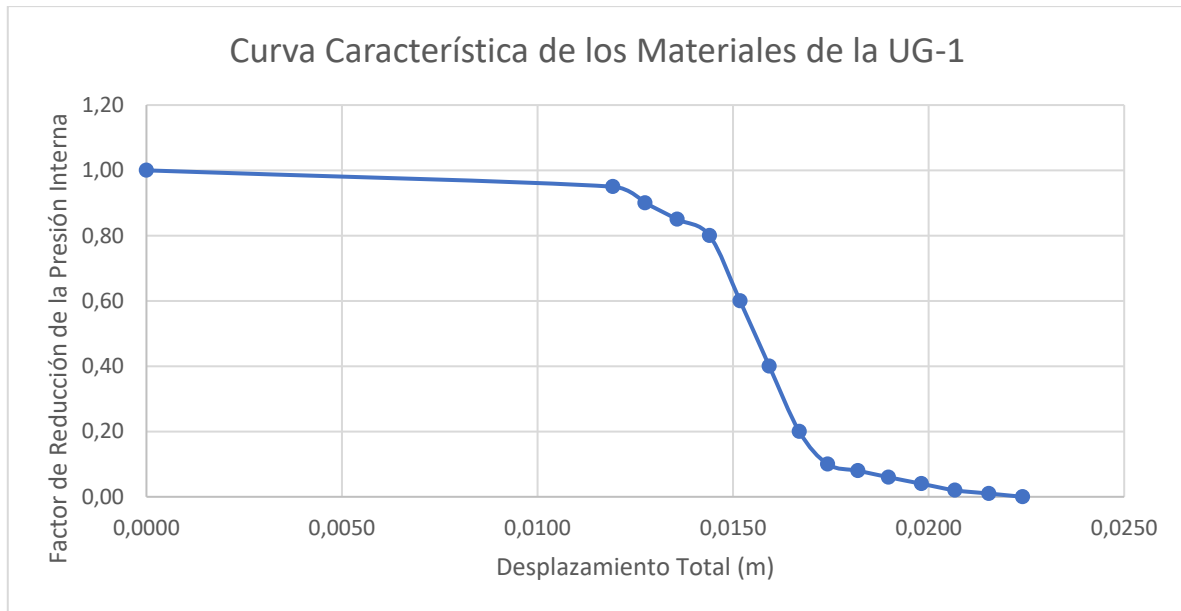


Figura 3.112. Curva característica de los materiales de la UG-1 sobre el trazado del túnel en el estacionamiento 0+575 m

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 3.112, se aprecia que conforme se inicia con la excavación de los materiales de la sección del túnel, el medio comienza a experimentar deformaciones, producto de una relajación de las tensiones en el macizo rocoso circundante, hasta alcanzar deformaciones máximas en la corona del túnel, sin la inclusión del sostenimiento temporal, del orden de 22 mm. Se aprecia una deformación plástica del macizo rocoso, conforme se va reduciendo la presión interna, el cual, resulta un comportamiento típico de los materiales dentro del contorno de excavación del túnel.

Una medición del desplazamiento registrado a lo largo del retiro de los materiales excavados permite tomar la decisión del momento oportuno para colocar el sostenimiento temporal sobre los materiales.

3.4.3.2 Curva característica sobre los materiales de la UG-2a

Se detalla a continuación, la obtención de la curva característica sobre los materiales que conforman la UG-2a, integrada en este caso por las areniscas silicificadas producto de la presencia del intrusivo.

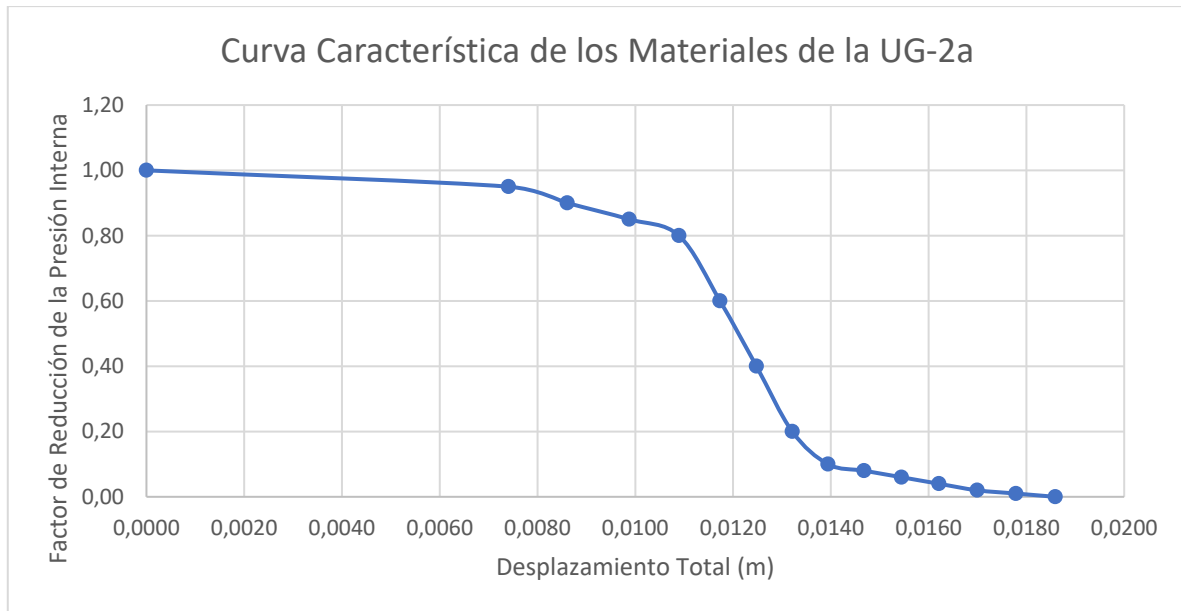


Figura 3.113. Curva característica de los materiales de la UG-2a sobre el trazado del túnel en el estacionamiento 0+984 m

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 3.113 , se aprecia que conforme se inicia con la excavación de los materiales de la sección del túnel, el medio comienza a experimentar deformaciones, producto de una relajación de las tensiones en el macizo rocoso circundante, hasta alcanzar la deformación máxima en la corona del túnel, sin la inclusión del sostenimiento temporal, del orden de 19 mm. Se aprecia una deformación plástica del macizo rocoso, conforme se va reduciendo la presión interna, el cual, resulta un comportamiento típico de los materiales dentro del contorno de excavación del túnel.

En este caso, se aprecia una mayor deformación relativa entre las etapas de la excavación, representada en este caso como una reducción de la presión interna dentro de la excavación, en comparación con lo materiales que conforman la UG-1.

3.4.3.3 Curva característica sobre los materiales de la UG-4a

Se detalla a continuación, la obtención de la curva característica sobre los materiales que conforman la UG-4a, integrada en este caso por materiales de falla, dentro de la unidad de las areniscas silicificadas.

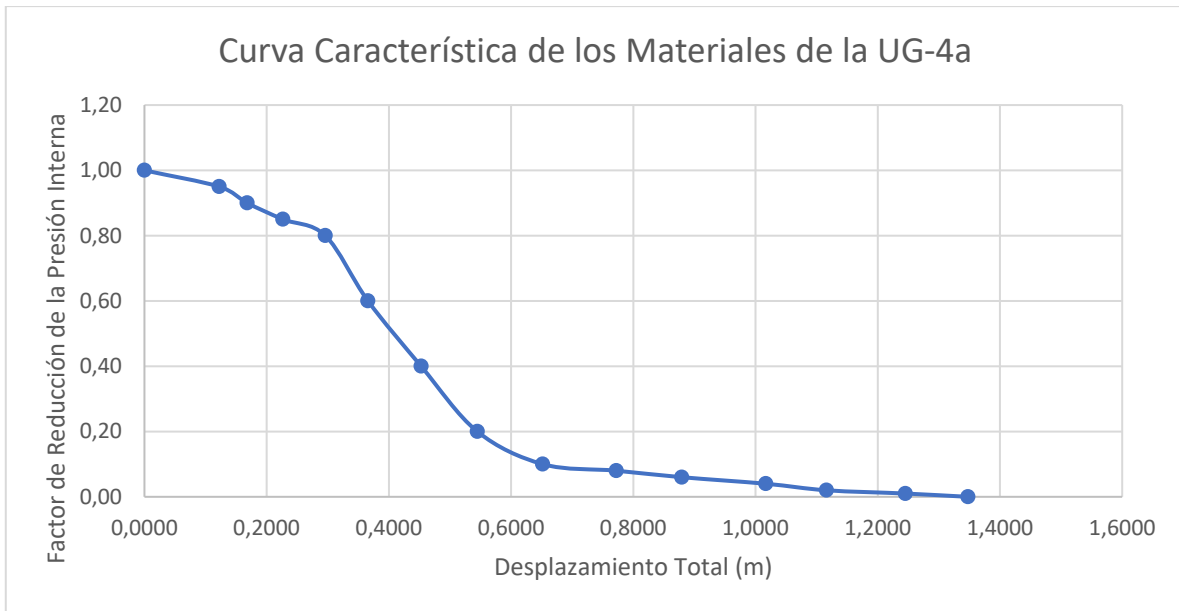


Figura 3.114. Curva característica de los materiales de la UG-4a sobre el trazado del túnel en el estacionamiento 0+785 m

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia en la Figura 3.114 que los materiales presentan una alta tasa de deformación, prácticamente desde las etapas tempranas de la excavación, lo cual indica, que los materiales comenzarán a deformarse mucho antes de llegar propiamente al estacionamiento de la excavación. La deformación máxima experimentada en este caso por los materiales ronda los 1.35 m, lo cual, es muestra de la mala calidad geomecánica de los materiales y la plastificación que se espera propiamente en el núcleo de la falla geológica identificada. La curva de convergencia obtenida corresponde con los materiales asociados con la falla geológica Río Naranjo 1.

Un comportamiento como el mostrado por los materiales de falla, indica que el sostenimiento temporal debe ser colocado lo antes posible, para garantizar la estabilidad de la sección de excavación del túnel.

3.4.3.4 Curva característica sobre los materiales de la UG-4b

Se detalla a continuación, la obtención de la curva característica sobre los materiales que conforman la UG-4b, integrada en este caso por materiales de falla, dentro de la unidad de los intrusivos de sills.

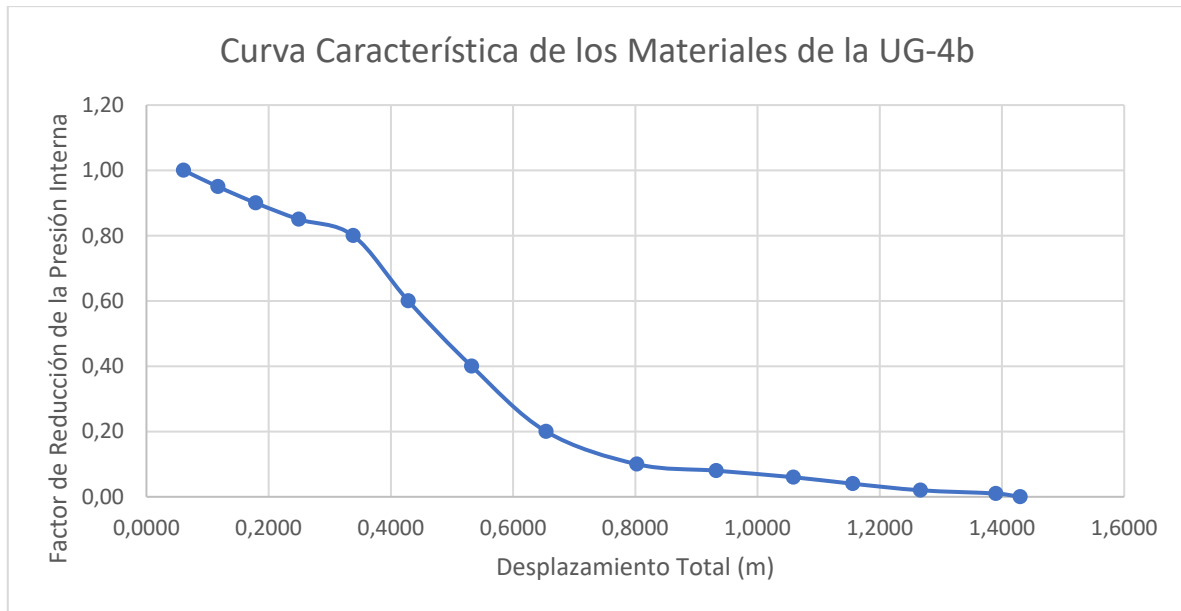


Figura 3.115. Curva característica de los materiales de la UG-4b sobre el trazado del túnel en el estacionamiento 1+840 m

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia en la Figura 3.115 que los materiales presentan una alta tasa de deformación, prácticamente desde las etapas tempranas de la excavación, lo cual indica, que los materiales comenzarán a deformarse mucho antes de llegar propiamente al estacionamiento de la excavación. La deformación máxima experimentada en este caso por los materiales ronda los 1.43 m, lo cual, es muestra de la mala calidad geomecánica de los materiales y la plastificación que se espera propiamente en el núcleo de la falla geológica identificada. La curva de convergencia obtenida corresponde con los materiales asociados con la falla geológica Río Naranjo 2.

Un comportamiento como el mostrado por los materiales de falla, indica que el sostenimiento temporal debe ser colocado lo antes posible, para garantizar la estabilidad de la sección de excavación del túnel.

3.4.3.5 Curva característica sobre los materiales de la UG-4c

Se detalla a continuación, la obtención de la curva característica sobre los materiales que conforman la UG-4c, integrada en este caso por materiales de falla, dentro de la unidad de las lutitas gris.

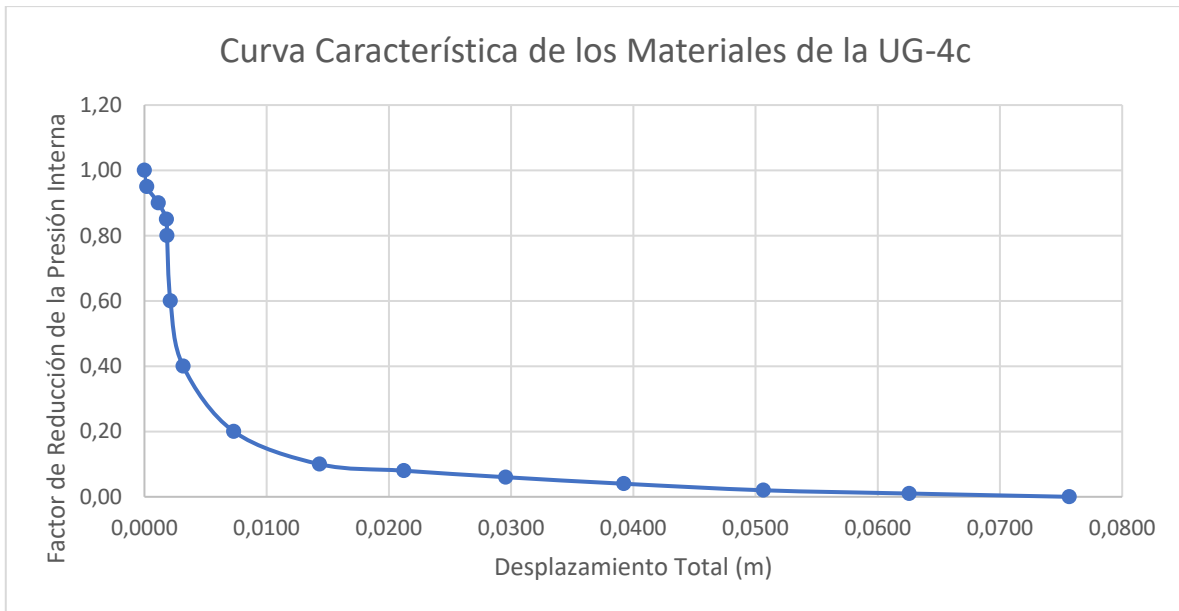


Figura 3.116. Curva característica de los materiales de la UG-4c sobre el trazado del túnel en el estacionamiento 3+237 m

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia en la Figura 3.116 que los materiales presentan una tasa de deformación más sostenida, con respecto a los demás materiales de falla. La deformación máxima experimentada en este caso por los materiales ronda los 76 mm, lo cual, a pesar de que es una zona de falla, las deformaciones experimentadas por los materiales no presentan una tasa alta de desplazamientos, en comparación a las deformaciones registradas en otras zonas de falla.

Una de las razones que influye en esta estimación, obedece a las coberturas que se presentan en este punto del túnel, siendo de las coberturas más bajas registradas a lo largo de todo el trazado. La curva de convergencia obtenida corresponde con los materiales asociados con la falla geológica Río Perlas 2.

Una medición del desplazamiento registrado a lo largo del retiro de los materiales excavados permite tomar la decisión del momento oportuno para colocar el sostenimiento temporal sobre los materiales, en este caso, el tiempo de autoaporte se reduce en comparación con las litologías no afectadas por fallas geológicas.

3.4.3.6 Curva característica sobre los materiales de la UG-2b

Se detalla a continuación, la obtención de la curva característica sobre los materiales que conforman la UG-2b, integrada en este caso por los materiales del tipo lutitas grises silicificadas.

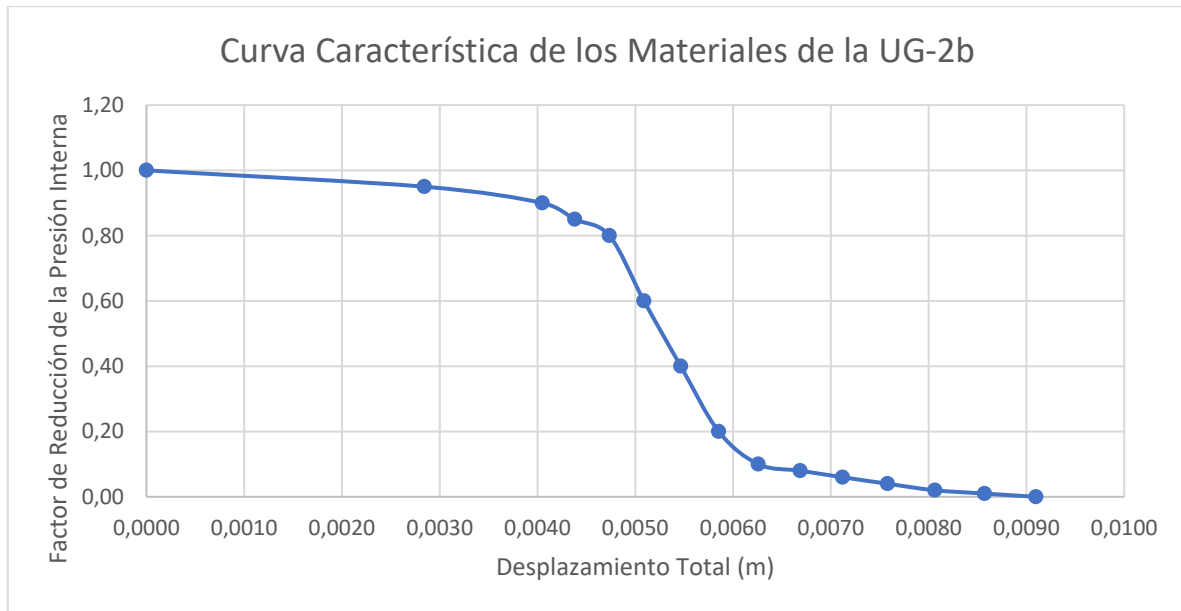


Figura 3.117. Curva característica de los materiales de la UG-2b sobre el trazado del túnel en el estacionamiento 3+391 m

Fuente: Elaboración propia

Producto de la presencia del intrusivo, se espera que la calidad geomecánica de estos materiales sea superior al caso de una lutita común. Muestra de ello, al momento de obtener la curva característica de los materiales, las deformaciones experimentadas son bastantes bajas, obteniendo un valor máximo en la corona de 9.1 mm, tal y como se aprecia en la Figura 3.117.

Lo anterior es indicativo de que, para estos materiales, el tiempo de autosoporte es mayor en comparación por ejemplo a los materiales afectados por fallas geológicas.

3.4.3.7 Curva característica sobre los materiales de la UG-3

Se detalla a continuación, la obtención de la curva característica sobre los materiales que conforman la UG-3, integrada en este caso por los materiales del tipo regolitos de sills, presentes en el portal de salida del túnel.

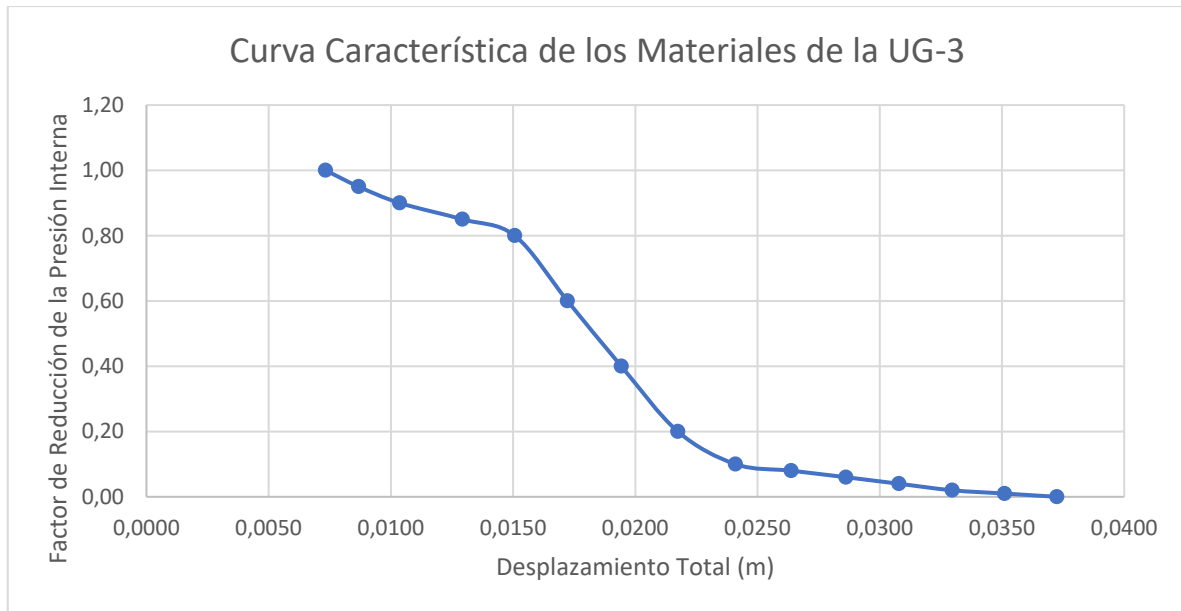


Figura 3.118. Curva característica de los materiales de la UG-3 sobre el trazado del túnel en el estacionamiento 4+589 m

Fuente: Elaboración propia

Los materiales presentes hacia la parte final de la excavación del túnel están asociados a una degradación de los materiales de la UG-1, compuestos por los intrusivos del sills. La deformación máxima experimentada en este caso por los materiales ronda los 37 mm, tal y como se aprecia en la Figura 3.118, siendo materiales igualmente deformables, no en una condición como la de los materiales de falla, pero si considera un aspecto a tomar en cuenta para establecer la colocación del sostenimiento temporal en un corto periodo de tiempo.

3.4.3.8 Resumen de los desplazamientos máximos obtenidos por medio de la curva característica de los materiales

Como se indicó anteriormente, la curva característica de los materiales se obtuvo para un total de 14 secciones a lo largo del trazado del túnel, cada una asociada a una condición particular, en cuanto a la cobertura y la calidad de los materiales.

Se establece el Cuadro 3.134 como resumen de los valores máximos de los desplazamientos registrados en la corona de la sección transversal del túnel, cuando la presión interna se reduce hasta cero, asociado al momento en que se termina de excavar la sección del túnel.

Cuadro 3.134. Resumen de los desplazamientos máximos obtenidos sobre la corona de la sección de excavación para cada una de las secciones analizadas y de las que se obtuvo la curva característica¹

Sección Analizada	Estacionamiento (m)	Unidad Geotécnica	Desplazamiento Total (m)
1	0+016	UG-3	0.003
2	0+575	UG-1	0.022
3	0+785	UG-4a	1.348
4	0+984	UG-2a	0.019
5	1+840	UG-4b	1.430
6	2+244	UG-1	0.012
7	2+374	UG-4b	3.021
8	2+822	UG-1	0.027
9	3+019	UG-4a	1.134
10	3+237	UG-4c	0.051
11	3+391	UG-2b	0.009
12	3+924	UG-1	0.017
13	4+118	UG-4b	1.566
14	4+589	UG-3	0.037

1: Factor de reducción igual a 0 en todas las secciones analizadas

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia en el Cuadro 3.134, como los materiales asociados a la presencia de fallas geológicas, en este caso pertenecientes a la UG-4a, UG-4b y UG-4c, son los que muestran la mayor tasa de deformación, justo al momento de terminar de excavar la sección del túnel, lo cual, indica su mala calidad geomecánica y por ende su menor tiempo de auto sostenimiento. Para los restantes materiales, la tasa de deformación es manejable y permite tener una mayor holgura para la instalación del sostenimiento temporal.

3.4.4 Análisis de esfuerzos y deformaciones por métodos finitos

El análisis de esfuerzos y deformaciones se realizó por medio del software RS2 2019, el cual permite llevar a cabo este tipo de análisis por medio del método de elemento finito.

Se analizaron un total de 14 secciones transversales, a lo largo de todo el trazado del túnel, consideradas como secciones de análisis críticas, por medio de las cuales, se estableció el tipo de sostenimiento temporal para la totalidad del túnel.

Se presentarán los resultados que se obtuvieron para las secciones transversales críticas de al menos un ejemplo por cada unidad geotécnica, donde se ahondará en el detalle del análisis efectuado y al final se presentará un cuadro resumen con los resultados que se obtuvieron en cuanto al tipo de sostenimiento temporal obtenido para cada una de las 14 secciones analizadas.

Para cada sección transversal crítica, fueron analizados un total de 3 tipos de soporte temporal distintos, donde se evaluaron las características de cada uno de ellos, mediante una comparación de las siguientes variables:

- Radio de la zona plastificada.
- Razón entre el radio plástico y el radio de la sección del túnel.
- Desplazamiento máximo registrado.
- Porcentaje de convergencia obtenido, respecto al diámetro del túnel.

En función de los resultados obtenidos para cada una de estas variables, se estableció el tipo de sostenimiento temporal para el túnel.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de las siguientes secciones trasversales establecidas como ejemplos del análisis de esfuerzos y deformaciones efectuado a lo largo de un total de 14 secciones a lo largo del túnel.

Cuadro 3.135. Detalle de las secciones que se presentarán dentro de este apartado como parte del análisis de esfuerzos y deformaciones efectuado

Sección Analizada	Estacionamiento	Unidad Geotécnica
2	0+575	UG-1
3	0+785	UG-4a
4	0+984	UG-2a
5	1+840	UG-4b
10	3+237	UG-4c
11	3+391	UG-2b
14	4+589	UG-3

Fuente: Elaboración propia

3.4.4.1 Análisis de esfuerzos y deformaciones sobre los materiales de la UG-1

La sección analizada se encuentra sobre el estacionamiento 0+575 m, dentro de la unidad geotécnica UG-1, integrada en este caso por los intrusivos del tipo sills.

Esta sección analizada, se caracteriza por presentar la mayor cobertura del terreno sobre el trazado del túnel, razón por la cual, fue considerada como parte del análisis de esfuerzos y deformaciones efectuado. Se considera la influencia del nivel freático local, así como la presencia de un nivel freático colgado, en ambos casos sobre la unidad geotécnica de las areniscas.

Se coloca el soporte temporal en una tercera etapa dentro del modelado en el RS2, posterior a efectuar la excavación. Se considera en esta misma etapa la acción del sismo. La excavación se plantea con un arco inferior o “invert” debido a la concentración de esfuerzos y los altos desplazamientos que se generan en el piso, bajo una sección plana, del tipo baúl.

Fueron analizados un total de 3 tipos de sostenimientos temporales. El primero de ellos correspondió con un espesor constante de concreto lanzado de 0,10 m. La segunda alternativa correspondió con un aumento en el espesor del concreto lanzado de 0,15 m. Finalmente, la tercera opción consistió en aumentar nuevamente el concreto lanzado a un espesor constante de 0,20 m. Los resultados que se obtuvieron para cada uno de los tres tipos de sostenimiento temporal se presentan en el Cuadro 3.136.

Cuadro 3.136. Resultados obtenidos en el análisis de la sección 0+575 m para los materiales de la UG-1

Elemento de Soporte		Características del Soporte		
		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Concreto Lanzado		Espesor CL:0.10 m	-	-
Concreto Lanzado		-	Espesor CL:0.15 m	-
Concreto Lanzado		-	-	Espesor CL: 0.20 m
Radio Zona Plástica (m)	Sin Soporte (m)	3.685		
	Con Soporte (m)	3.678	3.668	3.098
Rp / Ro	Sin Soporte	1.714		
Rp / Ro	Con Soporte	1.711	1.706	1.441
Desplazamiento máximo (m)	Sin Soporte (m)	0.013		
	Con Soporte (m)	0.0131	0.013	0.009
Convergencia (%)	Sin Soporte (%)	0.305		
	Con Soporte (%)	0.305	0.302	0.302

Fuente: Elaboración propia

En el Cuadro 3.136, se muestra el tipo de sostenimiento temporal seleccionado demarcado bajo un relleno color verde.

Se puede apreciar en el Cuadro 3.136, como la alternativa con un espesor de concreto lanzado de 0,20 m, fue el tipo de sostenimiento que presentó los mejores resultados en cuando a las 4 variables definidas al inicio de este apartado 3.4.4

Si se toma como referencia los resultados que se obtuvieron empleando el criterio empírico de Perri, se observa que los materiales presentan un tipo de comportamiento, donde la razón entre el radio plástico y el radio de la excavación (R_p/R_o), se encuentra entre 1 y 2, así como el porcentaje de convergencia de la sección es menor al 1% posterior a excavada y estabilizada la sección del túnel. Según Perri, materiales bajo este tipo de comportamiento, demandan la inclusión de concreto lanzado en espesores entre 0,10 m y 0,15 m, más la inclusión de pernos eventuales.

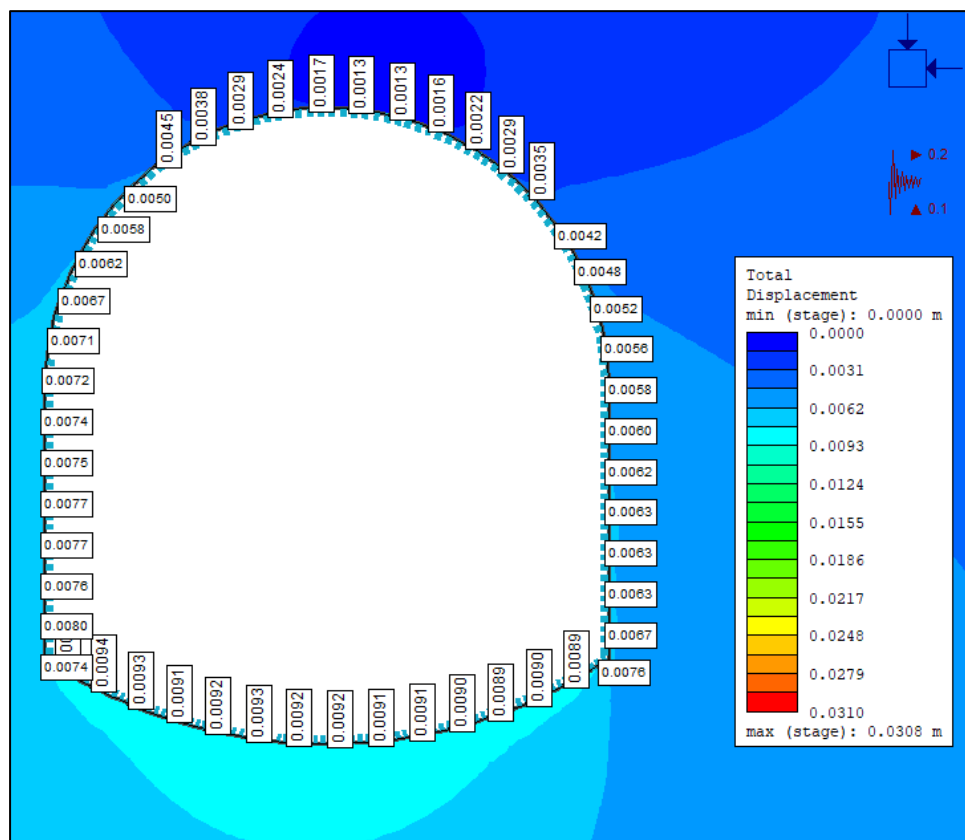


Figura 3.119. Detalle de los desplazamientos verticales en el contorno de la excavación con la inclusión del soporte temporal 3 analizado y con la consideración del sismo

Fuente: RS2 2019

En la Figura 3.119 se presenta el detalle de los desplazamientos máximos obtenidos en el contorno de la excavación, para el caso del tipo de sostenimiento establecido. Se puede apreciar, que los desplazamientos máximos registrados, ocurren en la parte inferior de la sección, siendo el valor máximo registrado 9,3 mm.

A continuación, se muestra el gráfico de capacidad del tipo de sostenimiento establecido para los materiales de la UG-1, evaluando la condición del concreto lanzado tanto en cortante como en momento, bajo la consideración de 3 valores distintos del factor de seguridad: 1,0 1,2 y 1,4 respectivamente.

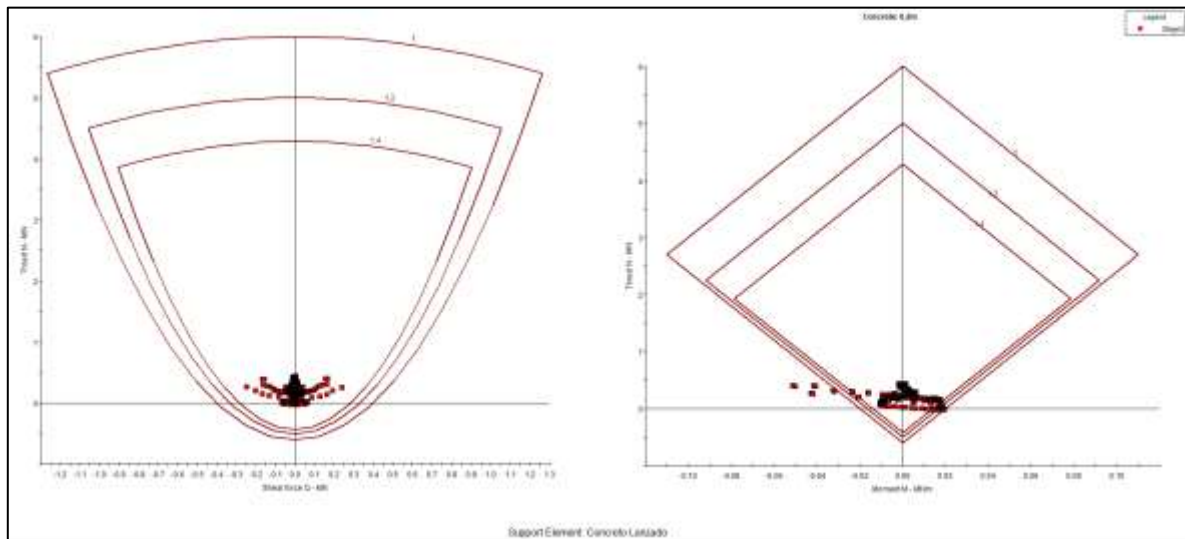


Figura 3.120. Gráfico de capacidad del soporte a utilizar como sostenimiento temporal para el caso de la última etapa del análisis de esfuerzos y deformaciones realizado con la inclusión del sismo

Fuente: RS2 2019

En la Figura 3.120, se aprecia que todos los puntos identificados sobre el contorno del sostenimiento temporal se encuentran dentro del gráfico de capacidad para el caso de los esfuerzos por cortante. Sin embargo, algunos de los puntos trazados sobre el contorno del sostenimiento, se encuentran por fuera del gráfico de momento.

Los puntos que se salen de los gráficos de capacidad por momento se presentan en el sector inferior izquierdo de la excavación, específicamente en la esquina de la sección, donde se producen las mayores concentraciones de esfuerzos. Por ello, fue que se decidió establecer un arco inferior sobre

los materiales a diferencia de una sección totalmente plana, donde la condición por concertación de esfuerzos era mucho más crítica, para este caso en particular.

Si bien algunos puntos de control se encuentran por fuera de los gráficos de capacidad por momento, estos son muy localizados, estando la gran mayoría de ellos, dentro de los gráficos, bajo los factores de seguridad que fueron definidos.

Este aspecto puede corregirse, aumentando el espesor de concreto lanzado, justo en las esquinas de la sección, lo cual, permita incrementar la capacidad del tipo de sostenimiento considerado, en estos sectores específicos. Esto podría realizarse inmediatamente en el sostenimiento temporal o bien esperar al revestimiento final para incrementar la sección en estos sectores puntuales.

3.4.4.2 Análisis de esfuerzos y deformaciones sobre los materiales de la UG-4a

La sección analizada se encuentra sobre el estacionamiento 0+785 m, dentro de la unidad geotécnica UG-4a, integrada en este caso por materiales de falla dentro de las areniscas.

Se analiza la influencia en esta sección de análisis, del soporte temporal sobre uno de los sectores afectados por la presencia de una falla geológica. Este sector corresponde con la presencia de la falla geológica denominada Río Naranjo 1.

Se considera la influencia del nivel freático local sobre la unidad geotécnica de las areniscas, así como la presencia de un nivel freático colgado en la unidad geotécnica de los intrusivos.

Se coloca el soporte temporal en una tercera etapa dentro del modelado en el RS2, posterior a efectuar la excavación. Se evalúan diferentes tipos de soporte. La excavación se plantea con un arco inferior o "Invert" debido a la concentración de esfuerzos y los altos desplazamientos que se generan en el piso, bajo una excavación plana, afectada por la mala calidad de los materiales de falla.

Fueron analizados un total de 3 tipos de sostenimientos temporales. El primero de ellos correspondió con la inclusión de arcos de acero, considerando un perfil W8X31, espaciados cada 0,75 m y acompañado de concreto lanzado, en un espesor constante de 0,10 m.

La segunda alternativa es igual a la anterior, solo que considera un aumento en el espesor del concreto lanzado, pasando en este caso a 0,15 m.

Finalmente, la tercera opción consistió en aumentar nuevamente el concreto lanzado a un espesor constante de 0,20 m, acompañando los arcos confeccionados considerando un perfil W8X31, bajo el mismo espaciado definido para los tipos de sostenimiento 1 y 2.

Los resultados que se obtuvieron para cada uno de los tres tipos de sostenimiento temporal se presentan en el Cuadro 3.137.

En el Cuadro 3.137, se muestra el tipo de sostenimiento temporal seleccionado demarcado bajo un relleno color verde.

Cuadro 3.137. Resultados obtenidos en el análisis de la sección 0+785 m para los materiales de la UG-4a

Elemento de Soporte		Características del Soporte		
		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Arcos W8X31 y Concreto Lanzado		Espaciamiento: 0.75 m Espesor CL:0.10 m	-	-
Arcos W8X31 y Concreto Lanzado		-	Espaciamiento: 0.75 m Espesor CL:0.15 m	-
Arcos W8X31 y Concreto Lanzado		-	-	Espaciamiento: 0.75 m Espesor CL:0.20 m
Radio Zona Plástica (m)	Sin Soporte (m)	10.706		
	Con Soporte (m)	8.837	8.836	8.836
Rp / Ro	Sin Soporte	4.980		
	Con Soporte	4.110	4.110	4.110
Desplazamiento máximo (m)	Sin Soporte (m)	0.3359		
	Con Soporte (m)	0.1047	0.1038	0.1022
Convergencia (%)	Sin Soporte (%)	7.812		
	Con Soporte (%)	2.435	2.414	2.377

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar en el Cuadro 3.137, como la alternativa con la inclusión de arcos W8X31 separados cada 0,75 m y concreto lanzado bajo un espesor 0,20 m, fue el tipo de sostenimiento que presentó los mejores resultados en cuando a las 4 variables definidas al inicio de este apartado 3.4.4.

Si se toma como referencia los resultados que se obtuvieron empleando el criterio empírico de Perri, se observa que los materiales presentan un tipo de comportamiento, donde la razón entre el radio plástico y el radio de la excavación (Rp/Ro), es mayor a 4, así como el porcentaje de convergencia de la sección es mayor al 1% posterior a excavada y estabilizada la sección del túnel. Según Perri,

materiales bajo este tipo de comportamiento, demandan la inclusión de concreto lanzado en espesores entre 0,20 m – 0,30 m, así como el uso de arcos de acero con separaciones del orden de 1,0 m.

Es importante mencionar que existe una reducción sustancial entre los desplazamientos obtenidos al momento de excavar los materiales y no colocar sostenimiento alguno, al compararlo con el escenario de la inclusión e instalación del sostenimiento temporal.

En la Figura 3.121 se presenta el detalle de los desplazamientos máximos obtenidos en el contorno de la excavación, para el caso del tipo de sostenimiento establecido. Se puede apreciar, que los desplazamientos máximos registrados, ocurren en la parte lateral de la sección, siendo el valor máximo registrado de 102 mm.

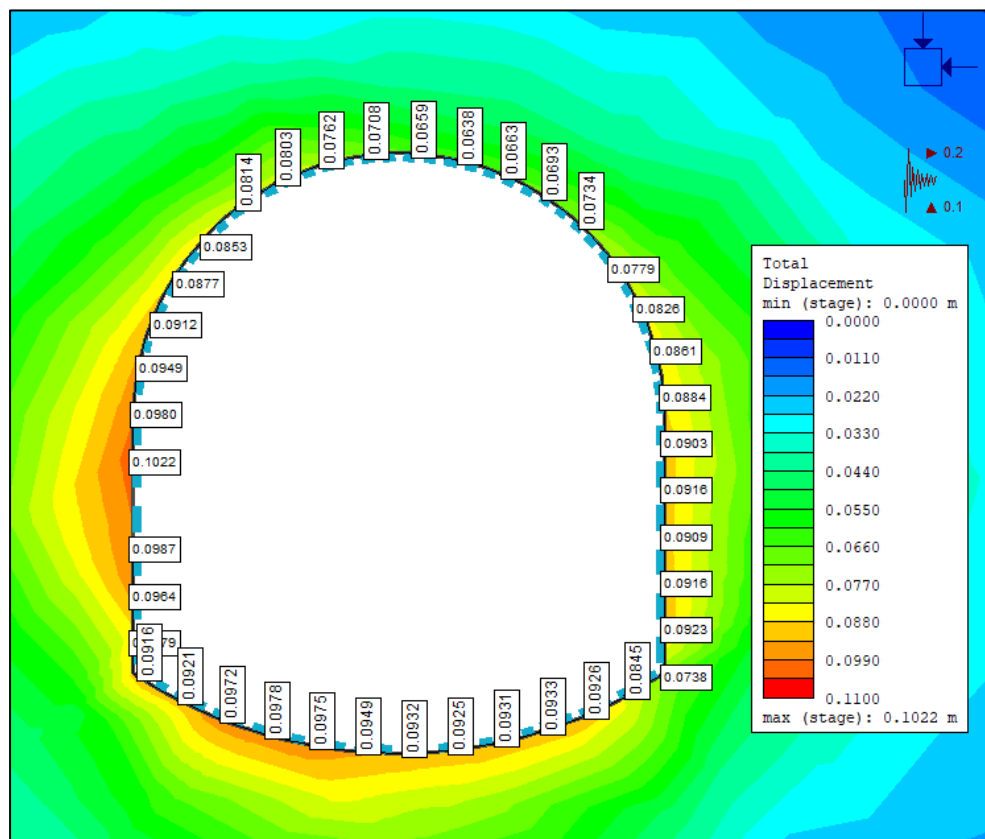


Figura 3.121. Detalle de los desplazamientos verticales en el contorno de la excavación con la inclusión del soporte temporal 3 analizado y con la consideración del sismo

Fuente: RS2 2019

Es importante indicar que los materiales en la sección analizada se encuentran afectados por la presencia de la falla Río Naranjo 1, razón por la cual, existe mayor plastificación de los materiales y por ende mayores desplazamientos radiales en el contorno de la excavación. Aún después de instalar el sostenimiento temporal, es posible que se continúen experimentando desplazamientos hasta que se alcance la convergencia de los materiales.

A continuación, se muestra el gráfico de capacidad del tipo de sostenimiento establecido para los materiales de la UG-4a, evaluando la condición del concreto lanzado, así como de los arcos de acero W8X31, tanto en cortante como en momento, bajo la consideración de 3 valores distintos del factor de seguridad: 1,0 1,2 y 1,4 respectivamente.

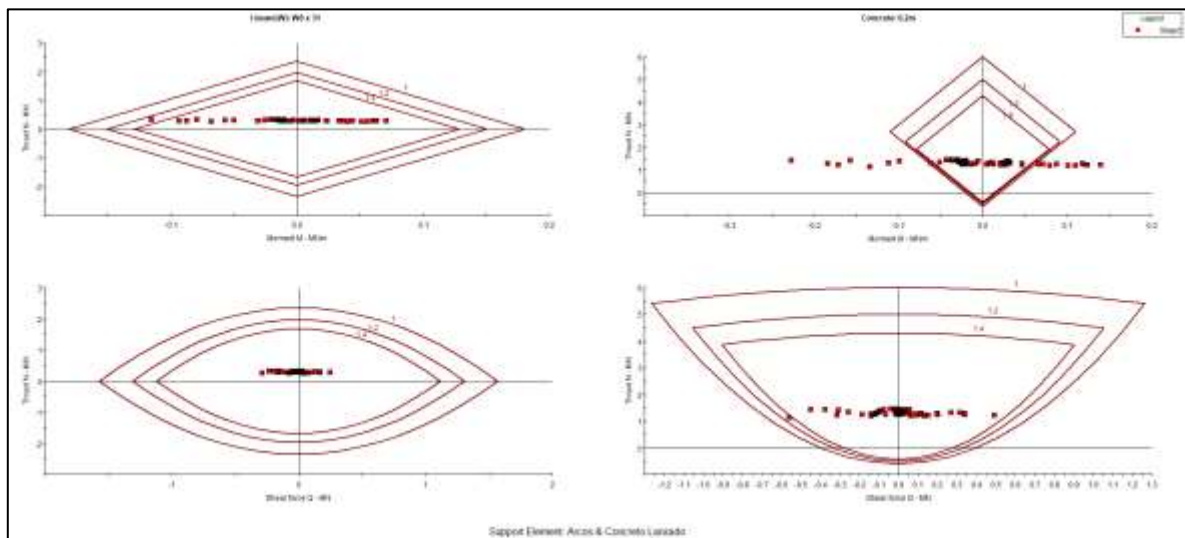


Figura 3.122. Gráfico de capacidad del soporte a utilizar como sostenimiento temporal para el caso de la última etapa del análisis de esfuerzos y deformaciones realizado con la inclusión del sismo

Fuente: RS2 2019

Se puede apreciar de la Figura 3.122 que al trabajar en conjunto tanto el concreto lanzado como los arcos de acero, se cumplen los factores de seguridad que demanda el sostenimiento. Es por esta razón y amparado en los resultados que se obtuvieron en el análisis de esfuerzos y deformaciones, que se decidió emplear en su conjunto estos dos materiales, como el tipo de sostenimiento para este sector de túnel, afectado por la presencia de la falla Río Naranjo 1, aunado a la consideración de excavar el arco inferior.

Para el caso del concreto, es el material que presenta puntos fuera de los gráficos de capacidad de momento, lo cual obliga a trabajar a los arcos de acero W8X31. El arco de acero entra a trabajar y toma esos esfuerzos que el concreto por sí solo no puede tomar. Esta es sin duda la mayor ventaja de este tipo de sostenimiento temporal dual.

3.4.4.3 Análisis de esfuerzos y deformaciones sobre los materiales de la UG-2a

La sección analizada se encuentra sobre el estacionamiento 0+984 m, dentro de la unidad geotécnica UG-2a, integrada en este caso por las areniscas silicificadas.

Se considera la influencia del nivel freático local sobre la unidad geotécnica de los intrusivos, así como la presencia de un nivel freático colgado en la unidad geotécnica de las areniscas.

Se coloca el soporte temporal en una tercera etapa dentro del modelado en el RS2, posterior a efectuar la excavación. Se considera en esta misma etapa la acción del sismo. La excavación se plantea con una sección del tipo baúl, es decir con el piso plano, no considerando la excavación del arco inferior, a diferencia de los dos casos anteriores.

Fueron analizados un total de 3 tipos de sostenimientos temporales. El primero de ellos correspondió con un espesor constante de concreto lanzado de 0,10 m.

La segunda alternativa correspondió con un aumento en el espesor del concreto lanzado de 0,15 m.

Finalmente, la tercera opción consistió en aumentar nuevamente el concreto lanzado a un espesor constante de 0,20 m. Los resultados que se obtuvieron para cada uno de los tres tipos de sostenimiento temporal se presentan en el Cuadro 3.138.

En el Cuadro 3.138 se muestra el tipo de sostenimiento temporal seleccionado demarcado bajo un relleno color verde.

Cuadro 3.138. Resultados obtenidos en el análisis de la sección 0+984 m para los materiales de la UG-2a

Elemento de Soporte		Características del Soporte		
		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Concreto Lanzado		Espesor CL: 0.10 m	-	-
Concreto Lanzado		-	Espesor CL: 0.15 m	-
Concreto Lanzado		-	-	Espesor CL: 0.20 m
Radio Zona Plástica (m)	Sin Soporte (m)	4.294		
	Con Soporte (m)	4.009	3.722	3.719
Rp / Ro	Sin Soporte	1.997		
Rp / Ro	Con Soporte	1.865	1.731	1.730
Desplazamiento máximo (m)	Sin Soporte (m)	0.301		
	Con Soporte (m)	0.1210	0.051	0.0106
Convergencia (%)	Sin Soporte (%)	6.991		
	Con Soporte (%)	2.814	1.174	0.247

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar en el Cuadro 3.138, como la alternativa con un espesor de concreto lanzado de 0,20 m, fue el tipo de sostenimiento que presentó los mejores resultados en cuando a las 4 variables definidas al inicio de este apartado 3.4.4.

Si se toma como referencia los resultados que se obtuvieron empleando el criterio empírico de Perri, se observa que los materiales presentan un tipo de comportamiento, donde la razón entre el radio plástico y el radio de la excavación (R_p/R_o), se encuentra entre 1 y 2, así como el porcentaje de convergencia de la sección es menor al 1% posterior a excavada y estabilizada la sección del túnel. Según Perri, materiales bajo este tipo de comportamiento, demandan la inclusión de concreto lanzado en espesores entre 0,10 m y 0,15 m, más la inclusión de pernos eventuales.

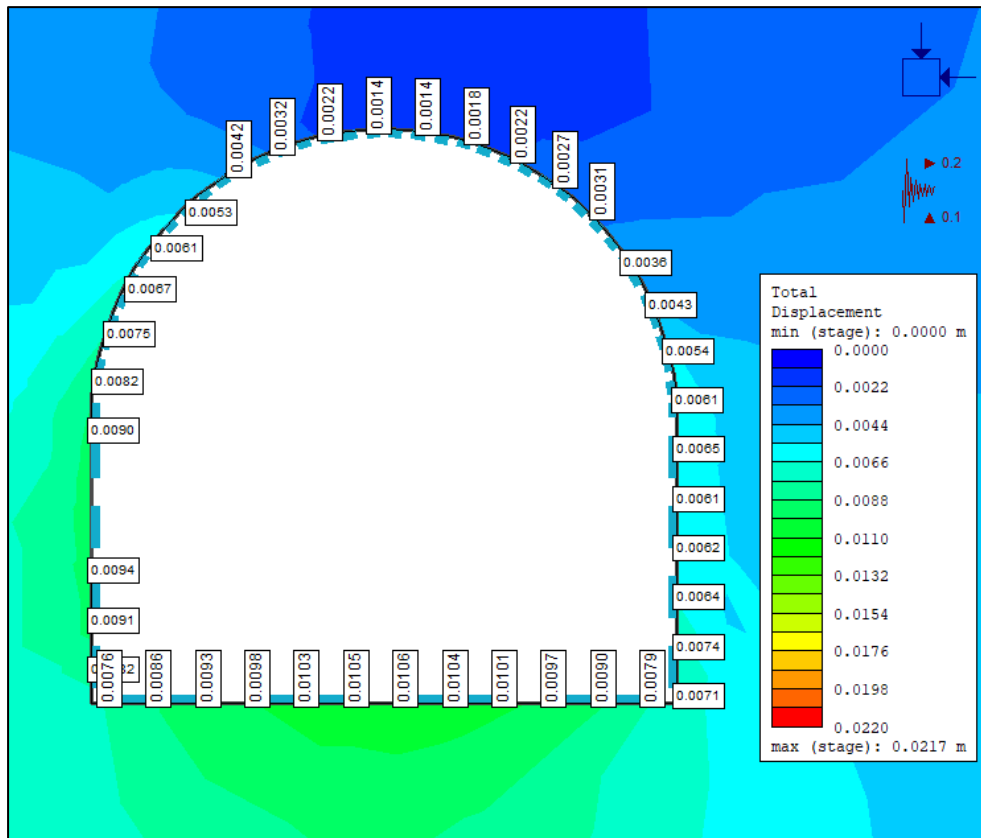


Figura 3.123. Detalle de los desplazamientos verticales en el contorno de la excavación con la inclusión del soporte temporal 3 analizado y con la consideración del sismo

Fuente: RS2 2019

En la Figura 3.123 se presenta el detalle de los desplazamientos máximos obtenidos en el contorno de la excavación, para el caso del tipo de sostenimiento establecido. Se puede apreciar, que los desplazamientos máximos registrados, ocurren en la parte inferior de la sección, siendo el valor máximo registrado 10,6 mm, teniendo su explicación, debido a la sección de excavación del tipo baúl, con el piso plano.

A continuación, se muestra el gráfico de capacidad del tipo de sostenimiento establecido para los materiales de la UG-2a, evaluando la condición del concreto lanzado tanto en cortante como en momento, bajo la consideración de 3 valores distintos del factor de seguridad: 1,0 1,2 y 1,4 respectivamente.

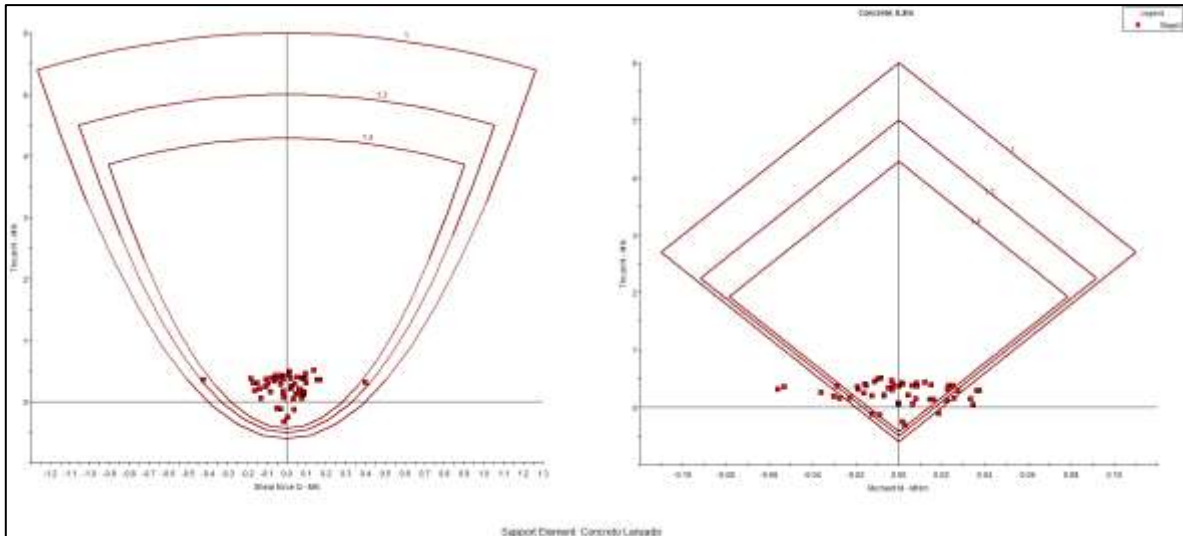


Figura 3.124. Gráfico de capacidad del soporte a utilizar como sostenimiento temporal para el caso de la última etapa del análisis de esfuerzos y deformaciones realizado con la inclusión del sismo

Fuente: RS2 2019

En la Figura 3.124, se aprecia que todos los puntos identificados sobre el contorno del sostenimiento temporal se encuentran dentro del gráfico de capacidad para el caso de los esfuerzos por cortante. Sin embargo, algunos de los puntos trazados sobre el contorno del sostenimiento, se encuentran por fuera del gráfico de momento.

Los puntos que se salen de los gráficos de capacidad por momento se presentan en los sectores inferiores de la excavación, específicamente en las esquinas de la sección, donde se producen las mayores concentraciones de esfuerzos. Esto ocurre, a causa del tipo de sección de excavación considerada, que corresponde con un piso totalmente plano.

Si bien algunos puntos dentro del contorno de la excavación se encuentran por fuera de los gráficos de capacidad por momento, estos son muy localizados, estando la gran mayoría de ellos, dentro de los gráficos, bajo los factores de seguridad que fueron definidos.

Este aspecto puede corregirse, aumentando el espesor de concreto lanzado, justo en las esquinas de la sección, lo cual, permita incrementar la capacidad del tipo de sostenimiento considerado, en estos sectores específicos. Esto podría realizarse inmediatamente en el sostenimiento temporal o bien esperar al revestimiento final para incrementar la sección en estos sectores puntuales.

3.4.4.4 Análisis de esfuerzos y deformaciones sobre los materiales de la UG-4b

La sección analizada se encuentra sobre el estacionamiento 1+840 m, dentro de la unidad geotécnica UG-4b, integrada en este caso por materiales de falla dentro de los intrusivos.

Se analiza la influencia en esta sección de análisis, del soporte temporal sobre uno de los sectores afectados por la presencia de una falla geológica. Este sector corresponde con la presencia de la falla geológica denominada Río Naranja 2.

Se considera la influencia del nivel freático local sobre la unidad geotécnica de los intrusivos afectados por la presencia de la falla geológica, así como la presencia de un nivel freático colgado en la unidad geotécnica de las areniscas. Se espera la presencia de un núcleo arcilloso de la falla.

Se coloca el soporte temporal en una tercera etapa dentro del modelado en el RS2, posterior a efectuar la excavación. Se evalúan diferentes tipos de soporte. La excavación se plantea con un arco inferior o "Invert" debido a la concentración de esfuerzos y los altos desplazamientos que se generan en el piso, bajo una excavación plana, afectada por la mala calidad de los materiales de falla.

Fueron analizados un total de 3 tipos de sostenimientos temporales. El primero de ellos correspondió con la inclusión de arcos de acero, considerando un perfil W8X31, espaciados cada 1,0 m y acompañado de concreto lanzado, en un espesor constante de 0,10 m.

La segunda alternativa es igual a la anterior, solo que considera un aumento en el espesor del concreto lanzado, pasando en este caso a 0,15 m.

Finalmente, la tercera opción consistió en aumentar nuevamente el concreto lanzado a un espesor constante de 0,20 m, acompañando los arcos confeccionados considerando un perfil W8X31 y bajo una reducción en el espaciamiento definido en este caso en 0,75 m.

Los resultados que se obtuvieron para cada uno de los tres tipos de sostenimiento temporal se presentan en el Cuadro 3.139.

En el Cuadro 3.139, se muestra el tipo de sostenimiento temporal seleccionado demarcado bajo un relleno color verde.

Cuadro 3.139. Resultados obtenidos en el análisis de la sección 1+840 m para los materiales de la UG-4b

Elemento de Soporte		Características del Soporte		
		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Arcos W8X31 y Concreto Lanzado		Espaciamiento: 1.0 m Espesor CL: 0.10 m	-	-
Arcos W8X31 y Concreto Lanzado		-	Espaciamiento: 1.0 m Espesor CL: 0.15 m	-
Arcos W8X31 y Concreto Lanzado		-	-	Espaciamiento: 0.75 m Espesor CL: 0.20 m
Radio Zona Plástica (m)	Sin Soporte (m)	14.911		
	Con Soporte (m)	11.614	11.614	11.614
Rp / Ro	Sin Soporte	6.935		
Rp / Ro	Con Soporte	5.402	5.402	5.402
Desplazamiento máximo (m)	Sin Soporte (m)	0.2197		
	Con Soporte (m)	0.0852	0.0836	0.0803
Convergencia (%)	Sin Soporte (%)	5.109		
	Con Soporte (%)	1.981	1.944	1.867

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar en el Cuadro 3.139, como la alternativa con la inclusión de arcos W8X31 separados cada 0,75 m y concreto lanzado bajo un espesor 0,20 m, fue el tipo de sostenimiento que presentó los mejores resultados en cuando a las 4 variables definidas al inicio de este apartado 3.4.4.

Si se toma como referencia los resultados que se obtuvieron empleando el criterio empírico de Perri, se observa que los materiales presentan un tipo de comportamiento, donde la razón entre el radio plástico y el radio de la excavación (R_p/R_o), es mayor a 4, así como el porcentaje de convergencia de la sección es mayor al 1% posterior a excavada y estabilizada la sección del túnel. Según Perri, materiales bajo este tipo de comportamiento, demandan la inclusión de concreto lanzado en espesores entre 0,20 m – 0,30 m, así como el uso de arcos de acero pesados con separaciones del orden de 1,0 m.

Es importante mencionar que existe una reducción sustancial entre los desplazamientos obtenidos al momento de excavar los materiales y no colocar sostenimiento alguno, al compararlo con el escenario de la inclusión e instalación del sostenimiento temporal.

En la Figura 3.125 se presenta el detalle de los desplazamientos máximos obtenidos en el contorno de la excavación, para el caso del tipo de sostenimiento establecido. Se puede apreciar, que los desplazamientos máximos registrados, ocurren en la parte lateral de la sección, siendo el valor máximo registrado de 80,3 mm.

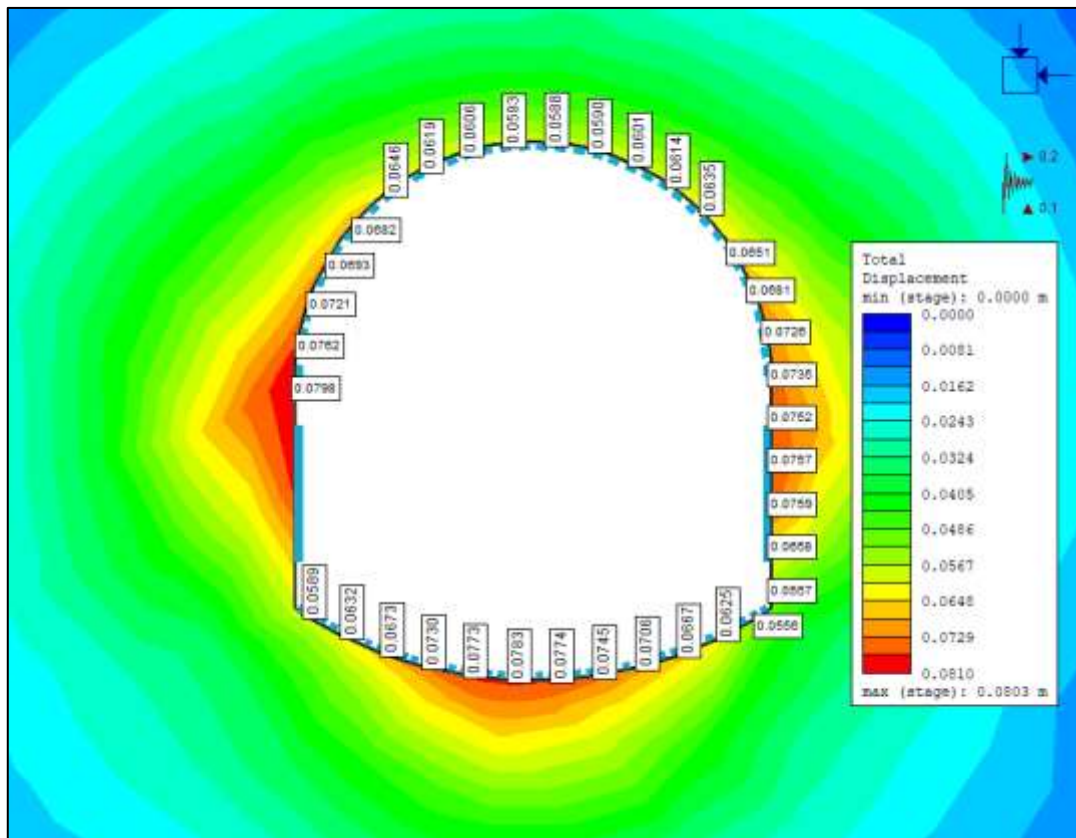


Figura 3.125. Detalle de los desplazamientos verticales en el contorno de la excavación con la inclusión del soporte temporal 3 analizado y con la consideración del sismo

Fuente: RS2 2019

A continuación, se muestra el gráfico de capacidad del tipo de sostenimiento establecido para los materiales de la UG-4b, evaluando la condición del concreto lanzado, así como de los arcos de acero W8X31, tanto en cortante como en momento, bajo la consideración de 3 valores distintos del factor de seguridad: 1,0 1,2 y 1,4 respectivamente.

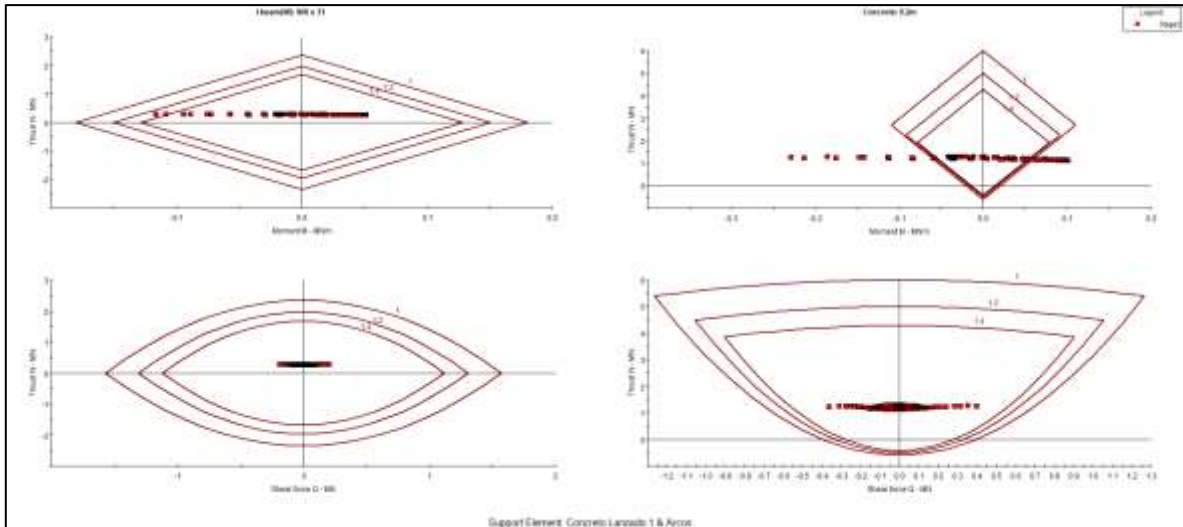


Figura 3.126. Gráfico de capacidad del soporte a utilizar como sostenimiento temporal para el caso de la última etapa del análisis de esfuerzos y deformaciones realizado con la inclusión del sismo

Fuente: RS2 2019

Se puede apreciar de la Figura 3.126 que al trabajar en conjunto tanto el concreto lanzado como los arcos de acero, se cumplen los factores de seguridad que demanda el sostenimiento. Es por esta razón y amparado en los resultados que se obtuvieron en el análisis de esfuerzos y deformaciones, que se decidió emplear en su conjunto estos dos materiales, como el tipo de sostenimiento para este sector de túnel, afectado por la presencia de la falla Río Naranjo 1, aunado a la consideración de excavar el arco inferior.

Para el caso del concreto, es el material que presenta puntos fuera de los gráficos de capacidad de momento, lo cual obliga a trabajar a los arcos de acero W8X31. El arco de acero entra a trabajar y toma esos esfuerzos que el concreto por sí solo no puede tomar. Esta es sin duda la mayor ventaja de este tipo de sostenimiento temporal dual, en materiales que presentan un comportamiento plástico.

3.4.4.5 Análisis de esfuerzos y deformaciones sobre los materiales de la UG-4c

La sección analizada se encuentra sobre el estacionamiento 3+237 m, dentro de la unidad geotécnica UG-4b, integrada en este caso por materiales de falla dentro de las lutitas grises.

Se analiza la influencia en esta sección de análisis, del soporte temporal sobre uno de los sectores afectados por la presencia de una falla geológica. Este sector corresponde con la presencia de la falla geológica denominada Río Perlas 2. La afectación generalizada en el sector de la falla se

presentaría mediante un alto grado de fracturación, así como un comportamiento arenoso de los materiales afectados.

Se considera la influencia del nivel freático local sobre la unidad geotécnica de las lutitas, afectadas por la presencia de la falla geológica, así como la presencia de un nivel freático colgado en la unidad geotécnica de los regolitos de Sills. La afectación generalizada en el sector de la falla se presentaría mediante un alto grado de fracturación, así como un comportamiento arenoso de los materiales afectados.

Se coloca el soporte temporal en una tercera etapa dentro del modelado en el RS2, posterior a efectuar la excavación. Se evalúan diferentes tipos de soporte. La excavación se plantea con un arco inferior o "Invert" debido a la concentración de esfuerzos y los altos desplazamientos que se generan en el piso, bajo una excavación plana, afectada por la mala calidad de los materiales de falla.

Fueron analizados un total de 3 tipos de sostenimientos temporales. El primero de ellos correspondió con la inclusión de arcos de acero, considerando un perfil W8X31, espaciados cada 1,0 m y acompañado de concreto lanzado, en un espesor constante de 0,10 m.

La segunda alternativa es igual a la anterior, en cuanto a la inclusión de arcos y concreto lanzado, solo que considera un aumento en el espesor del concreto, pasando en este caso a 0,15 m.

Finalmente, la tercera opción consistió en aumentar nuevamente el concreto lanzado a un espesor constante de 0,20 m, acompañando los arcos confeccionados considerando un perfil W8X31 y bajo una reducción en el espaciamiento definido en este caso en 0,75 m.

Los resultados que se obtuvieron para cada uno de los tres tipos de sostenimiento temporal analizados en este caso se presentan en el Cuadro 3.140

En el Cuadro 3.140, se muestra el tipo de sostenimiento temporal seleccionado demarcado bajo un relleno color verde.

Cuadro 3.140. Resultados obtenidos en el análisis de la sección 3+237 m para los materiales de la UG-4c

Elemento de Soporte		Características del Soporte		
		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Arcos W8X31 y Concreto Lanzado		Espaciamiento: 1.0 m Espesor CL: 0.10 m	-	-
Arcos W8X31 y Concreto Lanzado		-	Espaciamiento: 1.0 m Espesor CL: 0.15 m	-
Arcos W8X31 y Concreto Lanzado		-	-	Espaciamiento: 0.75 m Espesor CL: 0.20 m
Radio Zona Plástica (m)	Sin Soporte (m)	11.538		
	Con Soporte (m)	11.537	11.537	8.589
Rp / Ro	Sin Soporte	5.367		
Rp / Ro	Con Soporte	5.366	5.366	3.995
Desplazamiento máximo (m)	Sin Soporte (m)	0.056		
	Con Soporte (m)	0.053	0.051	0.021
Convergencia (%)	Sin Soporte (%)	1.295		
	Con Soporte (%)	1.233	1.184	0.477

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar en el Cuadro 3.140, como la alternativa con la inclusión de arcos W8X31 separados cada 0,75 m y concreto lanzado bajo un espesor 0,20 m, fue el tipo de sostenimiento que presentó los mejores resultados en cuando a las 4 variables definidas al inicio de este apartado 4.4.

Si se toma como referencia los resultados que se obtuvieron empleando el criterio empírico de Perri, se observa que los materiales presentan un tipo de comportamiento, donde la razón entre el radio plástico y el radio de la excavación (R_p/R_o), es mayor a 4 para el caso de los primero dos tipos de sostenimientos probados y menor a 4, para el caso del tipo de sostenimiento seleccionado.

En cuanto al porcentaje de convergencia de la sección de excavación es mayor al 1% para el caso de los primero dos tipos de sostenimientos probados y menos al 1% para el caso del sostenimiento seleccionado, posterior a efectuar la excavación y estabilización de la sección del túnel. Según Perri, materiales bajo este tipo de comportamiento, demandan la inclusión de concreto lanzado en

espesores entre 0,20 m – 0,25 m, así como el uso de arcos de acero pesados con separaciones del orden de 1,0 m.

Es importante mencionar que existe una reducción en los desplazamientos obtenidos al momento de excavar los materiales y no colocar sostenimiento alguno, con respecto al obtenido con la inclusión e instalación del sostenimiento temporal.

En la Figura 3.127 se presenta el detalle de los desplazamientos máximos obtenidos en el contorno de la excavación, para el caso del tipo de sostenimiento establecido. Se puede apreciar, que los desplazamientos máximos registrados, ocurren en la parte lateral de la sección, siendo el valor máximo registrado de 20,5 mm.

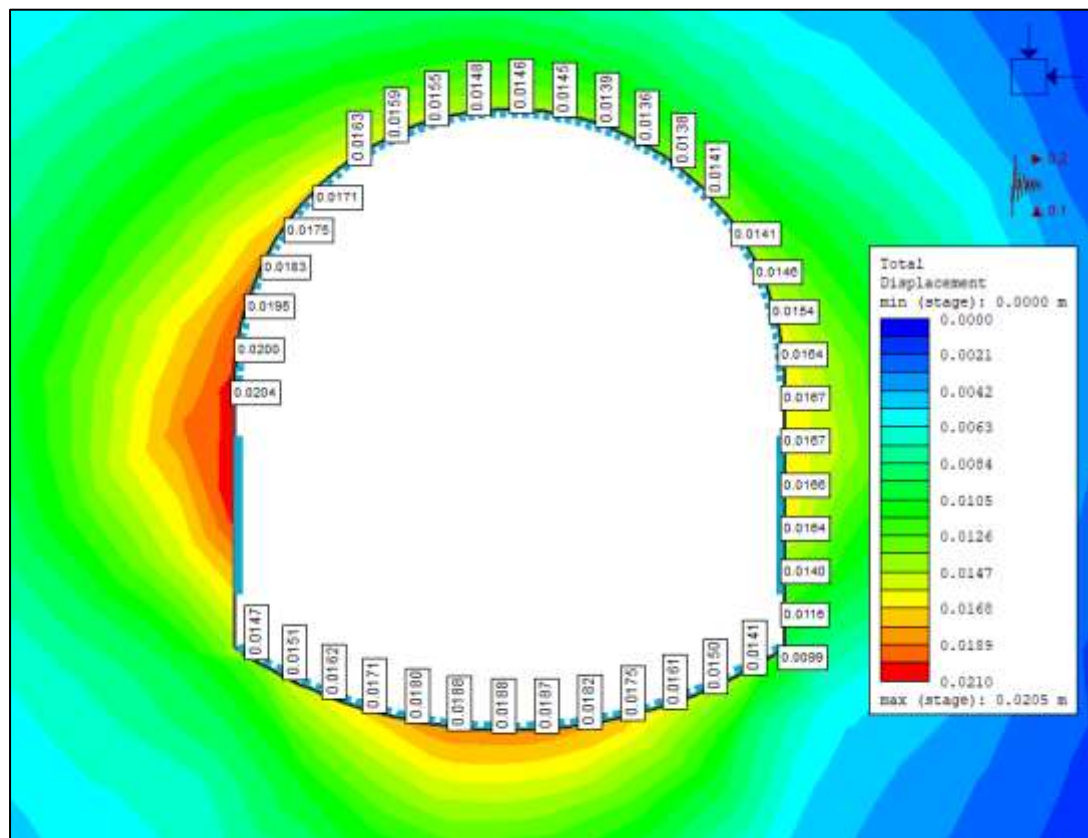


Figura 3.127. Detalle de los desplazamientos verticales en el contorno de la excavación con la inclusión del soporte temporal 3 analizado y con la consideración del sismo

Fuente: RS2 2019

A continuación, se muestra el gráfico de capacidad del tipo de sostenimiento establecido para los materiales de la UG-4c, evaluando la condición del concreto lanzado, así como de los arcos de acero

W8X31, tanto en cortante como en momento, bajo la consideración de 3 valores distintos del factor de seguridad: 1,0 1,2 y 1,4 respectivamente.

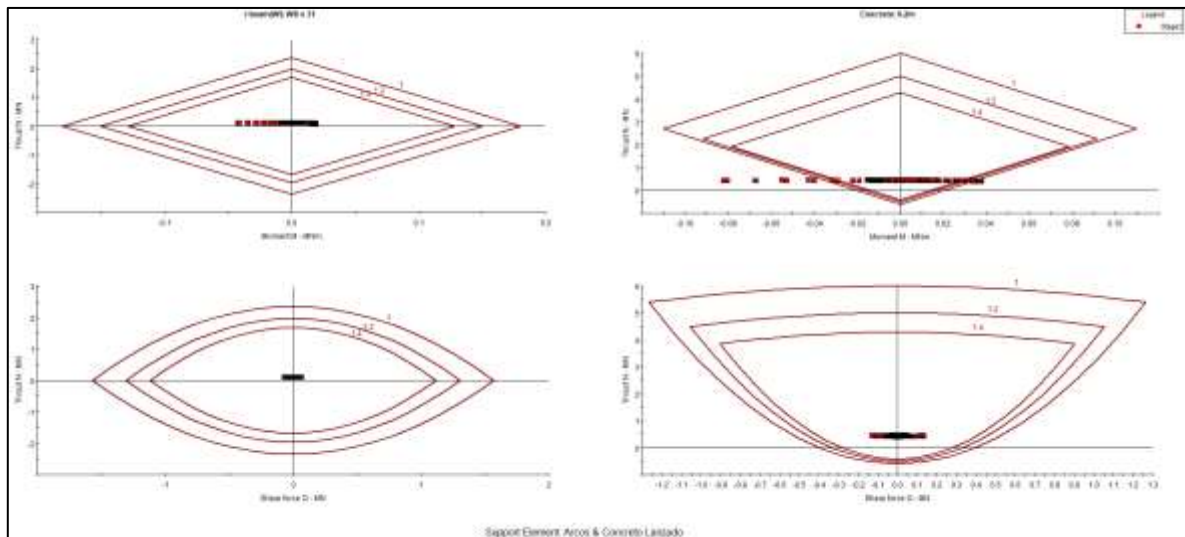


Figura 3.128. Gráfico de capacidad del soporte a utilizar como sostenimiento temporal para el caso de la última etapa del análisis de esfuerzos y deformaciones realizado con la inclusión del sismo

Fuente: RS2 2019

Se puede apreciar de la Figura 3.128 que al trabajar en conjunto tanto el concreto lanzado como los arcos de acero, se cumplen los factores de seguridad que demanda el sostenimiento. Es por esta razón y amparado en los resultados que se obtuvieron en el análisis de esfuerzos y deformaciones, que se decidió emplear en su conjunto estos dos materiales, como el tipo de sostenimiento para este sector de túnel, afectado por la presencia de la falla Río Perlas 2, aunado a la consideración de excavar el arco inferior.

Para el caso del concreto, es el material que presenta puntos fuera de los gráficos de capacidad de momento, lo cual obliga a trabajar a los arcos de acero W8X31. El arco de acero entra a trabajar y toma esos esfuerzos que el concreto por sí solo no puede tomar. Esta es sin duda la mayor ventaja de este tipo de sostenimiento temporal dual, en materiales que presentan un comportamiento plástico.

3.4.4.6 Análisis de esfuerzos y deformaciones sobre los materiales de la UG-2b

La sección analizada se encuentra sobre el estacionamiento 3+391 m, dentro de la unidad geotécnica UG-2b, integrada en este caso por las lutitas grises, bajo una cobertura intermedia.

Se considera la influencia del nivel freático local sobre la unidad geotécnica de los intrusivos, así como la presencia de un nivel freático colgado en la unidad geotécnica de los regolitos de sills.

Se coloca el soporte temporal en una tercera etapa dentro del modelado en el RS2, posterior a efectuar la excavación. Se considera en esta misma etapa la acción del sismo. La excavación se plantea con una sección del tipo baúl, es decir con el piso plano, no considerando la excavación del arco inferior. Fueron analizados un total de 3 tipos de sostenimientos temporales. El primero de ellos correspondió con un espesor constante de concreto lanzado de 0,10 m.

La segunda alternativa correspondió con un aumento en el espesor del concreto lanzado de 0,15 m.

Finalmente, la tercera opción consistió en aumentar nuevamente el concreto lanzado a un espesor constante de 0,20 m. Los resultados que se obtuvieron para cada uno de los tres tipos de sostenimiento temporal se presentan en el Cuadro 3.141.

En el Cuadro 3.141 se muestra el tipo de sostenimiento temporal seleccionado demarcado bajo un relleno color verde.

Cuadro 3.141. Resultados obtenidos en el análisis de la sección 3+391 m para los materiales de la UG-2b

Elemento de Soporte		Características del Soporte		
		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Arcos W8X31 y Concreto Lanzado		Espesor CL: 0.10 m	-	-
Arcos W8X31 y Concreto Lanzado		-	Espesor CL: 0.15 m	-
Arcos W8X31 y Concreto Lanzado		-	-	Espesor CL: 0.20 m
Radio Zona Plástica (m)	Sin Soporte (m)	3.697		
	Con Soporte (m)	3.697	3.696	3.696
Rp / Ro	Sin Soporte	1.720		
Rp / Ro	Con Soporte	1.720	1.719	1.719
Desplazamiento máximo (m)	Sin Soporte (m)	0.0075		
	Con Soporte (m)	0.0075	0.0074	0.0073
Convergencia (%)	Sin Soporte (%)	0.1744		
	Con Soporte (%)	0.1744	0.1721	0.1698

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar en el Cuadro 3.141, como la alternativa con un espesor de concreto lanzado de 0,20 m, fue el tipo de sostenimiento que presentó los mejores resultados en cuando a las 4 variables definidas al inicio de este apartado 3.4.4. Sin embargo, con una aplicación de 0,15 m de espesor del concreto lanzado, se presenta de igual manera un muy buen comportamiento del contorno de la excavación.

Si se toma como referencia los resultados que se obtuvieron empleando el criterio empírico de Perri, se observa que los materiales presentan un tipo de comportamiento, donde la razón entre el radio plástico y el radio de la excavación (R_p/R_o), se encuentra entre 1 y 2, así como el porcentaje de convergencia de la sección es menor al 1% posterior a excavada y estabilizada la sección del túnel. Según Perri, materiales bajo este tipo de comportamiento, demandan la inclusión de concreto lanzado en espesores entre 0,10 m y 0,15 m, más la inclusión de pernos eventuales.

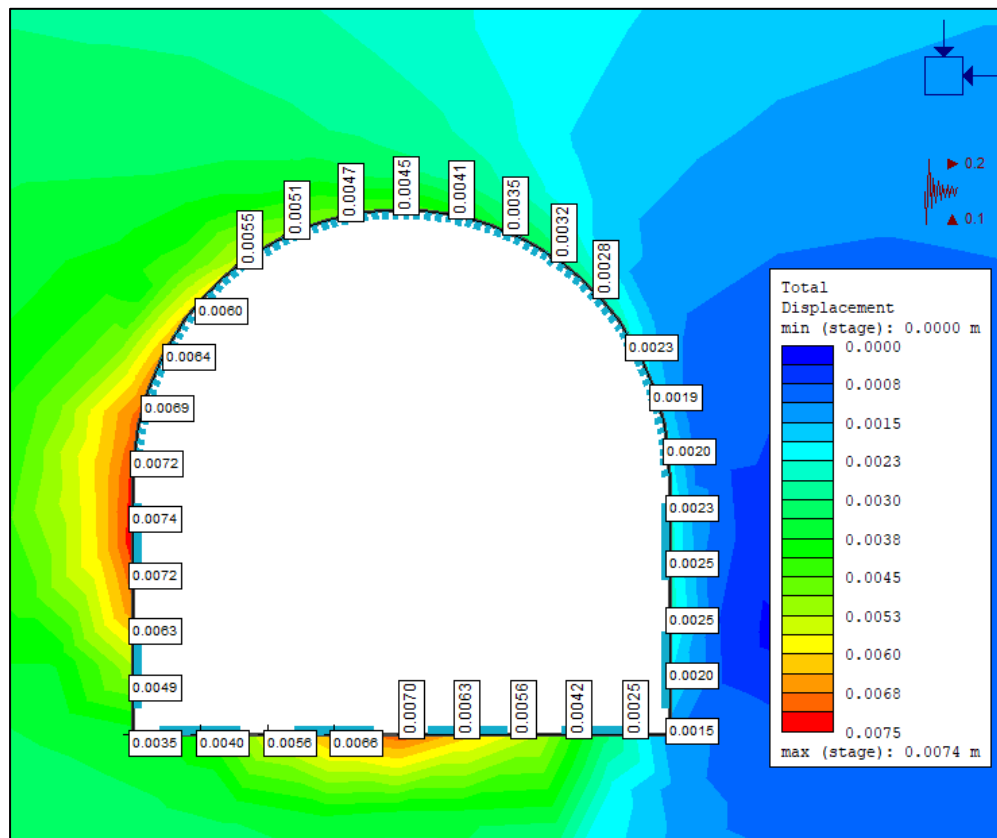


Figura 3.129. Detalle de los desplazamientos verticales en el contorno de la excavación con la inclusión del soporte temporal 2 analizado y con la consideración del sismo

Fuente: RS2 2019

En la Figura 3.129 se presenta el detalle de los desplazamientos máximos obtenidos en el contorno de la excavación, para el caso del tipo de sostenimiento establecido. Se puede apreciar, que los desplazamientos máximos registrados, ocurren en la parte lateral de la sección, siendo el valor máximo registrado de 7,4 mm.

A continuación, se muestra el gráfico de capacidad del tipo de sostenimiento establecido para los materiales de la UG-2b, evaluando la condición del concreto lanzado en un espesor de 0,15 m, bajo la consideración de 3 valores distintos del factor de seguridad: 1,0 1,2 y 1,4 respectivamente.

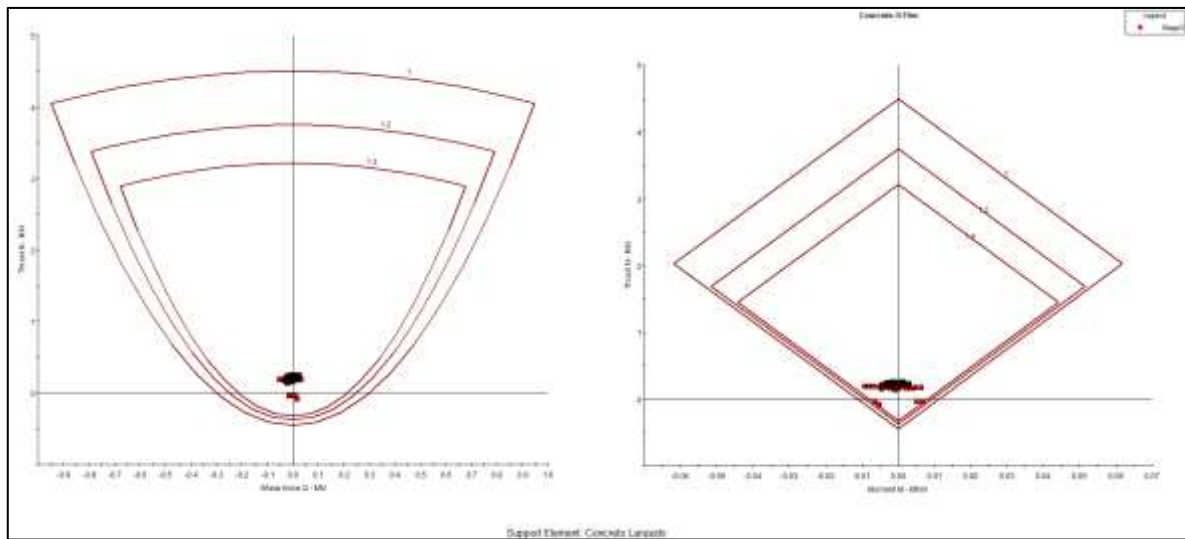


Figura 3.130. Gráfico de capacidad del soporte a utilizar como sostenimiento temporal para el caso de la última etapa del análisis de esfuerzos y deformaciones realizado con la inclusión del sismo

Fuente: RS2 2019

En la Figura 3.130, se aprecia que todos los puntos identificados sobre el contorno del sostenimiento temporal se encuentran dentro del gráfico de capacidad para el caso de los esfuerzos por cortante y por esfuerzos de momento.

A pesar de tener una sección de excavación del tipo baúl, no se aprecian puntos en las esquinas de la parte plana de la sección que presenten problemas por concentración de esfuerzos, ya que ninguno de los puntos sobre sale de los gráficos de capacidad.

Esta es una de las razones por las cuales se decidió utilizar un espesor total del concreto lanzado de solo 0,15 m, ya que los restantes 0,05 m de espesor adicional de concreto lanzado que consideraba el tipo de sostenimiento 3, los resultados indicaban que no eran necesarios.

3.4.4.7 Análisis de esfuerzos y deformaciones sobre los materiales de la UG-3

La sección analizada se encuentra sobre el estacionamiento 4+589 m, dentro de la unidad geotécnica UG-3, integrada en este caso por los regolitos de sills, bajo una cobertura baja y ante la cercana presencia de la falla geológica denominada Sunsenegue 2.

Se considera la influencia del nivel freático local sobre la unidad geotécnica de las areniscas, así como la presencia de un nivel freático colgado en la unidad geotécnica de los regolitos de sills.

Se coloca el soporte temporal en una tercera etapa dentro del modelado en el RS2, posterior a efectuar la excavación. Se evalúan diferentes tipos de soporte. La excavación se plantea con un arco inferior o "Invert" debido a la concentración de esfuerzos y los altos desplazamientos que se generan en el piso, bajo una excavación plana, afectada por la mala calidad de los materiales.

Fueron analizados un total de 3 tipos de sostenimientos temporales. El primero de ellos correspondió con la inclusión de arcos de acero, considerando un perfil W8X31, espaciados cada 1,0 m y acompañado de concreto lanzado, en un espesor constante de 0,10 m.

La segunda alternativa es igual a la anterior, en cuanto a la inclusión de arcos y concreto lanzado, solo que considera un aumento en el espesor del concreto, pasando en este caso a 0,15 m.

Finalmente, la tercera opción consistió en aumentar nuevamente el concreto lanzado a un espesor constante de 0,20 m, acompañando los arcos confeccionados considerando un perfil W8X31 y bajo el mismo espaciamiento definido en este caso en 1,0 m.

Los resultados que se obtuvieron para cada uno de los tres tipos de sostenimiento temporal analizados en este caso se presentan en el Cuadro 3.142.

En el Cuadro 3.142, se muestra el tipo de sostenimiento temporal seleccionado demarcado bajo un relleno color verde.

Cuadro 3.142. Resultados obtenidos en el análisis de la sección 4+589 m para los materiales de la UG-3

Elemento de Soporte		Características del Soporte		
		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Arcos W8X31 y Concreto Lanzado		Espaciamiento: 1.0 m Espesor CL: 0.10 m	-	-
Arcos W8X31 y Concreto Lanzado		-	Espaciamiento: 1.0 m Espesor CL: 0.15 m	-
Arcos W8X31 y Concreto Lanzado		-	-	Espaciamiento: 1.0 m Espesor CL: 0.20 m
Radio Zona Plástica (m)	Sin Soporte (m)	6.329		
	Con Soporte (m)	6.224	6.222	6.221
Rp / Ro	Sin Soporte	2.944		
Rp / Ro	Con Soporte	2.895	2.894	2.893
Desplazamiento máximo (m)	Sin Soporte (m)	0.054		
	Con Soporte (m)	0.019	0.018	0.013
Convergencia (%)	Sin Soporte (%)	1.258		
	Con Soporte (%)	0.442	0.412	0.309

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar en el Cuadro 3.142, como la alternativa con la inclusión de arcos W8X31 separados cada 1,0 m y concreto lanzado bajo un espesor 0,20 m, fue el tipo de sostenimiento que presentó los mejores resultados en cuando a las 4 variables definidas al inicio de este apartado 3.4.4.

Si se toma como referencia los resultados que se obtuvieron empleando el criterio empírico de Perri, se observa que los materiales presentan un tipo de comportamiento, donde la razón entre el radio plástico y el radio de la excavación (R_p/R_o), está entre 2 y 4 para todos los casos analizados en cuanto a las variantes del sostenimiento temporal.

En cuanto al porcentaje de convergencia de la sección de excavación es mayor al 1% sin la consideración de ningún tipo de sostenimiento y menor al 1% para el caso de la inclusión de cualesquiera de los tres tipos de sostenimiento evaluados, posterior a efectuar la estabilización de la sección del túnel. Según Perri, materiales bajo este tipo de comportamiento, demandan la inclusión de concreto lanzado en espesores entre 0,15 m – 0,20 m, así como el uso de arcos de acero medianos con separaciones del orden de 1,0 m.

Es importante mencionar que existe una reducción en los desplazamientos obtenidos al momento de excavar los materiales y no colocar sostenimiento alguno, con respecto al obtenido con la inclusión e instalación del sostenimiento temporal.

En la Figura 3.131 se presenta el detalle de los desplazamientos máximos obtenidos en el contorno de la excavación, para el caso del tipo de sostenimiento establecido. Se puede apreciar, que los desplazamientos máximos registrados, ocurren en la parte lateral de la sección, siendo el valor máximo registrado de 13,3 mm.

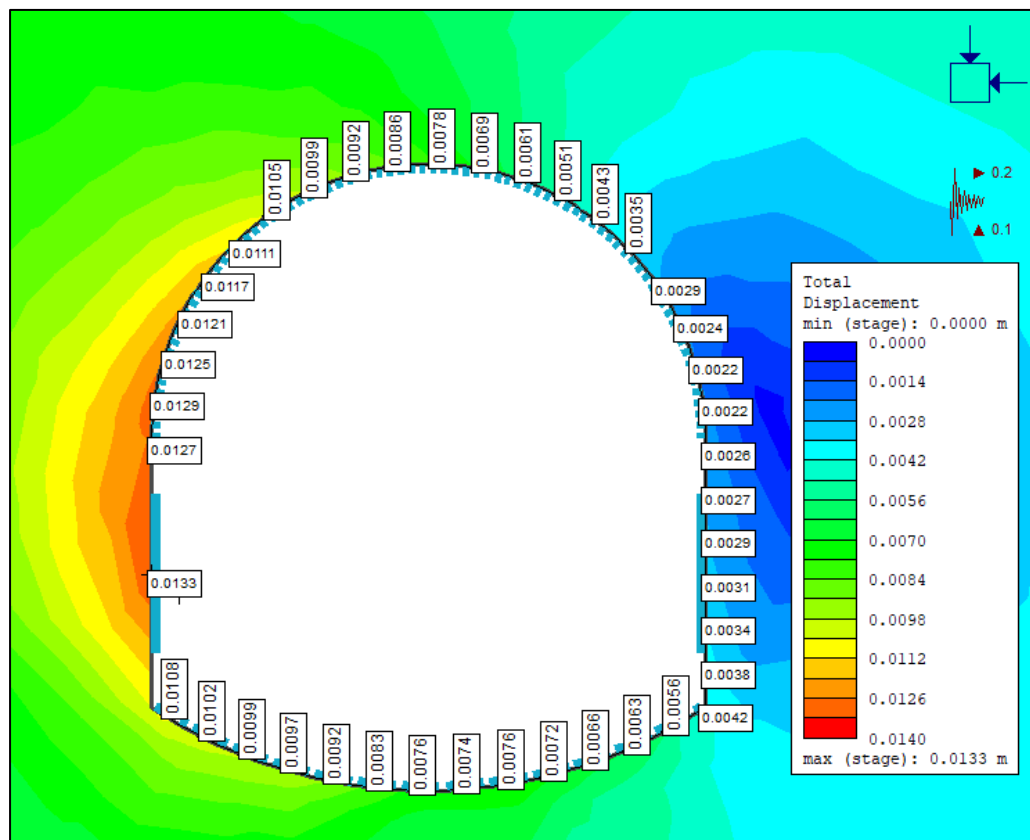


Figura 3.131. Detalle de los desplazamientos verticales en el contorno de la excavación con la inclusión del soporte temporal 3 analizado y con la consideración del sismo

Fuente: RS2 2019

A continuación, se muestra el gráfico de capacidad del tipo de sostenimiento establecido para los materiales de la UG-3, evaluando la condición del concreto lanzado, así como de los arcos de acero W8X31, tanto en cortante como en momento, bajo la consideración de 3 valores distintos del factor de seguridad: 1,0 1,2 y 1,4 respectivamente.

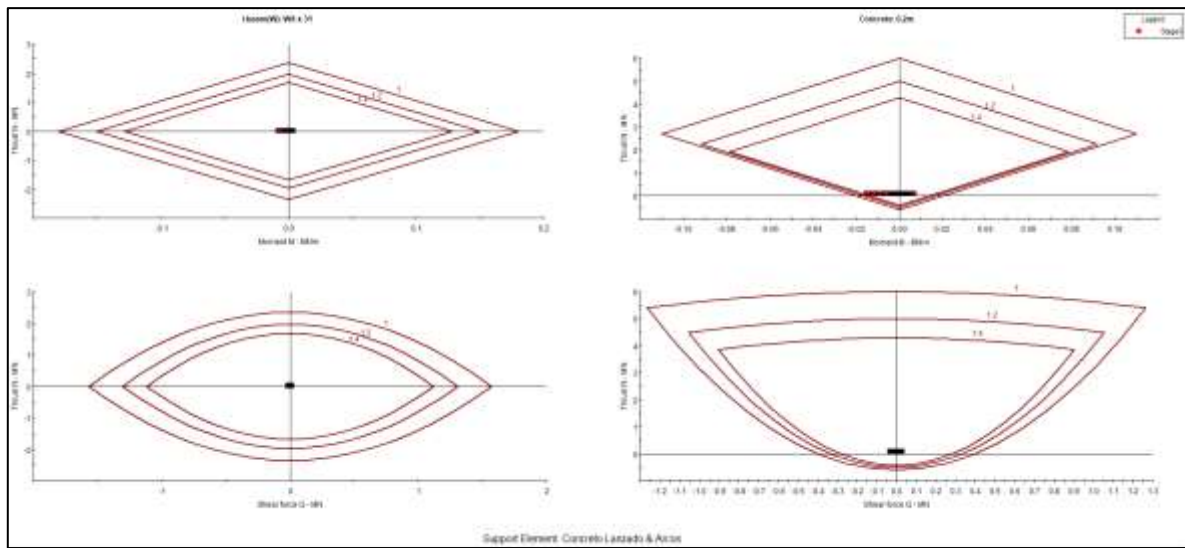


Figura 3.132. Gráfico de capacidad del soporte a utilizar como sostenimiento temporal para el caso de la última etapa del análisis de esfuerzos y deformaciones realizado con la inclusión del sismo

Fuente: RS2 2019

Se puede apreciar de la Figura 3.132 que al trabajar en conjunto tanto el concreto lanzado como los arcos de acero, se cumplen los factores de seguridad que demanda el sostenimiento. Es por esta razón y amparado en los resultados que se obtuvieron en el análisis de esfuerzos y deformaciones, que se decidió emplear en su conjunto estos dos materiales, como el tipo de sostenimiento para este sector de túnel, aunado a la consideración de excavar el arco inferior.

Para el caso de ambos materiales, tanto el concreto lanzado como el acero, los puntos de control dentro de los gráficos de capacidad, se encuentran dentro de los factores de seguridad en que fueron establecidos. Esto indica que el tipo de sostenimiento es adecuado y permitirá un adecuado desempeño.

3.4.4.8 Resumen de los resultados del análisis de esfuerzos y deformaciones realizados a lo largo del trazado del túnel

Como se indicó al inicio del apartado 3.4.4, el análisis de esfuerzos y deformaciones efectuado por medio del RS2 2019, se hizo para un total de 14 secciones a lo largo del trazado del túnel, cada una asociada a una condición particular, en cuanto a la cobertura, presencia de unidades geotécnicas y calidad de los materiales.

Se establece en el Cuadro 3.143 un resumen de los valores registrados en cuanto a los radios de la zona plástica, los desplazamientos máximos registrados y los porcentajes de convergencia obtenidos, tanto sin soporte como con soporte, para el tipo de sostenimiento temporal que ha sido adoptado para cada sección transversal que ha sido analizada.

Cuadro 3.143. Resumen de los resultados obtenidos del análisis de esfuerzos y deformaciones para cada una de las 14 secciones transversales analizadas a lo largo del trazado del túnel

Sección Analizada	Estación (m)	Unidad Geotécnica	Radio Zona Plástica (m)		Desplazamiento Máximo (m)		Convergencia (%)	
			Sin Soporte	Con Soporte	Sin Soporte	Con Soporte	Sin Soporte	Con Soporte
1	0+016	UG-3	5.063	4.893	0.004	0.003	0.095	0.088
2	0+575	UG-1	3.685	3.098	0.013	0.009	0.305	0.302
3	0+785	UG-4a	10.706	8.836	0.336	0.102	7.812	2.377
4	0+984	UG-2a	4.294	3.719	0.301	0.011	6.991	0.247
5	1+840	UG-4b	14.911	11.614	0.220	0.080	5.109	1.867
6	2+244	UG-1	3.098	3.091	0.007	0.007	0.160	0.160
7	2+374	UG-4b	18.427	8.319	0.362	0.063	8.416	1.463
8	2+822	UG-1	3.558	3.358	0.005	0.005	0.126	0.126
9	3+019	UG-4a	11.538	10.984	0.078	0.047	1.805	1.100
10	3+237	UG-4c	11.538	8.589	0.056	0.021	1.295	0.477
11	3+391	UG-2b	3.697	3.696	0.008	0.007	0.174	0.170
12	3+924	UG-1	3.490	3.384	0.008	0.006	0.186	0.149
13	4+118	UG-4b	13.182	13.148	0.150	0.094	3.488	2.186
14	4+589	UG-3	6.329	6.221	0.054	0.013	1.258	0.309

Fuente: Elaboración propia

Se presenta en el Cuadro 3.143 los resultados obtenidos del análisis de esfuerzos y deformaciones empleando el RS2. Se aprecia como aquellas secciones que han sido analizadas en los sectores donde hay presencia de fallas geológicas, son las secciones que presentan mayores radios plásticos, mayores desplazamientos en el contorno de la excavación y por ende mayores porcentajes de convergencia, incluso posterior a la colocación del refuerzo temporal. Esto se traduce en un soporte temporal más robusto y denso, para contrarrestar el comportamiento fluyente de los materiales al ser excavados.

Por el contra parte, las secciones transversales donde no hay presencia de fallas geológicas, son aquellas que presentan mejores resultados en cuanto a comportamiento de la excavación y por ende resulta en soportes temporales menos robustos y pesados.

En términos generales, se buscó establecer un tipo de sostenimiento temporal para cada una de las unidades geotécnicas que fueron establecidas a lo largo del trazado del túnel, utilizando los métodos de elemento finito. Gracias a ello, fue posible establecer un total de 4 tipos de sostenimientos, los cuales se describen en el siguiente Cuadro 3.144.

Cuadro 3.144. Descripción de los tipos de sostenimiento temporal establecidos a lo largo del trazado del túnel

Tipo Soporte	Detalle del Sostenimiento Propuesto
SP-1	AA W8X31 @ 1,0 m de separación con la inclusión de CLRFS con un $f'c = 30$ MPa y un espesor de 0,20 m. Arco Inferior W8X31 @ 1 m y CLRFS con un $f'c = 30$ MPa y un espesor de 0,20 m.
SP-2	CLRFS con un $f'c = 30$ MPa de un espesor de 0,20 m. Pernos sistemáticos tipo Swellex de $L = 4$ m con una densidad de 0,50 pernos / m^2 , separación a cada 2 m.
SP-3	AA W8X31 @ 0,75 m de separación con la inclusión de CLRFS con un $f'c = 30$ MPa y un espesor de 0,20 m. Arco Inferior W8X31 @ 0,75 m acompañado de CLRFS con un $f'c = 30$ MPa y un espesor de 0,20 m.
SP-4	CLRFS con un $f'c = 30$ MPa de un espesor de 0,20 m. Pernos sistemáticos tipo Swellex de $L = 6$ m con una densidad de 0,50 pernos / m^2 , separación a cada 2 m.

SP = Soporte; AA = Arcos de Acero; CLRFS = Concreto Lanzado Reforzado con Fibras Sintéticas

Fuente: Elaboración propia

A continuación, para una mayor claridad del cuadro anterior, se brindan en las siguientes figuras el detalle de cada uno de los 4 tipos de sostenimientos temporales propuestos.

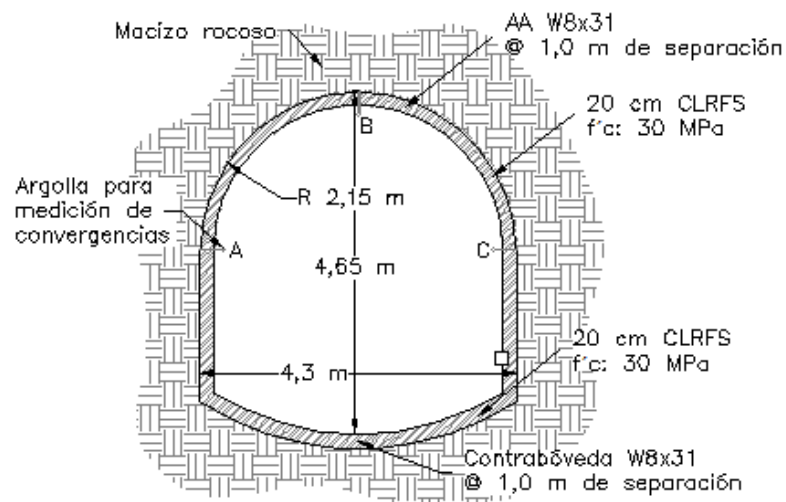


Figura 3.133. Detalle del tipo de soporte temporal SP-1

Fuente: Elaboración propia

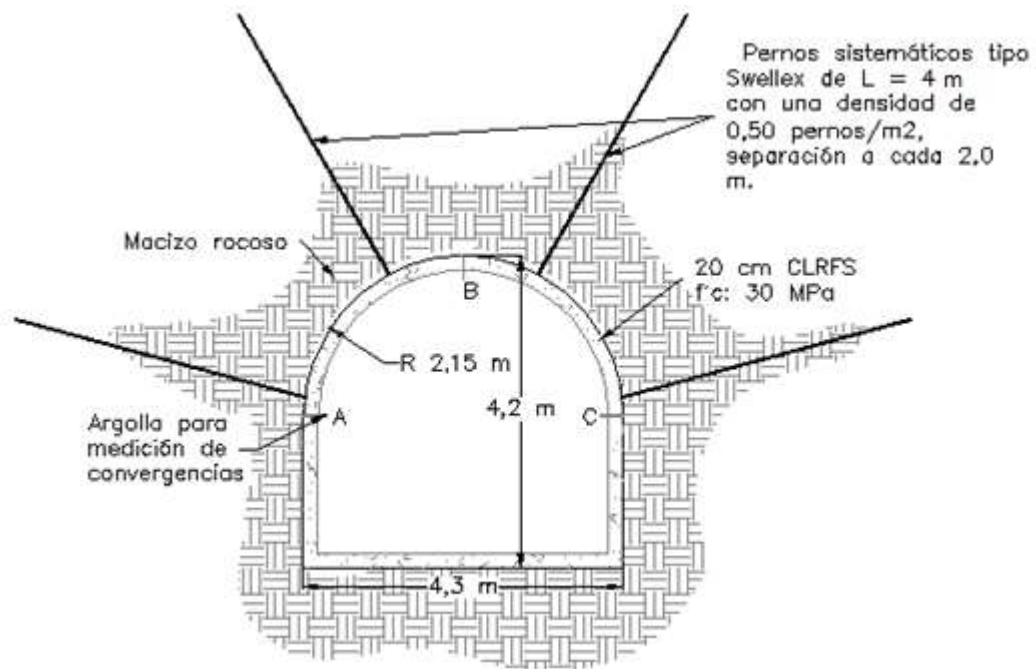


Figura 3.134. Detalle del tipo de soporte temporal SP-2

Fuente: Elaboración propia

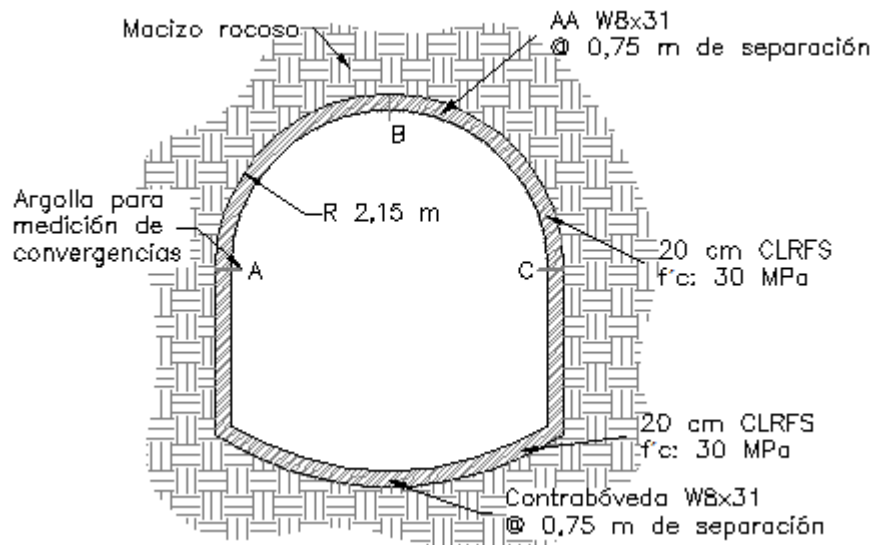


Figura 3.135. Detalle del tipo de soporte temporal SP-3

Fuente: Elaboración propia

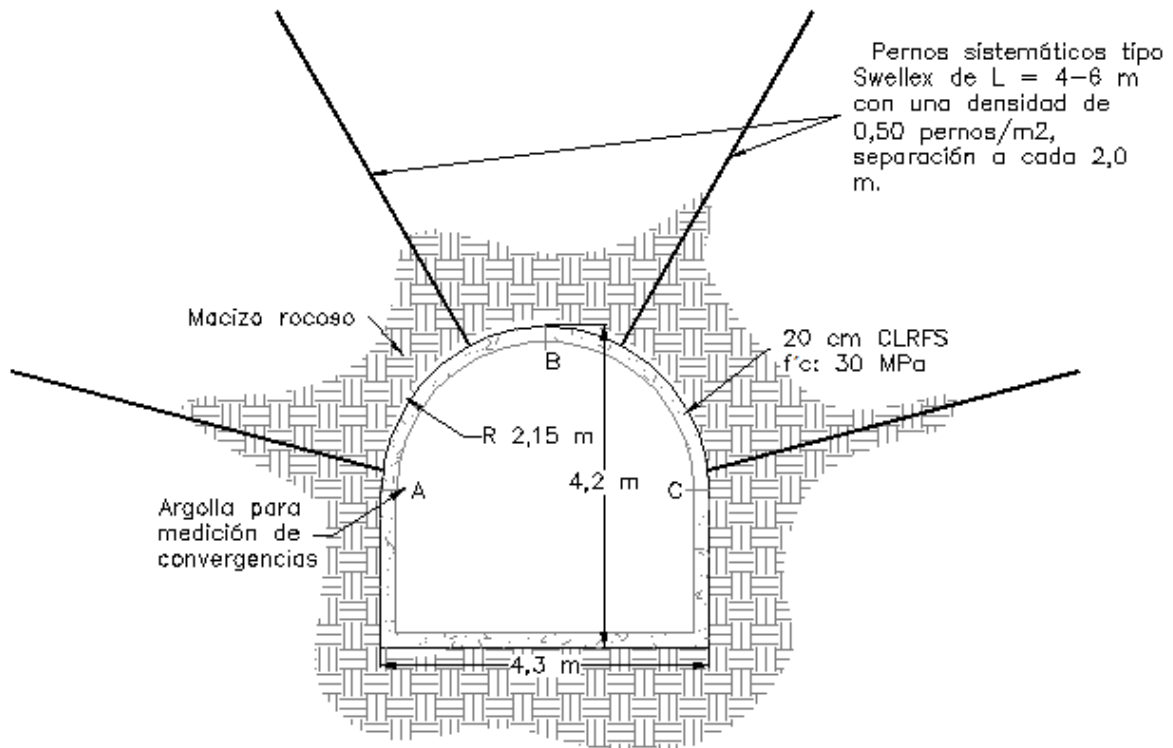


Figura 3.136. Detalle del tipo de soporte temporal SP-4

Fuente: Elaboración propia

3.4.5 Estimación del Tiempo de Auto Sostenimiento en Función de la Longitud del Pase y el Valor del RMR

Es necesario conocer el tiempo de auto sostenimiento para cada una de las unidades geotécnicas que se encuentran sobre la excavación del túnel.

El conocer el tiempo de auto soporte, brinda una idea del tiempo del que se dispone para colocar el refuerzo sobre la sección transversal del túnel para evitar el colapso de la excavación. Permite efectuar una adecuada programación de los ciclos de excavación, la longitud máxima de avance y general, efectuar una adecuada planificación del proceso constructivo.

Aplicando la ecuación 3.19 presentada dentro del apartado 3.0 del Marco Teórico para el índice Q , estimados para las diferentes unidades geotécnicas definidas a lo largo del trazado del túnel, se logra establecer el vano máximo de avance que pueden auto soportar los materiales sin la inclusión del sostenimiento temporal.

Cuadro 3.145. Estimación del vano libre máximo para cada unidad geotécnica identificada a lo largo del trazado del túnel

UG	Q	RMR	ESR	$V_{\text{máx}}$ (m)
UG-1	0.20	43 - 63	1.60	1.68
	0.50		1.60	2.43
UG-2(a,b)	0.10	53	1.60	1.27
	0.63		1.60	2.66
UG-3	0.05	< 20	1.60	0.97
UG-4 (a,b,c)	0.05	< 20	1.60	0.97
	0.10		1.60	1.27

Fuente: Elaboración propia

En el Cuadro 3.145 se presentan los valores estimados del vano máximo o longitud de pase para los valores estimados de Q en cada unidad geotécnica, estimadas para un valor del ESR igual a 1,60, tomando en consideración el caso más conservador.

Con los valores del vano máximo, se hace uso del gráfico planteado por Bieniawski para determinar el tiempo de auto sostenimiento con que se dispone para instalar el soporte temporal entre ciclos de avance de la excavación del túnel.

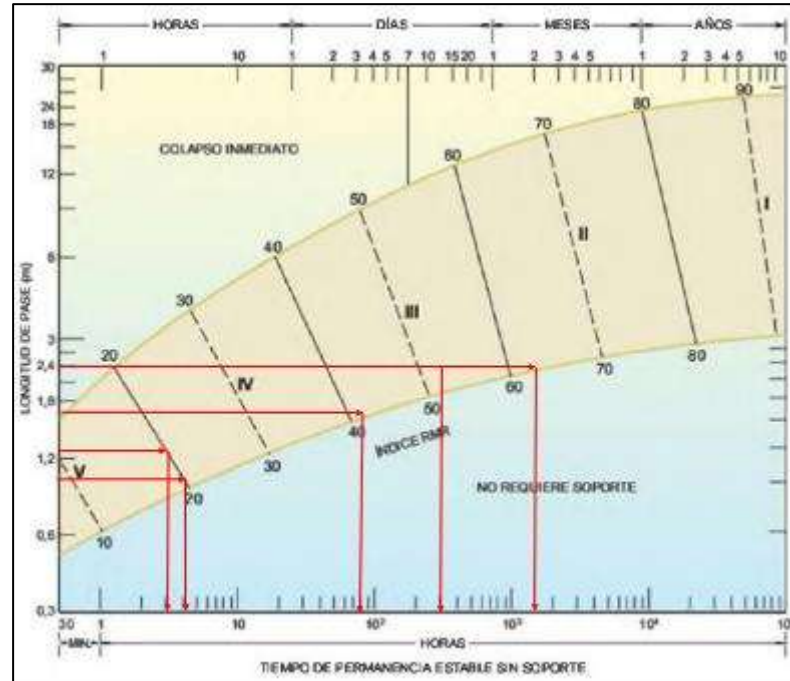


Figura 3.137. Estimación del tiempo de auto sostenimiento para los diferentes materiales

Fuente: Adaptado de González de Vallejo, 2002

Cuadro 3.146. Estimación del tiempo de auto sostenimiento de los materiales sin refuerzo

UG	Tiempo (h)
UG-1	80 - 2000
UG-2(a,b)	300
UG-3	4
UG-4 (a,b,c)	3 - 4

Fuente: Elaboración propia

Los resultados que se resumen en el Cuadro 3.146 fueron obtenidos de hacer uso de la Figura 3.137. Se aprecia una variabilidad importante según la unidad geotécnica. Esto está asociado al origen y calidad geomecánica de los materiales. Es importante aclarar que lo que se pretende con la estimación de estos tiempos, es brindar una primera aproximación de los tiempos de auto soporte de los materiales, de manera que puedan ser utilizados en la estimación de los programas constructivos.

3.4.6 Cuadro Resumen con la Propuesta de Sostenimiento a lo Largo del Túnel

Se ha generado un cuadro de guitarra donde se incluye toda la información necesaria para resumir el diseño geotécnico de la obra subterránea. El detalle del contenido de la información que se incluye en el siguiente cuadro, a lo largo de todo el trazado del túnel, se presenta a continuación:

- Riesgos geotécnicos identificados.
- Radio plástico sin sostenimiento.
- Zona plástica sin sostenimiento.
- Tipo de comportamiento geotécnico ante la excavación.
- Definición del sostenimiento temporal.
- Vano máximo libre antes de colocar el soporte.
- Tiempo de estabilidad sin soporte.
- Convergencias estimadas después de la relajación del medio y la colocación del sostenimiento.
- Radio plástico con sostenimiento.

- Zona plástica con sostenimiento.

Cuadro 3.147. Tabla de Guitarra con el detalle de la propuesta de sostenimiento a lo largo de todo el túnel

Estación Inicial:		0+000	0+067	0+683	0+747	0+822	1+696	1+790	1+890	2+337	2+412	2+982	3+057	3+190	3+290	3+575	4+080	4+155	4+409	4+558		
Estación Final:		0+067	0+683	0+747	0+822	1+696	1+790	1+890	2+337	2+412	2+982	3+057	3+190	3+290	3+575	4+080	4+155	4+409	4+558	4+608		
Unidad Geotécnica:		UG-3	UG-1	UG-2a	UG-4a	UG-2a	UG-1	UG-4b	UG-1	UG-4b	UG-1	UG-4b	UG-2a	UG-4c	UG-2b	UG-1	UG-4b	UG-1	UG-2b	UG-3		
Riesgos Geotécnicos Identificados	Cuñas Inestables																					
	Sobre Excavación																					
	Squeezing																					
	Convergencias estimadas sin sostenimiento	< 1%																				
		1% - 2.5%																				
2.5% - 5%																						
5% - 10%																						
Radio Plástico sin sostenimiento (m)		5.063	3.685	10.706	4.294	14.911	3.098	18.427	3.558	11.358	3.558	11.358	3.697	3.490	13.182	3.490	6.329					
Zona Plástica sin sostenimiento (m)		2.913	1.535	8.556	2.144	12.761	0.948	16.277	1.408	9.208	1.408	9.208	1.547	1.340	11.032	1.340	4.179					
Tipo de comportamiento geotécnico ante la excavación	A. Frente y cavidad estables																					
	B. Frente y cavidad estables en corto plazo																					
	C. Frente y cavidad inestables																					
Definición Sostenimiento Temporal	CLRFS	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,15 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	e: 0,20 m f'c: 30 Mpa	
	Arcos W8X31	s: @ 1,0 m	No aplica	s: @ 0,75 m	No aplica	s: @ 0,75 m	No aplica	s: @ 0,75 m	No aplica	s: @ 0,75 m	No aplica	s: @ 0,75 m	No aplica	s: @ 0,75 m	No aplica	s: @ 0,75 m	No aplica	s: @ 0,75 m	No aplica	s: @ 1,0 m	s: @ 1,0 m	
	Invert o Contrabóveda	Si aplica	No aplica	Si aplica	No aplica	Si aplica	No aplica	Si aplica	No aplica	Si aplica	No aplica	Si aplica	No aplica	Si aplica	No aplica	Si aplica	No aplica	Si aplica	No aplica	Si aplica	No aplica	
	Pernos Sistemáticos	No Aplica	L: 4 m @ 0.50m ²	No Aplica	L: 4 m @ 0.50m ²	No aplica	L: 4 m @ 0.50m ²	No aplica	L: 4 m @ 0.50m ²	No aplica	L: 4 m @ 0.50m ²	No aplica	L: 4 m @ 0.50m ²	No aplica	L: 4 - 6 m @ 0.50m ²	No aplica	L: 4 m @ 0.50m ²	No aplica	L: 4 m @ 0.50m ²	No aplica	No aplica	
	Tipo de Sostenimiento	SP-1	SP-2	SP-3	SP-2	SP-3	SP-2	SP-3	SP-2	SP-3	SP-2	SP-3	SP-2	SP-3	SP-4	SP-3	SP-2	SP-1				
Vano máximo libre antes de colocar el soporte (m)	0.5 m - 1.0 m																					
	1.0 m - 1.5 m																					
	1.5 m - 2.5 m																					
	2.5 m - 3.0 m																					
Tiempo de Estabilidad sin Soporte (h)		3 - 4	80 - 2000	300	3 - 4	300	80 - 2000	3 - 4	80 - 2000	3 - 4	80 - 2000	3 - 4	300	3 - 4	300	80 - 2000	3 - 4	80 - 2000	300	3 - 4	3 - 4	
Convergencias estimadas después de la relajación del medio y la colocación del sostenimiento	< 1%																					
	1% - 2%																					
	2% - 3%																					
Radio Plástico con sostenimiento (m)		4.893	3.098	8.836	3.719	11.614	3.096	8.319	3.358	10.984	3.358	8.589	3.696	3.384	13.148	3.384	6.221					
Zona Plástica con sostenimiento (m)		2.743	0.948	6.686	1.569	9.464	0.946	6.169	1.208	8.834	1.208	6.439	1.546	1.234	10.998	1.234	4.071					

Fuente: Elaboración propia

Se explica a continuación cada uno de los aspectos que se incluyen en el Cuadro 3.147.

Se identificaron los principales riesgos geotécnicos reconocidos por medio de la metodología de Russo (2014), cuyos resultados se presentaron en el apartado 3.4.2.

La estimación del radio plástico sin sostenimiento se obtuvo del análisis de esfuerzos y deformaciones al igual que la zona plástica sin sostenimiento. La zona plástica sin sostenimiento se obtiene de restar el radio equivalente de la sección de excavación al radio de la zona plástica. Brinda una idea del espesor de los materiales afectados por la excavación.

Se presenta además una descripción de la condición esperada en cuanto al tipo de comportamiento geotécnico ante la excavación, evaluando según el criterio empírico de Perri, tres condiciones distintas: frente y cavidades estables, frente y cavidades estables en el corto plazo y finalmente frente y cavidad inestables. Lo anterior se realizó para cada tramo del túnel de acuerdo con el tipo de comportamiento que se obtuvo.

Se incluye en el Cuadro 3.147 la descripción del tipo de sostenimiento que se ha propuesto para cada uno de los tramos del túnel, de acuerdo con las características de los materiales que se emplearon en los modelos de esfuerzos y deformaciones realizados, indicando por cada tramo aquellos materiales que aplican, detallando al final los 4 tipos de sostenimientos temporales que se han establecido.

Se incluye además la estimación del vano máximo libre que se puede avanzar en la excavación del túnel sin la colocación del sostenimiento, así como el tiempo de estabilidad sin soporte. Estos dos aspectos que se incluyen en el Cuadro 3.147, permiten efectuar un planeamiento del programa constructivo del túnel, estableciendo los ciclos de avance y estabilización de acuerdo con las jornadas que se visualicen para realizar el proceso constructivo del túnel.

Como parte de los insumos que se obtienen de los resultados del análisis de esfuerzos y deformaciones realizado para las 14 secciones transversales a lo largo del trazado del túnel, se estableció un rango de las deformaciones estimadas después de la relación del medio y la colocación del sostenimiento. Lo anterior, permitirá contar con un parámetro de comparación en la propuesta de instrumentación que se establezca para las mediciones de convergencia a lo largo del túnel.

Por medio del análisis de esfuerzos y deformaciones se logró establecer el radio plástico con el sostenimiento, así como la zona plástica con sostenimiento, determinada de la misma forma que se

indicó anteriormente, lo cual permite efectuar una discusión con respecto a los análisis de los resultados que se obtuvieron al comparar los escenarios sin sostenimiento y con sostenimiento.

Para ello se ha generado el Cuadro 3.148, el cual resume los resultados que se obtuvieron producto del análisis de esfuerzos y deformaciones en cuanto a la reducción en el radio plástico que se obtiene para cada unidad geotécnica a la hora de considerar el efecto de arco con la inclusión del sostenimiento temporal sobre los materiales.

Cuadro 3.148. Efectividad de la inclusión del sostenimiento en la reducción del radio plástico (Rp) de la excavación

Unidad Geotécnica	Rp sin Soporte (m)	Rp con Soporte (m)	% Reducción del Rp	% Reducción Promedio del Rp
UG-1	3.098	3.096	0.06%	2.91%
	3.558	3.358	5.62%	
	3.490	3.384	3.04%	
UG-2a	3.365	3.098	7.93%	8.98%
	4.294	3.719	13.39%	
	3.558	3.358	5.62%	
UG-2b	3.697	3.696	0.03%	0.87%
	6.329	6.221	1.71%	
UG-3	5.063	4.893	3.36%	3.36%
UG-4a	10.706	8.836	17.47%	17.47%
UG-4b	14.911	11.614	22.11%	26.75%
	18.427	8.319	54.85%	
	11.358	10.984	3.29%	
UG-4c	11.358	8.589	24.38%	24.38%

Fuente: Elaboración propia

El efecto de arco que se forma en los materiales con la inclusión del soporte temporal se logra apreciar mejor en la reducción de la zona plástica dentro del contorno de la excavación. Para ello se utiliza el valor obtenido del radio plástico antes y después de la colocación del soporte temporal, que es precisamente lo que se resumen en el Cuadro 3.148.

Se logra apreciar una reducción en el radio plástico de todas las unidades geotécnicas que atraviesa la excavación del túnel a la hora de considerar el efecto del sostenimiento temporal. Conforme la calidad geomecánica de los materiales es alta, los porcentajes de reducción resultan en valores bajos, tal es el caso de las unidades geotécnicas UG-1, UG-2a y UG-2B.

Caso contrario sucede cuando la calidad geomecánica de los materiales es baja, típico comportamiento de las zonas de falla, lo cual repercute en altos porcentajes de reducción del radio plástico, resaltando en estos casos la importancia de considerar de forma temprana la inclusión del sostenimiento temporal.

En términos generales, la inclusión del sostenimiento temporal permite garantizar el efecto de arco que se desea en toda excavación subterránea. En el caso del diseño del túnel en cuestión, se aprecia la importancia de considerar la inclusión del soporte temporal posterior a efectuar la excavación, para garantizar la estabilidad de la obra en el corto plazo y brindar una mayor tranquilidad y seguridad a los trabajadores que participarán en estas obras.

3.5 Especificaciones Técnicas

3.5.1 Materiales

3.5.1.1 Concreto lanzado y pernos Swellex

Para la construcción del soporte temporal del túnel, se recomienda que se controlen los siguientes parámetros de diseño para asegurar la calidad de los materiales de acuerdo con las consideraciones llevadas a cabo en el diseño.

En el siguiente cuadro se resumen los parámetros de control para el caso del concreto lanzado, los pernos de acero del tipo Swellex y los arcos de acero a utilizar como parte de la propuesta del soporte temporal del túnel.

Cuadro 3.149. Parámetros de control de la calidad a llevar a cabo para el caso del sostenimiento temporal del túnel

Parámetro	Especificación	Unidad de Medida	Norma por Cumplir	Frecuencia del Muestreo
Carga de Rotura Mínima a Tracción para los Anclajes Swellex	160	kN	UNE-EN 10002-1	2% del total de anclajes
Deformación Mínima para los Anclajes Swellex	10	%	UNE-EN 10002-1	2% del total de anclajes
Extracción y prueba de núcleos de concreto lanzado para estimar su resistencia	30	MPa	ASTM C1604	Cada 7, 14 y 28 días
Resistencia a la tracción de la fibra de acero	1200	MPa	ASTM A820 - Tipo 1	2% de la totalidad de bolsas
Resistencia a la Fluencia del Acero	345	MPa	ASTM A992	2% del total de arcos de acero
Elongación Máxima del Acero	21	%	ASTM A992	2% del total de arcos de acero
Resistencia Máxima del Acero a Tensión	450	MPa	ASTM A992	2% del total de arcos de acero

Fuente: Elaboración propia

3.5.2 Propuesta de Instrumentación

Para el caso de toda obra subterránea es necesario llevar un control de las convergencias del macizo rocoso con respecto al tiempo, con el objetivo de corroborar la eficiencia del soporte temporal que se instala y evaluar si es necesario llevar a cabo algún trabajo adicional en el soporte temporal producto del comportamiento que experimentan los materiales.

Se ha establecido para cada tipo de soporte temporal del túnel una propuesta de separación de las estaciones para la medición de convergencias. La propuesta de distribución de estas secciones para la medición de convergencias se muestra en el siguiente Cuadro 3.150.

Cuadro 3.150. Distribución de las estaciones de convergencia de acuerdo con el tipo de soporte temporal a instalar a lo largo del túnel

Tipo de Soporte Temporal	Estaciones de Medición
SP-1	cada 2 m
SP-2	cada 10 m
SP-3	cada 1,5 m
SP-4	cada 5 m

Fuente: Elaboración propia

La medición de las convergencias a lo largo del túnel se lleva a cabo mediante la instalación de argollas de acero, colocadas en tres puntos específicos dentro de la sección transversal del túnel. Una argolla se coloca en la bóveda del túnel y las restantes 2 argollas se colocan sobre los hastiales, tal cual se aprecia en la Figura 3.133, Figura 3.134, Figura 3.135 y Figura 3.136, en los puntos A, B y C.

El control de las convergencias se lleva a cabo mediante el uso de una cinta Invar, la cual permite medir de forma exacta la distancia entre pares de puntos de referencia instalados de forma permanente, en este caso los puntos A, B y C.

El instrumento que se utiliza es una cintra métrica de acero inoxidable con orificios espaciados de forma constante, incorporada a un cuerpo de aluminio y acero inoxidable, con un dispositivo externo de tensionado.

El control de convergencias se lleva a cabo hasta que se registra una serie de mediciones iguales entre los segmentos de recta para las diferentes secciones establecidas a lo largo del túnel.

A continuación, se establecen las especificaciones técnicas a tomar en cuenta para la consideración de la cinta Invar.

Cuadro 3.151. Especificaciones técnicas para la cinta de medición de convergencias

Parámetro	Rango
Calibre digital	5 dígitos LCD
Resolución	0.01 mm
Repetividad	±0.1 mm
Ancho de la cinta	13 mm
Longitud de la cinta	15 m
Divisiones de la cinta	Centímetros perforada cada 25 mm

Fuente: SISGEO, 2020

3.6 Presupuesto Detallado

El presupuesto que se detalla a continuación se centra en el establecimiento del soporte temporal del túnel. No se incluyen las instalaciones provisionales necesarias durante el proceso constructivo del túnel, así como tampoco el detalle del diseño estructural en lo que se refiere al revestimiento final del túnel.

Seguidamente en el Cuadro 3.152 se presenta el presupuesto detallado para el diseño geotécnico de la propuesta de sostenimiento temporal del túnel. Se utiliza como tipo de cambio el siguiente ₡624/\$.

Cuadro 3.152. Detalle de los costos totales del establecimiento del sostenimiento temporal del túnel en estudio

Detalle de los Elementos que Intervienen	Cantidad	Unidades	Costo Unitario (\$)	Costo Total (\$)
Excavación (incluye acarreo y colocación en la escombrera a una distancia menor a 3 km)	91146	\$/m ³	\$160	\$14,583,403.2
Concreto lanzado (incluye materiales más equipos de colocación)	15425	\$/m ³	\$295.0	\$4,550,301.3
Fibra de acero (refuerzo del concreto lanzado)	462743	\$/kg	\$3.8	\$1,767,676.4
Pernos de fricción tipo Swellex L = 4 m (incluye perno, placa e instalación)	12208	\$/unidad	\$28.5	\$347,317.6
Pernos de fricción tipo Swellex L = 6 m (incluye perno, placa e instalación)	3160	\$/unidad	\$34.9	\$110,378.8
Arcos de acero perfil W8X31 (incluye el precio de los materiales)	14391	\$/ml	\$73.1	\$1,052,413.8
Fabricación de los arcos de acero	933	\$/unidad	\$424.0	\$395,592.0
Implementación de una propuesta de instrumentación	1	global	-	\$149,631.1
Costo Directo	-			\$22,807,083.0
Imprevistos	5.00%	-		\$1,140,354.2
Costo Total (dólares)	-			\$24,097,068.3
Costo Total (colones)	-			₡15,036,570,607.7

Fuente: Elaboración propia

Se recomienda como buena práctica en toda obra de importancia alta, considerar un porcentaje del monto total de la estructura para implementar una propuesta de instrumentación. Este porcentaje

de instrumentación debería rondar entre el 1,5% y el 2,5% como máximo, del presupuesto total de la obra. En este caso se consideró el 1,5% del costo directo de la obra.

Este monto presentado en el cuadro anterior fue incluido en el costo total proyectado para el diseño geotécnico del sostenimiento temporal del túnel.

3.7 Conclusiones

Al finalizar el presente trabajo se pueden desprender las siguientes conclusiones:

- Dentro del contexto geológico regional la zona donde se ubica el proyecto presenta una tectónica activa importante, ya que se encuentran trazadas fallas geológicas consideradas como activas, tales como la falla Navarro y la falla Agua Caliente.
- Las formaciones geológicas ubicadas en el área del proyecto están representadas por dos formaciones de un origen sedimentarias principalmente, la formación Pacacua y la formación Peña Negra. De igual forma, hay presencia de materiales ígneos intrusivos correspondientes al intrusivo de Tapantí.
- El trazado del túnel atravesará varios tipos de litologías, en las que sobresalen los regolitos de sills, areniscas, lutitas y los intrusivos del tipo sills, todas ellas con variaciones en su calidad geomecánica.
- Producto de la investigación llevada a cabo, fue posible generar y establecer un modelo geológico - geotécnico preciso y detallado, que permitió ser utilizado en el diseño geotécnico del soporte temporal del túnel. Se estableció una tabla de guitarra, donde se incluyó la caracterización geotécnica de la roca intacta, el establecimiento de las clasificaciones geomecánicas, la estimación del módulo de deformabilidad y la resistencia al corte de los materiales, por medio de varias metodologías o criterios. Esta tabla de guitarra resume la información generada a lo largo de todo el trazado del túnel.
- Fue empleado el método empírico propuesto por Perri (2006) para el diseño del sostenimiento temporal del túnel, el cual permitió contar con una primera aproximación de las características del sostenimiento primario, necesario para garantizar la estabilidad de la obra subterránea. Este tipo de soporte obtenido de manera empírica permitió servir de criterio de entrada para definir el sostenimiento que se planteó en los análisis de esfuerzos y deformaciones realizado por medio de la técnica de elemento finito.
- Un aspecto importante de conocer en el medio en que se pretende excavar un túnel es la curva de convergencia de los materiales. La curva de convergencia es una curva característica de los materiales propiamente encontrados en el sitio, la cual permite establecer el momento oportuno en que se debe colocar el sostenimiento temporal del túnel, a fin de que exista compatibilidad entre la rigidez del sostenimiento con las deformaciones que experimentan los materiales producto de la excavación realizada. Se

estableció la curva de convergencia para cada una de las unidades geotécnicas definidas a lo largo del trazado del túnel.

- Se realizó un análisis de esfuerzos y deformaciones utilizando la técnica de elemento finito por medio del software RS2 2019, el cual permitió analizar un total de 14 secciones transversales a lo largo de todo el túnel, consideradas como secciones críticas, las cuales permitieron establecer las características del sostenimiento temporal que se planteó a lo largo de todo el trazado del túnel.
- Empleando el mismo software RS2 2019 fue posible validar la funcionalidad del tipo de sostenimiento propuesto, mediante la obtención de los gráficos de capacidad de los diferentes materiales que componen cada uno de los tipos de soporte temporal analizados.
- Fue utilizado el gráfico múltiple establecido por Russo (2014), el cual permite de acuerdo con las características de los materiales presentes en el sitio y que han sido estudiadas, establecer los principales riesgos geotécnicos que pueden estar presentes en una excavación subterránea. Para cada unidad geotécnica establecida, se definió el principal riesgo geotécnico esperado durante el proceso constructivo de excavación del túnel.
- Es importante en toda obra subterránea de dimensiones importantes, considerar la presencia de una propuesta de instrumentación y monitoreo de la variable del desplazamiento radial de los materiales, que permitan detectar posibles movimientos durante el proceso constructivo de la obra subterránea y si es del caso tomar consideraciones adicionales en el establecimiento del soporte temporal, para garantizar la estabilidad de la excavación.
- Se plantea una propuesta de seguimiento geotécnico para monitorear el desplazamiento radial de los materiales a lo largo de todo el trazado del túnel, mediante el establecimiento de secciones para la medición de convergencias, considerando secciones a separaciones definidas para cada unidad geotécnica, de acuerdo con la calidad geomecánica de los materiales. La medición de las convergencias se propone sea realizada mediante una cinta extensiométrica, desde argollas de medición colocadas en el sostenimiento temporal del túnel.
- Se confeccionaron los planos de diseño que consideran el establecimiento del modelo geológico geotécnico, el diseño del soporte temporal a lo largo de todo el túnel, así como

las secciones específicas para cada tipo de soporte y las notas generales de especificaciones de materiales a considerar producto del diseño elaborado.

- Se generaron una serie de especificaciones técnicas para los materiales con que se realizará la propuesta de sostenimiento temporal del túnel como parte del control de calidad que debe de prevalecer sobre los materiales que se van a utilizar.
- Se realiza una estimación del costo de la propuesta de soporte temporal para el túnel en estudio arrojando un valor total de \$15,036,570,607.7, monto que también considera un porcentaje del 5% de imprevistos, así como el seguimiento geotécnico respectivo de las mediciones de convergencia a lo largo de todo el túnel.

3.8 Recomendaciones

A continuación, se muestran las recomendaciones que surgieron en el desarrollo de este trabajo:

- Se plantea el uso durante el proceso constructivo del método geofísico no destructivo denominado Predicción Sísmica de Túneles (TSP por sus siglas en inglés), el cual es un método de predicción geológica muy confiable y que ya ha sido empleado en varias obras subterráneas en nuestro país, con excelentes resultados obtenidos.
- Se propone que sea utilizado en el proceso constructivo del túnel, ya que permitirá ir conociendo con una mayor certeza los materiales que hay por delante del frente de excavación, siendo más eficaz que la perforación al avance, lo cual permitirá considerar los ajustes necesarios a efectuar tanto en el modelo geológico – geotécnico como en el establecimiento del soporte temporal.
- Es importante que, al momento de iniciar con el proceso constructivo del túnel, se pueda ir efectuar un acompañamiento geológico - geotécnico mediante el levantamiento y cartografiado de las diferentes estructuras geológicas que pueden afectar el alineamiento del túnel. Como existió una limitante en cuanto a la definición de familias de discontinuidades que puedan afectar el trazado del túnel, este aspecto deberá de ser evaluado al momento de realizar la excavación, considerando los ajustes necesarios en el establecimiento del soporte temporal.
- Se recomienda el uso del teorema de Goodman & Shi establecido desde el año 1985, el cual permite su aplicación en macizos moderada a fuertemente fracturados con caída de bloques. Como existió una limitante en cuanto a la investigación de las familias de discontinuidades que puedan afectar el alineamiento del túnel, una manera de solventar esta deficiencia es mediante la aplicación y uso de este teorema durante el proceso constructivo.
- El teorema de Goodman & Shi es aplicable tanto en taludes como túneles y permite la identificación del bloque crítico (key block), el cual corresponde con el bloque que se debe de reforzar para evitar su desestabilización y que tenga la afectación de la estabilidad de la excavación. Este teorema permite su aplicación rápidamente en campo conociendo su metodología, permitiendo tomar acciones al frente de la obra.

3.9 Referencias

- Assis Kanji, M. (2009). Establecimiento Tentativo de Parâmetros dos Maciços Rochosos. *Estabelecimento Tentativo de Parâmetros dos Maciços Rochosos*, (págs. 1-6). Sao Paulo.
- Barton, N. (2000). El sistema Q para la selección del sostenimiento con el método noruego de excavación de túneles. *Ingeotúneles Volumen N°3*, Capítulo 3.
- Barton, N. (2002). Some New Q Value Correlations to Assist In Site Characterization and Tunnel Desing. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 185-216.
- Bieniawski, Z. (1978). "Determining rock mass deformability : Experience from histories. *International Journal Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.*, 237-248.
- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering rock mass classifications*. John Wiley and Sons.
- Bolaños Benavides, A. M. (2012). *Diseño Geotécnico del Túnel de Desvío y Propuesta de Cortes a lo largo de la Tubería de Conducción del P.H. Chuchas*. Ciudad Universitaria Rodrigo Facio: Universidad de Costa Rica.
- CONAGUA. (2012). *Manual de Mecánica de Suelos Instrumentación y Monitoreo del Comportamientos de Obras Hidráulicas*. México D.F.: Comisión Nacional del Agua.
- CRIEPI. (2004). *Central Research Institute of Electric Power Industry Rock Mass Classification*. Abiko, Japón: CRIEPI.
- Espinoza , J. (2020). *Informe de diseño: Ingeniería geológica y características geológicas Parte 2*. Sabana, San José: Instituto Costarricense de Electricidad.
- González de Vallejo, L. (2002). *Ingeniería Geológica*. España: Pearson Prentice Hall.
- Hoek, E., & Brown, E. (1997). Practical Estimates of Rock Mass Strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1165-1186.
- Hoek, E., Carranza, C., & Corkum, B. (2002). *www.rocscience.com*. Obtenido de [www.rocscience.com](https://www.rocscience.com/help/rocddata/pdf_files/theory/Hoek-Brown_Failure_Criterion-2002_Edition.pdf): https://www.rocscience.com/help/rocddata/pdf_files/theory/Hoek-Brown_Failure_Criterion-2002_Edition.pdf
- Mirlisenna, G. (22 de Enero de 2016). *Blog ESSS*. Obtenido de <https://www.esss.co/es/blog/metodo-de-los-elementos-finitos-que-es/>
- Perri, G. (2006). Clases de comportamiento y cargas de diseño para túneles excavados convencionalmente. *Clases de comportamiento y cargas de diseño para túneles excavados convencionalmente* (págs. 411-421). Cartagena, Colombia: Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Rocscience. (2004). *Strength analysis of rock and soil masses using the Generalized Hoek-Brown, Mohr-Coulomb, Barton-Bandis and Power Curve failure criteria*. Ontario, Canadá: Rocscience Inc.

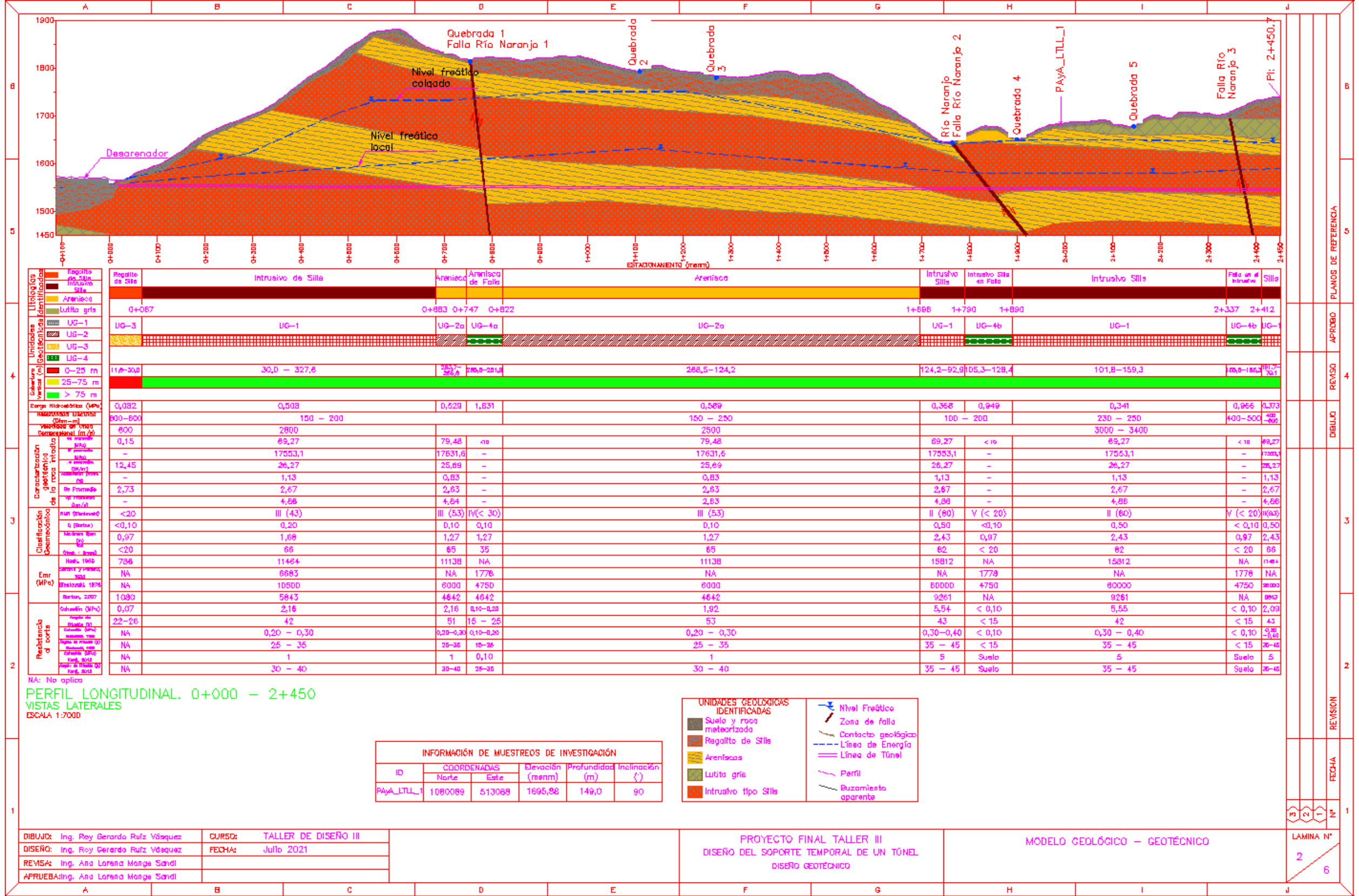
- RSN. (2019 de Septiembre de 2019). *Red Sismológica Nacional*. Obtenido de <https://rsn.ucr.ac.cr/component/content/article/99-actividad-sismica/fallas-activas-ii/2616-falla-navarro>
- Russo, G. (2014). An Update of the “Multiple Geoph” Approach for the Preliminary Assessment of the Excavation Behaviour in Rock Tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 74-81.
- Salazar , L. (2011). *Evaluación de las amenazas naturales que podrían afectar la micro cuenta del Río Jucó*. Paraiso, Cartago: Universidad de Costa Rica.
- SCT, S. (2016). *Manual de diseño y construcción de túneles de carretera*. México D.F.: Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México.
- Serafim, J., & Pereira, J. (1983). Consideration of the Geomechanics Classification of Bieniawski. *Proceedings of International Symposium on Engineering Geology and Underground Constructions*, (págs. 1133-1144). Lisboa, Portugal.
- SISGEO. (2020). *Instrumentación Geotécnica*. Masate, Italia: SISGEO.
- Sojo, D., Denyer, P., Gazel , P., & Alvarado, G. (2017). Geología del Cuadrante Tapanti (1:50000). *Revista Geológica de América Central*, 83-116.
- Tapia, M. (3 de Mayo de 2019). Diseño Empírico de Túneles. *Sistemas de Clasificación Geomecánica*. San Pedro, San José, Costa Rica: SP 3928 Excavaciones Subterráneas - Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica.
- Tapia, M. (10 de Marzo de 2019). Métodos de Excavación de Túneles. San Pedro, San José, Costa Rica: SP 3928 Excavaciones Subterráneas - Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica.
- Tapia, M. (10 de Marzo de 2019). Tipos de Soporte - Pernos / Anclajes. San Pedro, San José, Costa Rica: SP 3928 Excavaciones Subterráneas - Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica.
- Tapia, M. (10 de Marzo de 2019). Tipos de Soporte en la Excavación Convencional - Arcos Metálicos. San Pedro, San José , Costa Rica: SP 3928 Excavaciones Subterráneas - Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica.
- Tapia, M. (10 de Marzo de 2019). Tipos de Soporte en la Excavación Convencional - Concreto Lanzado. San Pedro, San José, Costa Rica: SP 3928 Excavaciones Subterráneas - Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica.

3.10 Anexos – Planos del diseño geotécnico

A continuación, se detalla en el nombre de cada una de las láminas que componen los anexos del documento:

1. Lámina N°1: Portada e índice general
2. Lámina N°2: Modelo geológico – geotécnico estacionamiento 0+000 a 2+450 m
3. Lámina N°3: Modelo geológico – geotécnico estacionamiento 2+450 a 4+608 m
4. Lámina N°4: Diseño del soporte temporal del túnel estacionamiento 0+000 a 2+450 m
5. Lámina N°5: Diseño del soporte temporal del túnel estacionamiento 2+450 m a 4+608 m
6. Lámina N°6: Tipos de soporte y notas generales

<p style="text-align: center;">Universidad de Costa Rica</p> <p style="text-align: center;">Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica</p> <p style="text-align: center;">Curso: TALLER DE DISEÑO III PF-2002</p> <p style="text-align: center;">Profesora: Ing. Ana Lorena Monge Sandi M.Sc.</p> <p style="text-align: center;">Alumno: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez</p> <p style="text-align: center;">I Semestre 2021</p>										<p style="text-align: center;">PROYECTO FINAL DE TALLER APLICADO III</p>		<p style="text-align: center;">PLANOS DE REFERENCIA</p>																																										
<p style="text-align: center;">OBRA: DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL PARA UN TÚNEL DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE</p>										<p style="text-align: center;">APROBO</p>																																												
<p style="text-align: center;">ÍNDICE DE LOS PLANOS</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>LÁMINA</th> <th>OBRA</th> <th>TÍTULO</th> <th>CONTENIDO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1/6</td> <td>TÚNEL</td> <td>PORTADA</td> <td>ÍNDICE GENERAL</td> </tr> <tr> <td>2/6</td> <td>TÚNEL</td> <td>MODELO GEOTÉCNICO</td> <td>MODELOS GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO ESTACIONAMIENTO 0+000 A 2+450 METROS</td> </tr> <tr> <td>3/6</td> <td>TÚNEL</td> <td>MODELO GEOTÉCNICO</td> <td>MODELOS GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO ESTACIONAMIENTO 2+450 A 4+608 METROS</td> </tr> <tr> <td>4/6</td> <td>TÚNEL</td> <td>DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL</td> <td>DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL DEL TÚNEL ESTACIONAMIENTOS 0+000 A 2+450 METROS</td> </tr> <tr> <td>5/6</td> <td>TÚNEL</td> <td>DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL</td> <td>DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL DEL TÚNEL ESTACIONAMIENTOS 2+450 A 4+608 METROS</td> </tr> <tr> <td>6/6</td> <td>TÚNEL</td> <td>DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL</td> <td>TIPOS DE SOPORTE Y NOTAS GENERALES</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>										LÁMINA	OBRA	TÍTULO	CONTENIDO	1/6	TÚNEL	PORTADA	ÍNDICE GENERAL	2/6	TÚNEL	MODELO GEOTÉCNICO	MODELOS GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO ESTACIONAMIENTO 0+000 A 2+450 METROS	3/6	TÚNEL	MODELO GEOTÉCNICO	MODELOS GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO ESTACIONAMIENTO 2+450 A 4+608 METROS	4/6	TÚNEL	DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL	DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL DEL TÚNEL ESTACIONAMIENTOS 0+000 A 2+450 METROS	5/6	TÚNEL	DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL	DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL DEL TÚNEL ESTACIONAMIENTOS 2+450 A 4+608 METROS	6/6	TÚNEL	DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL	TIPOS DE SOPORTE Y NOTAS GENERALES																	<p style="text-align: center;">REVISO</p>
LÁMINA	OBRA	TÍTULO	CONTENIDO																																																			
1/6	TÚNEL	PORTADA	ÍNDICE GENERAL																																																			
2/6	TÚNEL	MODELO GEOTÉCNICO	MODELOS GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO ESTACIONAMIENTO 0+000 A 2+450 METROS																																																			
3/6	TÚNEL	MODELO GEOTÉCNICO	MODELOS GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO ESTACIONAMIENTO 2+450 A 4+608 METROS																																																			
4/6	TÚNEL	DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL	DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL DEL TÚNEL ESTACIONAMIENTOS 0+000 A 2+450 METROS																																																			
5/6	TÚNEL	DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL	DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL DEL TÚNEL ESTACIONAMIENTOS 2+450 A 4+608 METROS																																																			
6/6	TÚNEL	DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL	TIPOS DE SOPORTE Y NOTAS GENERALES																																																			
<p style="text-align: center;">DIBUJO</p>										<p style="text-align: center;">REVISION</p>																																												
<p style="text-align: center;">FECHA</p>										<p style="text-align: center;">N°</p>																																												
<table border="1"> <tr> <td>DIBUJO:</td> <td>Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez</td> <td>CURSO:</td> <td>PROYECTO FINAL</td> </tr> <tr> <td>DISEÑO:</td> <td>Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez</td> <td>FECHA:</td> <td>Julio 2021</td> </tr> <tr> <td>REVISÁ:</td> <td>Ing. Ana Lorena Monge Sandi</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>APRUEBA:</td> <td>Ing. Ana Lorena Monge Sandi</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>										DIBUJO:	Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	CURSO:	PROYECTO FINAL	DISEÑO:	Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	FECHA:	Julio 2021	REVISÁ:	Ing. Ana Lorena Monge Sandi			APRUEBA:	Ing. Ana Lorena Monge Sandi			<p style="text-align: center;">LÁMINA N°</p>																												
DIBUJO:	Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	CURSO:	PROYECTO FINAL																																																			
DISEÑO:	Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	FECHA:	Julio 2021																																																			
REVISÁ:	Ing. Ana Lorena Monge Sandi																																																					
APRUEBA:	Ing. Ana Lorena Monge Sandi																																																					
<p style="text-align: center;">PROYECTO FINAL DE TALLER III DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL DE UN TÚNEL DISEÑO GEOTÉCNICO</p>										<p style="text-align: center;">PORTADA E ÍNDICE GENERAL</p>																																												
<p style="text-align: center;">1</p>										<p style="text-align: center;">6</p>																																												



UNIDADES GEOLOGICAS IDENTIFICADAS	REGALITO DE SILLAS		INTRUSIVO DE SILLA		ARENISCO		INTRUSIVO SILLA EN FALLA		SILLA	
	Estación Inicio	Estación Fin	Estación Inicio	Estación Fin	Estación Inicio	Estación Fin	Estación Inicio	Estación Fin	Estación Inicio	Estación Fin
Regalito de Sillas	0+000	0+087	0+683	0+747	1+688	1+790	2+337	2+412		
Intrusivo de Silla	0+087	0+683	0+747	0+822	1+790	1+890	2+412	2+450.7		
Arenisco	0+000	0+683	0+822	1+688	1+890	2+337	2+412			
Lutita gris	0+000	0+683	0+822	1+688	1+890	2+337	2+412			
UG-1	0+000	0+683	0+822	1+688	1+890	2+337	2+412			
UG-2	0+000	0+683	0+822	1+688	1+890	2+337	2+412			
UG-3	0+000	0+683	0+822	1+688	1+890	2+337	2+412			
UG-4	0+000	0+683	0+822	1+688	1+890	2+337	2+412			
Carga Hidrostática (kPa)	0,082	0,508	0,529	1,831	0,589	0,368	0,949	0,341	0,966	3,373
Resistencia Característica (kPa)	800-800	150-200			150-250	100-200		230-250	400-500	400-800
Resistencia de Diseño (kPa)	2600				2500			3000-3400		
Resistencia de Diseño (kPa) - 1	89,27	79,48	na		79,48	69,27	< 10	69,27	< 10	69,27
Resistencia de Diseño (kPa) - 2	17553,1	17531,6			17531,6	17553,1		17553,1		17553,1
Resistencia de Diseño (kPa) - 3	26,27	25,69			25,69	26,27		26,27		26,27
Resistencia de Diseño (kPa) - 4	1,13	0,83			0,83	1,13		1,13		1,13
Resistencia de Diseño (kPa) - 5	2,67	2,63			2,63	2,67		2,67		2,67
Resistencia de Diseño (kPa) - 6	4,66	4,64			4,64	4,66		4,66		4,66
Resistencia de Diseño (kPa) - 7	< 20	III (43)	III (53)	IV (< 30)	III (53)	II (80)	V (< 20)	II (60)	V (< 20)	IV (60)
Resistencia de Diseño (kPa) - 8	< 0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,50	< 0,10	0,50	< 0,10	0,50
Resistencia de Diseño (kPa) - 9	0,97	1,68	1,27	1,27	1,27	2,43	0,97	2,43	0,97	2,43
Resistencia de Diseño (kPa) - 10	< 20	66	65	35	65	62	< 20	62	< 20	66
Resistencia de Diseño (kPa) - 11	786	11484	11138	NA	11138	15812	NA	15812	NA	11484
Resistencia de Diseño (kPa) - 12	NA	6683	NA	1776	NA	NA	1776	NA	NA	1776
Resistencia de Diseño (kPa) - 13	NA	10500	6000	4750	6000	80000	4750	80000	4750	10500
Resistencia de Diseño (kPa) - 14	1090	5843	4642	4642	4642	9261	NA	9261	NA	5843
Resistencia de Diseño (kPa) - 15	0,07	2,16	2,16	0,10-0,20	1,92	5,54	< 0,10	5,55	< 0,10	2,09
Resistencia de Diseño (kPa) - 16	22-26	42	51	15-25	53	43	< 15	42	< 15	43
Resistencia de Diseño (kPa) - 17	NA	0,20-0,30	0,20-0,30	0,10-0,20	0,20-0,30	0,30-0,40	< 0,10	0,30-0,40	< 0,10	0,30-0,40
Resistencia de Diseño (kPa) - 18	NA	25-35	25-35	15-35	25-35	35-45	< 15	35-45	< 15	25-35
Resistencia de Diseño (kPa) - 19	NA	1	1	0,10	1	5	Suelo	5	Suelo	5
Resistencia de Diseño (kPa) - 20	NA	30-40	30-40	25-35	30-40	35-45	Suelo	35-45	Suelo	25-35

PERFIL LONGITUDINAL. 0+000 - 2+450
VISTAS LATERALES
ESCALA 1:7000

UNIDADES GEOLOGICAS IDENTIFICADAS

- Suelo y roca meteorizada
- Regalito de Sillas
- Arenisco
- Lutita gris
- Intrusivo tipo Sillas

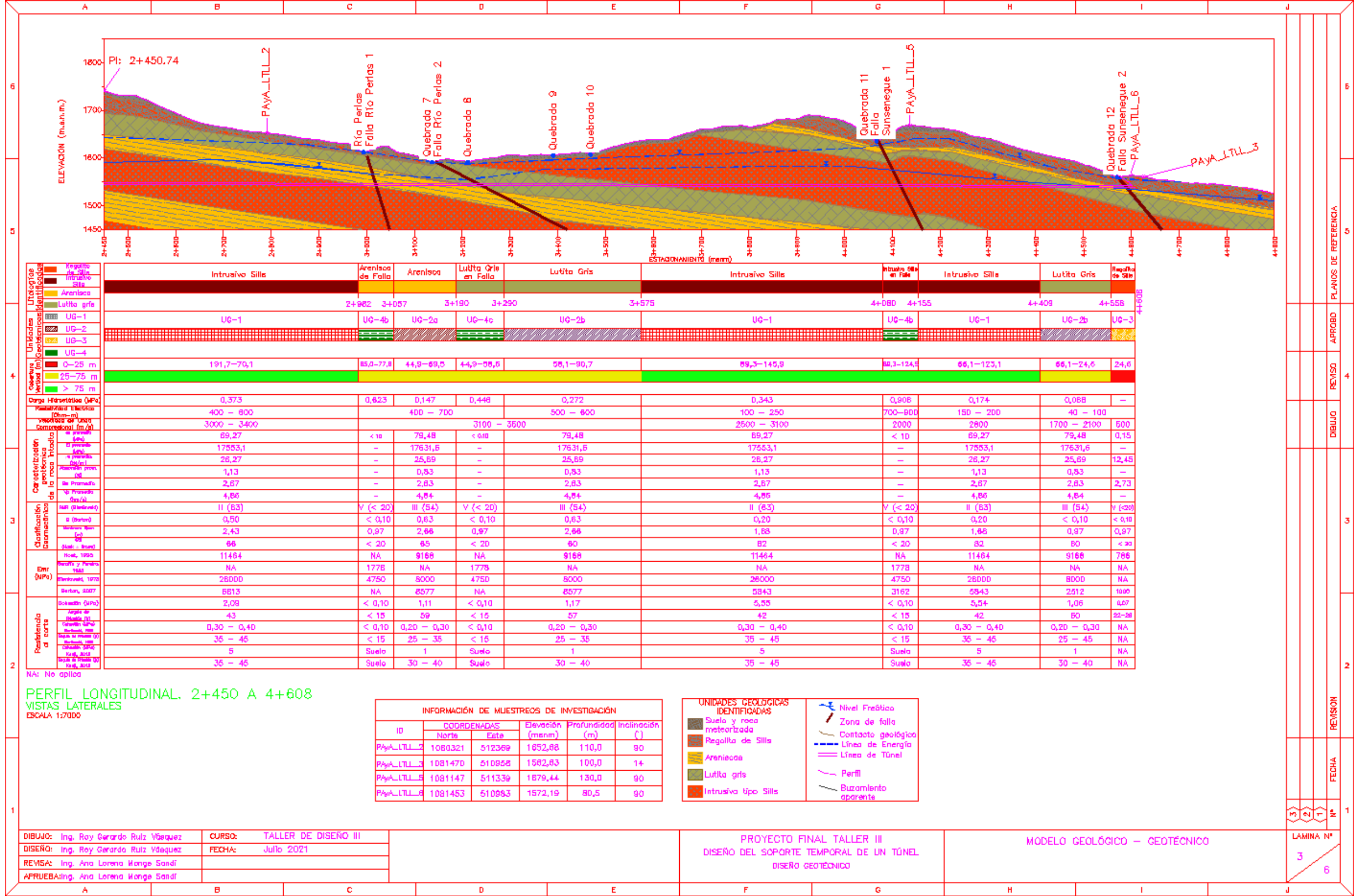
Simbología:

- Nivel Freático
- Zona de falla
- Contacto geológico
- Línea de Energía
- Línea de Túnel
- Perfil
- Buzamiento aparente

INFORMACIÓN DE MUESTREOS DE INVESTIGACIÓN

ID	COORDENADAS		Elevación (mnm)	Profundidad (m)	Inclinación (°)
	Norte	Este			
PayA_LTL_1	1080089	513068	1695,86	149,0	90

DIBUJO: Ing. Roy Gerardo Rulz Vásquez	CURSO: TALLER DE DISEÑO III	PROYECTO FINAL TALLER III DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL DE UN TÚNEL DISEÑO GEOTÉCNICO	MODELO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO	LAMINA N°
DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Rulz Vásquez	FECHA: Julio 2021			2
REVISIÓN: Ing. Ana Lorena Monge Sandt				6
APRUEBA: Ing. Ana Lorena Monge Sandt				



PERFIL LONGITUDINAL 2+450 A 4+608
VISTAS LATERALES
ESCALA 1:7000

INFORMACIÓN DE MUESTREOS DE INVESTIGACIÓN					
ID	COORDENADAS		Elevación (msnm)	Profundidad (m)	Inclinación (°)
	Norte	Este			
PAYA_LTL_2	1080321	512369	1652,88	110,0	90
PAYA_LTL_3	1081470	510958	1582,83	100,0	14
PAYA_LTL_5	1081147	511339	1879,44	130,0	90
PAYA_LTL_6	1081453	510983	1572,19	80,5	90

UNIDADES GEOLÓGICAS IDENTIFICADAS

- Suelo y roca meteorizada
- Regolita de Sills
- Areniscas
- Lutita gris
- Intrusiva tipo Sills

Simbología:

- Nivel Freático
- Zona de falla
- Contacto geológico
- Línea de Energía
- Línea de Túnel
- Perfil
- Buzamiento aparente

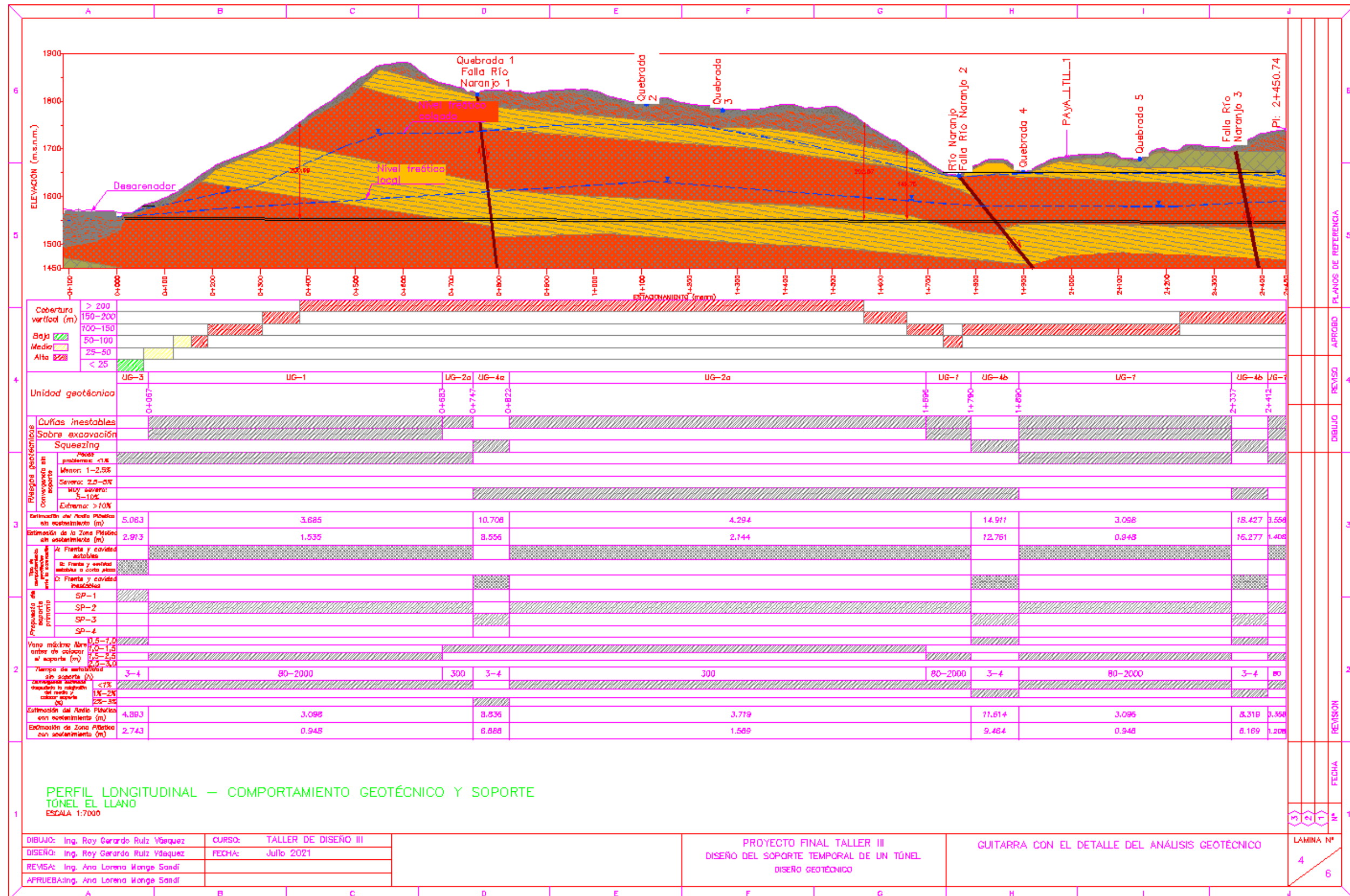
DIBUJO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vázquez
 DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vázquez
 REVISIÓN: Ing. Ana Lorena Monge Sandí
 APROBACIÓN: Ing. Ana Lorena Monge Sandí

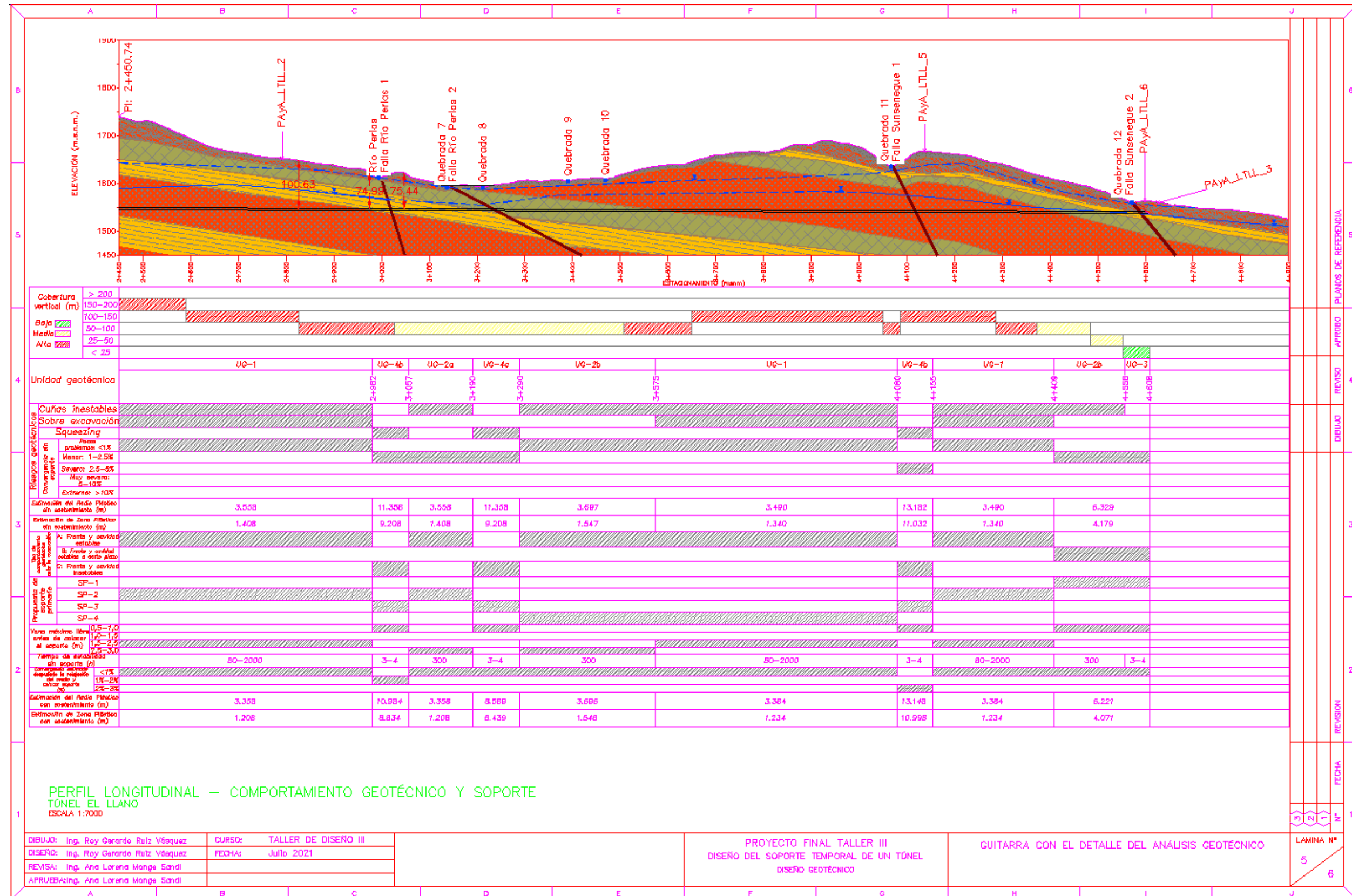
CURSO: TALLER DE DISEÑO III
 FECHA: Julio 2021

PROYECTO FINAL TALLER III
 DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL DE UN TÚNEL
 DISEÑO GEOTÉCNICO

MODELO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO
 LAMINA Nº 3/6

6	5	4	3	2	1
PLANOS DE REFERENCIA	APROBADO	REVISADO	DIBUJADO	REVISADO	FECHA
					Nº
					3/6





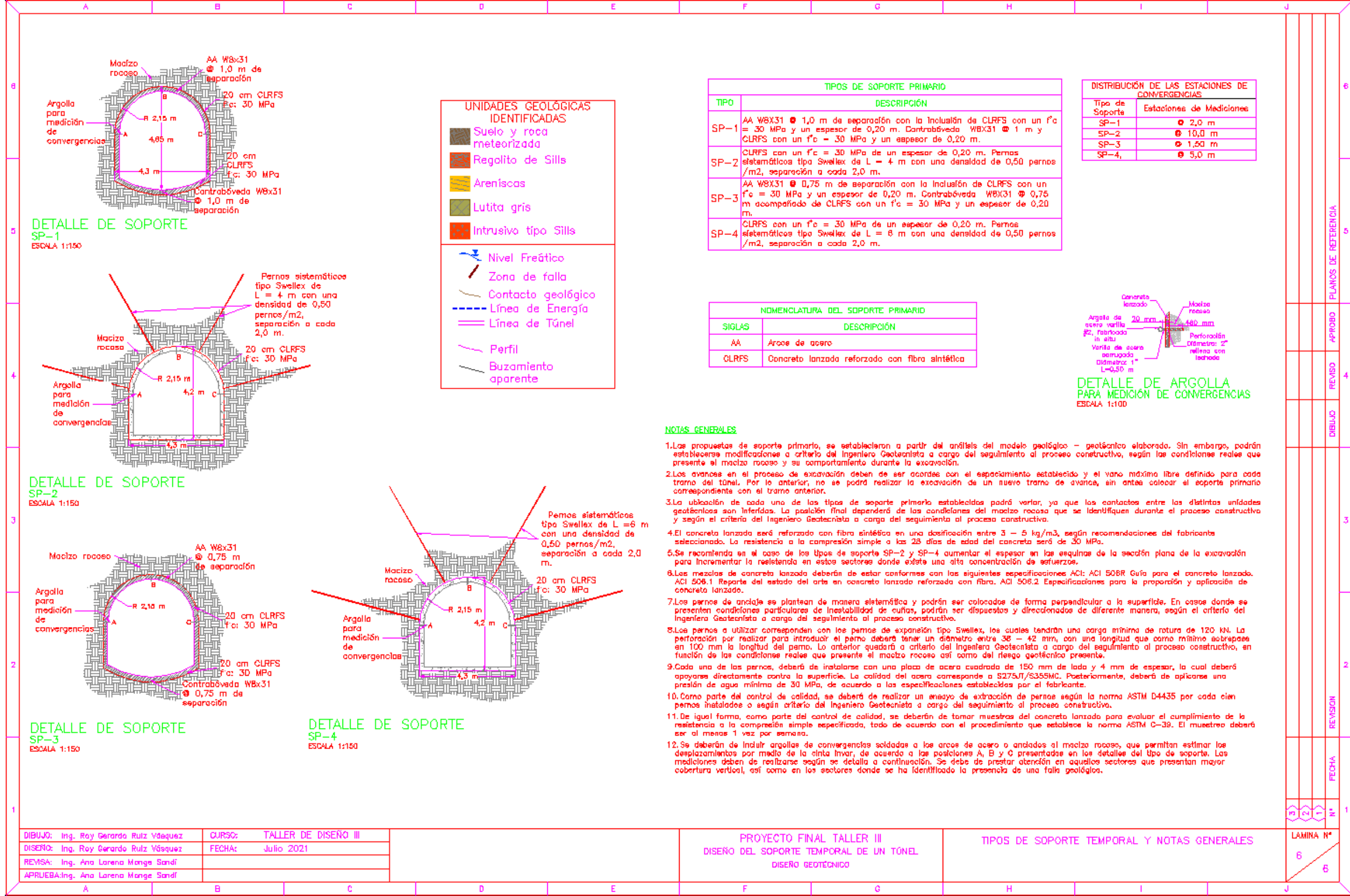
DIBUJO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vázquez
 DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vázquez
 REVISIÓN: Ing. Ana Lorena Monge Sandi
 APROBACIÓN: Ing. Ana Lorena Monge Sandi

CURSO: TALLER DE DISEÑO III
 FECHA: Julio 2021

PROYECTO FINAL TALLER III
 DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL DE UN TÚNEL
 DISEÑO GEOTÉCNICO

GUITARRA CON EL DETALLE DEL ANÁLISIS GEOTÉCNICO

LAMINA N°
 5



DIBUJO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vázquez	CURSO: TALLER DE DISEÑO III
DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vázquez	FECHA: Julio 2021
REVISÁ: Ing. Ana Larena Monge Sandí	
APRUEBA: Ing. Ana Larena Monge Sandí	

PROYECTO FINAL TALLER III
 DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL DE UN TÚNEL
 DISEÑO GEOTÉCNICO

TIPOS DE SOPORTE TEMPORAL Y NOTAS GENERALES

LAMINA N°
 6

6	PLANOS DE REFERENCIA
5	APROBADO
4	REVISADO
3	DIBUJADO
2	REVISIÓN
1	FECHA

4. CAPÍTULO 4: DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE LOS TALUDES QUE CONFORMAN EL PORTAL DE SALIDA DE UN TÚNEL DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE

4.1 Introducción

El abastecimiento de agua potable hoy en día es un tema que conlleva un impacto importante a nivel social en nuestro país. Cada vez es más común escuchar que se tiene afectación por el fenómeno ENOS (El Niño Oscilación del Sur), con sus eventos marcados de El Niño o La Niña.

Los pronósticos climáticos estacionales presentan grandes variaciones a causa del fenómeno ENOS, lo cual impacta en gran medida las diferentes regiones del país, afectando a un gran porcentaje de la población del territorio nacional, siendo una de las regiones más impactadas el Gran Área Metropolitana.

El diseño geotécnico de la excavación superficial para el portal de salida de un túnel, forma parte de un conjunto de obras que integran en su conjunto el Proyecto de Abastecimiento para el Acueducto Metropolitano, el cual, pretende aportar un caudal del orden de $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$ adicionales a los $2,1 \text{ m}^3/\text{s}$ que ya se extraen desde Orosi, en Paraíso de Cartago, hacia el Gran Área Metropolitana, con lo cual se pretende, atenuar las consecuencias del faltante de agua potable que se vive año con año en gran parte de la población de los cantones de San José, durante los meses de la época seca que presenta el país.

4.1.1 Planteamiento del problema

El diseño geotécnico de la excavación superficial para un portal de salida de un túnel a utilizar para el trasiego de agua potable conlleva un estudio importante de los materiales que conforman los diferentes taludes, considerando investigación in situ, evaluando afloramientos, tomando muestras de los materiales para su estudio en el laboratorio, sin dejar de lado el trabajo de geología superficial que es necesario efectuar.

Los métodos de investigación deben ser acordes con el entorno geológico, los objetivos y el alcance de la investigación que deben ser definidos desde las etapas previas del proyecto.

Se deben evaluar una serie de aspectos entre los que destacan: las características de resistencia a la corte y deformabilidad de los materiales, la presencia de fallas geológicas activas, evaluar las

condiciones del terreno, identificación de los niveles freáticos del terreno e identificación preliminar de riesgos geológicos geotécnicos.

La obra superficial por considerar está ubicada en el distrito de Orosi, cantón de Paraíso, provincia de Cartago, zona que se caracteriza por la presencia de suelos residuales y rocas meteorizadas, regolitos e intrusivos del tipo Sills, además de unidades geológicas sedimentarias tales como areniscas y lutitas.

La obra se ubica en un contexto montañoso complejo, por lo que aparte de la investigación posible de realizar en el sitio, se recurre a métodos de investigación indirecta, tales como las técnicas geofísicas de refracción sísmica y resistividad eléctrica.

Se requiere establecer una propuesta de estabilidad para los taludes que conforman el portal de salida, ubicado en un contexto geológico variado, con influencia del nivel freático sobre los materiales y ante la presencia de dos fallas geológicas consideradas como tectónicamente activas.

Se realiza una valoración de la estabilidad de los materiales, mediante la configuración geométrica de los taludes de corte, la inclusión de anclajes pasivos, el uso de concreto lanzado reforzado en diferentes espesores, sin dejar de lado la inclusión de drenajes para el alivio de presiones de poro por detrás de la pantalla de concreto lanzado.

En la Figura 2.1 se muestra la ubicación del sitio en donde se pretende diseñar y construir la excavación a cielo abierto necesaria para dar salida al túnel que se pretende utilizar para el trasiego de agua potable.

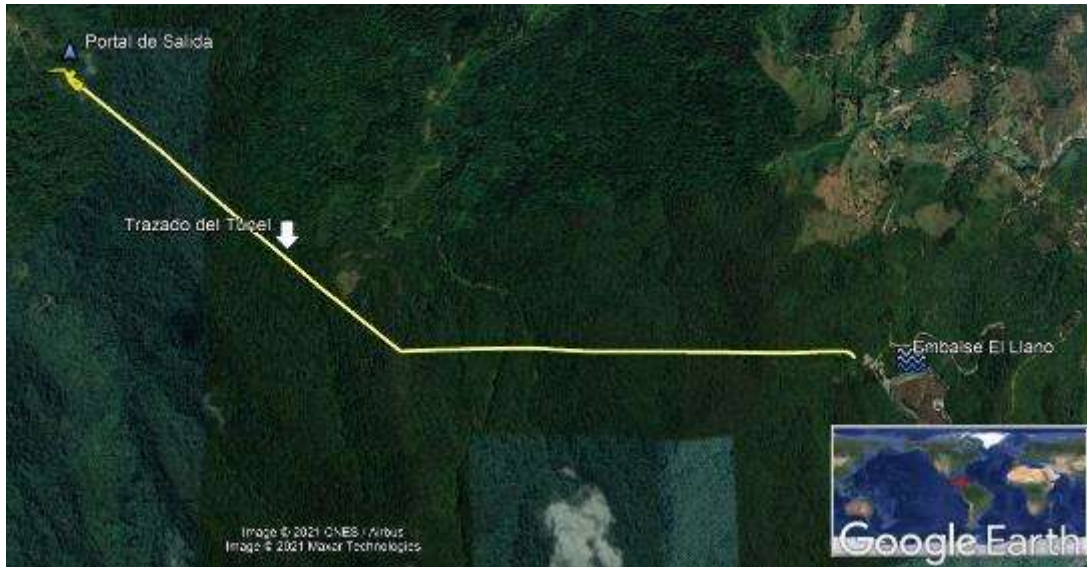


Figura 4.138. Trazado del túnel de conducción de agua potable con su respectivo portal de salida

Fuente: Google Earth 2021

4.1.2 Objetivos

4.1.2.1 Objetivo general

Realizar el diseño geotécnico de la excavación superficial para el portal de salida de un túnel a utilizar para el trasiego de agua potable, empleando el método de equilibrio límite, el método de los elementos finitos y finalmente el método de Newmark para estimar los desplazamientos sísmicamente inducidos.

4.1.2.2 Objetivos específicos

1. Investigar el contexto geológico local y regional del sitio de la obra.
2. Investigar las propiedades de los materiales encontrados en el sitio para estimar los parámetros de resistencia al corte de los materiales y deformabilidad que integran las distintas unidades geotécnicas identificadas.
3. Establecer el modelo geotécnico a partir de las propiedades determinadas de los materiales encontrados en el sitio.
4. Determinar la estabilidad global de los taludes que conforman la excavación superficial del portal de salida del túnel, por medio de la técnica de equilibrio límite, cumpliendo con los criterios que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica.

5. Determinar la estabilidad local de los taludes que conforman la excavación superficial del portal de salida del túnel, por medio de la técnica de elemento finito, estimando los desplazamientos que pueden presentarse en las caras de los taludes ante un escenario sísmico.
6. Realizar una estimación de los desplazamientos sísmicamente inducidos utilizando el método del bloque rígido propuesto por Newmark para los taludes que conforman la excavación superficial del portal de salida del túnel, empleando para ello el registro de varias señales sísmicas acordes a la sismicidad que experimenta nuestro país.
7. Evaluar si a partir de los resultados de la estimación de los desplazamientos sísmicamente inducidos, es necesario realizar un replanteo en la propuesta de estabilización de los taludes.
8. Realizar el diseño del sistema de evacuación de las aguas de escorrentía para todos los taludes que conforman el portal de salida del túnel.
9. Establecer una propuesta de instrumentación, que permita el registro de la variable de desplazamiento para los materiales que integran la excavación superficial del portal de salida de un túnel para el trasiego de agua potable.
10. Elaborar los planos del diseño geotécnico de la excavación superficial para el portal de salida de un túnel.
11. Establecer las especificaciones técnicas de la propuesta de sostenimiento de los diferentes taludes que integran el portal de salida del túnel, a considerar para el proceso constructivo y el monitoreo de la obra subterránea.
12. Realizar una estimación del presupuesto para la construcción de propuesta de estabilización de los taludes del portal de salida del túnel.

4.1.3 Importancia

La problemática que vive el país ante el faltante del recurso hídrico durante la época seca, aunado al rezago que se ha presentado en la inversión de infraestructura para tratar de remediar la situación, motiva a la toma de decisiones urgentes para intentar disminuir las crisis que se presenta año con año, por el faltante del agua en el Gran Área Metropolitana.

Diseñar obras de infraestructura que mitiguen esta problemática, es de suma importancia para el desarrollo del país y el bienestar de la población, que sufre los efectos del faltante de agua cada vez con más regularidad y periodos prolongados.

La construcción de esta obra superficial, ligada a la construcción de obras adicionales que en conjunto conforman la Ampliación del Acueducto Metropolitano, busca mejorar la situación que viven los habitantes del Gran Área Metropolitana, al traer un mayor caudal de agua potable, desde una de las zonas del país donde se presentan mayores precipitaciones durante el año, como lo es la zona de Tapantí, en Orosi de Paraíso de Cartago.

La construcción de este tipo de obras y su pronta implementación, buscan solucionar de forma prolongada, la problemática del faltante de agua en la región más poblada de nuestro país.

4.1.4 Alcance

Se realiza la caracterización de los materiales presentes en el sitio propio de la excavación superficial del portal de salida del túnel, utilizando los resultados obtenidos producto de la ejecución de ensayos tales como el SPT y el DMT. De igual forma se tomará en consideración los resultados de la investigación por métodos indirectos, tales como la refracción sísmica y la resistividad eléctrica.

Se utilizarán las muestras de materiales obtenidas de dos perforaciones realizadas en la cercanía del portal de salida, lo cual permitió la obtención de muestras de los suelos regolíticos presentes en el sitio, para la ejecución de ensayos en el laboratorio, que permitieron caracterizar los materiales y obtener de esta manera las propiedades de resistencia al corte y de la densidad.

Se utilizará el software Slide 2D 2018 de Rocscience que utiliza el método de equilibrio límite, para establecer la propuesta de estabilización necesaria para garantizar la obtención de factor de seguridad adecuado, de acuerdo con los criterios y requisitos que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, ante un modo de falla global circular y no circular de los materiales que integran los taludes que conforman el portal de salida del túnel.

Se empleará el software RS2 2019 de Rocscience para efectuar un análisis de esfuerzos y deformaciones, que permita evaluar el comportamiento de los materiales que integran los taludes del portal de salida del túnel, ante el escenario sísmico, estimando de esta manera los desplazamientos y evaluando las características que deberán de presentar los materiales a utilizar como refuerzo, desde el punto de vista de resistencia y módulo de elasticidad.

Se utilizará el software Slide 2D 2018 de Rocscience que incorpora el método del bloque rígido de Newmark, el cual permite realizar una estimación de los desplazamientos sísmicamente inducidos sobre los materiales que integran los taludes del portal de salida del túnel. Para ello se utilizaron los

registros de sismograma de una serie de eventos sísmicos recientes que han acontecido en nuestro país y que se consideran representativos desde nuestra tectónica.

Se realizarán los planos y especificaciones técnicas para la ejecución de la propuesta de estabilización necesaria para la construcción segura del portal de salida del túnel.

Finalmente, se realizará el presupuesto de la solución adoptada como propuesta de estabilización de los taludes que integran en su conjunto el portal de salida del túnel.

4.1.5 Limitaciones

A continuación, se citan las principales limitaciones que se prevén para el diseño geotécnico de la propuesta de estabilización de los taludes del portal de salida del túnel.

Existen limitaciones en cuanto a la cantidad de perforaciones realizadas en la etapa de investigación. Se cuenta únicamente con la información de 2 perforaciones cercanas al sitio de la obra efectuadas en el último tramo del trazado del túnel, donde los materiales identificados corresponden con la misma unidad geológica presente en el portal de salida.

Por otra parte, se realizaron perforaciones cortas por medio de los equipos de SPT y DMT, los cuales brindan información puntual sobre los materiales presentes en el sitio. Con estos ensayos fue posible estimar los parámetros geotécnicos a partir de las muestras de suelo extraída de los sondeos exploratorios, las cuales brindan información puntual y específica, lo que resulta muchas veces en una dificultad para extrapolar a la totalidad de una unidad geológica.

Existe presencia de fallas geológicas tectónicamente activas cercanas al sitio de la obra, lo cual ocasiona un desconocimiento en cuanto a conocer la real influencia que podrían tener estas estructuras geológicas sobre los materiales cercanos a su trazado.

Si bien la investigación llevada a cabo en el sitio de la obra se considera adecuada y suficiente, nunca es posible conocer con total certeza las características y propiedades geotécnicas que podrían presentar los materiales, por lo que siempre existirá un riesgo de que las condiciones que se presenten en el sitio al momento de efectuar la excavación, difieran en cuanto a las premisas con que se diseñaron los cortes y se establecieron las características del sostenimiento de los taludes que conforman el portal de salida del túnel.

4.1.6 Metodología

El detalle de la metodología que se llevará a cabo se describe a continuación:

Se inicia con la obtención de la investigación geológico - geotécnica que se ha realizado en el portal de salida del túnel, sobre los materiales identificados in situ, tomando en cuenta aquellas investigaciones en obras cercanas, asociadas a la misma unidad geológica que se presume presente sobre los taludes que conformarían el portal de salida.

Como parte de las labores de diseño, se realiza una revisión del entorno geológico, para tomar en cuenta los factores que podrían intervenir en el diseño geotécnico de la obra, tales como la presencia del nivel freático, la existencia de fallas geológicas cercanas al sitio de la obra, cambios litológicos sobre la excavación por efectuar, entre los principales aspectos.

Posterior a ello, se analiza toda la información disponible, con el fin de establecer un modelo geotécnico, de acuerdo con los materiales presentes en la propuesta de excavación, que permita definir las propiedades para cada una de las diferentes unidades geotécnicas que se identifiquen.

Una vez que se cuenta con el establecimiento del modelo geológico – geotécnico, se procederá con la revisión de la propuesta de excavación, empleando para ello el software Slide 2D 2018 de Rocscience, que utiliza el método de equilibrio límite para revisar que los taludes que integran el portal de salida son estables de acuerdo a la inclusión de materiales a utilizar como refuerzo (anclajes, concreto lanzado y drenajes), que garanticen la obtención de factores de seguridad adecuados, de acuerdo con los criterios y requisitos que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, ante un modo de falla global circular y no circular, bajo los escenarios estático como pseudoestático.

Posterior a establecer las pendientes estables de excavación para los taludes que conforman el portal de salida del túnel, se empleará el software RS2 2019 de Rocscience para efectuar un análisis de esfuerzos y deformaciones, que permita evaluar el comportamiento de los materiales que componen los taludes, ante el escenario sísmico, estimando de manera directa los desplazamientos sobre las caras expuestas de la excavación y evaluando las características que deberán de presentar los materiales a utilizar como refuerzo.

Considerando la presencia cercana de dos fallas geológicas consideradas tectónicamente activas, se utilizará el mismo software Slide 2D 2018 de Rocscience que incorpora el método del bloque rígido de Newmark, para realizar una estimación de los desplazamientos sísmicamente inducidos sobre los materiales que integran los taludes del portal de salida del túnel, considerando una serie de

registros de sismograma de eventos sísmicos recientes que han acontecido en nuestro país y que se consideran representativos desde nuestra tectónica.

Evaluando la magnitud de los desplazamientos sísmicamente inducidos que se presentan sobre los taludes del portal de salida, se deberá de evaluar las condiciones y características de la propuesta de estabilidad que ha sido planteada, a fin de garantizar la estabilidad local de los materiales y si es necesario modificar la propuesta inicialmente planteada.

Una vez que se tenga definido el diseño geotécnico de la propuesta de estabilización de los taludes que conforman el portal de salida, se procede con la elaboración de los planos del diseño final, así como las especificaciones técnicas a tomar en cuenta para la construcción de la obra.

Finalmente, se realiza el presupuesto de la obra acorde al diseño geotécnico, considerando las características de la propuesta de estabilización que se plantea, tomando en cuenta los precios más actualizados dentro del ámbito nacional.

Se presenta en la Figura 4.139 un diagrama de flujo con el detalle de la metodología que se pretende realizar en el desarrollo de este trabajo, para el diseño geotécnico de los taludes que componen el portal de salida del túnel.

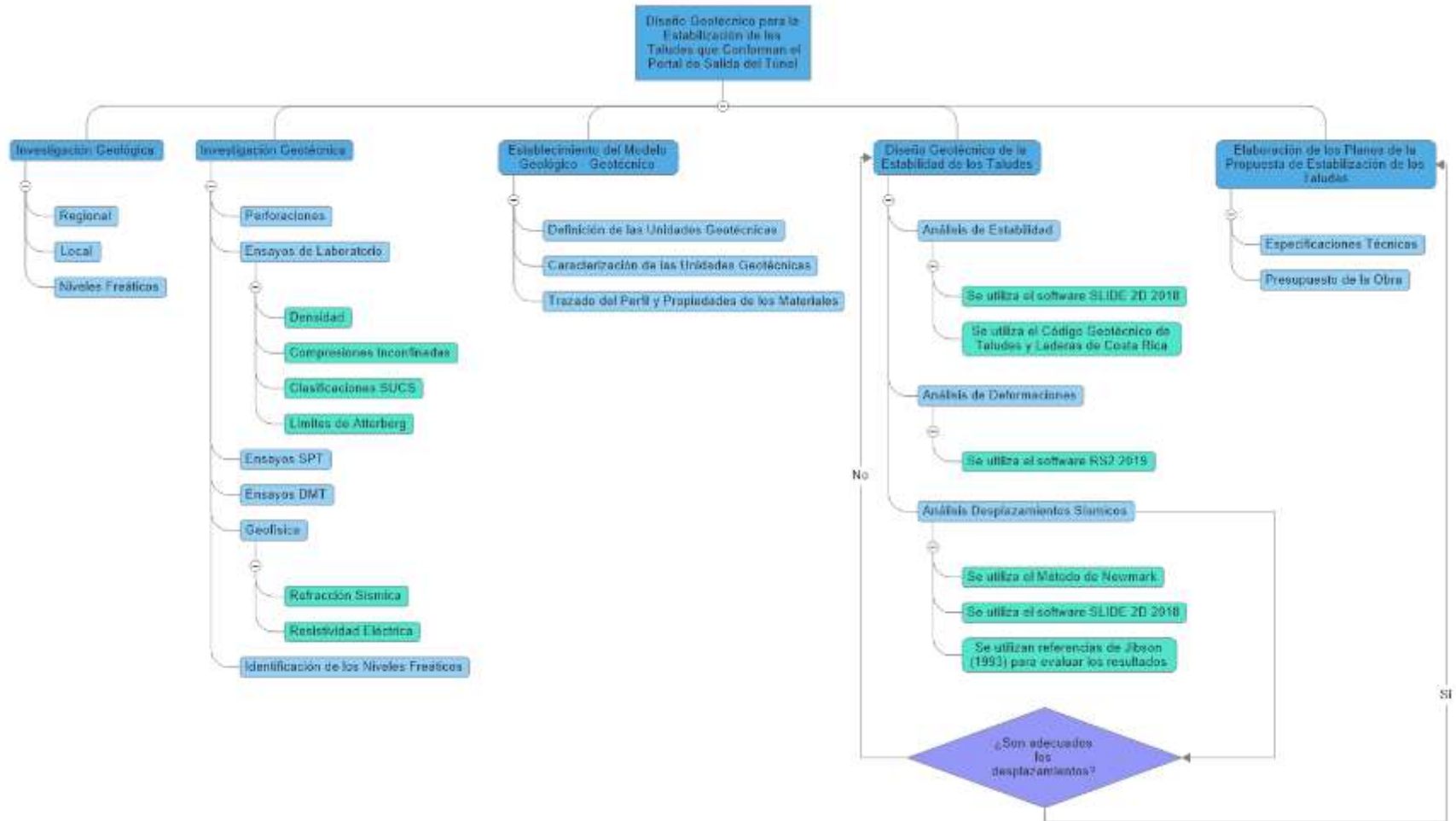


Figura 4.139. Metodología para el diseño geotécnico de la propuesta de estabilización de los taludes que conforman el portal de salida del túnel

Fuente: Elaboración propia

4.2 Marco Teórico

4.2.1 Criterios de diseño para la estabilidad de taludes y laderas

El país cuenta con normativa que rige el diseño de taludes y laderas, el cual fue publicado en el periódico oficial La Gaceta en octubre del año 2015. El Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, elaborado por la Asociación Costarricense de Geotecnia, específicamente por el Comité Técnico del Código de Cimentaciones de Costa Rica, establece los requerimientos mínimos que son necesarios para evaluar, investigar, analizar y diseñar un talud o una ladera natural en nuestro país.

En este apartado, se presentan los requerimientos que se deberán de respetar como parte del diseño de las excavaciones superficiales que se proponen como parte del portal de salida del túnel para trasegar agua potable.

4.2.1.1 Definición del nivel de seguridad

Según indica el Código Geotécnico de Taludes y Laderas (2015) “el nivel de seguridad que requiere un talud o ladera debe definirse con base en la amenaza e impacto sobre vidas humanas, así como en las pérdidas económicas o ambientales previsibles” (p. 15), razón por lo que es necesario en una primera instancia, establecer los niveles de riesgo que se van a considerar en el diseño de los taludes permanentes con que se pretende elaborar el diseño.

Para establecer el nivel de riesgo contra la pérdida de vidas humanas, el Código Geotécnico de Taludes y Laderas (2015) presenta en la Tabla 1, la descripción detallada de los aspectos que se deben de considerar para establecer el riesgo a partir de tres niveles. El detalle de esta Tabla 1 incluida en el código, se presenta a continuación en el siguiente cuadro:

Cuadro 4.153. Niveles de riesgo contra la pérdida de vidas humanas

Riesgo	Ejemplos
Bajo	Área y edificaciones con permanencia eventual de personas: potreros, parques nacionales, áreas de recreo y parques urbanos de baja ocupación, zonas de estacionamiento de automóviles, bodegas de materiales. No se incluyen en esta categoría bodegas donde se almacenen materiales tóxicos o explosivos. Ferrovías o carreteras de tránsito bajo.
Medio	Área y edificaciones con permanencia limitada de personas: áreas de espera de ocupación pública, como por ejemplo terminales de autobús o tren. Ferrovías o carreteras de tránsito medio.
Alto	Área y edificaciones con movilización intensa y permanencia de personas: edificios residenciales, urbanizaciones, edificios comerciales, edificios industriales edificios destinados a la educación, hospitales, sistemas de distribución de combustibles, bodegas donde se almacenen materiales tóxicos o explosivos. Ferrovías y carreteras de tránsito alto.

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

Por otro lado, para establecer el nivel de riesgo contra daños económicos o ambientales, el Código Geotécnico de Taludes y Laderas (2015) presenta en la Tabla 2, la descripción detallada de los aspectos que se deben de considerar para establecer el riesgo a partir de tres niveles. El detalle de esta Tabla 2 incluida en el código, se presenta a continuación en el siguiente cuadro:

Cuadro 4.154. Niveles de riesgo contra daños económicos o ambientales que puedan presentarse

Riesgo	Ejemplos
Bajo	Parques en zonas urbanas, estacionamientos al aire libre, potreros, caminos de tránsito bajo.
Medio	Carreteras de tránsito moderado, servicios esenciales que se vean interrumpidos por períodos cortos (por ejemplo: agua, electricidad, etc), instalaciones cuya falla podría ocasionar contaminación; viviendas y urbanizaciones.
Alto	Carreteras de tránsito intenso, ferrovías, servicios esenciales que se vean interrumpidos por períodos prolongados (por ejemplo: agua, electricidad, etc), instalaciones cuya falla podría ocasionar contaminación significativa (por ejemplo: estaciones de servicio de combustible, bodegas donde se almacenen materiales tóxicos, etc), edificios habitacionales y comerciales.

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

4.2.1.2 Factores de seguridad mínimos para el diseño de taludes

Dependiendo de la permanencia o temporalidad de los taludes, se deberán de considerar factores de seguridad en la elaboración del diseño, que aborde esta condición.

El Código Geotécnico de Taludes y Laderas (2015) indica que “para el análisis de taludes permanentes (i.e. definitivos) por métodos determinísticos, recomienda utilizar los factores de seguridad mínimos que se incluyen en la Tabla 3 del código” (p. 16), a su vez indique que “para el análisis de laderas que serán modificadas durante la ejecución de una obra o que representen una amenaza para obras de infraestructura, se recomienda utilizar factores de seguridad iguales o mayores a los mínimos que se muestran en la Tabla 3 del código” (p. 16).

En el siguiente cuadro, se resumen los factores de seguridad presentados en el código para considerar en el diseño de taludes permanentes.

Cuadro 4.155. Factores de seguridad para el diseño y análisis de taludes permanentes y laderas naturales

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
• Seudoestática: Coeficiente seudoestático según el Artículo 2.5, Tabla 10	Bajo	>1,00	>1,00	1,05
	Medio	>1,00	1,05	1,10
	Alto	1,05	1,10	1,10
• Desembalse rápido: Taludes en embalses con posibilidad de un desembalse rápido	Bajo	1,10	1,15	1,20
	Medio	1,15	1,20	1,30
	Alto	1,20	1,30	1,40

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

4.2.1.3 Escogencia de los coeficientes seudoestáticos horizontal y vertical

Tal y como lo indica el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, para la escogencia del coeficiente seudoestático horizontal, se debe de establecer en primera instancia la zonificación sísmica que indica el Código Sísmico de Costa Rica Revisión 2014, la cual divide a nuestro país en tres zonas sísmicas. La obra en cuestión se ubica en la provincia de Cartago, cantón de Paraíso, en el distrito de Orosi, por lo que en el siguiente cuadro se presenta la zonificación que se establece en el código sísmico para esta zona del país.

Cuadro 4.156. Zona sísmica asignada para la provincia de Cartago

Provincia	Cantón	Distrito	Zona
3. Cartago	1. Cartago	Todos	III
	2. Paraíso	Todos	III
	3. La Unión	Todos	III
	4. Jiménez	Todos	III
	5. Tumbalá	Todos	III
	6. Alvarado	Todos	III
	7. Oreamuno	Todos	III
	8. El Guarco	Todos	III

Fuente: Código Sísmico de Costa Rica, Revisión 2014

El siguiente aspecto que se debe de tomar en cuenta, para la selección del coeficiente pseudoestático horizontal corresponde con la clasificación el sitio de cimentación. El Código Sísmico de Costa Rica Revisión 2014, establece una serie de parámetros geotécnicos para la escogencia del tipo de sitio. En el siguiente cuadro, se resumen los tipos de sitios de cimentación según el parámetro NSPT, la velocidad de onda cortante y la resistencia al corte no drenada para el promedio de los 30 m superficiales del terreno.

Cuadro 4.157. Tipos de sitios y sus parámetros geotécnicos

Tipo de sitio	N	V_s (m/s)	c_u (kg/cm ²)
S ₁	≥ 50	≥ 760	≥ 1,00
S ₂	35 – 50	350 - 760	0,75 - 1,00
S ₃	15 – 35	180 - 350	0,50 - 0,75
S ₄	≤ 15	≤ 180	≤ 0,50

Fuente: Código Sísmico de Costa Rica, Revisión 2014

Los coeficientes pseudoestáticos horizontales que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, consideran el tipo de talud a analizar. Para el caso de los taludes que conforman el portal de salida del túnel, se consideran bajo una condición permanente.

Para el caso de los taludes permanentes los coeficientes pseudoestáticos horizontales que se presentan en el código, obedecen a una probabilidad de excedencia anual del 10% en 50 años, lo que establece un periodo de retorno de 475 años. En el siguiente cuadro se resumen los coeficientes pseudoestáticos horizontales.

Cuadro 4.158. Coeficientes pseudoestáticos horizontales para un periodo de retorno de 475 años

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S ₁	0,15	0,15	0,20
S ₂	0,15	0,20	0,20
S ₃	0,15	0,20	0,25
S ₄	0,15	0,20	0,25

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

Finalmente, cuando se realiza un análisis de equilibrio límite tanto para el diseño como para el análisis de un talud, independiente de su condición en el tiempo, se debe de utilizar un coeficiente pseudoestático vertical. El Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica (2015) señala que “la selección del valor del coeficiente pseudoestático vertical quedará a criterio del profesional responsable del análisis” (p. 21).

En nuestro caso se utilizará la recomendación brindada por la Ing. María Laporte, presentada en el VIII Seminario de Ingeniería Estructural y Sísmica, donde recomienda seguir la recomendación del

Eurocódigo 8 e incluir un coeficiente pseudoestático vertical con valor de $\pm 0,50 \cdot K_h$, lo que permita evaluar la condición del talud, variando el sentido de dirección del coeficiente vertical.

4.2.2 Métodos de análisis de estabilidad de taludes y tipos de rupturas

4.2.2.1 Métodos de análisis

Existen muchos métodos de análisis de estabilidad de uso común dentro de los softwares actuales que utilizan el método de equilibrio límite.

Algunos de estos métodos, permiten el análisis de superficies de falla circulares, otros en tanto de superficies no circulares, sin embargo, existen métodos que permiten adoptar cualquier forma de la superficie de falla. Generalmente, los métodos de análisis son iterativos y cada uno de ellos maneja un grado de precisión diferente.

El ingeniero Jaime Suarez Díaz en su libro “Deslizamientos: Análisis Geotécnico - Tomo I”, realiza una recopilación de los principales métodos de análisis de equilibrio límite, que se utilizan para el análisis de la estabilidad de taludes y laderas. En dicha tabla, se presentan los principales métodos y se categorizan según el tipo de superficie de falla que permite estimar, así como el método de equilibrio que utilizan.

En el siguiente Cuadro 4.159, se presentan los métodos de análisis más utilizados en la estabilidad de taludes y laderas.

Cuadro 4.159. Principales métodos de análisis utilizados en la estabilidad de taludes y laderas

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

Fuente: Deslizamientos: Análisis Geotécnico Tomo I, 2009

A su vez, el Ingeniero Jaime Suarez presenta en su libro “Deslizamientos: Análisis Geotécnico - Tomo I”, un diagrama de flujo con los diferentes métodos que existen para analizar un talud. En la siguiente

Figura 4.140 se exponen cuáles son los métodos de cálculo que se utilizan hoy en día para modelar y analizar problemas relacionados con la estabilidad de taludes y laderas.

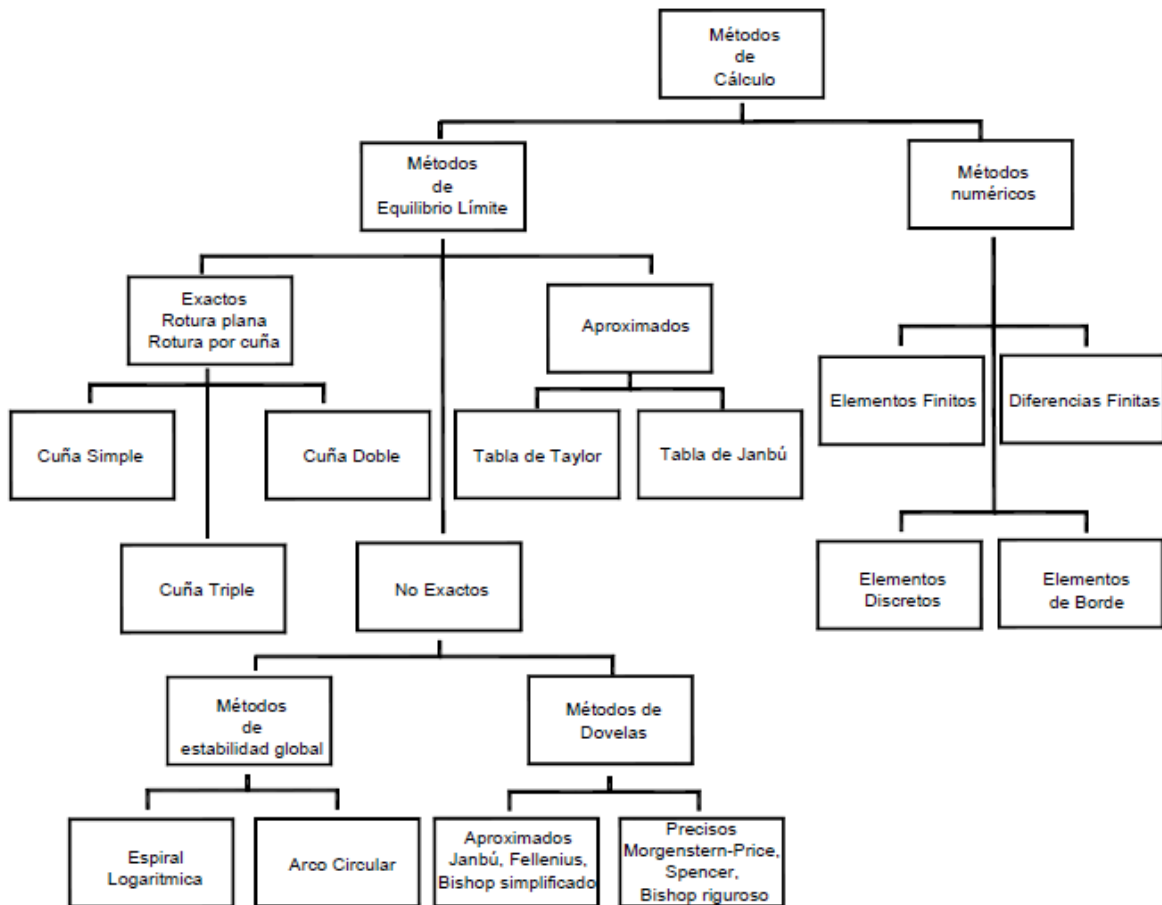


Figura 4.140. Métodos de cálculo utilizados en el análisis de estabilidad de taludes y laderas

Fuente: Deslizamientos: Análisis Geotécnico Tomo I, 2009

En el caso del análisis de estabilidad para la propuesta de sostenimiento a desarrollar en este trabajo, considerando el empleo de taludes catalogados como permanentes, se utilizarán los métodos considerados como rigurosos de Spencer y de Morgenstern & Price, los cuales aceptan cualquier tipo de forma de la superficie de falla y el equilibrio se logra a través de la sumatoria de momentos y fuerzas.

4.2.2.2 Tipos de rupturas en suelos

En el caso de los taludes excavados en suelos, estos generalmente rompen en superficies circulares o curvas, cuya forma puede estar condicionada por aspectos tales como la morfología o la misma estratigrafía del talud según indica González de Vallejo et al. (2004).

Puede darse el caso en materiales del tipo suelo donde se presenten determinadas condiciones, tales como la presencia de capas o estratos de diferentes condiciones geomecánicas, lo cual favorezca una ruptura a favor de un plano o la conformación de una superficie integrada por varios planos, según lo explica González de Vallejo et al. (2004).

Según lo indica González de Vallejo et al. (2004) “las rupturas de taludes en suelos a favor de un único plano paralelo al talud son prácticamente inexistentes, aunque este modelo puede ser válido en el caso de laderas naturales con recubrimientos de suelos sobre rocas” (p. 440).

En la siguiente figura se presenta un esquema de los tipos de rupturas de superficie más comunes en suelos.

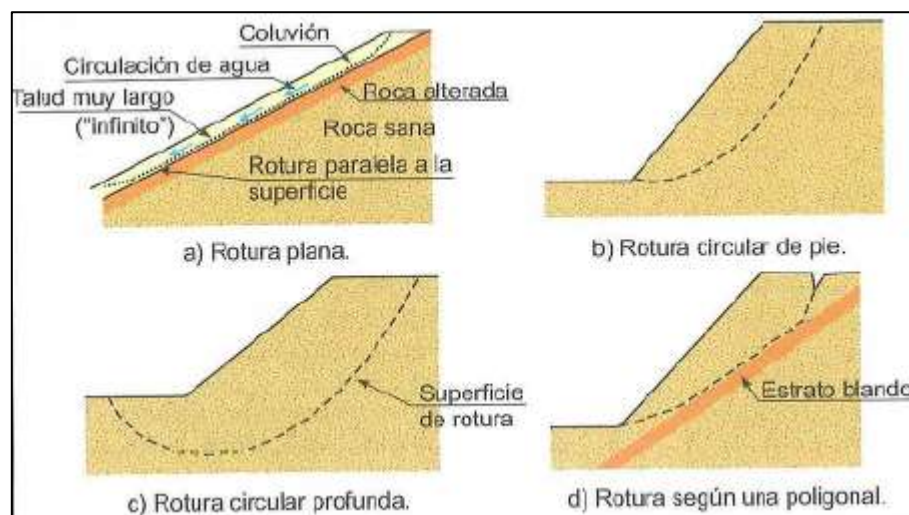


Figura 4.141. Tipos de superficies de ruptura en suelos

Fuente: Ingeniería Geológica, 2004

En el caso de estudio, para la propuesta de estabilización de los taludes que conforman el portal de salida del túnel, se revisaran los modos de falla bajo la ocurrencia de un mecanismo de ruptura circular y no circular.

4.2.3 Sistemas de protección en la estabilidad de taludes y laderas

4.2.3.1 Definición y tipos de anclaje

Tal y como lo describe González de Vallejo et al. (2004) “un anclaje es un elemento formado por cables o varillas de acero que se anclan a zonas estables del suelo o macizo rocoso, trabajan a tracción y proporcionan una fuerza contraria al movimiento, además de un incremento de las tensiones normales sobre la superficie de ruptura” (p. 476).

Existen varios tipos de anclajes, los cuales se clasifican de acuerdo con el tipo de inyección, según la forma del barreno o bien según la forma en cómo trabajan. Los principales tipos de anclajes se describen a continuación:

Anclajes Activos

Según indica Ucar (2002) los anclajes activos son aquellos a los que se le aplica una tracción antes de que se pueda presentar un movimiento en el terreno, es decir ejercen una acción estabilizante desde el mismo momento en que se les aplica la tensión, incrementando la resistencia al corte de la masa de suelo o de roca. Estos anclajes aprovechan la resistencia intacta del terreno.

Anclajes Pasivos

Tal y como lo explica Ucar (2002) los anclajes pasivos son aquellos que entran en acción una vez que se ha presentado el movimiento dentro de la masa del terreno, oponiéndose a la acción del desplazamiento, es decir generan una reacción contraria al movimiento de la masa del terreno.

Anclajes Mixtos

Son aquellos que se tensan inmediato a su instalación sin ser llevados hasta su capacidad máxima, sino que se les aplica una tensión inferior, por lo que queda una fracción de su capacidad a modo de reserva, en caso de que sea necesario volver a tensar para hacer frente ante movimientos que puedan presentarse en un futuro.

4.2.3.2 Suelo cosido

Según la FHWA (2015) la técnica de suelo cosido está constituida por elementos pasivos de refuerzo que se perforan y se colocan inyectados bajo un ángulo de inclinación subhorizontal en el terreno, para soportar excavaciones en suelo, en roca blanda o roca erosionada que permitan:

1. Contribuir a la estabilidad de los sistemas de suelo-resistencia principalmente a través de la tensión como resultado de la deformación del suelo retenido o masa de roca alterada.

2. Transferir las cargas de tracción al suelo circundante a través de esfuerzos cortantes, a lo largo de la interfaz suelo-lechada.
3. Desarrollar resistencias que puedan estimarse con procedimientos de diseño establecidos.
4. Tener una protección contra la corrosión demostrable a largo plazo para garantizar un rendimiento adecuado del sistema en el tiempo.
5. Interactuar estructuralmente con el paramento de la excavación.
6. Ser sometidos a pruebas de carga de acuerdo con los métodos prescritos.
7. Estar sujetos de forma rutinaria a pruebas de control de calidad durante la construcción, de acuerdo con los procedimientos ya establecidos.

Como se indica en la definición del suelo cosido, la transferencia de carga hacia y desde el suelo circundante se desarrolla a través de esfuerzos cortantes que actúan a lo largo de la interfaz de la lechada del anclaje en el suelo.

Tal y como lo indica la FHWA (2015) “a medida que la masa de suelo reforzado se deforma, se desarrollan tensiones cortantes en la interfaz suelo-lechada. Debido a que el suelo cosido se deforma hacia la excavación, los anclajes del suelo se extienden dando como resultado fuerzas de tracción axiales en el tendón del anclaje del suelo” (p. 2).

4.2.3.3 Elementos del suelo cosido

A continuación, se hace una breve descripción de los principales elementos que integran el método de estabilización con suelo cosido.

Pernos

Tal y como lo describe la FHWA (2015) los anclajes son los elementos de refuerzo del suelo detrás de una pared estabilizada con suelo cosido. Cada anclaje presenta una determinada tensión, la cual se moviliza en respuesta al movimiento lateral del terreno y la deformación del suelo retenido. El movimiento del suelo puede ocurrir durante la excavación, después de la excavación como consecuencia de la ausencia de cargas externas o bien una vez finalizada la excavación cuando se aplican cargas externas como sobrecargas o cargas de tráfico.

Según describe la FHWA (2015) los anclajes pueden ser barras sólidas o huecas. Las barras sólidas se introducen en agujeros de perforación estables y se colocan en su lugar. Las barras huecas están equipadas con una broca de sacrificio, la cual se utiliza para perforar el orificio y luego permanecer en su lugar como refuerzo permanente del anclaje en el suelo.

Lechada de agua con cemento

Según indica la FHWA (2015) la lechada que se usa para los anclajes del suelo generalmente consiste en una relación de cemento hidráulico y agua. La lechada funciona para: (i) transferir esfuerzos cortantes entre el suelo deformado y los anclajes; (ii) transferir los esfuerzos de tracción de los tendones al suelo estable circundante; y (iii) proporcionar algún nivel de protección contra la corrosión a los anclajes. La lechada se coloca en los orificios de perforación usualmente por medio de una inyección de gravedad.

Protección contra la corrosión

Según lo expresa la FHWA (2015), los anclajes de suelo utilizados en aplicaciones permanentes requieren protección química o física contra la corrosión. El nivel de protección requerido contra la corrosión es mayor para suelos con mayor potencial de corrosión y para proyectos con menor tolerancia al riesgo.

Concreto lanzado

Tal y como lo indica la FHWA (2015), el revestimiento consta de una componente inicial y otra 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 clavos para proporcionar estabilidad y protección temporal. El revestimiento inicial también recibe la placa de apoyo del anclaje. El revestimiento final se construye sobre el revestimiento inicial y proporciona continuidad estructural durante toda la vida útil del diseño. El revestimiento inicial consiste en concreto proyectado reforzado. El revestimiento final generalmente consiste en paneles de concreto armado, concreto proyectado reforzado o paneles de concreto prefabricado.

Sistema de drenaje

Finalmente se tiene el sistema de drenaje. Según indica la FHWA (2015), se instala un sistema de drenaje detrás de las paredes con anclajes en el suelo para: (i) recolectar agua subterránea o agua superficial infiltrada que está presente detrás del paramento del muro y (ii) para dirigir el agua subterránea recolectada lejos del muro. El sistema de drenaje comúnmente consta de bandas de drenaje geosintéticas compuestas, también conocidas como drenajes de banda geocompuesta.

En la siguiente Figura 4.142, se presentan los diferentes elementos antes descritos que forman parte del suelo cosido como sistema de estabilización de cortes verticales o cortes en pendiente.

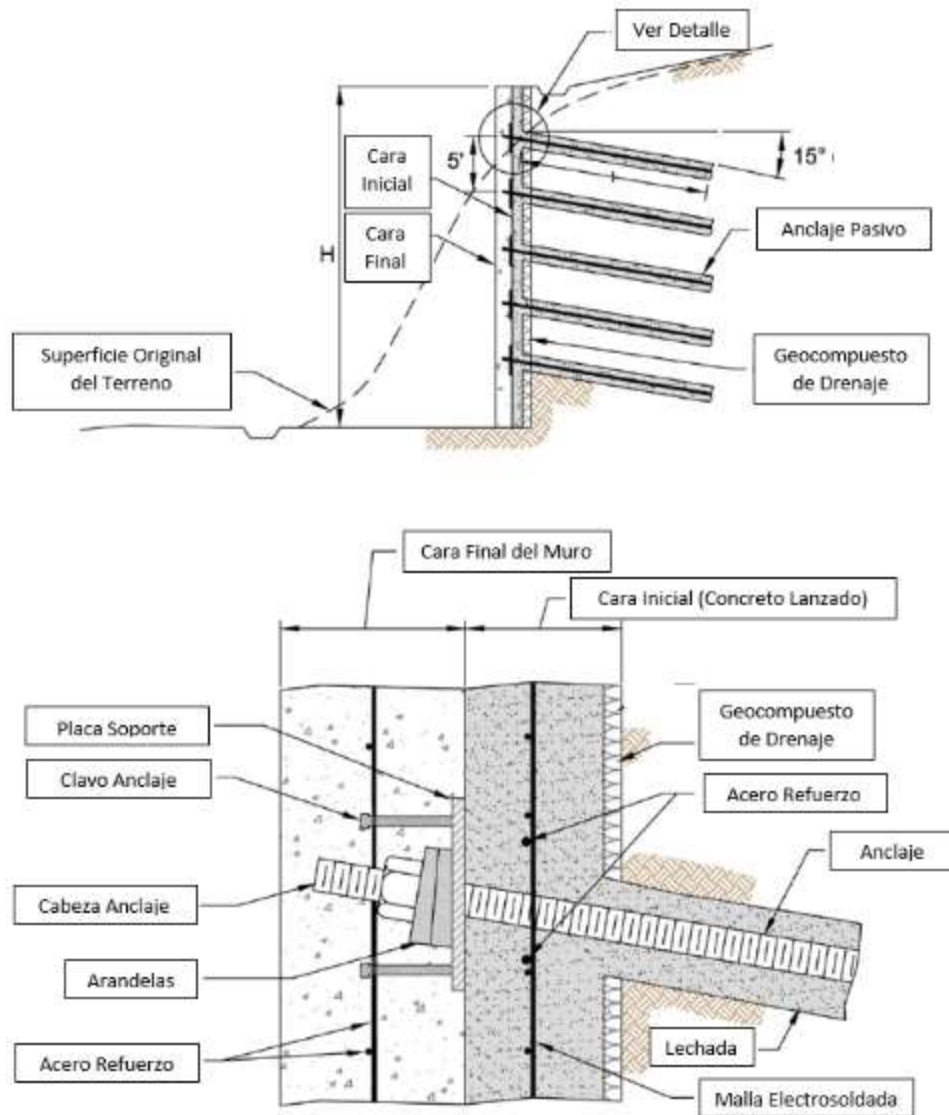


Figura 4.142. Sección transversal típica del suelo cosido

Fuente: Soil Nail Wall Reference Manual, 2015

4.2.4 Consideraciones en el diseño de los anclajes pasivos

Según establece Ucar (2004) para el dimensionamiento de los tirantes anclados se deben de considerar varias formas en las cuales el anclaje puede fallar, entre las que sobresalen:

- IV. Ruptura de la barra de acero
- V. Ruptura en el contacto roca/suelo-lechada de cemento
- VI. Ruptura en la interfase acero-lechada de cemento

A continuación, se describen los principales aspectos que se deberán de tomar en cuenta para el diseño de los anclajes pasivos.

4.2.4.1 Ruptura del perno

Según indica el profesor Ucar (2004) “con la finalidad de que el perno falle, es suficiente verificar que el estado de esfuerzos en el acero sea menor que el valor correspondiente a su límite elástico dividido por un coeficiente de seguridad” (p. 281).

Lo anterior nos lleva a respetar la siguiente relación:

$$T_a = \frac{0.85 * F_{pu}}{FS} \quad \text{Ecuación 4.41}$$

Donde se tiene que:

T_a : Carga admisible a tracción

F_{pu} : Límite elástico de la barra de acero

FS: Factor de seguridad según el tipo de anclaje

El factor de seguridad permite aminorar la tensión de fluencia del acero en el elemento que se utilice como anclaje. Ucar (2004) propone utilizar un factor de seguridad de 1,67 para en caso de anclajes considerados como permanentes.

Ucar (2004) indica que “en estas condiciones, se limitan los valores de los esfuerzos de manera tal que las deformaciones se mantengan en la región elástica donde se cumpla la ley de Hooke, es decir en la zona elástica lineal” (p. 282).

4.2.4.2 Ruptura en el contacto suelo/roca – lechada de cemento

En este apartado se tratará la capacidad de adherencia entre el suelo y la lechada, así como en el caso de la roca y la lechada de cemento, en forma independiente.

Capacidad del perno en la interfase suelo – lechada de cemento

Otro de los factores que se deben de revisar como parte del diseño del perno, corresponde con la ruptura en el contacto suelo-lechada.

Tal y como lo indica Ucar (2004) “la longitud de la zona de anclaje, L_s , depende de las propiedades del suelo con el diámetro de la perforación cilíndrica” (p. 282).

Existen dos tipos anclajes específicos usados en función de los materiales que se deseen estabilizar, sean estos suelos o roca.

Los anclajes del tipo I según lo indica Ucar (2004), son utilizados principalmente en rocas estables o en suelos donde las paredes de la perforación no colapsen.

Los anclajes del tipo II, según indica Ucar (2004), son utilizados principalmente en suelos que no poseen suficiente cohesión para mantener estables las paredes de la perforación, un caso típico corresponde con materiales de suelos granulares, los cuales son carentes de cohesión. En estos tipos de perno, se ensancha la parte final, mediante un aumento en la presión de inyección, ampliando el diámetro de la perforación en relaciones que varían entre 1,2 a 1,8 veces el diámetro de la perforación original.

En la siguiente Figura 4.143, se representan los dos tipos de anclajes mencionados anteriormente.

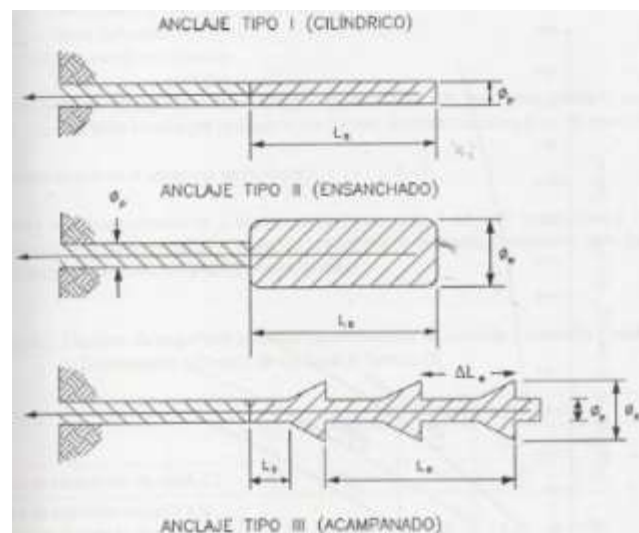


Figura 4.143. Diferentes tipos de anclajes usados en función del tipo de suelo o de roca

Fuente: Manual de Anclajes en Ingeniería Civil, 2004

En este caso, el propósito fundamental según lo indica Ucar (2004) “es prevenir la ruptura en la interfase suelo/roca-lecha de cemento, lo que indica que es necesario determinar la capacidad del anclaje y por tanto su longitud, con factores de seguridad entre 1,5 y 2,0 veces la fuerza de tracción del anclaje” (p. 282).

De acuerdo con lo indicado anteriormente, se presenta en el siguiente Cuadro 4.160 **Cuadro 2.74** donde según la categoría del perno se le aplica un factor de mayoración de carga, buscando respetar

un factor de seguridad respecto a la resistencia del corte del contacto entre el la zona inyectada y el terreno.

Es importante indica que las categorías C1, C2 y C3 corresponden con anclajes de carácter temporal, con niveles de riesgo creciente, mientras que las categorías C4, C5 y C6 corresponden a anclajes permanentes manteniendo la premisa de que el nivel de riesgo se mantiene creciente según la categoría, según lo establece Ucar (2004).

Cuadro 4.160. Factores de seguridad recomendados para la construcción y control de anclajes al terreno

	CATEGORÍA DEL ANCLAJE					
	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Factor de Mayoración de Carga	1,40	1,50	1,50	1,60	1,80	2,00
Factor de seguridad respecto a la resistencia al corte en el contacto bulbo-terreno	1,30	1,30	1,40	1,40	1,50	1,50

Fuente: Manual de Anclajes en Ingeniería Civil, 2004

Finalmente, se presenta en este apartado un cuadro con valores de adherencia última entre el suelo y el cemento, brindados por Schnabel (1982) para diferentes tipos de suelo.

Cuadro 4.161. Valores de adherencia última suelo-cemento según Schnabel

Tipo de Suelo	Resistencia N_{SPT} a la penetración del ensayo SPT	Adherencia última Suelo-Cemento (kN/m ²)
Limo arcilloso	3 - 6	25 - 50
Arena arcillosa	3 - 6	37 - 50
Arcilla media	4 - 8	37 - 63
Arcilla rígida	> 8	50 - 75

Fuente: Manual de Anclajes en Ingeniería Civil, 2004

Capacidad del anclaje en la interfase roca – lechada de cemento

Tal y como lo indica Ucar (2004) en su libro, Littlejohn & Bruce (1975), lograron a través de ensayos encontrar una relación para estimar la capacidad última de contacto bulbo – terreno considerando una distribución uniforme. Dicha relación se indica a continuación:

$$\tau_u = 0,10 * \sigma_c \text{ (barra estriada)} \quad \text{Ecuación 4.42}$$

Donde se tiene que:

τ_u : Adherencia última roca-lechada de cemento

$\sigma_c = f'_c$: Representa la menor resistencia a la compresión uniaxial ya sea de la roca o de la lechada de cemento (N/mm^2)

Indica Ucar (2004) que el Manual Canadiense de Fundaciones emplea la Ecuación 2.32 con un factor de seguridad de 3 para obtener una tensión de adherencia permisible.

Por otro lado, indica Ucar (2004) que como una simple aproximación Xanthakos (1991), hace la recomendación de utilizar los siguientes valores para el caso de la adherencia última entre la roca y la lechada de cemento:

- I. Roca de resistencia baja (0,35 – 0,70) N/mm^2
- II. Roca de resistencia media (0,70 – 1,05) N/mm^2
- III. Roca de resistencia alta (1,05 – 1,40) N/mm^2

Para el caso de los valores de adherencia permisible, se recomienda aplicar a los valores presentados anteriormente, un factor de seguridad igual a los considerados en el Cuadro 2.74, según el tipo de anclaje.

4.2.4.3 Ruptura en el contacto acero – lechada de cemento

Según indica Ucar (2004) “la longitud de anclaje L_S requerida para evitar la falla en la interfase acero – cemento, se determina considerando que el esfuerzo tangencial de adhesión se caracteriza por una distribución uniforme, la cual depende de las rugosidades de la barra de acero” (p. 307).

Ucar (2004) expresa que basado en trabajos experimentales realizados por Brown (1970) el cual sugirió los siguientes valores para la longitud de anclaje, L_S , para el caso específico de barras de acero estriadas:

- I. $L_S = 30 \phi_a$ para el caso de roca sana
- II. $L_S = 40 \phi_a$ para el caso de roca fracturada
- III. $L_S = 60 \phi_a$ para el caso de roca meteorizada y suelo

Donde el parámetro ϕ_a corresponde con el diámetro de la barra que se utilice como perno.

Por otro lado, indica Ucar (2004) que Coats & Yu (1971) consideran adecuado utilizar como valores de adherencia admisible para el caso del acero – cemento para los casos de barras lisas y estriadas una fracción de la resistencia a la compresión simple de la lechada de cemento y proponen la siguiente relación:

$$\tau_{admisible} = 0,2 * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 4.43}$$

$$\tau_{admisible} = 0,1 * f'_c \quad \text{Ecuación 4.44}$$

Donde se tiene que:

$\tau_{admisible}$: Adherencia admisible entre el acero y la lechada de cemento (MPa)

f'_c : Resistencia a la compresión simple de la lechada de cemento (MPa)

Para el caso de la Ecuación 2.33 se plantea como valor máximo 1,10 MPa que corresponde con el caso de las barras lisas, mientras que para el caso de la Ecuación 2.34 que corresponde a las barras estriadas se plantea como valor máximo 2,40 MPa.

4.2.5 Método de equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite tal y como lo indica González de Vallejo et al. (2004) “analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable y consisten en comparar las fuerzas tendientes al movimiento con respecto a las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de ruptura” (p. 446).

Según lo explica Suarez (1998) “el análisis de equilibrio límite requiere información sobre la resistencia del suelo, pero no requiere información sobre la relación esfuerzo – deformación” (p. 121).

En el caso de los métodos de equilibrio límite supone que bajo la consideración de que se presente una falla sobre el terreno, las fuerzas que intervienen a lo largo de la superficie potencial de ruptura, es decir, las fuerzas actuantes, así como las fuerzas resistentes, son las mismas a lo largo de toda la superficie de la falla y esta condición representa un equilibrio, que se denota con un factor de seguridad igual a 1,0.

Según lo explica Suarez (1998) “el análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas” (p. 121).

Hoy en día existen muchos softwares que permiten realizar análisis de estabilidad con relativa facilidad, simplificando en gran medida la estimación de las superficies de ruptura en un determinado material, conociendo previamente las propiedades de resistencia al corte de ese suelo.

El resultado final de hacer uso del método de equilibrio límite es obtener un factor de seguridad. Tal y como lo señala Suarez (1998) “el factor de seguridad es empleado por los ingenieros para

conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña” (p. 123). Efectivamente, lo que se espera obtener de un análisis de estabilidad utilizando equilibrio límite es un factor de seguridad, que permita clasificar el talud como seguro o no seguro, tanto bajo condiciones de análisis estáticas como pseudoestáticas, que permita la toma de decisiones, en el desarrollo de un determinado proyecto.

Según indica Suarez (1998) “Fellenius en 1927 presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al cortante real calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla” (p. 123).

Sin embargo, hoy en día la gran mayoría de los sistemas de análisis que utilizan los métodos de equilibrio límite se basan en dividir la masa de suelo en tajadas o dovelas, considerando el equilibrio de cada tajada de forma separada. Señala Suarez (1998) que “una vez que se ha realizado el análisis de cada tajada, se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos” (p. 123). Con lo anterior, la descripción de la ecuación que permite determinar el factor de seguridad utilizando el método de equilibrio límite, se describe a continuación:

$$F. S. = \frac{\sum \text{Resistencia al Corte}}{\sum \text{Esfuerzos al Cortante}} \quad \text{Ecuación 4.45}$$

4.2.6 Método de los elementos finitos

El uso de los Métodos de Elemento Finito (FEM por sus siglas en inglés) es una técnica de análisis numérico que se ha vuelto cada vez de uso más frecuente, producto del avance de la tecnología y en particular del avance experimentado en las computadoras. La razón obedece a que el uso de los Métodos de los Elementos Finitos requiere de procesadores potentes, de gran capacidad, puesto que su uso conlleva una creciente velocidad de cálculo.

Los Métodos de los Elementos Finitos, permiten resolver problemas muy comunes en la ingeniería geotécnica, tales como el análisis de esfuerzos y deformaciones de una obra subterránea, el comportamiento de un talud en suelo o en roca, o bien el modelado de una cimentación compleja, entre otros usos frecuentes.

Según Mirlisenna (2016), el método propone que un número infinito de variables desconocidas, puedan ser sustituidas por un número limitado de elementos, que presentan un comportamiento conocido. Estos elementos pueden tener diferentes formas, tales como triángulos, cuadrados, entre

otros, dependiente del tipo y el problema que se desee modelar. Como el número de estos elementos es limitado, es que se le conoce como elementos finitos.

Según explica Mirlisenna (2016), los elementos finitos están conectados entre sí por medio de una red de puntos, a los que se llaman nodos. Al conjunto de todos estos elementos y nodos se les llama malla. Debido a las subdivisiones de la geometría en un número limitado de elementos, las ecuaciones matemáticas que rigen el comportamiento físico no se resolverán de una manera exacta, sino aproximada por este método numérico.

Tal y como lo indica Mirlisenna (2016), la precisión de los Métodos de Elementos Finitos depende de la cantidad de nodos y elementos, así como también del tamaño y de los tipos de elementos de la malla. Por lo tanto, cuanto menor sea el tamaño y mayor el número de elementos en una malla, más precisos serán los resultados de los análisis.

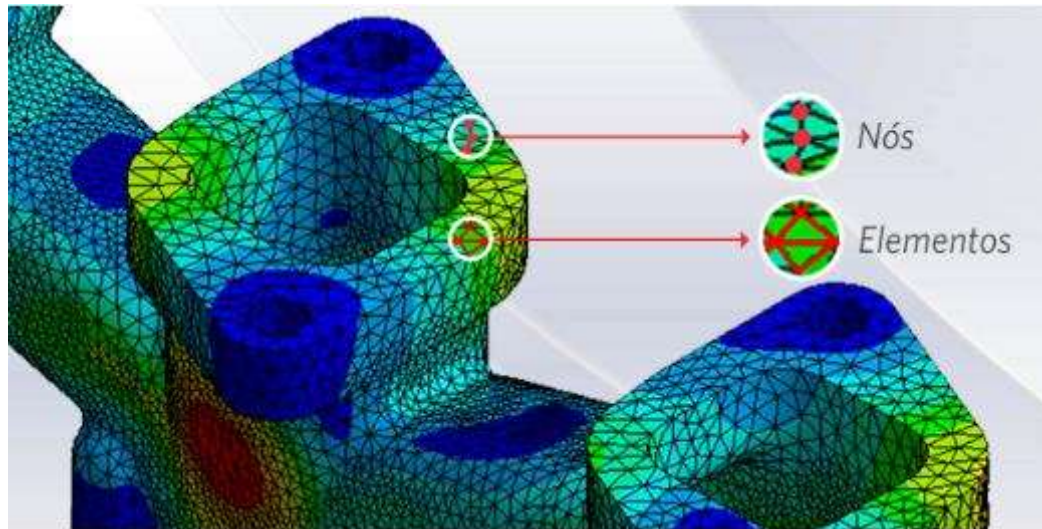


Figura 4.144. Nodos y elementos en una malla obtenida para una figura de análisis

Fuente: Mirlisenna, 2016

Señala Mirlisenna (2016), que la aplicación del Método de los Elementos Finitos puede ser utilizado en la resolución de una amplia gama de problemas en la ingeniería. Por ejemplo, para en análisis estructural, puede ser utilizado para obtener desplazamientos, deformaciones y tensiones, también permite recrear escenarios y evaluar el rendimiento de productos o materiales con la aplicación de criterios de resistencia, rigidez o fatiga.

4.2.7 Método de los desplazamientos sísmicos estimados según Newmark

4.2.7.1 Descripción del método de Newmark

La metodología desarrollada por Newmark (1965) se desarrolló bajo el supuesto de que un bloque rígido se desliza sobre una superficie inclinada, producto de una aceleración a la que es sometida el terreno. La siguiente Figura 4.145 representa de manera esquemática el bloque deslizante sobre una superficie inclinada.

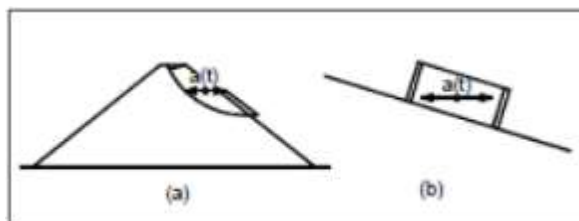


Figura 4.145. Representación esquemática de un bloque rígido sobre una superficie inclinada

Fuente: Sepúlveda Barraza, 2011

Según lo explica Sepúlveda (2011), es importante definir el concepto de la aceleración de rotura AR , la cual corresponde con la aceleración límite a partir de la cual se producirá el deslizamiento del bloque, es decir, la mínima aceleración del terreno que es requerida para superar la resistencia del bloque rígido ante el deslizamiento, antes de que este se comience a desplazar.

La forma es como se estiman los desplazamientos sísmicamente inducidos es mediante una doble integración. En primer lugar, mediante una integración de las aceleraciones que sobrepasan la aceleración crítica, se determina la velocidad del movimiento. De seguido, ante una nueva integración de la velocidad del movimiento, se obtienen los desplazamientos sísmicamente inducidos, como producto final del método de Newmark.

4.2.7.2 Consideraciones generales del método de Newmark

Señala Sepúlveda (2011), que las principales consideraciones generales que se deben de tener a la hora de utilizar el método de Newmark son las siguientes:

- Se considera que en el talud existen planos o superficies de debilidad bien definidos y que el movimiento ocurrirá a lo largo de superficies o planos específicos, similar a como ocurre en el análisis estático de estabilidad de taludes.
- Se presentarán deformaciones permanentes solamente si el esfuerzo dinámico supera la resistencia al corte de los materiales que conforman el talud.

- Los desplazamientos inducidos por el sismo ocurren “ladera abajo”. La resistencia “ladera arriba” se considera infinita y el bloque no se moverá aun cuando la aceleración crítica se exceda en la dirección contraria.
- La estimación de la aceleración crítica se realiza utilizando el método de equilibrio límite.

4.2.7.3 Resistencia al deslizamiento del bloque

Señala Sepúlveda (2011), que “la resistencia al deslizamiento de un bloque de suelo o roca es función de su resistencia al corte bajo condiciones aplicables en un sismo” (p. 21).

Según indica Sepúlveda (2011), “para movilizar la resistencia al cortante media en un talud no es necesario un gran desplazamiento” (p. 21).

La forma en cómo se aborda en el método de Newmark la resistencia al deslizamiento es en términos de un coeficiente N , multiplicado por el peso de la masa deslizante. La cantidad $N \cdot g$ donde el término “ g ” es la aceleración de la gravedad, corresponde a la aceleración constante, actuando en la dirección del movimiento.

4.2.7.4 Cálculo de la aceleración crítica, a_c

Señala Jibson (1993) que “el primer paso es determinar la aceleración crítica del posible deslizamiento de tierra. Una forma de hacer esto es mediante un análisis pseudoestático, donde la aceleración crítica se determina de forma iterativa variando la aceleración sísmica horizontal en un análisis de equilibrio límite, hasta que se logre un factor de seguridad de 1,0” (p. 7).

Por otro lado, Newmark (1965) simplificó este enfoque mostrando que la aceleración crítica de un posible deslizamiento de tierra es una función simple del factor estático de seguridad y la geometría o pendiente del deslizamiento de tierra, dicho de otra manera, por medio de la siguiente ecuación:

$$a_c = (FS - 1) * g * \text{sena} \quad \text{Ecuación 4.46}$$

Donde se tiene que:

a_c : aceleración crítica

FS: Factor de seguridad estático

g : aceleración de la gravedad

α : ángulo desde la horizontal en el que el centro de masa del bloque potencial de deslizamiento se mueve primero

Para una mayor claridad en la forma en cómo se aplica la ecuación que plantea Newmark (1965), se presenta la siguiente Figura 4.146.

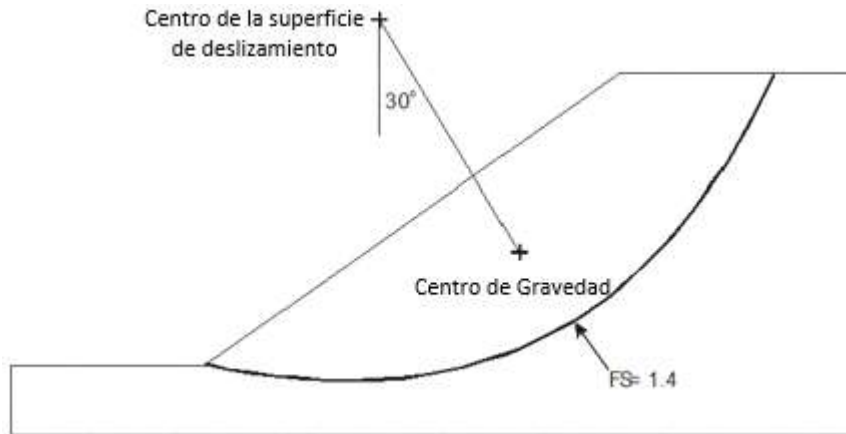


Figura 4.146. Esquema para el cálculo de la aceleración crítica según Newmark

Fuente: Adaptado de Jibson, 1993

4.2.7.5 Registro del tiempo de aceleración del terremoto

Señala Jibson (1993) que “el aspecto más difícil de realizar en un análisis de Newmark es seleccionar una señal sísmica de entrada. La mayoría de los estudios han utilizado alguna combinación de los dos enfoques mencionados por Newmark: (1) escalar las historias de tiempo de aceleración de terremotos reales a un nivel deseado de PGA y (2) usando un ciclo o ciclos múltiples de pulsos de aceleración artificial que tienen formas simples rectangulares, triangulares o sinusoidales” (p. 9).

Por otra parte, indica Jibson (1993) que, “escalar un historial de tiempo de aceleración simplemente expandiendo o contrayendo la escala de aceleración no representa con precisión el movimiento del suelo de terremotos de diferentes magnitudes o proximidades porque la magnitud y la distancia de la fuente también afectan la duración y los períodos predominantes de temblor” (p. 9).

Para el caso de uso de señales o pulsos artificiales, menciona Jibson (1993) que “su uso es una simplificación excesiva innecesaria a la luz de la disponibilidad actual de historiales de tiempo de aceleración digitalizados que tienen una amplia gama de atributos” (p. 9).

Menciona Jibson (1993) que para la selección de un registro histórico de tiempo es necesario conocer algunas características de la sacudida sísmica o al menos los requisitos de diseño pertinentes al sitio en estudio. Los criterios de diseño o evaluación de peligros incluyen los siguientes:

- Conocer un nivel específico de la sacudida del terreno.
- Conocer un modelo de terremoto con una magnitud y una ubicación específicas.
- Conocer una magnitud aceptable de desplazamiento provocado por un terremoto.

4.2.7.6 Cálculo de los desplazamientos según el método de Newmark

Una vez que se ha determinado la aceleración crítica del movimiento del terreno y se han seleccionado los registros del tiempo de aceleración del sismo, el paso siguiente es estimar el desplazamiento de Newmark mediante una doble integración de aquellas partes del registro sísmico fuerte que se encuentran por encima de la aceleración crítica.

Indica Jibson (1993) que se han propuesto varios métodos para hacer esto, algunos rigurosos y otros muy simplificados. Quizás el método riguroso más útil fue desarrollado por Wilson y Keefer (1983), el cual se explica seguidamente empleando la Figura 4.147.

En la Figura 4.147, el gráfico A muestra un registro de movimiento fuerte que tiene una aceleración crítica a_c hipotética de 0,2 g superpuesto. A la izquierda del punto X, las aceleraciones son menores que la aceleración crítica a_c y no se produce ningún desplazamiento. A la derecha del punto X, las partes del registro de movimiento fuerte que se encuentran por encima de la aceleración crítica a_c se integran a lo largo del tiempo para derivar un perfil de velocidad del bloque.

La integración comienza en el punto X que se aprecia en el gráfico B y la velocidad aumenta hasta el punto Y, la velocidad máxima para este pulso. Pasado el punto Y, la aceleración del suelo cae por debajo de la aceleración crítica a_c , pero el bloque continúa moviéndose debido a su inercia. La fricción y el movimiento del suelo en la dirección opuesta hacen que el bloque se desacelere hasta que se detenga en el punto Z.

Todos los pulsos del movimiento del suelo que exceden la aceleración crítica a_c se integran para producir un perfil de velocidad, tal cual se aprecia en el gráfico B que, a su vez, se integra para producir un perfil de desplazamiento del bloque de deslizamiento de tierra, como se aprecia en el gráfico C de la Figura 4.147 y es precisamente este el desplazamiento según el método propuesto por Newmark en el año de 1965.

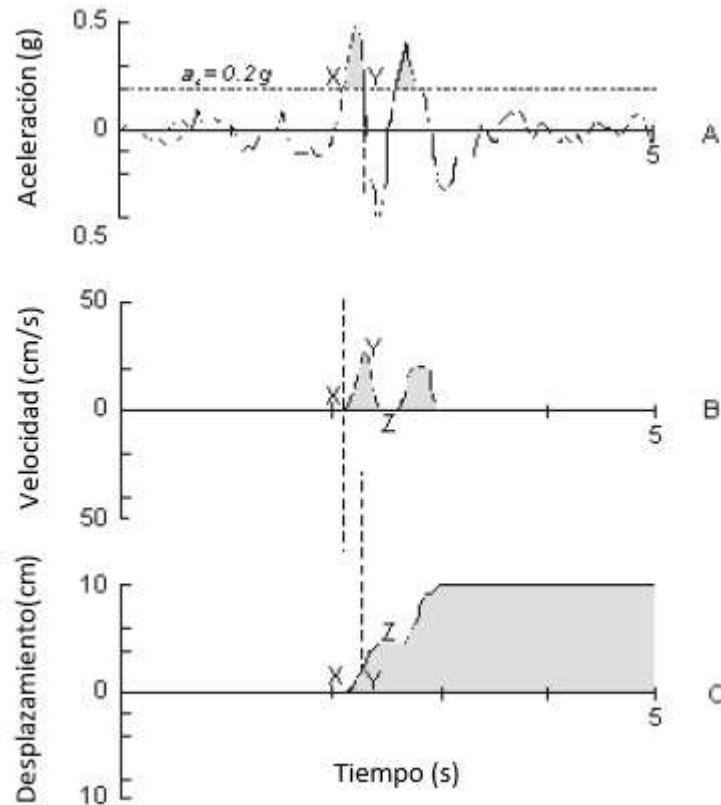


Figura 4.147. Ilustración del algoritmo de Newmark adaptado de Wilson & Keefer (1983)

Fuente: Jibson, 1993

4.2.7.7 Interpretación de los desplazamientos según el método de Newmark

Según indica Jibson (1993) la importancia de los desplazamientos de Newmark debe evaluarse por su probable efecto sobre un posible deslizamiento de tierra.

En el caso de Wieczorek et al. (1985) utilizaron 5 cm como el desplazamiento crítico que conduce al agrietamiento macroscópico del suelo y al fracaso general de los deslizamientos de tierra que ocurren en el condado de San Mateo, California.

Por otro lado, Keefer & Wilson (1989), utilizaron el rango de 5 a 10 cm como desplazamiento crítico para desencadenar deslizamientos de tierra en el sur de California.

Señala Jibson (1993) que, “en la mayoría de los suelos, los desplazamientos en estos rangos provocan el agrietamiento del terreno y los suelos previamente no deformados pueden perder parte de su resistencia máxima al corte y terminar en una condición de resistencia residual o debilitada” (p. 18).

Finalmente, Blake et al. (2002) realizaron las siguientes recomendaciones para la aplicación del análisis de bloques deslizantes en el sur de California:

- Para superficies de deslizamiento que se cruzan con mejoras rígidas (es decir, edificios, piscinas, etc.), los desplazamientos calculados deben ser inferiores a 5 cm.
- Para superficies de deslizamiento que ocurren en suelo dúctil (que no se ablanda por deformación) que no se cruza con las mejoras diseñadas (es decir, áreas ajardinadas, patios), los desplazamientos calculados deben ser inferiores a 15 cm.
- Para superficies de deslizamiento en suelos con un ablandamiento significativo por deformación, si se calculó a partir de las resistencias máximas, los desplazamientos de hasta 15 cm podrían desencadenar reducciones de resistencia, lo que a su vez podría desestabilizar la pendiente. Para tales casos, el diseño debe realizarse utilizando resistencias residuales que permitan desplazamientos medios inferiores a 15 cm, o utilizando resistencias máximas que permitan desplazamientos medios inferiores a 5 cm.

4.2.8 Diseño del sistema de evacuación de las aguas de escorrentía

Para el diseño del sistema de canalización de las aguas de escorrentía superficial que van a discurrir sobre los diferentes taludes que conforman el portal de salida del túnel, se hará uso del método racional para dimensionar las cunetas que serán necesarias para la evacuación y protección de los taludes por excavar.

Para el diseño y dimensionamiento de una cuneta se debe de seguir una serie de pasos, los cuales se detallan a continuación:

4.2.8.1 Calcular el caudal

Para calcular el caudal de diseño se deben de seguir una serie de pasos, los cuales se detallan a continuación:

- Delimitación de las áreas de drenaje
- Estimación del tiempo de concentración de la lluvia, T_c
- Estimación de la intensidad de la tormenta de diseño
- Evaluación del coeficiente de escorrentía
- Estimación del caudal de diseño

Delimitación del área de drenaje

Para delimitar el área de drenaje, se debe definir la subcuenta, que corresponde con aquella área topográfica que colecta y drena el escurrimiento superficial hacia un punto o sector de salida. Indica Campos (2009) que el caso particular de las cunetas en muchas ocasiones la subcuenta, drena hacia una frontera más que a un solo punto en específico.

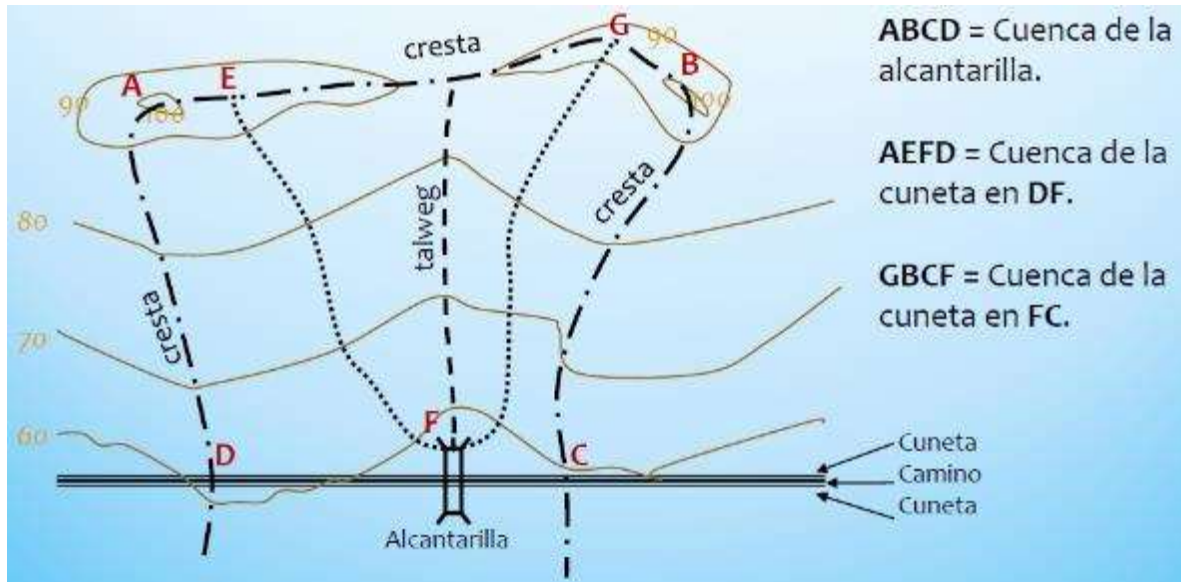


Figura 4.148. Esquema para la delimitación de una subcuenta para el diseño de un sistema de cunetas

Fuente: Campos, 2009

Estimación del tiempo de concentración, T_c

Campos (2009) indica que, el tiempo de concentración T_c , corresponde con el tiempo que le toma a una gota de agua fluir desde el punto más lejano de la subcuenta hasta el sector de interés o punto de salida.

Campos (2009) explica que, cuando se alcanza el tiempo de concentración, toda el área de la subcuenta estará contribuyendo con aporte de agua de escorrentía y por lo tanto se alcanzará el caudal pico en el punto de salida.

Existen tres ecuaciones, las cuales se utilizar para calcular el tiempo de concentración del agua en una subcuenta, utilizándose la que arroje el menor resultados.

$$T_c = 0,000327 * \left(\frac{L_0}{S_0^{1/2}} \right)^{0,77} \quad \text{Ecuación 4.47}$$

$$T_c = \frac{107 * L_0^{0,33} * n}{S_0^{0,20}} \quad \text{Ecuación 4.48}$$

$$T_c = \left[\frac{0,67 * k * L_0}{\sqrt{S_0}} \right]^{0,467} \quad \text{Ecuación 4.49}$$

Donde se tiene que:

L_0 : longitud del cauce que para el caso de la de la Ecuación 4.47 y la Ecuación 4.48 se expresa en metros (m) mientras que para el caso de la Ecuación 4.49 se expresa en pies (ft)

S_0 : pendiente media del cauce, para el caso de la Ecuación 4.47 se expresa en metros (m/m), en el caso de la Ecuación 4.48 se expresa en porcentaje (%) mientras que para el caso de la Ecuación 4.49 se expresa en pies (ft/ft)

n: constante con un valor de 0,045

k: constante con un valor de 0,20

T_c : tiempo de concentración que para el caso de la Ecuación 4.47 se expresa en horas (h), mientras que para el caso de la Ecuación 4.48 y de la Ecuación 4.49 se expresa en minutos (min)

Estimación de la intensidad de lluvia

Según lo explica Campos (2009), la intensidad de lluvia es la tasa promedio de lluvia en milímetros por hora que se registra en una cuenta o subcuenta de drenaje en particular. La intensidad de la tormenta de diseño se puede estimar por medio de un gráfico de Intensidad – Duración - Frecuencia, conocidas como curvas IDF.

Las curvas IDF se obtienen a partir de un análisis estadístico de los registros históricos de lluvia de una zona en particular que sea de interés.

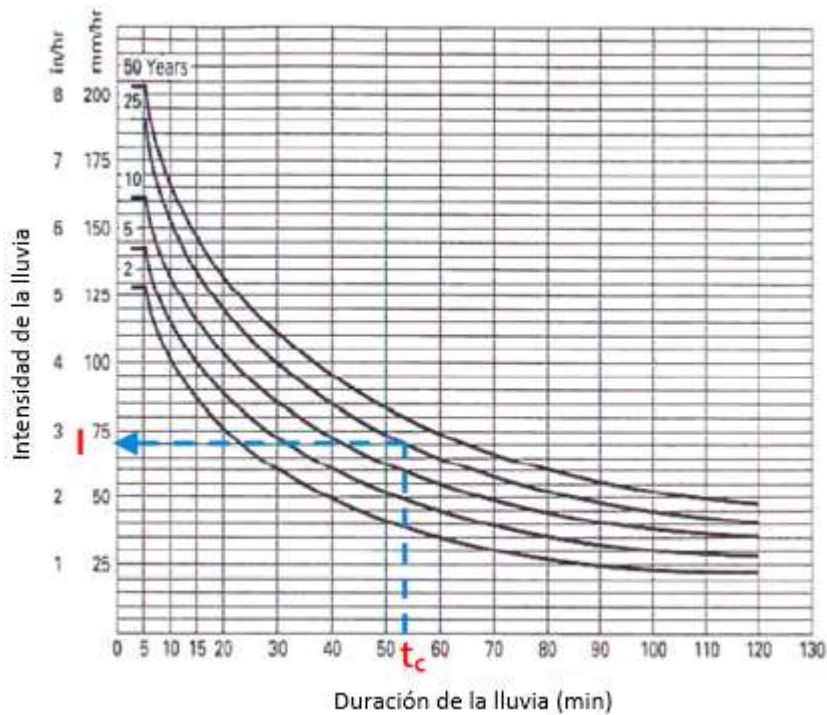


Figura 4.149. Ejemplo de la estimación de la intensidad de la lluvia a utilizar en el diseño de las cunetas a partir de una curva IDF

Fuente: Campos, 2009

Las curvas IDF están en función de un periodo de retorno. En ingeniería el periodo de retorno corresponde al tiempo medio entre dos sucesos que se pueden considerar como improbables y con posibles efectos catastróficos. En el caso del diseño de las cunetas se considera un periodo de retorno de entre 25 y 30 años generalmente.

Evaluación del coeficiente de escorrentía, C

Según indica Campos (2009), el coeficiente de escorrentía es la relación entre la lámina de agua precipitada sobre una superficie y la lámina de agua que escurre de forma superficial. La determinación del valor del coeficiente de escorrentía (C), se establece en función de variables tales como la cobertura vegetal, la pendiente media de la cuenta o subcuenta, así como el uso y tipo de suelo presente en el sitio de estudio. Para la estimación del coeficiente de escorrentía, se utiliza la siguiente Figura 4.150.

Característica de la superficie	Periodo de retorno (Años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1
Concreto/techo	0.75	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97	1
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre(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
Condición promedio(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
Condición buena(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

Figura 4.150. Estimación del coeficiente de escorrentía, C

Fuente: Campos, 2009

Estimación del caudal

La estimación del caudal de diseño se realiza utilizando el Método Racional. Explica Campos (2009), que el Método Racional es una fórmula empírica muy utilizada en hidrología para determinar el caudal máximo de descarga en una cuenca hidrográfica. A pesar de tener algunas limitaciones (debido a su simplicidad), es quizás el método más usado para el cálculo de alcantarillas, galerías de aguas pluviales, canales de drenaje, drenajes de carreteras, entre otros usos comunes.

La ecuación que permite la estimación del caudal de diseño se presenta a continuación:

$$Q = \frac{C * i * A}{3,6} \quad \text{Ecuación 4.50}$$

Donde se tiene que:

Q: caudal (m³/s)

i: intensidad de la lluvia (mm/h)

A: área de la subcuenca (km²)

C: coeficiente de escorrentía (adimensional)

4.2.8.2 Dimensionamiento de la cuneta

Para el dimensionamiento de la cuneta es necesario establecer el factor de sección para el cálculo del flujo uniforme. Se utiliza la ecuación de Manning, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{S} \quad \text{Ecuación 4.51}$$

Donde se tiene que:

Q: caudal (m³/s)

A: intensidad de la lluvia (m²)

R: radio hidráulico de la sección (m)

S: pendiente de la cuneta (m/m)

n: coeficiente de rugosidad de Manning (adimensional)

Para el caso del n de Manning se utiliza el coeficiente de rugosidad asociado al concreto, el cual corresponde a un valor de 0,013.

El factor de sección se obtiene de despejar los términos de la Ecuación 4.51 que corresponden a la intensidad de la lluvia (A) y el radio hidráulico de la sección (R).

4.2.9 Ensayo dilatométrico de Marchetti, DMT

El DMT es un interesante ensayo de carga – deformación cuyo rango de aplicación abarca desde suelos granulares, hasta cohesivos, de poco a muy densos, así como de blandos a duros respectivamente.

Tal y como lo comentan Devincenzi & Marchetti (2002) en su artículo “el Dilatómetro Plano de Marchetti (DMT) consiste una paleta plana que se hinca en el terreno y está provista de una fina membrana metálica circular, expandible horizontalmente en el suelo mediante gas a presión. La hincada de la paleta en el terreno se realiza mediante penetración estática, utilizando para ello los mismos camiones que se utilizan para la realización de ensayos de penetración estática y piezoconos” (p. 1).

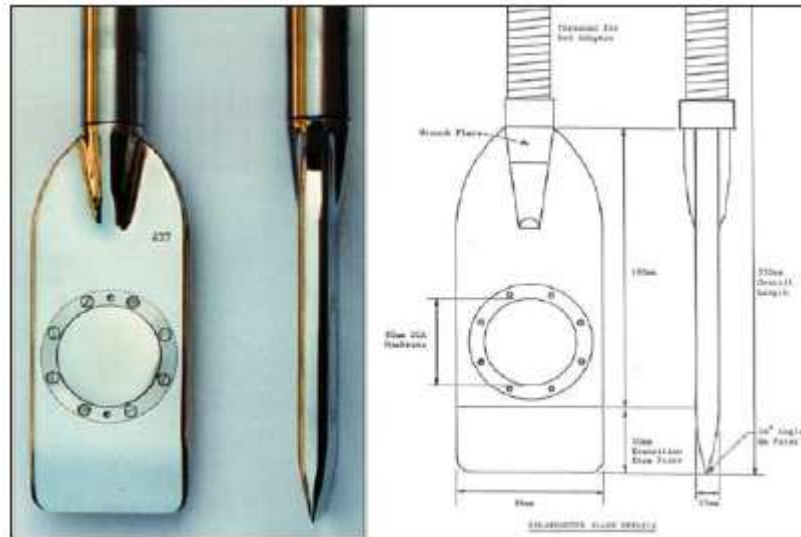


Figura 4.151. Detalle de la paleta de hincado del ensayo DMT

Fuente: Devincenzi & Marchetti (2002)

Devincenzi & Marchetti (2002) indican que “la paleta se conecta a una unidad de control en superficie mediante una manguera de presión de nylon en cuyo interior contiene un cable eléctrico que transmite las señales. La manguera y cable discurre por el interior de las varillas de hincada, que son huecas. A intervalos de 0,20 m se detiene la penetración y la membrana es inflada mediante gas presurizado. Se toman dos lecturas: A, que corresponde a la presión necesaria para comenzar a mover la membrana, y B, que es a la presión requerida para producir una deformación de 1,1 mm en el terreno” (p. 1).

De este ensayo se obtienen tres parámetros primarios, los cuales se detallan a continuación.

4.2.9.1 Índice de material, ID

Señala los autores Devincenzi & Marchetti (2002) que, “en general, I_D es indicativo del tipo de suelo. En el campo de los suelos cohesivos, no obstante, I_D puede clasificar a un suelo arcilloso como limoso, y viceversa. Una mezcla de arcillas y arenas también podría ser clasificada como un limo. Al

utilizar este parámetro se debe tener presente que la clasificación del suelo no es el resultado de un análisis granulométrico, sino que responde a parámetros que reflejan un comportamiento mecánico del medio, en cierto modo un índice de rigidez” (p. 2).

Los valores del índice de material, I_D , generalmente oscilan de 0,10 a 10, presentando un valor constante en una capa homogénea de un mismo suelo, según indican Devincenzi & Marchetti (2002). En general el tipo de suelo se puede clasificar como sigue:

Arcilla $0,10 < I_D < 0,60$

Limo $0,60 < I_D < 1,80$

Arena $1,80 < I_D < 10$

La ecuación que permite la estimación del índice de esfuerzo horizontal es la siguiente:

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad \text{Ecuación 4.52}$$

Donde se tiene que:

P_1 : presión interna necesaria para desplazar la membrana 1,1 mm

P_0 : presión exterior aplicada al aire libre

u_0 : presión intersticial

I_D : índice del material o tipo de suelo

4.2.9.2 Índice de esfuerzo horizontal, K_D

Devincenzi & Marchetti (2002) señalan que, K_D es la base de la interpretación de varios parámetros del suelo y se puede considerar como un parámetro clave para el resultado exitoso del ensayo DMT. Indican los autores que este parámetro depende de la tensión horizontal efectiva del suelo y está relacionado con la razón de sobre consolidación del suelo (OCR). Este parámetro es de suma importancia para conocer la historia tensional de un suelo en el tiempo.

En la investigación de los materiales permite identificar aquellos depósitos de suelo que presentan un comportamiento normalmente consolidado. En el caso de las arcillas señalan los autores que el valor del K_D , para un depósito normalmente consolidado es similar a 2,0 oscilando entre 1,80 y 2,30.

La ecuación que permite la estimación del índice de esfuerzo horizontal es la siguiente:

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{v0}}$$

Ecuación 4.53

Donde se tiene que:

P_0 : presión exterior aplicada al aire libre

u_0 : presión intersticial

σ'_{v0} : tensión efectiva vertical

K_D : índice de esfuerzo horizontal

4.2.9.3 Módulo dilatométrico, E_D

Devincenzi & Marchetti (2002) indican que, “este parámetro no debe utilizarse en sí mismo como un módulo de deformación, fundamentalmente por la falta de información de la historia tensional. Sólo debe ser utilizado en combinación con K_D e I_D y, especialmente, no debe ser confundido con el módulo de Young” (p. 2).

La ecuación que permite la estimación del índice de esfuerzo horizontal es la siguiente:

$$E_D = 34,7 * (P_1 - P_0)$$

Ecuación 4.54

Donde se tiene que:

P_1 : presión interna necesaria para desplazar la membrana 1,1 mm

P_0 : presión exterior aplicada al aire libre

E_D : módulo dilatométrico

4.2.9.4 Parámetros geotécnicos relevantes obtenidos del ensayo DMT

A partir de los parámetros primarios obtenidos del ensayo DMT I_D , K_D y E_D , es posible estimar parámetros geotécnicos clásicos de resistencia, deformabilidad e historia tensional en el suelo.

La razón de sobre consolidación del suelo, OCR (por sus siglas en inglés), en materiales cohesivos no cementados que fue propuesta por Marchetti y corroborada por numerosas investigaciones posteriores, se indica en la siguiente ecuación:

$$OCR_{DMT} = (0,50 * K_D)^{1,56}$$

Ecuación 4.55

Donde se tiene que:

K_D : índice de esfuerzo horizontal

OCR_{DMT} : razón de sobre consolidación del suelo

Por otro lado, los parámetros resistentes del suelo, a saber la resistencia al corte no drenada para los suelos cohesivos y el ángulo de fricción para los suelos arenosos, se obtienen por medio de las siguientes dos relaciones:

$$c_u = 0,22 * \sigma'_{v0} * (0,50 * K_D)^{1,25} \quad \text{Ecuación 4.56}$$

Donde se tiene que:

σ'_{v0} : tensión efectiva vertical

K_D : índice de esfuerzo horizontal

c_u : resistencia al corte no drenada

$$\Phi_{safe} = 28^\circ + 14,6^\circ * \log K_D - 2,1^\circ * \log^2 K_D \quad \text{Ecuación 4.57}$$

Donde se tiene que:

K_D : índice de esfuerzo horizontal

Φ_{safe} : ángulo de fricción de arenas

Finalmente los parámetros de deformación, determinado por el módulo M_{DMT} que corresponde a un módulo de contracción obtenido por medio del ensayo, puede ser correlacionado con el módulo de elasticidad del suelo. Para ello, se utiliza la siguiente relación:

$$M_{DMT} = R_M * E_D \quad \text{Ecuación 4.58}$$

Donde se tiene que:

R_M : parámetro que es función del I_D y el K_D

E_D : módulo dilatométrico

La estimación del R_M se obtiene en función del tipo de suelo (I_D) y del índice de esfuerzo horizontal (K_D). Para ello se utilizan las siguientes relaciones según aplique para cada caso.

Cuadro 4.162. Estimación del parámetro R_M

Si $I_D \leq 0,60$	$R_M = 0,14 + 2,36 \cdot \log K_D$
Si $I_D \geq 3$	$R_M = 0,50 + 2 \cdot \log K_D$
Si $0,60 < I_D < 3$	$R_M = R_{M,0} + (2,5 - R_{M,0}) \log K_D$ $R_M = 0,14 + 0,15 \cdot (I_D - 0,6)$
Si $K_D > 10$	$R_M = 0,32 + 2,18 \cdot \log K_D$
Si $R_M < 0,85$	$R_M = 0,85$

Fuente: Adaptado de Devincenzi & Marchetti, 2002

En este caso el módulo de Young de los suelos se obtiene de multiplicar el valor del módulo de contracción M_{DMT} por 0,80.

4.2.10 Monitoreo e instrumentación

Desde el punto de vista del funcionamiento adecuado de una obra, es de suma importancia la verificación de las premisas que fueron consideradas durante la etapa del diseño. Para ello, toma relevancia el considerar el monitoreo e instrumentación de la obra como un aspecto relevante durante el proceso constructivo y de operación de una obra, que brindará sus réditos en la toma de decisiones oportunas, ante un eventual comportamiento no previsto de la estructura.

Desde el punto de vista del monitoreo e instrumentación, se considera como la variable de medición de mayor importancia los desplazamientos tanto horizontales como verticales que se pueden presentar, una vez que se ha implementado la propuesta de estabilización de los taludes.

Para ello se tomarán en cuenta dos tipos de mediciones con equipos diferentes, que permitan evaluar la variable del desplazamiento, tanto vertical como horizontal.

4.2.10.1 Puntos de control geodésico

Según se indica en CONAGUA (2012) durante el proceso constructivo, así como en la etapa de operación y servicio de una estructura, se presentan movimientos superficiales, los cuales corresponden con la evidencia de lo que ocurre en el interior de este tipo de estructuras. Los movimientos superficiales pueden ocurrir en cualquier dirección, por tanto, las mediciones que se realicen deben cuantificar la diversidad de tales movimientos. Para cualquier tipo de medición es fundamental establecer una base de referencia fija, alejada de los efectos inducidos por la construcción de la obra. Los instrumentos que miden los movimientos del terreno, cimentaciones o estructuras se pueden agrupar en tres categorías:

- Medición de movimientos superficiales

- Medición de movimientos internos
- Medición de movimientos sísmicos

Para el caso de los taludes que conforman el portal de salida del túnel, el enfoque que se le prestara más atención, obedece a los movimientos superficiales y los movimientos inducidos por un sismo.

Tal y como se indica en CONAGUA (2012) “la instrumentación superficial consiste en utilizar los procedimientos topográficos para conocer los movimientos que se manifiestan en la superficie de la obra. Los valores obtenidos se comparan con puntos fijos (BR) localizados fuera de la influencia de la obra misma” (p. 30), lo cual reafirma la importancia de contar en el diseño de la obra con una propuesta de instrumentación, que brinde el respaldo de contar con registros o mediciones que permitan ofrecer el seguimiento que vaya a experimentar la estructura en su etapa de operación con el pasar del tiempo.

Existen dos tipos de monumentos o estaciones de control, los cuales se dividen en bancos de referencia y testigos superficiales. El detalle de cada uno de estos elementos se trata en los puntos siguientes.

Bancos de referencia

Los bancos de referencia según CONAGUA (2012) “son monumentos ubicados en las laderas, fuera de la influencia de la estructura; en lugares estables y firmes. Se utilizan como puntos de control ya que a partir de ellos se realizan las mediciones hacia los testigos superficiales” (p. 31).

De acuerdo con la referencia de CONAGUA (2012), se le conoce también como un monumento de centrado forzoso, siendo generalmente una columna en concreto de sección cuadrada con un lado de 0,40 m y una altura promedio de 1,30 m sobre el nivel del terreno natural, sobre el cual se coloca una estación total.

Dependiendo de las características del terreno, se profundizará entre 0,40 m a 0,50 m, y en el caso de que la fundación sea en roca bastará con retirar la parte más alterada de la misma.

En la siguiente Figura 4.152, se presenta el detalle de un banco de referencia para el control geodésico.

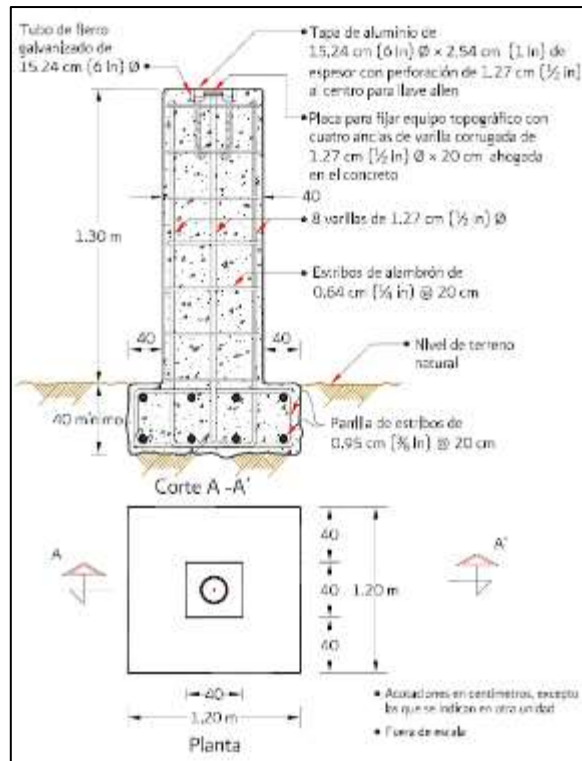


Figura 4.152. Banco de referencia para el control topográfico

Fuente: CONAGUA, 2012

Testigos superficiales

Los testigos superficiales tal y como lo describe CONAGUA (2012), se construyen ya sea sobre una estructura masiva, sobre taludes de una ladera, o bien sobre los taludes de una presa, de tal forma que son afectados cuando se presentan tanto movimientos horizontales como verticales a los que pueda estar sujeta la obra.

Generalmente los testigos se construyen según CONAGUA (2012) de concreto, bajo un $f'c$: 14 MPa, su profundidad de desplante puede variar en función del tipo de obra, pero de forma general presentan una profundidad de entre 0,40 m a 0,60 m. En la parte superior del testigo y al centro de la sección, se coloca un perno de centrado forzoso, el cual permitirá anclar un prisma a utilizar en la medición topográfica. En la siguiente Figura 4.153, se presenta el detalle de un testigo superficial.

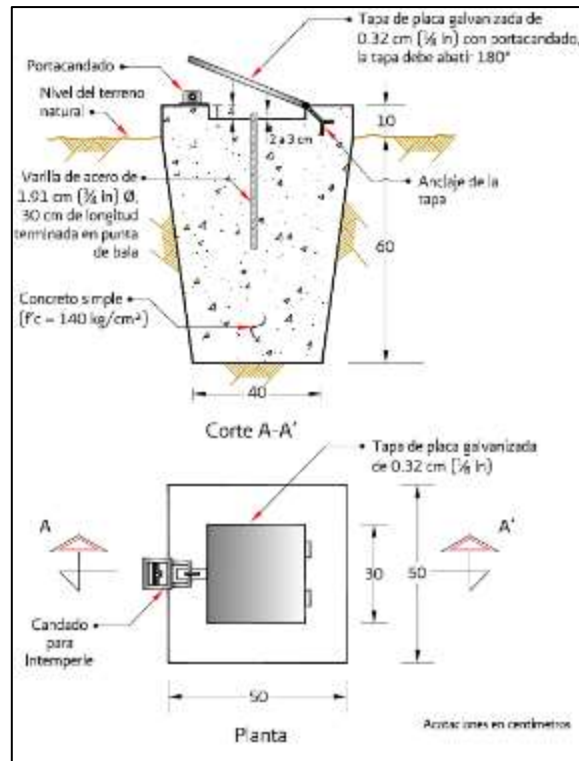


Figura 4.153. Testigo superficial con tapa

Fuente: CONAGUA, 2012

Los tipos de prismas más comunes a utilizar en el control geodésico se detallan en la siguiente Figura 4.154.



Figura 4.154. Tipos de prismas a utilizar

Fuente: CONAGUA, 2012

4.2.10.2 Inclinómetros verticales

Tal y como lo señala CONAGUA (2012) los inclinómetros “son instrumentos muy versátiles y útiles para medir desplazamientos tanto verticales como horizontales de una masa de suelo o roca. El inclinómetro mide el cambio de pendiente de un ademe guía colocado dentro de un sondeo, mediante el paso de una sonda guiada o fija en su interior” (p. 86).

Los inclinómetros pueden ser de cuatro tipos:

- Verticales con medición de una sonda manual
- Verticales con sondas fijas en su interior
- Horizontales con medición de una sonda manual
- Horizontales con sondas fijas en su interior

En el caso de la propuesta de instrumentación a plantear dentro de los taludes que conforman el portal de salida del túnel se pretende la instalación de un inclinómetro vertical con medición de una sonda manual. Este será el caso que se ahondará en detalle dentro de este apartado. Un inclinómetro vertical consta de cinco partes básicas, que se detallan en la siguiente Figura 4.155.

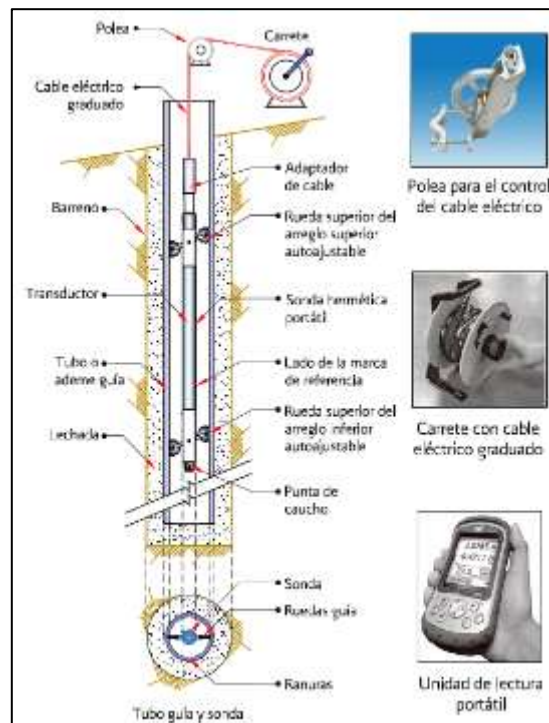


Figura 4.155. Componentes básicos de un sistema de inclinómetro vertical

Fuente: CONAGUA, 2012

Tubería guía o ademe guía

Según detalla CONAGUA (2012) la tubería guía se instala de manera permanente dentro de una perforación vertical y es fabricada generalmente de plástico o aluminio. Actualmente el más recomendable es el plástico ABS (*acrylonitrile/butadiene/styrene*). El ademe guía presenta cuatro ranuras longitudinales para guiar el recorrido de la sonda, lo cual permite medir la inclinación de la tubería en dos planos perpendiculares entre sí (A y B). El plano A se orienta siempre en la dirección principal donde se prevé se presente el desplazamiento y el plano B se ubicaría a 90°.

Unidad medidora hermética y portátil o sonda

Tal y como lo señala CONAGUA (2012) “la unidad medidora consiste en una carcasa hermética de acero inoxidable en donde se aloja el dispositivo para medir la inclinación. La sonda se encuentra unida a un cable graduado mediante un conector, mientras que el otro extremo del cable graduado termina en la unidad lectora” (p. 87).

CONAGUA (2012) explica que “la sonda se desliza dentro del ademe, guiada por dos conjuntos de ruedas guía que se introducen en las ranuras longitudinales del ademe. La distancia típica entre los dos conjuntos de ruedas guía es de 50 cm” (p. 87).

Cable eléctrico graduado

El cable eléctrico se utiliza para subir y bajar la sonda dentro del ademe según lo indica CONAGUA (2012). Además, permite transmitir las señales eléctricas a la superficie. El cable presente marcas de colores distintos cada 50 cm y 100 cm, para una mayor facilidad en la toma de las lecturas y se enrolla en un carrete con una manivela y seguro de fijación para facilitar su operación.

Unidad portátil de control, lectura y almacenamiento

CONAGUA (2012) indica que la unidad portátil de control, lectura y almacenamiento tiene como función “proporcionar energía, recibir las señales eléctricas, exhibir las lecturas en forma digital y almacenar los datos” (p. 87).

Polea

CONAGUA (2012) detalla que la polea se fabrica de diferentes materiales y tiene como función deslizar el cable eléctrico graduado sin que se genere ningún daño en el mismo durante la operación de la sonda dentro del ademe guía.

4.3 Caracterización del proyecto y modelo geotécnico

4.3.1 Descripción general del proyecto

El portal de salida del túnel del cual se pretende diseñar la estabilidad del conjunto de taludes que lo conforman, forma parte del Proyecto V Etapa de Ampliación del Acueducto Metropolitano, el cual tiene como finalidad aumentar la producción, capacidad y cobertura del Acueducto Metropolitano, de manera que se pueda suplir la demanda actual y futura hasta el año 2035, tomando en cuenta las proyecciones del crecimiento de la población en el Área Metropolitana.

Este proyecto busca dotar de la infraestructura necesaria para asegurar la demanda en el consumo de agua, que hoy en día genera dificultades importantes en la estación seca a los habitantes del Área Metropolitana. Según el último reporte de Acueductos y Alcantarillados, el desabastecimiento de agua en el país llegará a afectar a más de 500 mil personas en todo el territorio nacional.

La ubicación del entorno donde se ubicará el portal de salida del túnel se aprecia en la siguiente Figura 4.156.



Figura 4.156. Trazado del túnel para el trasiego de agua potable

Fuente: Google Earth 2021

Esta obra subterránea, permitirá realizar el trasiego del agua potable desde un sector que se caracteriza por presentar una topografía abrupta y compleja. El portal de salida del túnel permitirá cambiar el tipo de conducción del agua potable, al pasar de un túnel a una tubería que será tanto superficial como enterrada a lo largo de todo se trazado.

4.3.2 Geología regional

En la zona del proyecto se identifican rocas sedimentarias del Periodo Terciario, así como la presencia de rocas ígneas intrusivas y extrusivas más recientes. Esta zona presenta una tectónica activa muy fuerte, ya que se encuentra rodeada de fallas consideradas geológicamente activas, tales como la falla Navarro y la falla Agua Caliente.

Dentro de este apartado se hace una descripción de las principales formaciones geológicas que se han identificado dentro del entorno regional del proyecto, así como una breve descripción de las principales estructuras geológicas identificadas como fallas activas.

A continuación, se presenta en la siguiente Figura 4.157, una adaptación de la geología del cuadrante Tapantí, donde se resalta el área donde se ubica el embalse El Llano, así como la zona de interés.

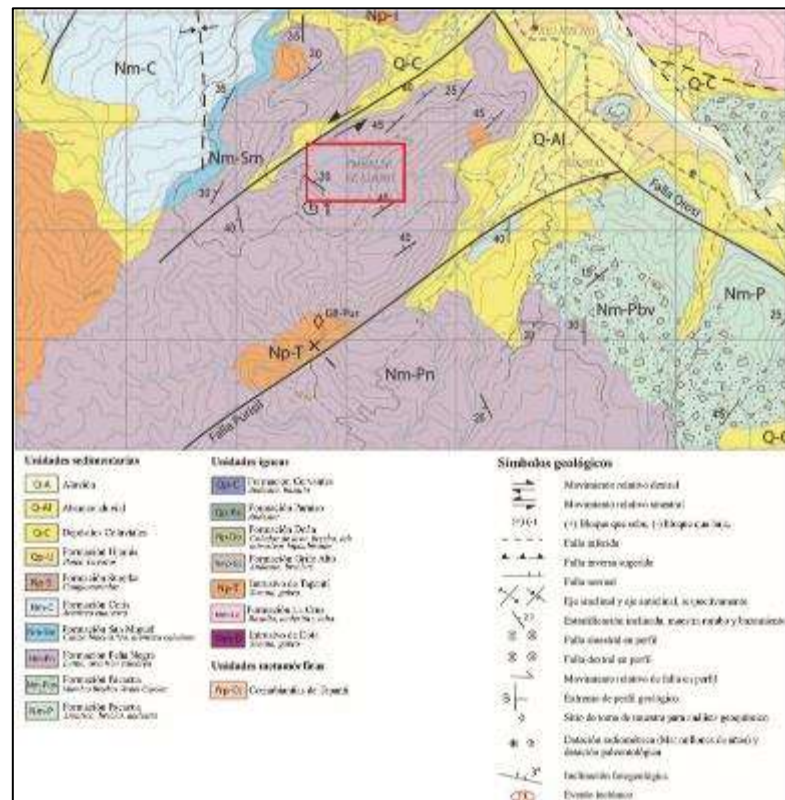


Figura 4.157. Mapa geológico regional (Adaptado del Mapa Geológico del Cuadrante Tapantí)

Fuente: Sojo et al., 2017

Según Sojo et al. (2017) se ubican dentro del cuadrante de Tapantí las Formaciones Pacacua, Peña Negra, San Miguel, Coris y el Intrusivo de Tapantí.

Describen Sojo et al. (2017) que la Formación Pacacua corresponde a una unidad que se depositó en un ambiente marino de plataforma, con evidencia en la contribución volcánica. En el área de Tapantí se presentan como volcaneritas y brechas volcanoclásticas con ocasionales intercalaciones de coladas de lava. Las volcaneritas, presentan tonalidades grises y moradas, cuya granulometría es variable desde arenas medias hasta conglomerados brechosos, con clastos de hasta 0,25 m de diámetro.

Según Sojo et al. (2017) en el cuadrante Tapantí la Formación Peña Negra se presentan como “intercalaciones de lutitas y areniscas finas. Las lutitas presentan tonalidades oscuras, abundancia de pirita, moldes de moluscos y esporádicamente algunos clastos andesíticos. Las areniscas finas se presentan hacia la parte superior, sobre las lutitas, presentando clastos subredondeados a angulosos” (p. 91). Menciona que la estratificación de esta unidad es decimétrica y se observa laminación y estratos acuñados.

Por otro lado, señala Sojo et al. (2017), que la Formación San Miguel es una unidad constituida por calizas, las cuales históricamente se han utilizado como una de las materias primas para la producción de cemento. Dentro del cuadrante Tapantí, la Formación San Miguel, presenta un dominio de materiales autóctonos, caliza cristalina, lo que junto al espesor de esta unidad en el área de estudio (200 m en el tajo La Chilena) indica que la geometría de la formación es en forma de cuña.

En el caso de la Formación Coris indica Sojo et al. (2017) que se caracteriza por su alto contenido de cuarzo. La describen como capas espesas de areniscas cuarzosas con algunas intercalaciones delgadas de lutitas, además de la presencia de algunas capas de conglomerados y lignito. Comenta además Sojo et al. (2017) que en las cercanías del embalse El Llano se observa una capa de lignito de 2,30 m de espesor intercalada con lutitas y areniscas. La Formación Coris tiene forma tabular con un espesor mínimo para el área de estudio cercano a los 200 m.

Finalmente, se tiene el Intrusivo de Tapantí, el cual según Sojo et al. (2017) corresponde con dos cuerpos aflorantes de unos 3 km de diámetro y varias pequeñas intrusiones que cortaron la secuencia sedimentaria. Lo describen como una serie de rocas que varían desde gabros a granodioritas.

4.3.2.1 Estructuras geológicas

Se realiza a continuación una breve descripción de las principales fallas geológicas consideradas como activas, a su haber, la falla Orosi, la falla Navarro y la falla Aguacaliente. En la siguiente Figura 4.158 **Figura 3.99** se presenta sus trazas aproximadas.

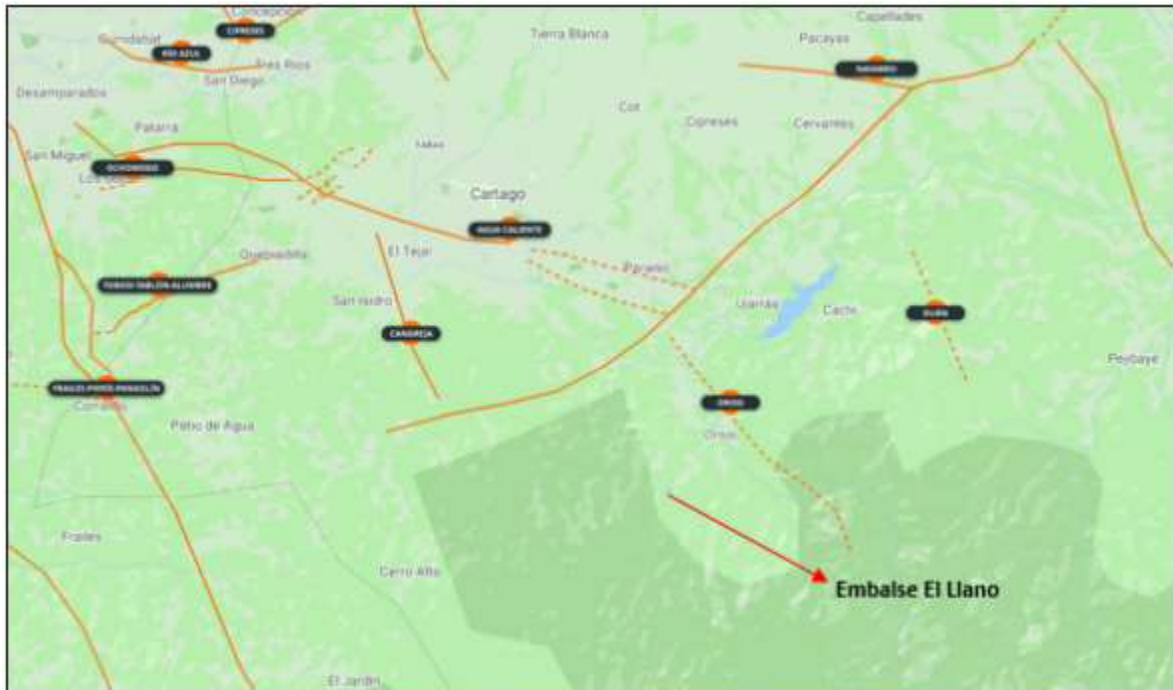


Figura 4.158. Mapa de fallas geológicas activas ubicadas en la provincia de Cartago

Fuente: Adaptado de la Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2019

La falla Orosi de acuerdo con Salazar (2011) se ubica a una distancia aproximada de 8,5 km al sureste del centro de Cartago y a 3,5 km al oeste del centro de Paraíso. Pertenece a un sistema de fallas paralelas de rumbo noroeste-sureste que se localizan hacia el sur y sureste de Paraíso de Cartago. Salazar (2011) menciona que posee una longitud de 11 km, desde 3 km al noreste de la ciudad de Orosi hasta el poblado de Tapantí. Varios autores consideran que la falla se orienta al noroeste y además la suponen, estructuralmente asociada con la falla Aguacaliente.

El sistema de la falla Orosi, presenta fallamiento de rumbo sureste - noroeste de movimiento normal. En la siguiente Figura 4.159 se presenta la traza aproximada que sigue la falla Orosi.

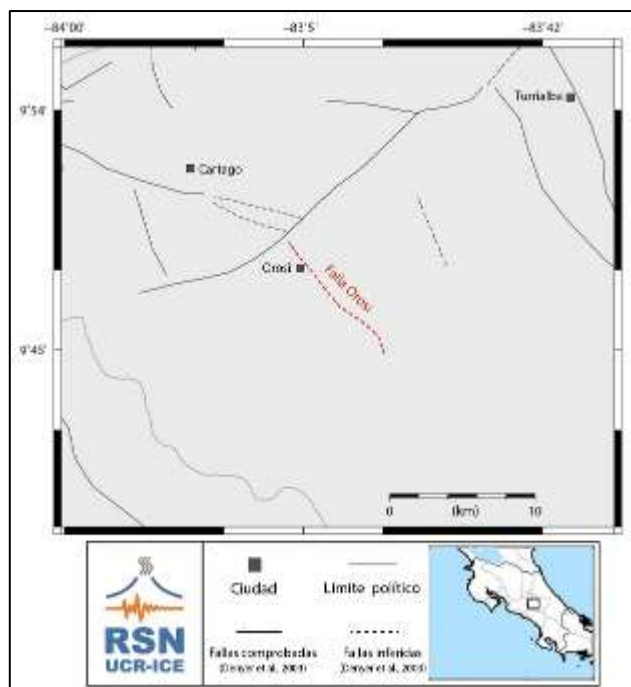


Figura 4.159. Trazado de la falla inferida Oroquieta

Fuente: Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2019

Para el caso de la falla Navarro, según se desprende de la RSN (2019), se encuentra ubicada al lado sureste del Valle Central. Se extiende entre las estribaciones norte de la cordillera de Talamanca, pasando por las faldas sur y sureste de los volcanes Irazú y Turrialba. La falla Navarro se puede considerar como un sistema de fallas orientado en dirección suroeste a noreste, que abarca los segmentos de la falla Tarrazú hacia su extremo suroeste, continuándose con los segmentos centrales, Navarro y Paraíso y finalizando al extremo noreste con la falla Maravilla hacia el norte de la ciudad de Turrialba. El Sistema de la falla Navarro, se encuentra constituido por fallas de rumbo este - oeste de movimiento sinistral con componentes normales.

En su tramo central posee una longitud de aproximadamente 27 km y se considera que puede presentar una longitud total del orden de los 70 km. En la siguiente Figura 4.160 se presenta la traza aproximada que presenta la falla Navarro.

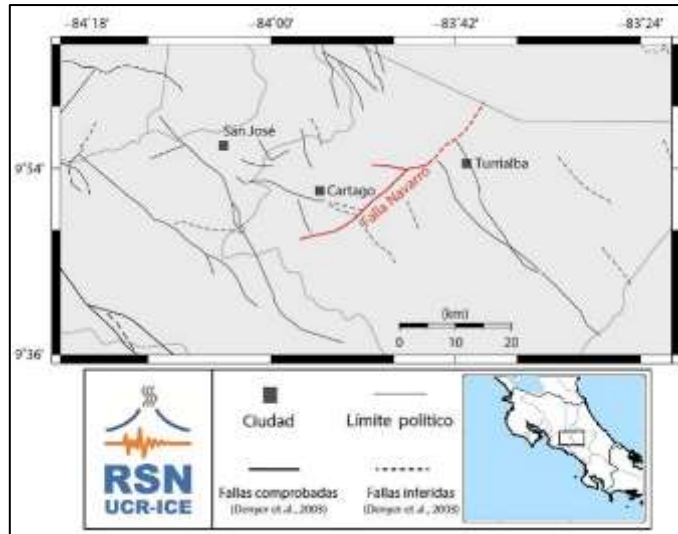


Figura 4.160. Ubicación de la falla comprobada Navarro

Fuente: Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2019

Finalmente, se tiene la falla Aguacaliente, la cual según indica la RSN (2019) se ubica desde Escazú hasta Santa Cruz de Turrialba, pasando por el sector sur de Desamparados, Tejar, Aguacaliente, sector sur de la Ciudad de Cartago y Capellades de Alvarado. Presenta una longitud de aproximadamente 70 km. Corresponde a fallas de rumbo noroeste-sureste, oblicuo de desplazamiento sinistral de carácter inverso. En la siguiente Figura 4.161 se presenta la traza aproximada.

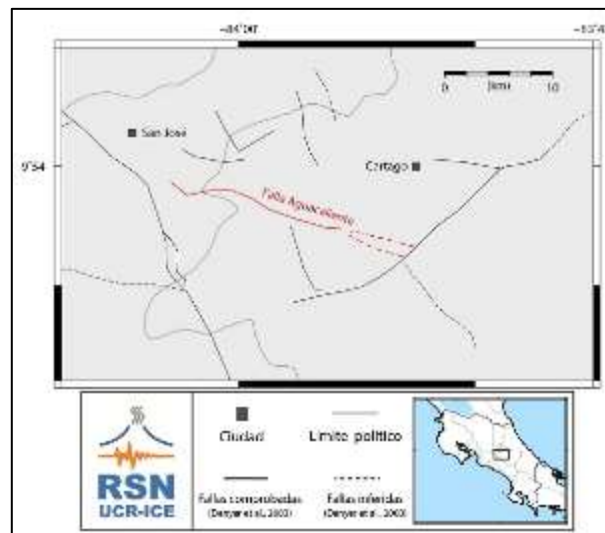


Figura 4.161. Ubicación de la falla comprobada Aguacaliente

Fuente: Red Sismológica Nacional UCR-ICE, 2019

4.3.3 Geología local

Las formaciones geológicas a lo largo de todo el trazado del túnel comprenden varias litologías, las cuales se detallan a continuación:

4.3.3.1 Suelos y rocas meteorizadas

Indica Espinoza (2020) que este dominio geológico está caracterizado por suelos de origen residual y regolitos de rocas aflorantes como sill andesíticos y areniscas síliceas. Se caracterizan por presentar una textura limo arenosa.

4.3.3.2 Regolitos de sills

Según Espinoza (2020), corresponden con regolitos principalmente de rocas intrusivas de composición andesítica, las cuales presentan meteorización caracterizada por generar arenas. Presentan minerales alterados color marrón, son suelos blandos que mantienen la estructura blocosa de la roca que les dio origen.

4.3.3.3 Sills andesíticos – Intrusivo Tapantí

Indica Espinoza (2020), que corresponden con roca sana, dura, generalmente gabros y andesitas hipoabisales, las cuales, se encuentran ligera a moderadamente meteorizadas, roca fracturada. Las fracturas se pueden encontrar meteorizadas.

4.3.3.4 Areniscas síliceas - Formación Coris

Señala Espinoza (2020), que son rocas que se encuentran silicificadas debido a la hidrotermalización de fluidos con aporte de sílice como cementación principal, están compuestas por areniscas. Son rocas blandas, de ligera a altamente meteorizadas, textura arenosa y ligeramente fracturada.

4.3.4 Obtención de las propiedades de los materiales

Se presenta a continuación el detalle de la investigación llevada a cabo para establecer el modelo geotécnico de los materiales. Se realizaron ensayos de campo por medio del dilatómetro de Marchetti (DMT) y el ensayo de penetración estándar (SPT), así como también ensayos de laboratorio producto de la obtención de muestras de obtenidas de las dos últimas perforaciones efectuadas al final del trazado del túnel. Además, se obtuvo información indirecta de dos perfiles de refracción sísmica, así como de dos perfiles de resistividad eléctrica que fueron efectuados sobre la salida del portal del túnel.

En la siguiente Figura 4.162 se muestra la ubicación de los tres ensayos DMT, el ensayo SPT así como los dos perfiles de geofísica que fueron realizados como parte de la investigación en el portal de salida del túnel.

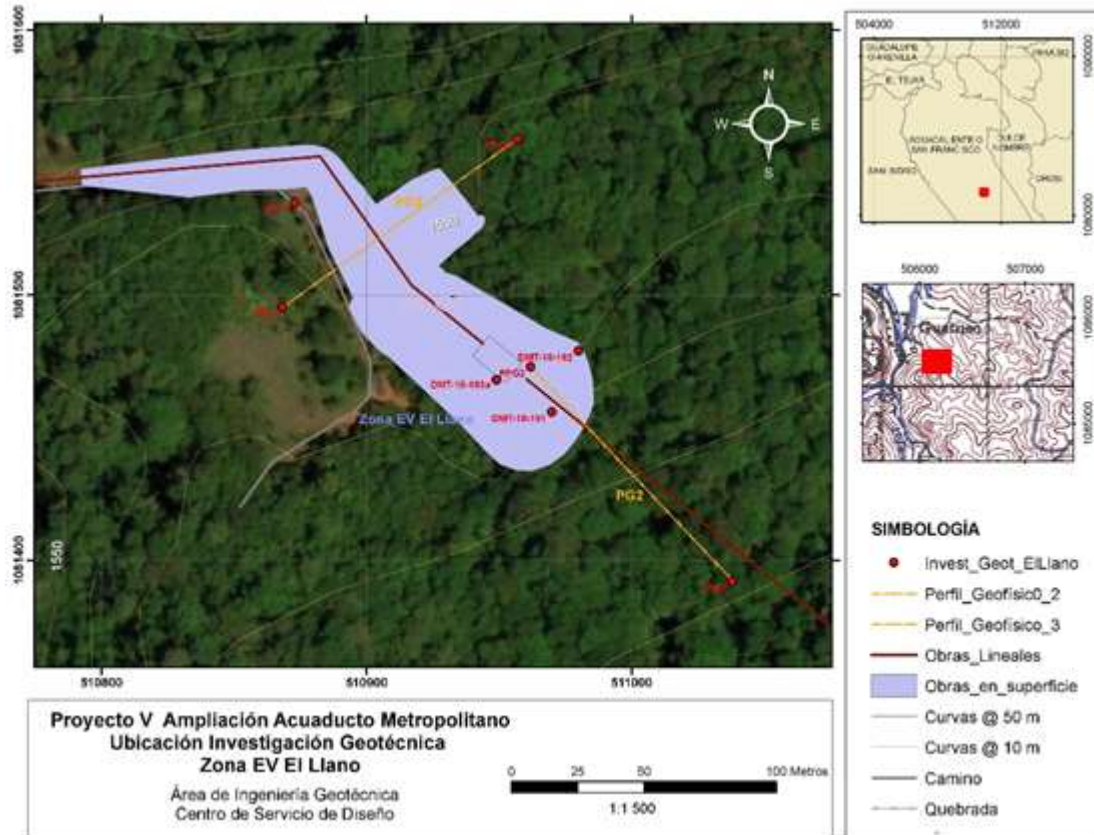


Figura 4.162. Ubicación del conjunto de ensayos de campo realizados a la salida del portal de salida del túnel

Fuente: Elaboración propia

4.3.4.1 Investigación efectuada por métodos geofísicos

Por medio de la realización de dos perfiles de refracción sísmica y de dos perfiles de resistividad eléctrica, continuos, ambos efectuados desde la superficie del trazado del túnel, fue posible llevar a cabo una caracterización indirecta de los materiales superficiales que se esperan aflorar en la excavación del portal de salida del túnel. Las longitudes de cada uno de los perfiles de geofísica efectuados se resumen en el siguiente Cuadro 4.163.

Cuadro 4.163. Longitudes de los perfiles de geofísica efectuadas sobre el portal de salida del túnel

Nombre del Perfil	Longitud del Perfil (m)
P2 (refracción sísmica)	110
P2 (resistividad eléctrica)	130
P3 (refracción sísmica)	110
P3 (resistividad eléctrica)	130

Fuente: Elaboración propia



Figura 4.163. Trazado de los dos perfiles de refracción sísmica y resistividad eléctrica realizados sobre el área del portal de salida del túnel

Fuente: Google Earth 2021

Fue posible entonces obtener la velocidad de onda compresional v_p , así como también obtener los valores de resistividad eléctrica para cada una de las litologías identificadas a lo largo de los perfiles efectuados sobre el portal de salida del túnel. A continuación, se presentan los perfiles que fueron efectuados, así como la posible correlación de los materiales que fueron identificados.

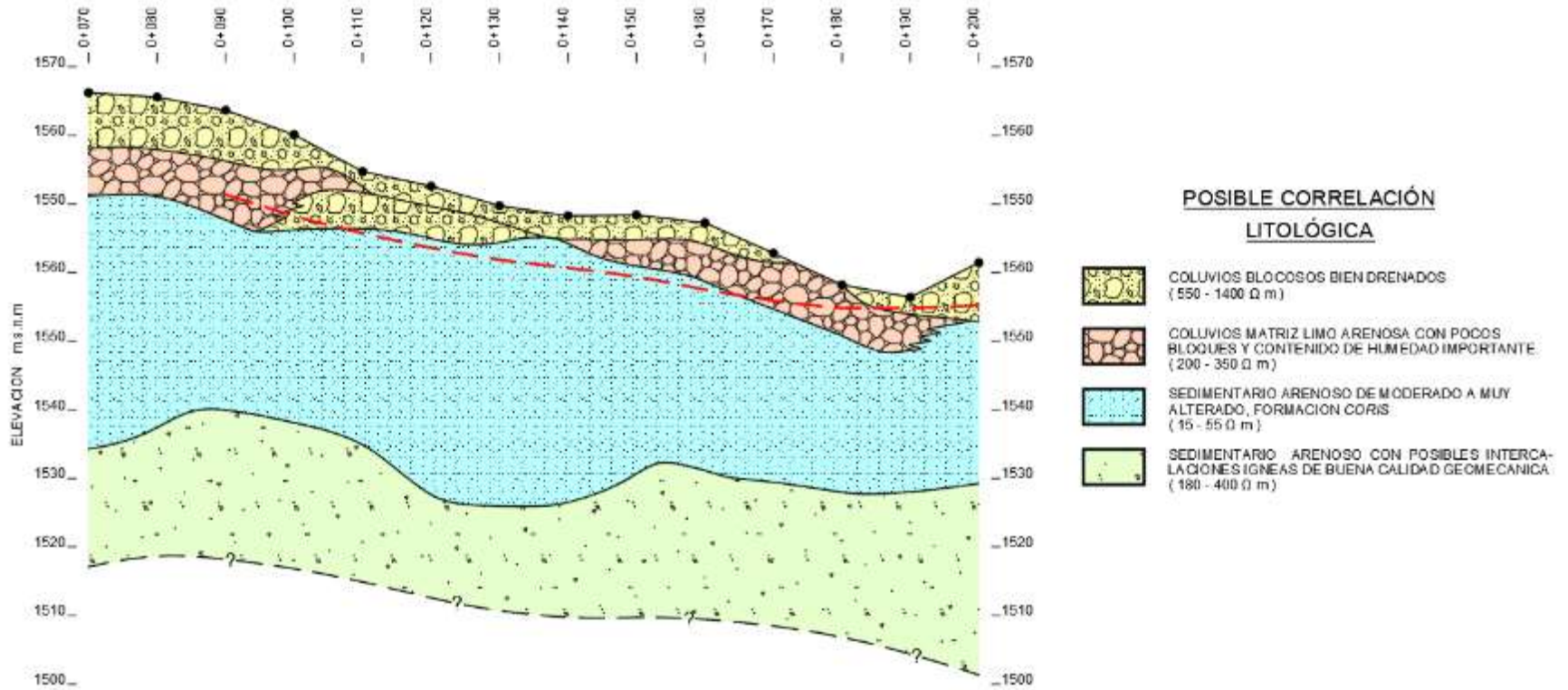


Figura 4.164. Perfil P2 de resistividad eléctrica realizado sobre los materiales presentes en el portal de salida del túnel

Fuente: Ayala, 2019

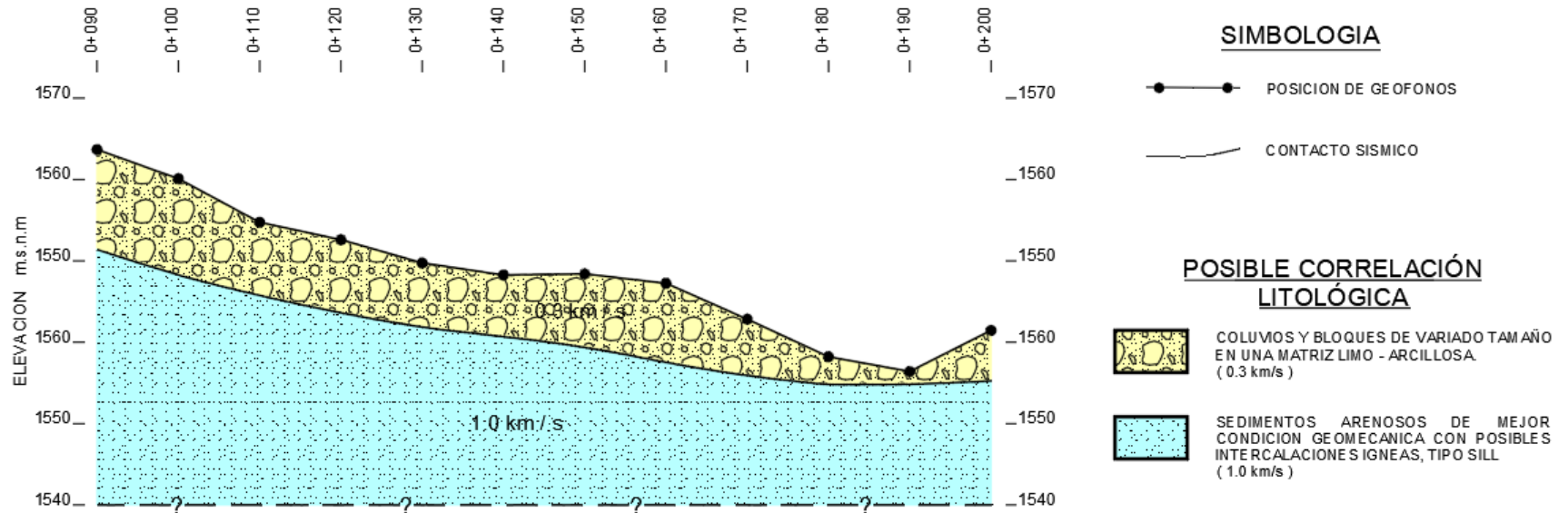


Figura 4.165. Perfil P2 de refracción sísmica realizado sobre los materiales presentes en el portal de salida del túnel

Fuente: Ayala, 2019

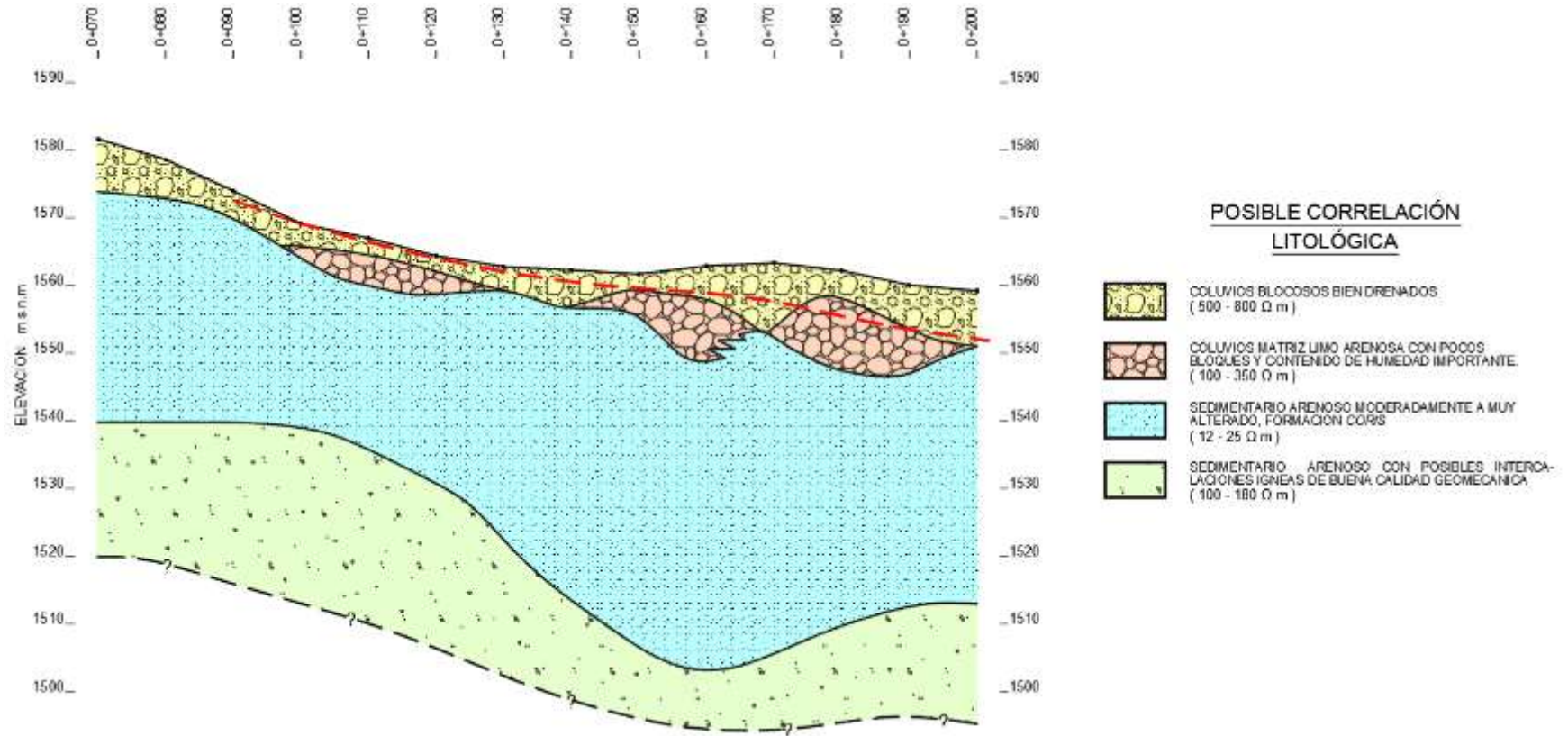


Figura 4.166. Perfil P3 de resistividad eléctrica realizado sobre los materiales presentes en el portal de salida del túnel

Fuente: Ayala, 2019

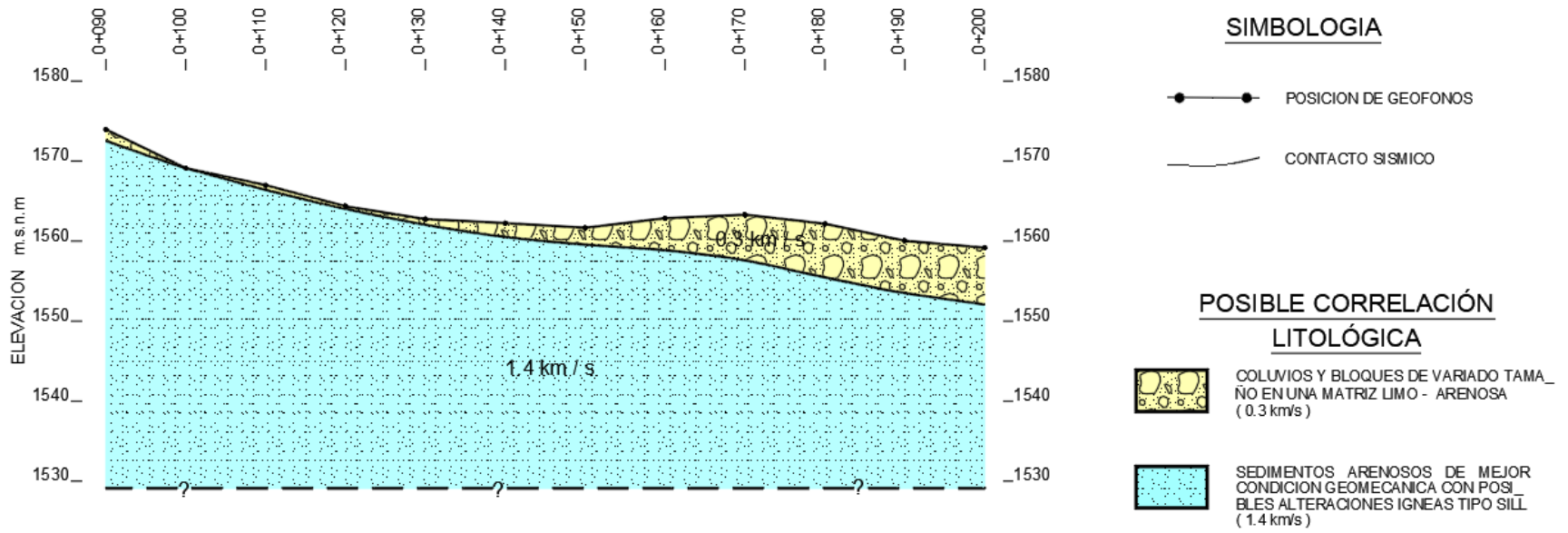


Figura 4.167. Perfil P3 de refracción sísmica realizado sobre los materiales presentes en el portal de salida del túnel

Fuente: Ayala, 2019

Según indica Ayala (2019), el método de refracción sísmica consiste en generar ondas sísmicas en el subsuelo haciendo uso de explosivos. Estas ondas son registradas por medio de sensores o geófonos, en un tendido lineal con un espaciado previamente establecido de acuerdo con la profundidad de investigación requerida.

A partir de estos registros y haciendo uso del software Seislmager, se construyen las curvas de tiempo-distancia conocidas como dromocrónicas, y posteriormente se realiza la interpretación y modelaje del terreno a lo largo del tendido de geófonos empleado, obteniendo un modelo de capas sísmicas con sus respectivas velocidades de onda compresional V_p .

Tal y como lo explica Ayala (2019), el método de resistividad eléctrica consiste en inyectar corriente al terreno y medir las diferencias de potencial en puntos específicos. Esto se logra mediante un arreglo de 4 electrodos colineales conocido como Schlumberger. Los dos electrodos de los extremos inyectan la corriente y los electrodos centrales miden la diferencia de potencial. Los electrodos de corriente se abren progresivamente con respecto al punto central y de esta manera la corriente se profundiza cada vez más, hasta alcanzar la profundidad de investigación requerida.

A partir de la investigación geofísica realizada, se presenta en los siguientes dos cuadros, el resumen de los valores de los principales parámetros geofísicos obtenidos para las capas de materiales presentes en el sitio.

Cuadro 4.164. Resumen de los parámetros geofísicos obtenidos sobre los materiales donde se realizó el perfil P2

Número de Capa	Número de Perfil	Resistividad Eléctrica	Velocidad de Onda P
Capa 1	P2	550 – 1400 Ω m	0,30 m/s
Capa 2		200 – 350 Ω m	1,0 km/s
Capa 3		15 – 55 Ω m	-
Capa 4		180 – 400 Ω m	-

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.165. Resumen de los parámetros geofísicos obtenidos sobre los materiales donde se realizó el perfil P3

Número de Capa	Número de Perfil	Resistividad Eléctrica	Velocidad de Onda P
Capa 1	P3	500 – 800 Ω m	0,30 m/s
Capa 2		100 – 350 Ω m	1,4 km/s
Capa 3		12 – 25 Ω m	-
Capa 4		100 – 180 Ω m	-

Fuente: Elaboración propia

4.3.4.2 Investigación efectuada por medio de la obtención de muestras de roca intacta y de suelo en laboratorio

En primera instancia se presentan la ubicación en planta de las cinco perforaciones efectuadas a lo largo del trazado del túnel, con su respectivo cuadro de coordenadas geográficas. Sin embargo, para el caso del portal de salida del túnel, únicamente las perforaciones PAyA-LTLL-03 y PAyA-LTLL-06 fueron utilizadas.

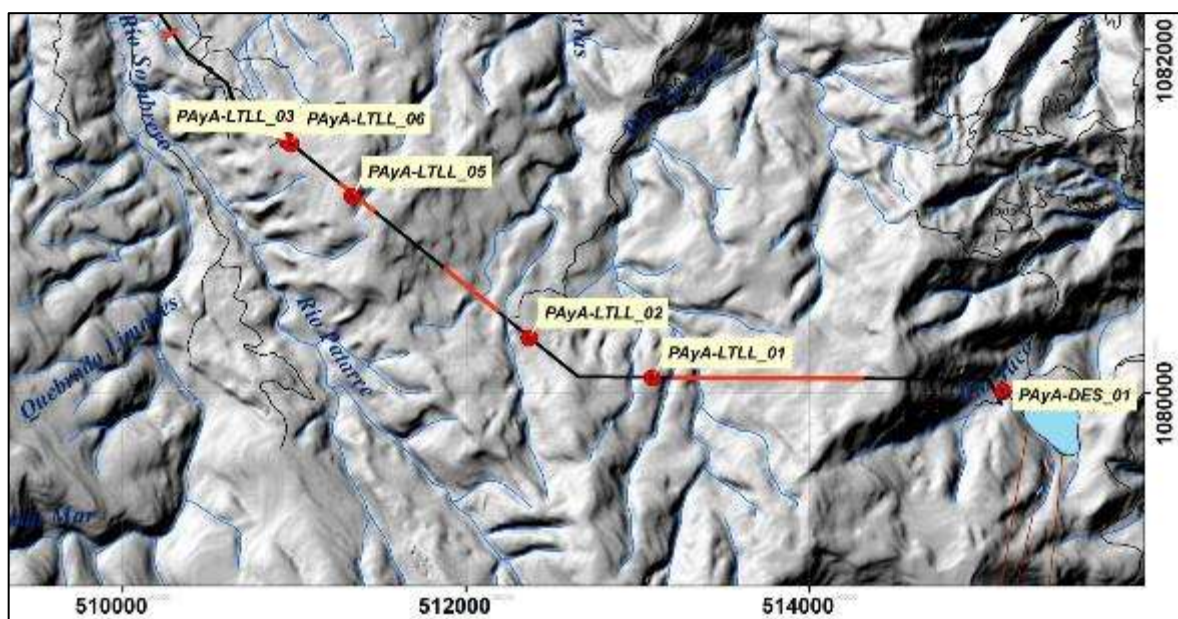


Figura 4.168. Ubicación de las perforaciones realizadas a lo largo del trazado del túnel

Fuente: Espinoza, 2020

Cuadro 4.166. Coordenadas geográficas de las perforaciones efectuadas a lo largo del trazado del túnel

Nombre de Perforación	Norte	Este	Elevación (msnm)
PAyA-LTLL_03	1081470	510958	1562
PAyA-LTLL_06	1081453	510983	1567

Fuente: Elaboración propia

Fue posible la obtención de un total de 10 muestras de suelos regolíticos del total de dos perforaciones efectuadas hacia el final del trazado del túnel. Además, se toman en consideración las muestras del intrusivo, ya que este es uno de los materiales que se podrían encontrar en algunos sectores minoritarios dentro de la excavación del portal de salida, por lo que se utilizará la información de la que se dispone para caracterizar esta unidad geotécnica.

De esta manera, del conjunto de muestras obtenidas, tanto para la roca intacta como para el suelo regolito, se presenta a continuación el detalle de los valores máximos, mínimo, promedio y desviación estándar, de las principales pruebas llevadas a cabo en laboratorio.

Del conjunto de muestras obtenidas para los intrusivos, fue posible la obtención de los siguientes parámetros de laboratorio para la roca intacta:

- Gravedad específica (G_s)
- Peso específico seco (γ_s)
- Resistencia a la compresión simple (σ_c)
- Resistencia a la tracción (σ_t)
- Resistencia triaxial

Para el caso de las muestras obtenidas del suelo regolito, fue posible la obtención de los siguientes parámetros de laboratorio:

- Gravedad específica (G_s)
- Peso específico seco (γ_s)
- Resistencia a la compresión simple (σ_c)
- Resistencia al cortante no drenada (S_u)

Cuadro 4.167. Estadística descriptiva para el parámetro de la gravedad específica obtenida en laboratorio

Tipo de roca/suelo	Número de Muestras	G_s			
		Máximo	Mínimo	Promedio	Desv. Estándar
Intrusivo	11	2,73	2,56	2,67	0,05
Regolito Sills	10	2,76	2,70	2,73	0,03

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.168. Estadística descriptiva para el parámetro del peso específico obtenido en laboratorio

Tipo de roca/suelo	Número de Muestras	γ_s (kN/m ³)			
		Máximo	Mínimo	Promedio	Desv. Estándar
Intrusivo	19	27,20	24,96	26,27	0,56
Regolito Sills	10	14,72	10,53	12,45	1,40

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.169. Estadística descriptiva para el parámetro de la resistencia a la compresión simple obtenida en laboratorio

Tipo de roca/suelo	Número de Muestras	σ_c (MPa)			
		Máximo	Mínimo	Promedio	Desv. Estándar
Intrusivo	13	198,55	31,98	69,27	40,69
Regolito Sills	10	0,22	0,06	0,15	0,05

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.170. Valores obtenidos para el parámetro de la resistencia a la tracción obtenida indirecta en laboratorio

Tipo de roca/suelo	Número de Muestras	σ_t (MPa)
Intrusivo	1	10,5

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.171. Estadística descriptiva para el parámetro de la resistencia al corte no drenado obtenido de manera indirecta a partir de los resultados del ensayo de compresión simple en las muestras de suelo

Tipo de roca/suelo	Número de Muestras	S_u (MPa)			
		Máximo	Mínimo	Promedio	Desv. Estándar
Regolito Sills	10	0,11	0,03	0,07	0,02

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, fueron realizados tres ensayos triaxiales en roca, para el caso de las muestras obtenidas del intrusivo. Estos ensayos serán utilizados para determinar el parámetro m_i del criterio de ruptura de Hoek y Brown.

Cuadro 4.172. Resultados de los esfuerzos principales obtenidos para cada una de las muestras de roca del intrusivo

Tipo de roca	Número de Muestras	σ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)
Intrusivo	3	212,0	45,0
		190,0	22,5
		124,0	11,3

Fuente: Elaboración propia

El gráfico de los ensayos triaxiales en el espacio τ versus σ , se presenta en la Figura 4.169.

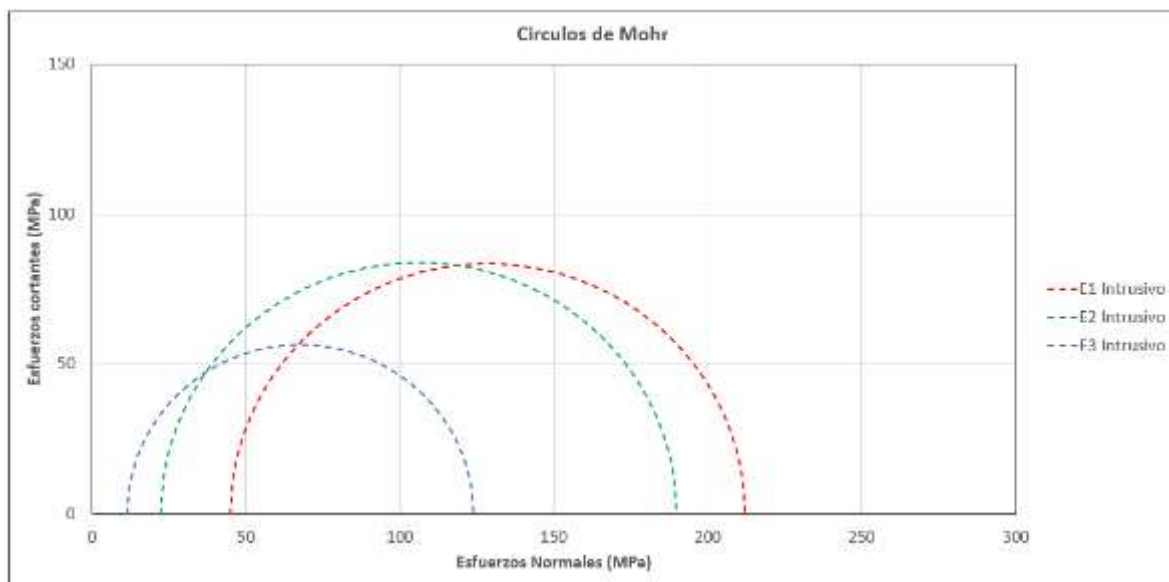


Figura 4.169. Círculo de Mohr realizado para los ensayos triaxiales efectuados tanto en las areniscas como en el intrusivo

Fuente: Elaboración propia

4.3.4.3 Muestreo y realización de los ensayos con el DMT y el SPT

Como se indicó al inicio del apartado 4.0 fue posible realizar tres ensayos con el dilatómetro Marchetti y un ensayo de penetración estándar sobre el área donde se pretende efectuar la excavación para el portal de salida del túnel.

La ubicación geográfica de los ensayos con el dilatómetro, así como también con la prueba de penetración estándar se presentan en la Figura 4.162. En el siguiente se presentan las coordenadas de ubicación de la investigación que fue realizada en el sitio.

Cuadro 4.173. Coordenadas geográficas de la investigación de campo realizada en el sitio

Ensayo	Norte	Este	Elevación (msnm)	Profundidad (m)
DMT-18-191	1081456	510970	1564	7,60
DMT-18-192	1081479	510980	1558	19,00
DMT-18-193	1081468	510949	1559	24,00
SPT-1	1081536	510874	1550	10,35

Fuente: Elaboración propia

Para el caso de los tres ensayos realizados con el dilatómetro Marchetti, se resumen los resultados por tramos de 1,0 m a pesar de que se pueden obtener datos a cada 0,20 m. Los parámetros geotécnicos principales obtenidos para cada ensayo se presentan en los siguientes tres cuadros.

Cuadro 4.174. Resultados obtenidos para el ensayo dilatométrico DMT-18-191

Z (m)	Densidad (kN/m ³)	OCR	M (MPa)	E (MPa)	c _u (kPa)	φ (°)	Descripción del suelo
0,2 - 1,0	15,7	12,0 - 93,8	7,7 - 17,0	6,1 - 13,6	18 - 28	-	Limos
1,2 - 2,0	15,7 - 16,7	4,7 - 6,7	10,4 - 12,4	8,3 - 10,0	21 - 28	-	Limos
2,2 - 3,0	16,7	4,5 - 6,1	11,4 - 13,2	9,1 - 10,6	27 - 37	-	Arcilla limosa
3,2 - 4,0	16,7	2,8 - 5,2	11,5 - 21,5	9,2 - 17,2	33 - 42	-	Arcilla limosa
4,2 - 5,0	16,7 - 17,7	2,1 - 4,0	9,3 - 18,2	7,5 - 14,6	32 - 50	-	Arcilla limosa
5,2 - 6,0	16,7 - 17,7	1,1 - 3,1	5,3 - 21,5	4,2 - 17,2	20 - 50	-	Limos
6,2 - 6,6	16,7 - 18,6	1,8 - 3,3	12,0 - 24,6	9,6 - 19,7	35 - 61	-	Limos
6,8 - 7,6	17,7 - 18,6	-	17,6 - 75,2	14,1 - 60,2	-	27 - 35	Limos arenosos

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.175. Resultados obtenidos para el ensayo dilatométrico DMT-18-192

Z (m)	Densidad (kN/m ³)	OCR	M (MPa)	E (MPa)	c _u (kPa)	φ (°)	Descripción del suelo
0,2 - 1,0	15,7 - 16,7	64,0	4,5 - 14,7	3,6 - 11,7	21	35 - 42	Limos arenosos
1,2 - 2,0	16,7	7,3 - 13,0	14,2 - 42,1	11,4 - 33,7	40 - 33	-	Limos
2,2 - 3,0	16,7 - 17,7	-	10,3 - 13,9	8,2 - 11,1	-	33 - 35	Limos arenosos
3,2 - 4,0	16,7	-	6,3 - 12,7	5,1 - 10,2	-	30 - 31	Limos arenosos
4,2 - 5,0	16,7	-	7,2 - 18,5	5,7 - 14,8	-	31 - 33	Limos arenosos
5,2 - 6,0	16,7 - 17,7	1,8 - 2,3	13,1 - 18,2	10,5 - 38,6	40 - 34	-	Limos
6,2 - 7,0	16,7 - 17,7	-	11,2 - 37,8	8,9 - 30,3	-	34	Limos arenosos
7,2 - 8,0	17,7 - 18,6	-	9,2 - 23,2	7,4 - 18,6	-	30 - 32	Limos arenosos
8,2 - 9,0	16,7	0,8	4,9 - 8,3	3,9 - 6,6	25 - 28	-	Arcilla limosa
9,2 - 10,0	16,7 - 17,7	0,8 - 1,8	5,7 - 18,3	4,6 - 14,6	25 - 58	-	Limos
10,2 - 11,0	16,7 - 17,7	0,9 - 1,3	4,9 - 7,9	3,9 - 6,4	35 - 48	-	Limos arcillosos
11,2 - 12,0	17,7	0,9 - 1,4	4,7 - 9,9	3,8 - 7,9	42 - 56	-	Limos arcillosos
12,2 - 13,0	17,7	1,1 - 1,4	4,9 - 10,0	3,9 - 8,0	50 - 63	-	Limos arcillosos
13,2 - 14,0	17,7	1,5 - 2,1	5,3 - 7,9	4,2 - 6,4	69 - 94	-	Arcilla
14,2 - 15,0	17,7 - 19,1	1,7 - 2,3	5,2 - 30,5	4,1 - 24,4	88 - 110	-	Arcilla
15,2 - 16,0	19,1	1,6 - 2,3	29,1 - 84,5	23,3 - 67,6	87 - 115	-	Limos
16,2 - 17,0	20,6	3,9 - 4,2	67,7 - 95,4	54,2 - 76,3	193 - 201	-	Limos
17,2 - 18,0	20,6	4,4 - 6,4	88,4 - 137,9	70,7 - 110,3	227 - 297	-	Limos
18,2 - 19,0	20,6	4,6 - 8,5	95,0 - 186,1	76,0 - 148,9	242 - 405	-	Limos

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.176. Resultados obtenidos para el ensayo dilatométrico DMT-18-193

Z (m)	Densidad (kN/m ³)	OCR	M (MPa)	E (MPa)	c _u (kPa)	φ (°)	Descripción del suelo
0,2 - 1,0	15,7	11,1 - 22,4	7,9 - 14,1	6,3 - 11,3	17 - 24	-	Limos
1,2 - 2,0	16,7	0,9 - 4,6	1,4 - 18,4	1,1 - 14,7	5 - 23	-	Limos
2,2 - 3,0	15,7 - 16,7	-	1,5 - 13,1	1,2 - 10,5	-	NR	Arena limosa
3,2 - 4,0	16,7	-	5,2 - 9,9	4,1 - 7,9	-	NR	Arena limosa
4,2 - 5,0	16,7	1,1 - 1,2	4,9 - 5,9	3,9 - 4,7	18 - 19	-	Limos
5,2 - 6,0	16,7	1,2 - 1,6	5,7 - 8,4	4,5 - 6,7	22 - 29	-	Limos
6,2 - 7,0	16,7	1,2 - 1,6	10,6 - 11,6	8,5 - 9,3	29 - 35	-	Limos
7,2 - 8,0	16,7	0,9 - 1,3	6,7 - 17,0	5,3 - 13,6	25 - 32	-	Limos
8,2 - 9,0	16,7	0,8 - 1,1	8,0 - 9,4	6,4 - 7,5	28 - 34	-	Limos
9,2 - 10,0	16,7 - 17,7	0,8 - 1,3	5,7 - 9,9	4,5 - 8,0	26 - 42	-	Limos
10,2 - 11,0	17,7	1,2 - 2,1	8,8 - 26,2	7,1 - 21,0	43 - 73	-	Arcilla limosa
11,2 - 12,0	17,7	1,6 - 2,6	7,0 - 24,2	5,6 - 24,2	65 - 90	-	Arcilla limosa
12,2 - 13,0	17,7	1,1 - 2,1	5,2 - 9,4	4,1 - 7,5	51 - 86	-	Arcilla
13,2 - 14,0	17,7 - 19,1	1,4 - 2,24	9,9 - 23,7	8,0 - 19,0	65 - 93	-	Arcilla
14,2 - 15,0	19,1	0,9 - 2,4	12,4 - 41,5	9,9 - 33,2	51 - 110	-	Limos
15,2 - 16,0	17,7 - 19,1	0,9 - 1,4	15,1 - 19,5	12,1 - 15,6	54 - 79	-	Limos
16,2 - 17,0	17,7 - 19,1	1,2 - 1,9	11,7 - 28,4	9,3 - 22,7	72 - 109	-	Arcilla limosa
17,2 - 18,0	18,6 - 19,1	1,2 - 2,2	13,3 - 29,9	10,6 - 23,9	76 - 130	-	Arcilla limosa
18,2 - 19,0	18,6 - 19,1	1,2 - 1,8	18,6 - 28,5	14,9 - 22,8	84 - 112	-	Arcilla limosa
19,2 - 20,0	19,1	1,5 - 1,8	23,0 - 34,8	18,4 - 27,8	105 - 111	-	Arcilla limosa
20,2 - 21,0	20,6	3,8 - 5,4	49,6 - 117,5	39,6 - 94,0	166 - 311	-	Arcilla limosa
21,2 - 22,0	20,6	1,9 - 5,6	37,8 - 137,4	30,3 - 109,9	140 - 329	-	Arcilla limosa
22,2 - 23,0	20,6	3,5 - 5,0	70,7 - 111,6	56,6 - 89,3	198 - 321	-	Limos
23,2 - 24,0	20,6	3,0 - 4,7	81,2 - 153,0	65,0 - 122,4	227 - 333	-	Limos

Fuente: Elaboración propia

Para el caso del ensayo de penetración estándar, fue posible alcanzar hasta 10,35 m sobre el punto de perforación. Prácticamente la totalidad de la perforación fue realizada en un mismo material, descrito como un limo de coloración rojiza.

La información que se utilizará de este ensayo de penetración estándar son los resultados de dos muestras de clasificación de los suelos, así como los datos del número de golpes, los cuales se detallan seguidamente.

INTERVALOS METROS	Muestra	Prof. (cm.)			N	N° GOLPES	Rec. Cm	% w	γ _c	SUCS	DESCRIPCIÓN VISUAL DEL SUELO
		15	30	45							
0.00	0.45	2	3	4	7	7					Limo color rojizo y amarillo
0.45	0.90	3	3	5	8	8					
0.90	1.35	2	2	2	4	4					
1.35	1.80	2	2	3	5	5					
1.80	2.25	2	2	4	6	6	59		MH		
2.25	2.70	2	2	3	5	5					
2.70	3.15	2	3	5	8	8					
3.15	3.60	2	5	7	12	12					
3.60	4.05	2	4	6	10	10					
4.05	4.50	1	4	7	11	11					
4.50	4.95	2	5	6	11	11					
4.95	5.40	3	4	5	9	9					
5.40	5.85	3	3	6	9	9					
5.85	6.30	2	4	8	12	12					
6.30	6.75	3	5	12	17	17					
6.75	7.20	7	7	8	15	15					
7.20	7.65	3	5	6	11	11					
7.65	8.10	2	5	5	10	10					
8.10	8.55	2	3	4	7	7					
8.55	9.00	1	3	4	7	7					
9.00	9.45	1	3	4	7	7					
9.45	9.90	3	5	5	10	10	46		ML		
9.90	10.35	3	5	7	12	12					
										N.F. = No hay	
Simbología:											
N: Valor N de SPT			γ _c : Peso unitario seco (kg/m ³)			N.F.: Nivel freático			Rec.: cm de recuperación		
%w: Humedad natural (%)			SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos								

Figura 4.170. Resultados del número de golpes obtenidos por medio del ensayo SPT-1

Fuente: Elaboración propia

Del muestreo de los materiales del ensayo SPT, la primera muestra para clasificación de suelos SUCS, fue obtenida en el rango de profundidad de 1,35 m a 2,70 m, arrojando como resultado un limo elástico, MH. Los límites de Atterberg obtenidos para la muestra de suelo fueron los siguientes:

- Límite líquido (LL): 65
- Límite plástico (LP): 56
- Índice de plasticidad (IP): 9

La segunda muestra de suelo fue obtenida en el rango de profundidad de 9,0 m a 10,35 m, la cual arrojó como resultado de la clasificación un limo con arena, ML. Los límites de Atterberg obtenidos para la muestra de suelo fueron los siguientes:

- Límite líquido (LL): 47
- Límite plástico (LP): 42
- Índice de plasticidad (IP): 5

4.3.5 Modelo geotécnico

Se parte del modelo geológico del sitio propuesto por el Área de Geología del Centro de Servicio Diseño del ICE. A partir de la información obtenida de la investigación realizada en los alrededores del portal de salida, se establece que en el entorno de la obra se identifican tres unidades geotécnicas, las cuales, la caracterización llevada a cabo en los materiales conduce al establecimiento de las principales propiedades geotécnicas que se presentan en este apartado.

Se realiza una breve descripción de cada una de las unidades geotécnicas identificadas *in situ*.

4.3.5.1 Unidad geotécnica 1 - Suelos limosos

De la investigación llevada a cabo se identifican materiales predominantemente limosos, correspondientes a suelos de origen residual. Dos clasificaciones de suelos realizadas sobre los materiales que componen esta unidad presentaros como resultados suelos limos elásticos, MH y limos con presencia de arena, ML.

4.3.5.2 Unidad geotécnica 2 - Regolitos de sills

Corresponden con suelos de origen regolito, principalmente de rocas intrusivas de composición andesítica, los cuales presentan meteorización caracterizada por descomposición en materiales arenosos, tipo limos arenosos. Presentan minerales alterados en un color marrón, son suelos blandos, los cuales mantienen parte de la estructura blocosa de la roca.

4.3.5.3 Unidad geotécnica 3 - Intrusivos de sills

Corresponden con una roca sana, dura, generalmente gabros y andesitas, las cuales, se encuentran ligeramente meteorizadas, con presencia de fracturas, las cuales se pueden encontrar ligeramente alteradas.

En el siguiente Cuadro 4.177 se incluye toda la información necesaria de los principales parámetros geotécnicos que se utilizarán en el modelado y análisis de la propuesta de diseño para la estabilización de los taludes que conforman el portal de salida del túnel.

Cuadro 4.177. Modelo geotécnico de los materiales en el portal de salida del túnel

Unidad Geotécnica	N ₆₀	γ _s (kN/m ³)	V _p (m/s)	V _s (m/s)	S _u (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	E (MPa)
UG-1	2 - 5	17,0	300	135	42	21	37	13,4
UG-2	4 - 10	19,8	1200	695	70	35	34	38,4
UG-3	-	26,0	2800	1620	-	450	42	5840

Fuente: Elaboración propia

La información presentada en el Cuadro 4.177 corresponden a los valores promedio del conjunto de datos obtenidos de la investigación realizada.

Es importante indicar que la estimación de la velocidad de onda cortante se obtuvo mediante las siguientes dos relaciones, tanto para suelos como para rocas respectivamente y a partir de la velocidad de onda compresional determinada por el método de refracción sísmica.

$$V_s = V_p * 0,45 \quad \text{Ecuación 4.59}$$

$$V_s = \frac{V_p}{\sqrt{3}} \quad \text{Ecuación 4.60}$$

La estimación de los parámetros peso específico, resistencia al cortante no drenada y el módulo de elasticidad de las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2, se realizó por medio de los resultados de los tres ensayos con el dilatómetro Marchetti efectuados, tomando en consideración el perfil de geofísica P2 obtenido por medio de la técnica de refracción sísmica, para identificar el espesor promedio de la UG-1, que en este caso ronda entre los 12 m y los 15 m sobreyaciendo la UG-2.

Para el caso de la UG-3 al no alcanzar la profundidad donde se presentaría el contacto con estos materiales por medio de la investigación realizada, se decide utilizar la información de la que se dispone del trazado del túnel, donde si se logró investigar esta unidad geotécnica.

En este caso, de la UG-3 se utiliza la cohesión y el ángulo de fricción obtenido por medio de Bieniawski, según la aplicación del sistema de clasificación RMR, mientras que el valor reportado para el caso del módulo de elasticidad fue obtenido por medio de Barton, siendo utilizado el mínimo valor obtenido de las tres estimaciones realizadas para esta unidad geotécnica dentro de la caracterización de los materiales en el trazado del túnel.

La estimación del ángulo de fricción efectivo para los materiales que conforman las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2 se realizó por medio de la siguiente relación que presenta Das (2015), la

cual considera el índice de plasticidad, IP, de los materiales con el $\text{sen } \phi'$ para suelos cohesivos. En la Figura 4.171 se puede observar que el ángulo de fricción efectivo, ϕ' , disminuye con el aumento en el índice de plasticidad de los materiales.

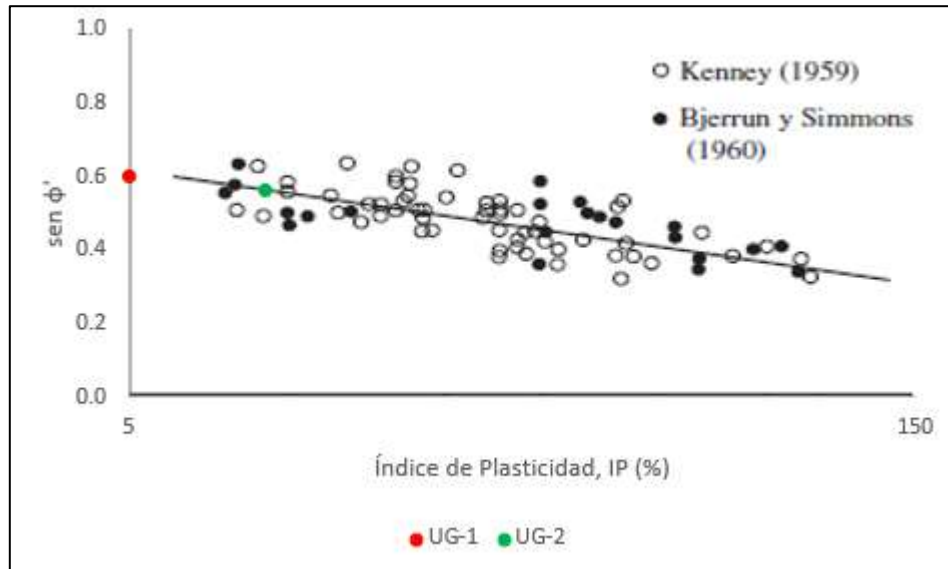


Figura 4.171. Variación de $\text{sen } \phi'$ con el índice de plasticidad (IP) para suelos cohesivos

Fuente: Braja Das, 2015

Finalmente, con miras a efectuar un análisis a largo plazo en la estabilidad de los taludes, es necesario conocer los parámetros de c' y ϕ' para esfuerzos efectivos, por lo que en el caso de las unidades geotécnicas UG-1 y UG-2 se utilizará como cohesión efectiva de manera conservadora un 50% del valor obtenido de la resistencia al cortante no drenada.

Seguidamente se presenta la ubicación en planta de los tres perfiles a utilizar para el establecimiento del modelo geotécnico de los materiales que conforman los taludes del portal de salida del túnel.

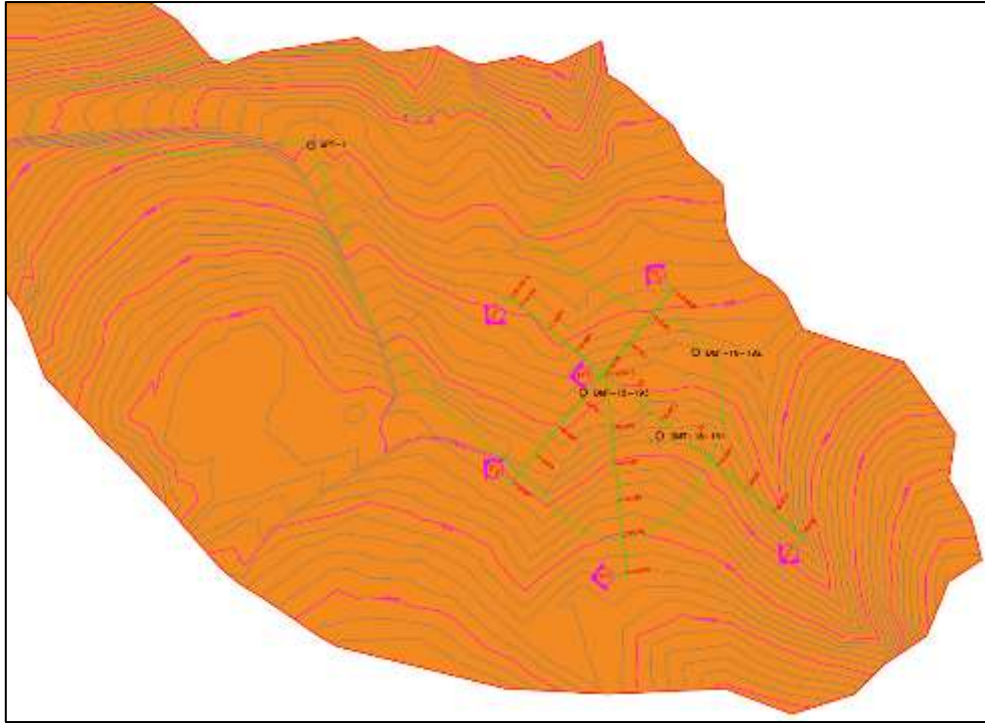


Figura 4.172. Ubicación de los tres perfiles utilizados para el establecimiento del modelo geotécnico de los materiales

Fuente: Elaboración propia

Se presenta a continuación el detalle de cada uno de los tres perfiles mostrados en la Figura 4.172.

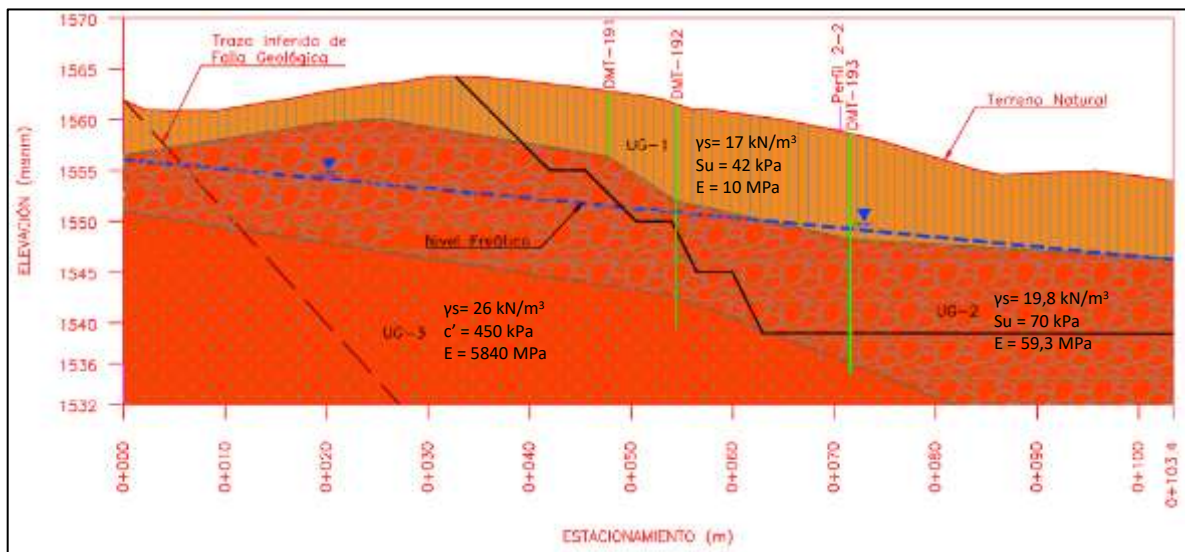


Figura 4.173. Perfil 1 - 1 longitudinal para el establecimiento del modelo geotécnico

Fuente: Elaboración propia

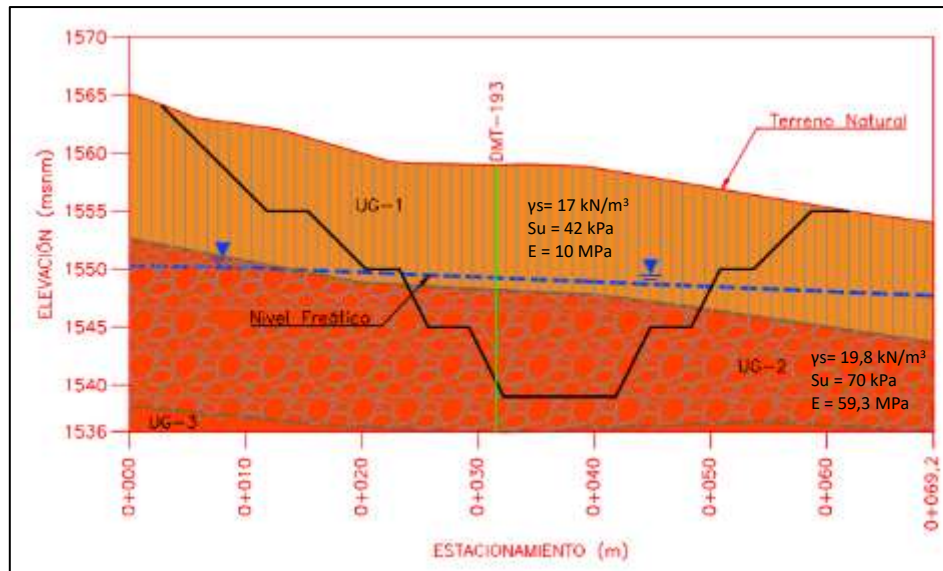


Figura 4.174. Perfil 2 - 2 transversal para el establecimiento del modelo geotécnico

Fuente: Elaboración propia

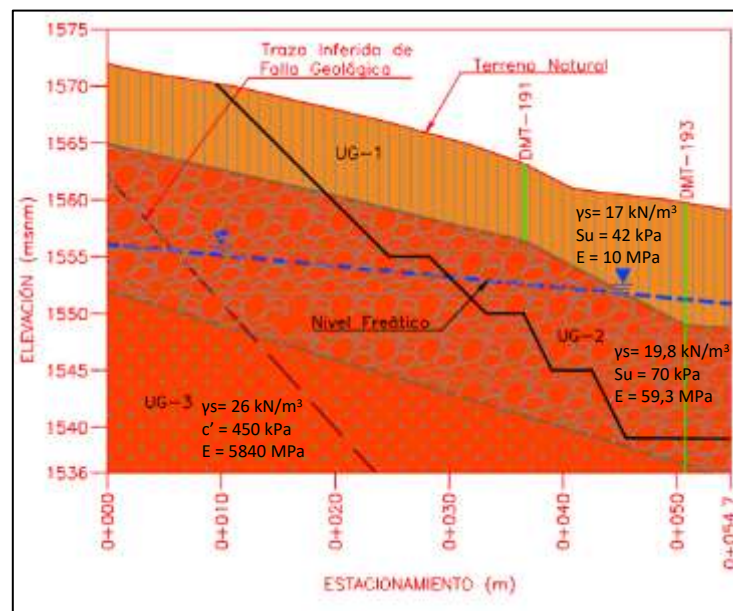


Figura 4.175. Perfil 3 - 3 oblicuo para el establecimiento del modelo geotécnico

Fuente: Elaboración propia

4.4 Desarrollo del diseño y análisis de resultados

La propuesta de diseño y análisis que se presenta en los apartados siguientes del documento ha sido la alternativa optimizada. Las pendientes de corte propuestas para los taludes que conforman el portal de salida del túnel es la que permitió garantizar en conjunto con la propuesta de estabilización los factores de seguridad adecuados y los desplazamientos admisibles para los análisis que fueron llevados a cabo.

No se consideró prudente acostar más las pendientes de excavación por el sensible aumento en los volúmenes de excavación que esta decisión conlleva, aumentando los costos de la obra asociados a los trabajos de excavación y posterior acarreo a los sitios de escombrera que se dispondrán.

4.4.1 Análisis de estabilidad por medio del método de equilibrio límite

Para el análisis de estabilidad y con el fin de establecer la propuesta de sostenimiento sobre los taludes que conforman el portal de salida del túnel, se evaluaron tres perfiles considerados como los más críticos, en este caso el perfil 1-1, perfil 2-2 y el perfil 3-3.

Los factores de seguridad se definieron de acuerdo a los criterios que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica en su versión vigente, considerando que los taludes del portal de salida serán permanentes, además de evaluar el riesgo de pérdida de vidas humanas bajo y el riesgo contra daños económicos y ambientales alto.

De esta manera se establece que el factor de seguridad mínimo a respetar para el caso de un análisis a largo plazo bajo una condición estática debe ser de 1,40, mientras que el factor de seguridad mínimo a respetar para un análisis a largo plazo considerando una condición pseudoestático debe ser de 1,05.

Tal y como se indicó en el apartado 4.0 se utilizan los métodos de análisis considerados rigurosos para evaluar la estabilidad de los taludes de Spencer y de Morgenstern & Price, los cuales aceptan cualquier tipo de forma de la superficie de falla y el equilibrio se logra a través de la sumatoria de momentos y fuerzas.

Se consideraron los siguientes escenarios como parte del análisis de estabilidad con cada uno de estos dos métodos rigurosos indicados anteriormente:

- Escenario N°1: Falla circular bajo un análisis en condición estática
- Escenario N°2: Falla no circular bajo un análisis en condición estática

- Escenario N°3: Falla circular bajo un análisis en condición pseudoestática considerando el coeficiente pseudoestático vertical a favor de la gravedad
- Escenario N°4: Falla circular bajo un análisis en condición pseudoestática considerando el coeficiente pseudoestático vertical en contra de la gravedad
- Escenario N°5: Falla no circular bajo un análisis en condición pseudoestática considerando el coeficiente pseudoestático vertical a favor de la gravedad
- Escenario N°6: Falla no circular bajo un análisis en condición pseudoestática considerando el coeficiente pseudoestático vertical en contra de la gravedad

Seguidamente se presentan en primera instancia los resultados obtenidos en cuanto al factor de seguridad para el caso de los tres perfiles analizados sin la consideración de ningún sistema de estabilización sobre los taludes que conforman el portal de salida del túnel.

Cuadro 4.178. Factores de seguridad obtenidos para el caso del Perfil 1-1 sin refuerzo sobre los taludes

Escenarios	Factores de Seguridad sin Refuerzo	
	Spencer	Morgenstern & Price
Escenario N°1	1,54	1,53
Escenario N°2	1,49	1,49
Escenario N°3	1,09	1,08
Escenario N°4	1,09	1,08
Escenario N°5	1,05	1,06
Escenario N°6	1,03	1,04

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.179. Factores de seguridad obtenidos para el caso del Perfil 2-2 sin refuerzo sobre los taludes

Escenarios	Factores de Seguridad sin Refuerzo	
	Spencer	Morgenstern & Price
Escenario N°1	1,43	1,43
Escenario N°2	1,41	1,39
Escenario N°3	1,02	1,02
Escenario N°4	1,00	1,00
Escenario N°5	1,03	1,01
Escenario N°6	1,00	0,99

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.180. Factores de seguridad obtenidos para el caso del Perfil 3-3 sin refuerzo sobre los taludes

Escenarios	Factores de Seguridad sin Refuerzo	
	Spencer	Morgenstern & Price
Escenario N°1	1,27	1,26
Escenario N°2	1,26	1,25
Escenario N°3	0,92	0,92
Escenario N°4	0,89	0,89
Escenario N°5	0,92	0,91
Escenario N°6	0,88	0,87

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.181. Factores de seguridad obtenidos para el caso del Perfil 1-1 con la inclusión de refuerzo sobre los taludes

Escenarios	Factores de Seguridad con Refuerzo	
	Spencer	Morgenstern & Price
Escenario N°1	1,73	1,73
Escenario N°2	1,66	1,66
Escenario N°3	1,24	1,24
Escenario N°4	1,24	1,23
Escenario N°5	1,18	1,18
Escenario N°6	1,18	1,18

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.182. Factores de seguridad obtenidos para el caso del Perfil 2-2 con la inclusión de refuerzo sobre los taludes

Escenarios	Factores de Seguridad con Refuerzo	
	Spencer	Morgenstern & Price
Escenario N°1	1,52	1,52
Escenario N°2	1,50	1,47
Escenario N°3	1,11	1,11
Escenario N°4	1,08	1,07
Escenario N°5	1,10	1,08
Escenario N°6	1,07	1,05

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.183. Factores de seguridad obtenidos para el caso del Perfil 3-3 con la inclusión de refuerzo sobre los taludes

Escenarios	Factores de Seguridad con Refuerzo	
	Spencer	Morgenstern & Price
Escenario N°1	1,47	1,47
Escenario N°2	1,44	1,44
Escenario N°3	1,06	1,06
Escenario N°4	1,05	1,05
Escenario N°5	1,06	1,06
Escenario N°6	1,05	1,05

Fuente: Elaboración propia

Los valores presentados en color rojo en los cuadros anteriores son indicativos de los factores de seguridad que no cumple con los criterios que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica en su versión vigente.

A continuación se presentan las salidas del software SLIDE 2018 para el perfil más crítico, en este caso el perfil 3-3 tanto para los casos sin la inclusión del refuerzo como con la inclusión del mismo. Se presenta el factor de seguridad menor de cada uno de los dos métodos de análisis utilizados para cada uno de los seis escenarios que fueron considerados.

Se presentan en primera instancia las salidas obtenidas del software sin la inclusión de ningún tipo de refuerzo sobre los taludes.

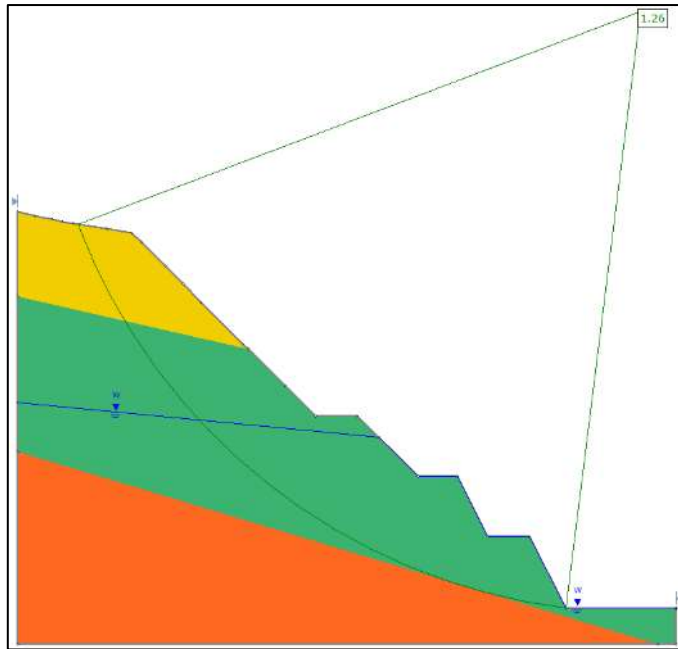


Figura 4.176. Factor de seguridad para el escenario N°1 considerando el método de Morgenstern & Price sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes

Fuente: Salida software SLIDE 2018

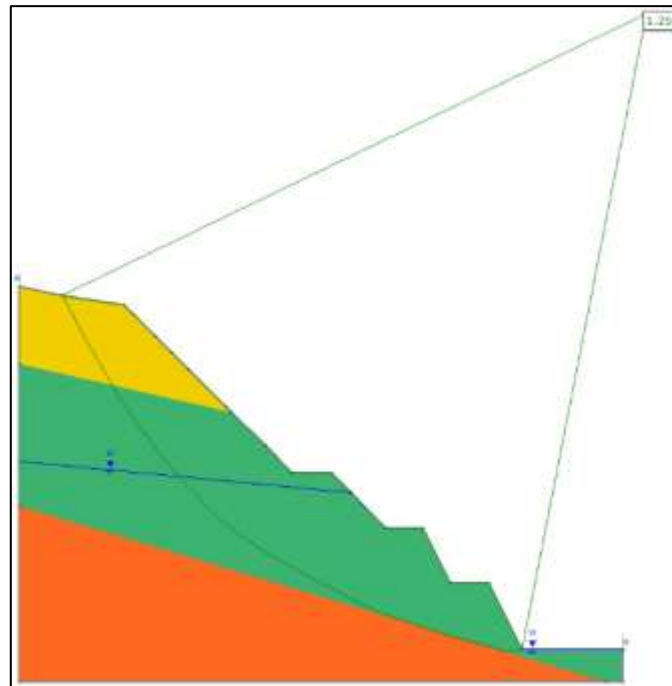


Figura 4.177. Factor de seguridad para el escenario N°2 considerando el método de Morgenstern & Price sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes

Fuente: Salida software SLIDE 2018

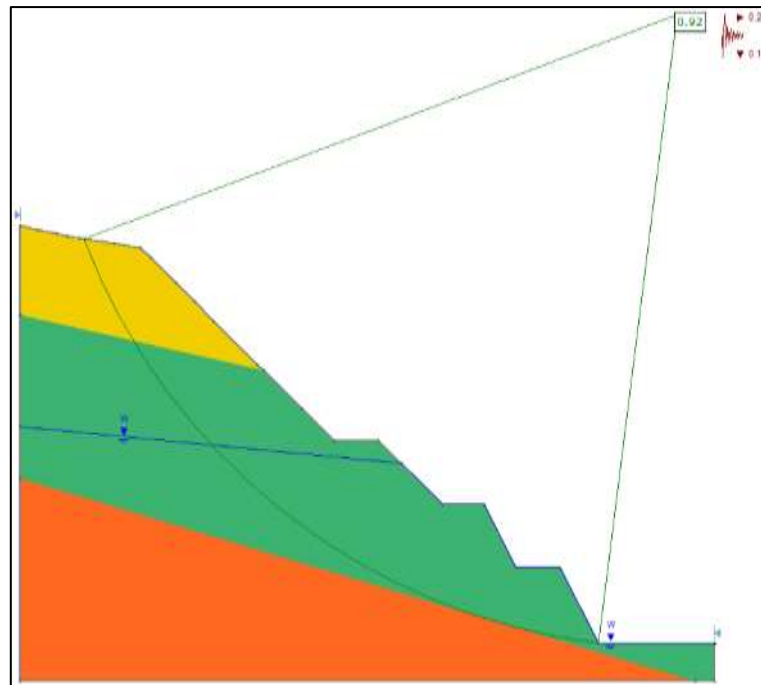


Figura 4.178. Factor de seguridad para el escenario N°3 considerando el método de Morgenstern & Price sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes

Fuente: Salida software SLIDE 2018

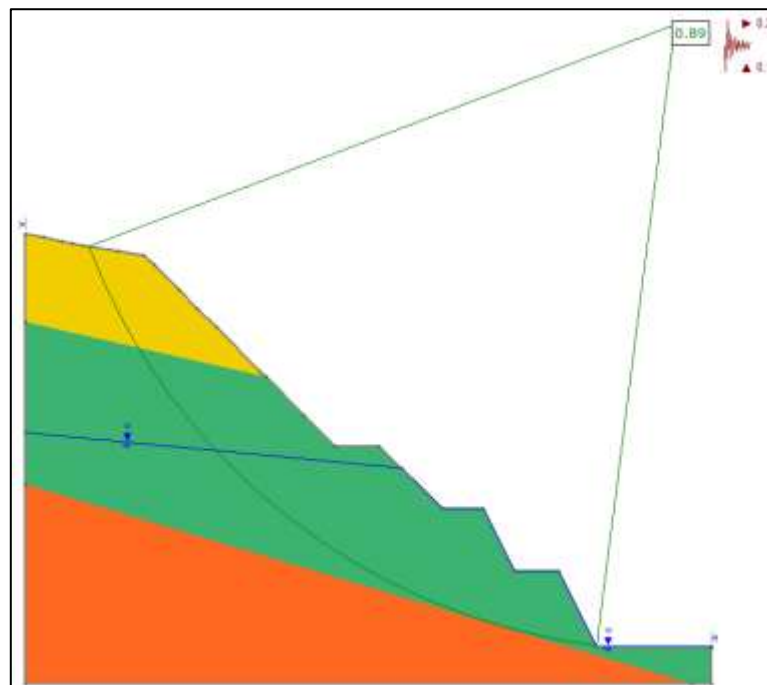


Figura 4.179. Factor de seguridad para el escenario N°4 considerando el método de Morgenstern & Price sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes

Fuente: Salida software SLIDE 2018

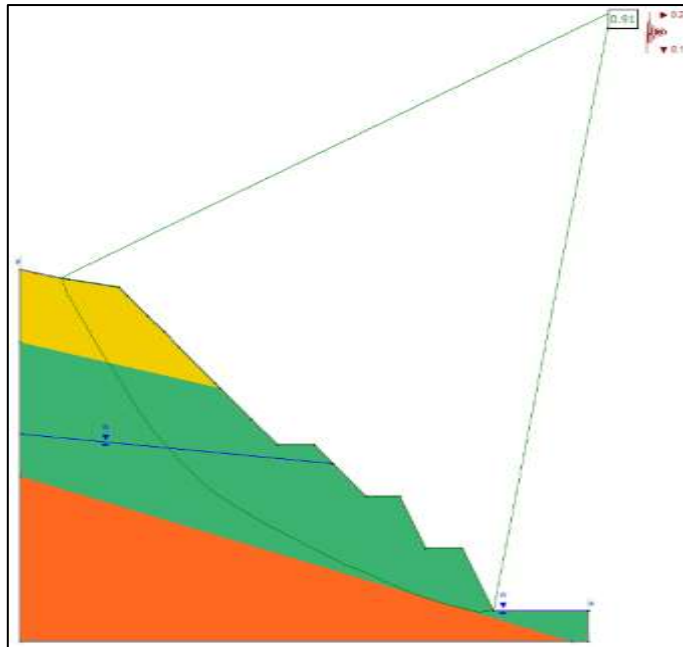


Figura 4.180. Factor de seguridad para el escenario N°5 considerando el método de Morgenstern & Price sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes

Fuente: Salida software SLIDE 2018

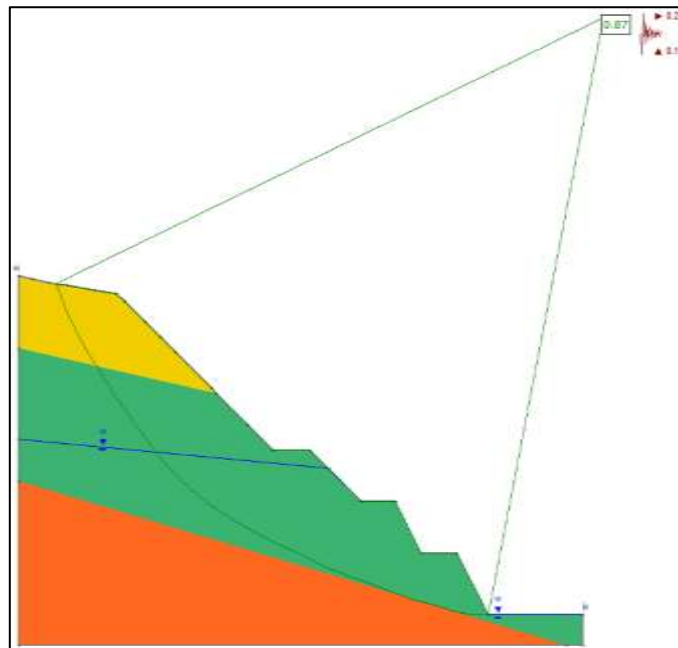


Figura 4.181. Factor de seguridad para el escenario N°6 considerando el método de Morgenstern & Price sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes

Fuente: Salida software SLIDE 2018

Se presentan seguidamente las salidas obtenidas del software con la inclusión del sostenimiento obtenido para garantizar la estabilidad de los taludes del portal de salida.

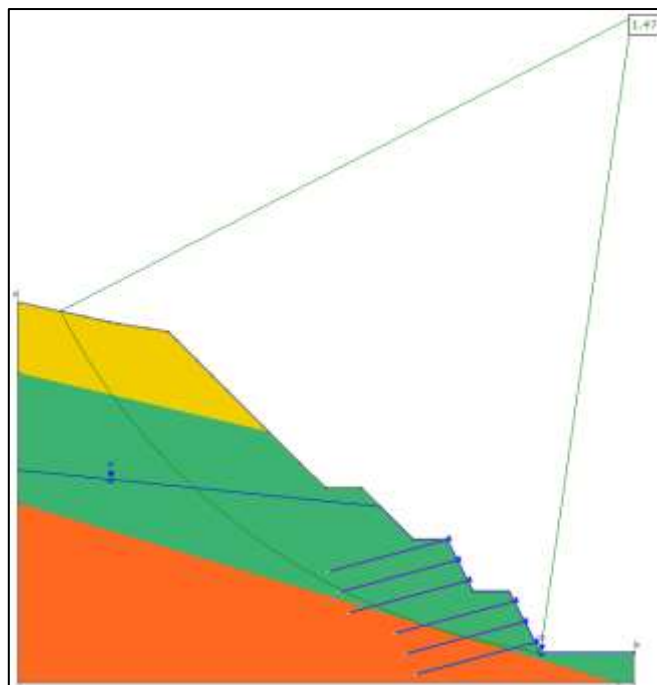


Figura 4.182. Factor de seguridad para el escenario N°1 considerando el método de Morgenstern & Price con la inclusión de refuerzo sobre los taludes

Fuente: Salida software SLIDE 2018

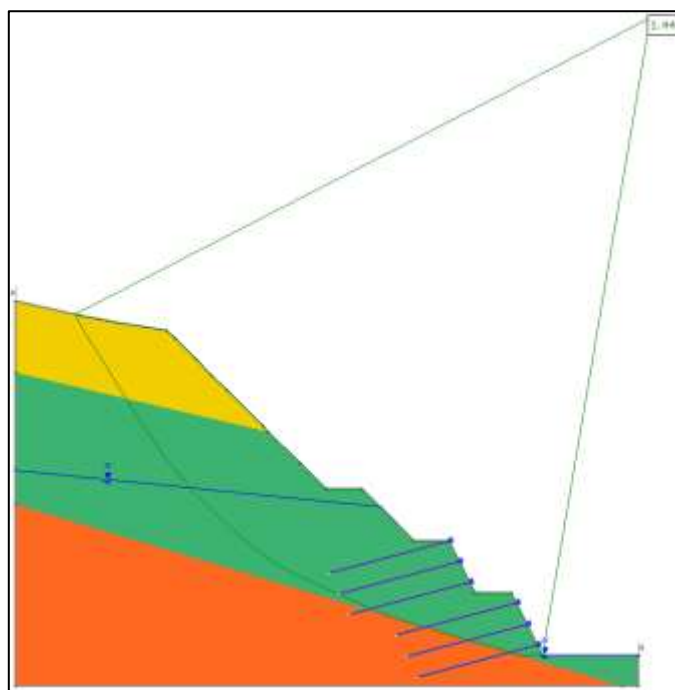


Figura 4.183. Factor de seguridad para el escenario N°2 considerando el método de Morgenstern & Price con la inclusión de refuerzo sobre los taludes

Fuente: Salida software SLIDE 2018

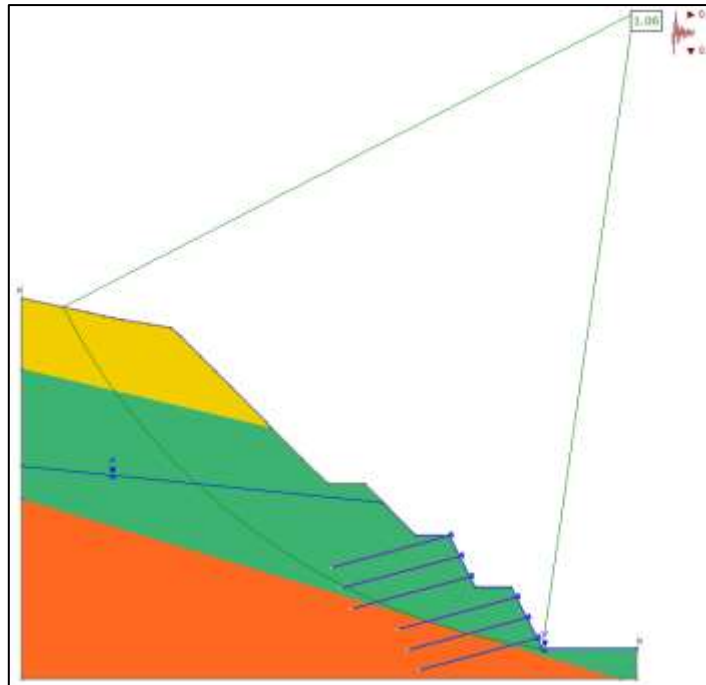


Figura 4.184. Factor de seguridad para el escenario N°3 considerando el método de Spencer con la inclusión de refuerzo sobre los taludes

Fuente: Salida software SLIDE 2018

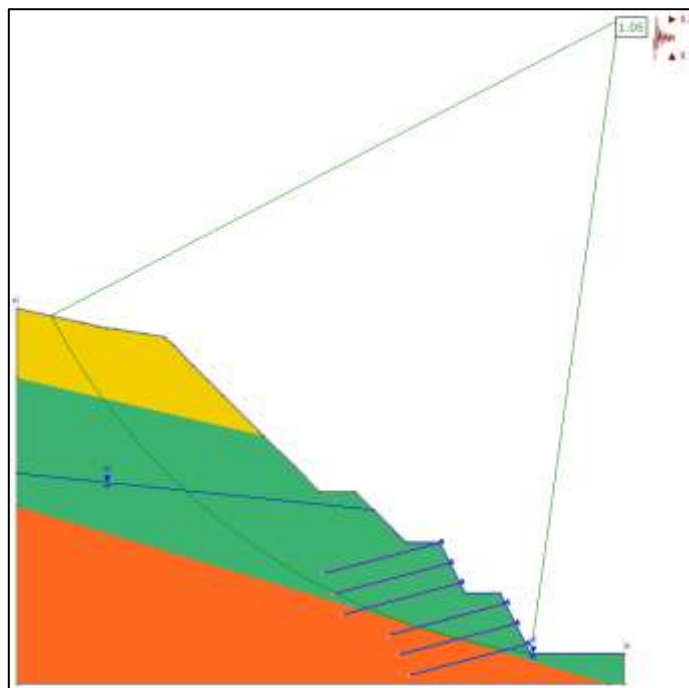


Figura 4.185. Factor de seguridad para el escenario N°4 considerando el método de Morgenstern & Price con la inclusión de refuerzo sobre los taludes

Fuente: Salida software SLIDE 2018

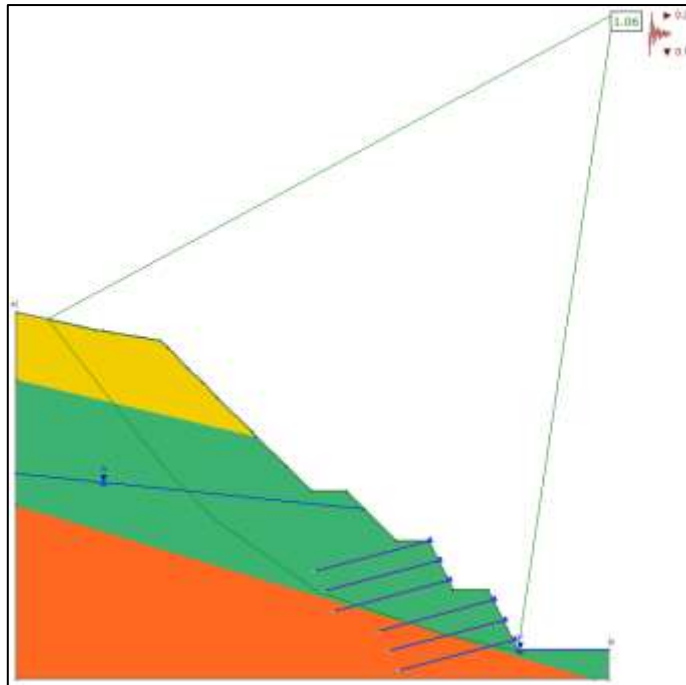


Figura 4.186. Factor de seguridad para el escenario N°5 considerando el método de Spencer con la inclusión de refuerzo sobre los taludes

Fuente: Salida software SLIDE 2018

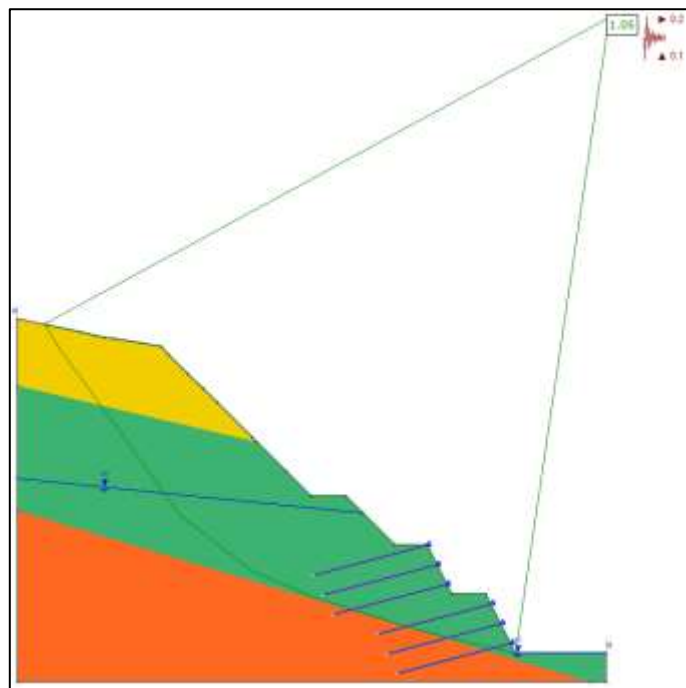


Figura 4.187. Factor de seguridad para el escenario N°6 considerando el método de Spencer con la inclusión de refuerzo sobre los taludes

Fuente: Salida software SLIDE 2018

De los resultados obtenidos del análisis de estabilidad utilizando propiedades en los materiales a largo plazo, se puede concluir que es necesaria la inclusión de seis hiladas de pernos en la parte inferior de los taludes, integrado por anclajes pasivos de 12 m de longitud, espaciados 2 m en los sentidos vertical y horizontal, lo anterior para garantizar la obtención de factores de seguridad adecuados, que cumplan con los criterios que brinda el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica en su versión vigente para taludes permanentes.

Sin embargo, este análisis global de la estabilidad de los taludes no garantiza que se puedan presentar otras superficies de falla en los materiales de los estratos superiores más localizadas. Los análisis por desarrollar en los puntos siguientes brindarán claridad si es necesario la inclusión de anclajes pasivos de menor longitud, para garantizar el confinamiento de los materiales en los estratos superiores de los taludes, principalmente bajo la inclusión de la acción sísmica que pueden experimentar los materiales.

4.4.2 Análisis de deformaciones por medio del método de elemento finito

Una vez obtenidos los resultados del análisis de estabilidad, se procede a desarrollar un análisis de deformaciones, empleando el software RS2, en los mismos tres perfiles utilizados en el análisis de equilibrio límite.

Los análisis se efectuaron evaluando tres condiciones distintas sobre cada uno de los perfiles considerados:

- Análisis de esfuerzos y deformaciones sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes, es decir, bajo la condición de excavar los materiales y no colocar ningún tipo de sostenimiento.
- Análisis de esfuerzos y deformaciones con la inclusión del refuerzo adoptado sobre los taludes, según los análisis de estabilidad realizados utilizando el método de equilibrio límite.
- Análisis de esfuerzos y deformaciones con la inclusión de un refuerzo adicional al adoptado sobre los taludes, según los análisis de estabilidad realizados utilizando el método de equilibrio límite.

Para cada uno de los tres perfiles analizados se buscó comparar los desplazamientos máximos que se podrían presentar en la cara expuesta de los taludes, producto de las condiciones particulares de los materiales que conforman las tres unidades geotécnicas identificadas en el sitio.

De esta manera se presentan los resultados que fueron obtenidos de los análisis realizados.

Cuadro 4.184. Resultados obtenidos para los desplazamientos máximos en la cara de los taludes en cada uno de los tres perfiles considerados

Perfil de Análisis	Escenarios Considerados	Condición del Análisis	Desplazamiento Máximo Registrado		
			Absoluto (m)	Relativo (m)	Comparativo (m)
Perfil N°1	Sin Sismo	Sin Refuerzo	0,0401	0,0401	-0,0120
	Con Sismo		0,0721	0,0320	
	Sin Sismo	Con Refuerzo del Análisis Estabilidad	0,0355	0,0355	
	Con Sismo		0,0613	0,0258	
	Sin Sismo	Con Refuerzo Adicional al Análisis Estabilidad	0,0347	0,0347	
	Con Sismo		0,0601	0,0254	
Perfil N°2	Sin Sismo	Sin Refuerzo	0,1138	0,1138	-0,0125
	Con Sismo		0,1625	0,0487	
	Sin Sismo	Con Refuerzo del Análisis Estabilidad	0,1050	0,1050	
	Con Sismo		0,1510	0,0460	
	Sin Sismo	Con Refuerzo Adicional al Análisis Estabilidad	0,1027	0,1027	
	Con Sismo		0,1500	0,0473	
Perfil N°3	Sin Sismo	Sin Refuerzo	0,0637	0,0637	-0,0130
	Con Sismo		0,0894	0,0257	
	Sin Sismo	Con Refuerzo del Análisis Estabilidad	0,0559	0,0559	
	Con Sismo		0,0781	0,0222	
	Sin Sismo	Con Refuerzo Adicional al Análisis Estabilidad	0,0541	0,0541	
	Con Sismo		0,0764	0,0223	

Fuente: Elaboración propia

Para la interpretación del cuadro anterior, se debe aclarar que significa cada una de las tres magnitudes de los desplazamientos presentados.

El desplazamiento absoluto corresponde a la magnitud acumulativa del desplazamiento entre cada una de las diferentes etapas que integran el análisis en el RS2. En este caso se consideraron dos etapas, la primera sin la ocurrencia del sismo y la segunda con la ocurrencia del evento, empleando los mismos coeficientes pseudoestáticos horizontal y vertical del análisis de estabilidad.

Los materiales experimentan como parte del proceso constructivo de excavación de los taludes, una pérdida de confinamiento lateral, la cual es paulatina, es decir, se va acrecentando conforme se va aumentando la altura de la excavación. En este caso, en el programa RS2 se modeló como una etapa del análisis, el periodo final de la excavación, arrojando la magnitud del desplazamiento que se presenta en el Cuadro 4.184 para la condición de análisis nombrada como sin refuerzo.

El desplazamiento relativo corresponde a la diferencia del desplazamiento que ocurre durante el sismo y el desplazamiento que se experimentó durante el proceso de excavación de los taludes que conforman el portal de salida. Este desplazamiento fue estimado para cada una de las condiciones del análisis.

Finalmente, el desplazamiento comparativo, surge de la diferencia entre los desplazamientos registrados una vez que ha ocurrido el sismo, entre la condición de análisis sin refuerzo (datos en rojo en el Cuadro 4.184) y la condición de análisis con refuerzo adicional al considerado en el análisis de estabilidad (datos en verde en el Cuadro 4.184). Llevan signo negativo, ya que se quiere resaltar la disminución en la magnitud del desplazamiento producto de la adopción de medidas.

Si bien se considera que posterior a la ocurrencia del sismo se pueden desencadenar desplazamientos en una excavación, se aprecia del Cuadro 4.184 que las magnitudes de los desplazamientos ante la ocurrencia de un sismo y los taludes debidamente reforzados mitigan la ocurrencia de estos desplazamientos, a diferencia de que los taludes se encuentren sin ningún tipo de sostenimiento.

Cuadro 4.185. Porcentaje de reducción de los desplazamientos

Perfil de Análisis	Escenarios Considerados	Condición del Análisis	Porcentaje de Reducción (%)
Perfil N°1	Sin Sismo	Sin Refuerzo	19,97
	Con Sismo		
	Sin Sismo	Con Refuerzo Adicional al Análisis Estabilidad	
	Con Sismo		
Perfil N°2	Sin Sismo	Sin Refuerzo	8,33
	Con Sismo		
	Sin Sismo	Con Refuerzo Adicional al Análisis Estabilidad	
	Con Sismo		
Perfil N°3	Sin Sismo	Sin Refuerzo	17,02
	Con Sismo		
	Sin Sismo	Con Refuerzo Adicional al Análisis Estabilidad	
	Con Sismo		

Fuente: Elaboración propia

En el Cuadro 4.185 se aprecian los porcentajes de reducción de los desplazamientos al comparar el escenario sin sismo y sin refuerzo en los taludes con respecto al escenario con sismo y con refuerzo adicional en toda la altura del talud, para los tres perfiles considerados.

Del Cuadro 4.185 se aprecia que el mayor porcentaje de reducción se presenta en el perfil 1, al ser el que presenta menor espesor de la UG-1. Caso contrario ocurre con el perfil 2, al ser el que presenta el mayor espesor de la UG-1. Es importante indicar que la unidad geotécnica 1 es la que presenta las menores propiedades de resistencia al corte, así como de deformabilidad

Se presentan las salidas del perfil N°2 en este caso, considerado como el perfil más crítico, dado los argumentos indicados anteriormente.

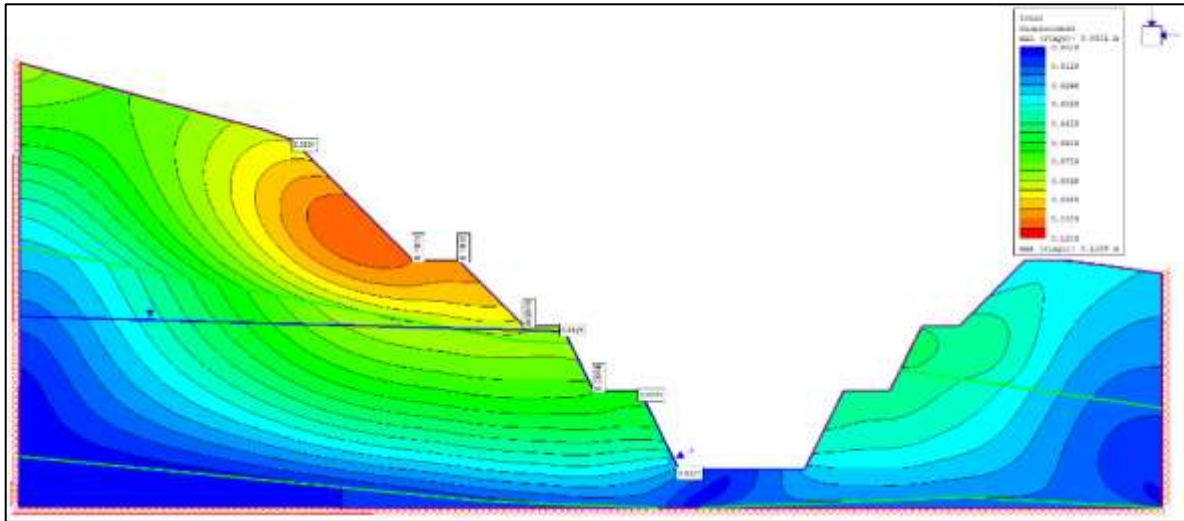


Figura 4.188. Análisis de deformaciones para el perfil 2-2 sin la inclusión de refuerzo y sin sismo

Fuente: Salida software RS 2019

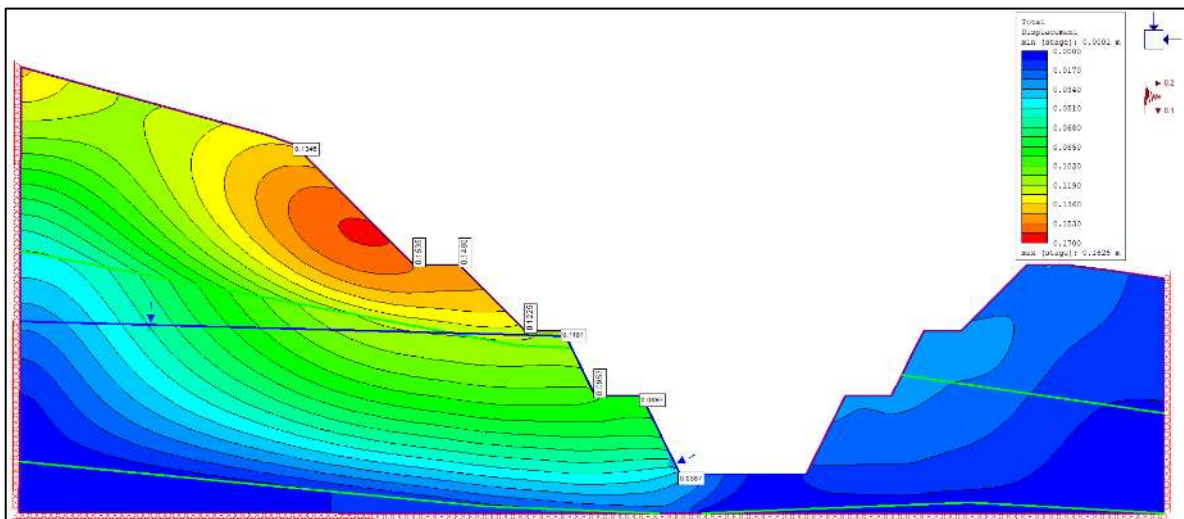


Figura 4.189. Análisis de deformaciones para el perfil 2-2 sin la inclusión de refuerzo y con sismo

Fuente: Salida software RS 2019

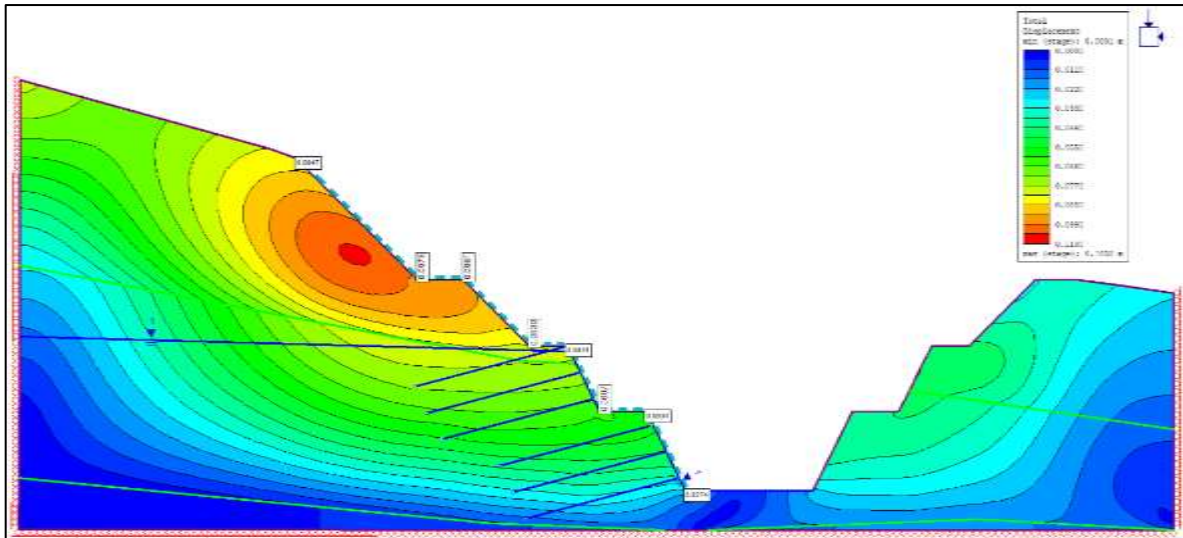


Figura 4.190. Análisis de deformaciones para el perfil 2-2 con la inclusión del refuerzo obtenido del análisis de estabilidad y sin la consideración del sismo

Fuente: Salida software RS 2019

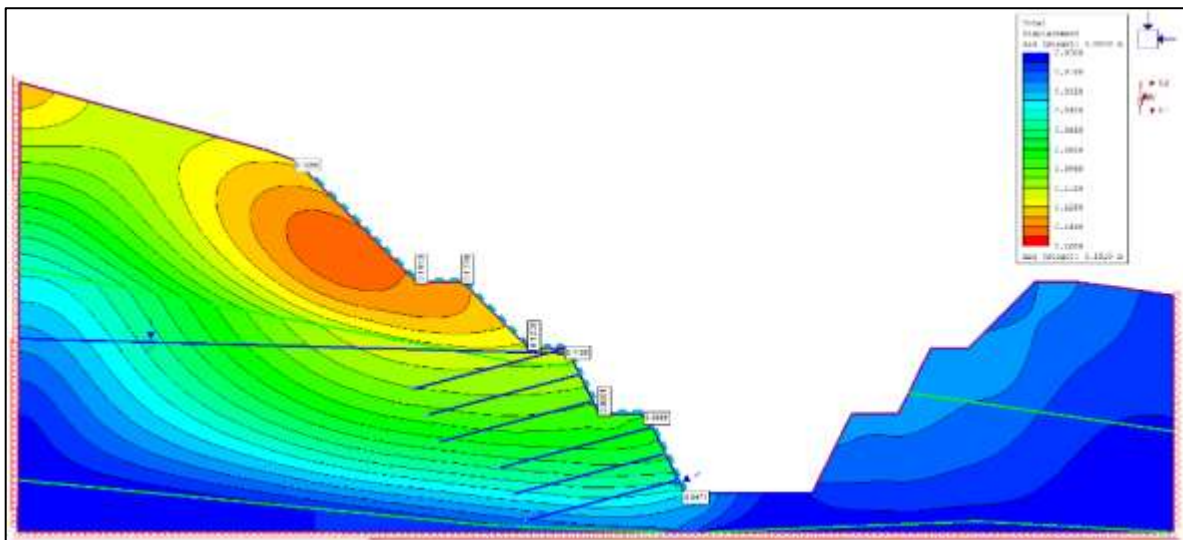


Figura 4.191. Análisis de deformaciones para el perfil 2-2 con la inclusión del refuerzo obtenido del análisis de estabilidad y con la consideración del sismo

Fuente: Salida software RS 2019

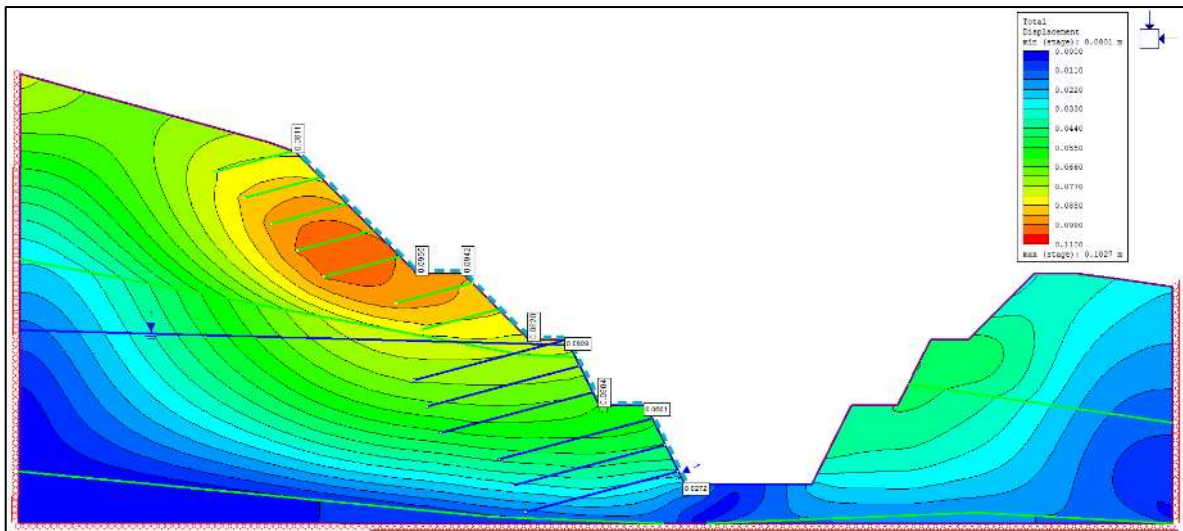


Figura 4.192. Análisis de deformaciones para el perfil 2-2 con la inclusión de refuerzo adicional al obtenido del análisis de estabilidad y sin la consideración del sismo

Fuente: Salida software RS 2019

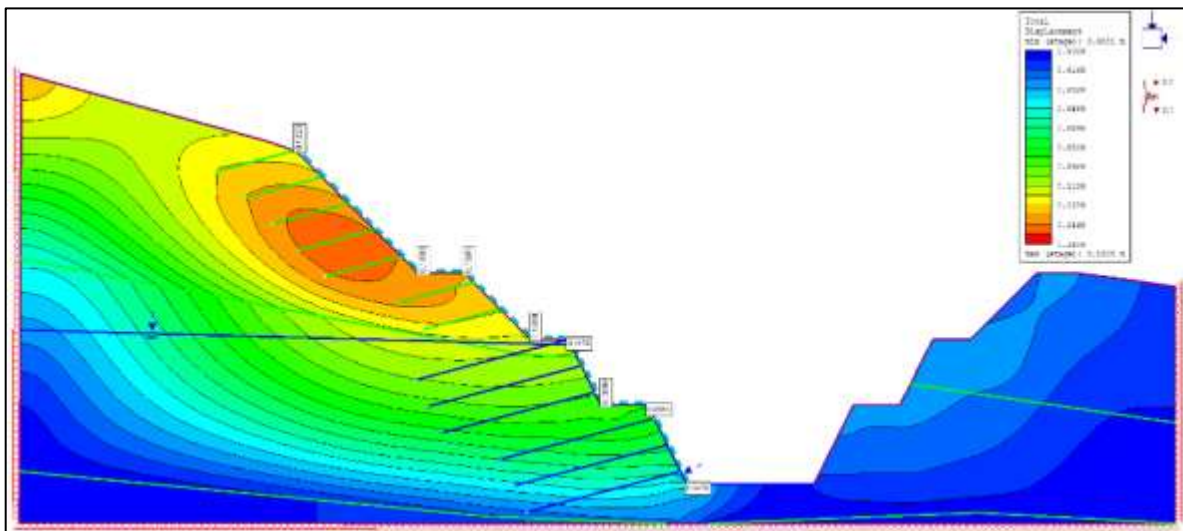


Figura 4.193. Análisis de deformaciones para el perfil 2-2 con la inclusión de refuerzo adicional al obtenido del análisis de estabilidad y con la consideración del sismo

Fuente: Salida software RS 2019

De los resultados obtenidos se puede concluir que es indispensable pensar en la consideración de un refuerzo localizado sobre los materiales de la UG-1, aun cuando el análisis de estabilidad global realizado no lo demande, ya que, en conjunto con el soporte propuesto en la parte inferior de los taludes, ayudan a atenuar los desplazamientos que se presentan sobre la cara de los taludes.

4.4.3 Análisis de los desplazamientos sísmicamente inducidos por medio del método de Newmark

4.4.3.1 Selección de los registros sísmicos

Para la aplicación del método de Newmark es de suma importancia definir los criterios con base en los cuales se realiza la escogencia de los sismos.

Del estudio de amenaza sísmica realizado para el proyecto, se definió del análisis de desagregación de la amenaza que las magnitudes más probables para los sismos se encuentran en el rango de magnitudes momento Mw 6.5 a 6.7 para una distancia epicentral de 20 km.

Se definió la demanda sísmica para un periodo de retorno de diseño de 475 años tomando como criterio la definición de un sismo de evaluación de la seguridad, SES, según el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica.

Para definir la demanda sísmica objetivo se utilizó un coeficiente de variación del 20% con el fin de ampliar el rango de PGA como aceleraciones objetivo, tomando como periodo de partida los 475 años.

Cuadro 4.186. Definición de la demanda sísmica para el periodo de retorno de diseño

Periodo (años)	PGA (cm/s ²)	Coeficiente de Variación del 20%		Rangos de PGA (cm/s ²)
475	514	411	617	410 - 615

Fuente: Elaboración propia

Para la selección de las señales sísmicas se consultaron tanto la base de datos de señales registradas en el ICE como el catálogo del que dispone el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica, el cual se encuentra disponible en su página web www.crsmd.lis.ucr.ac.cr.

Se utilizaron dos criterios de selección de las señales sísmicas, los cuales se detallan a continuación:

El primer criterio de selección se basó en la utilización de las magnitudes y distancias epicentrales. Se filtró la base de datos según el rango de magnitudes y distancias descritas anteriormente, ampliando los rangos de magnitudes momento de 6,1 a 6,8 Mw y el rango de distancias de 0 – 35 km.

Como resultado, 19 acelerogramas del Laboratorio de Ingeniería Sísmica y 1 del ICE cumple con los criterios de selección, sin embargo, únicamente un solo registro cumple con la aceleración objetivo para periodo de retorno 475 años.

Dado que es muy limitada la información disponible, se implementa un segundo criterio de selección.

El segundo criterio de selección se basó en buscar un valor de PGA objetivo. Considerando como único criterio de selección el rango de aceleraciones objetivo definido en el Cuadro 4.186 para cada periodo de retorno, se filtró la base de datos y se obtuvo que 3 registros cumplen con el criterio de selección para 475 años.

De esta manera, combinando ambos criterios de selección, se disponen de un total de 4 acelerogramas que se utilizarán como parte de las señales sísmicas a incluir dentro del modelo, para la estimación de los desplazamientos sísmicamente inducidos utilizando el método de Newmark.

El detalle de los registros sísmicos a utilizar se presenta en el siguiente cuadro.

Cuadro 4.187. Resumen de la selección de los sismos a utilizar en el análisis

Registro	Canal	Fecha	Mw	D Hipocentral (km)	PGA	Periodo Retorno
200901081921ICBM.lis	N00E	08/01/2009	6,2	14,4	658	475
200901081921ICBM.lis	N90E	08/01/2009			608	
201209051442GSTC.lis	N00E	05/09/2012	7,6	-	563	
201209051442PPQR.lis	N90E	05/09/2012			428	

Fuente: Elaboración propia

Es importante indicar que los sismos acá indicados obedecen a la selección de registros acordes a nuestra tectónica, no obstante, el software SLIDE 2018 dispone de una serie de registros sísmicos a nivel mundial, los cuales podrán emplearse como referencia, sin embargo, para su utilización es necesario efectuar un trabajo adicional de escalamiento de sismos, ya que muchos de ellos no son acordes a las condiciones de tectónica sísmica que presenta Costa Rica.

4.4.3.2 Estimación de la aceleración sísmica crítica de los materiales

Según el método de Newmark, el primer paso consiste en definir la aceleración sísmica crítica en términos de la aceleración de la gravedad (g), la cual corresponde al umbral de aceleración sobre el

cual los materiales alcanzan la condición de equilibrio límite, es decir, en términos numéricos cuando se alcanza un factor de seguridad de 1.

En el Cuadro 4.188 se muestra la estimación de los coeficientes de aceleración sísmica crítica para cada uno de los tres perfiles de análisis considerados, bajo las dos condiciones de análisis definidas: sin refuerzo y con refuerzo en las caras de los taludes.

Cuadro 4.188. Estimación del coeficiente de aceleración sísmica crítica en cada uno de los perfiles de análisis

Perfil de Análisis	Condición del Análisis	Coefficiente Sísmico Crítico k_c (g)
Perfil N°1	Sin Refuerzo	0,252
	Con Refuerzo Total	0,353
Perfil N°2	Sin Refuerzo	0,210
	Con Refuerzo Total	0,263
Perfil N°3	Sin Refuerzo	0,136
	Con Refuerzo Total	0,244

Fuente: Elaboración propia

Tal y como se aprecia en el Cuadro 4.188 para cada uno de los tres perfiles de análisis evaluados, existe una marcada diferencia para los casos de la aceleración sísmica crítica obtenida si se considera o no refuerzo sobre las caras de los taludes.

Es importante indicar que, para el sitio en estudio, del análisis de estabilidad realizado utilizando el método de equilibrio límite y siguiendo los lineamientos que define el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, se obtuvo un coeficiente de aceleración horizontal máximo de 0,20 g para utilizar en los análisis seudoestáticos.

Si se utiliza este criterio como base para comparar los resultados que se desprenden del análisis utilizando el método de Newmark, se observa que para los casos sin refuerzo en los taludes la aceleración crítica es mayor sobre los perfiles 1 y 2, no así para el caso del perfil 3, donde la aceleración crítica resultó ser mucho menor que la aceleración seudoestática horizontal utilizada en el análisis de estabilidad.

Lo anterior es indicativo de que este perfil N°3 considera el sector más crítico en la excavación propuesta para el portal de salida del túnel y demuestra que requiere incluir refuerzo sobre las caras

de los taludes para garantizar una aceleración sísmica que garantice la estabilidad de los materiales en una condición de análisis a largo plazo.

Se aprecia de igual forma en el Cuadro 4.188 que a medida que se considera el refuerzo sobre todas las caras de los taludes en los tres perfiles analizados, se incrementa sensiblemente el valor de la aceleración sísmica crítica sobre los materiales y con ello se incrementa el factor de seguridad sobre los taludes que conforman el portal de salida del túnel.

Sin duda el caso crítico del análisis corresponde con el perfil N°3, al ser el que presentan la mayor altura dentro de la propuesta de excavación del portal de salida del túnel y estar presente en la parte superior la unidad geotécnica UG-1, siendo esta la unidad que presenta las menores propiedades de resistencia al corte y deformabilidad.

Se presentan las salidas obtenidas del software SLIDE 2018, que fue el utilizado para aplicar el método de Newmark, en este caso sobre el perfil N°3 para estimar la aceleración sísmica crítica.

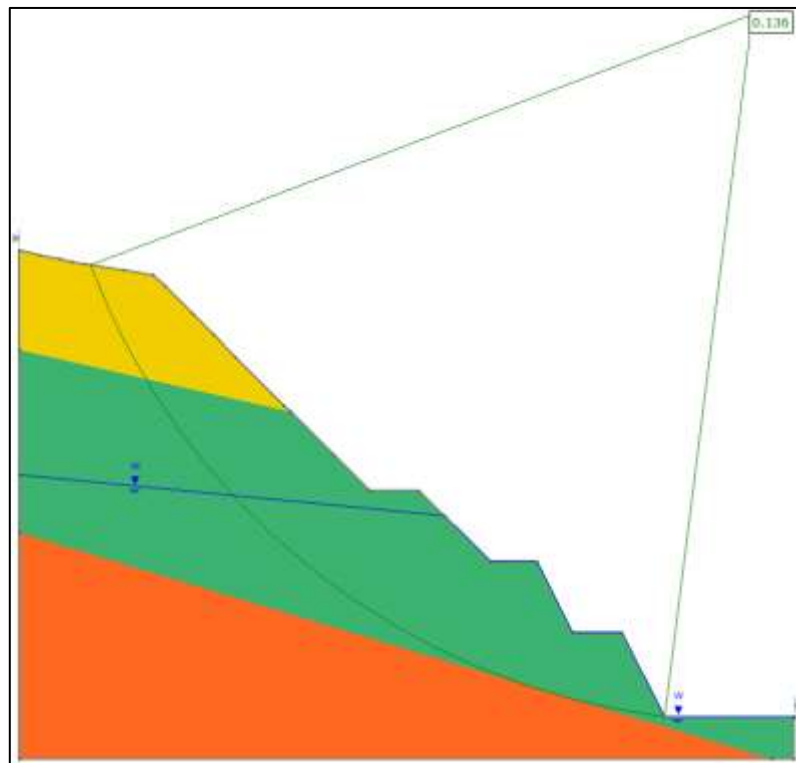


Figura 4.194. Aceleración sísmica crítica para el caso del perfil N°3 sin la inclusión de refuerzo sobre las caras de los taludes según los métodos de Spencer y de Morgenstern & Price

Fuente: Salida software Slide 2018

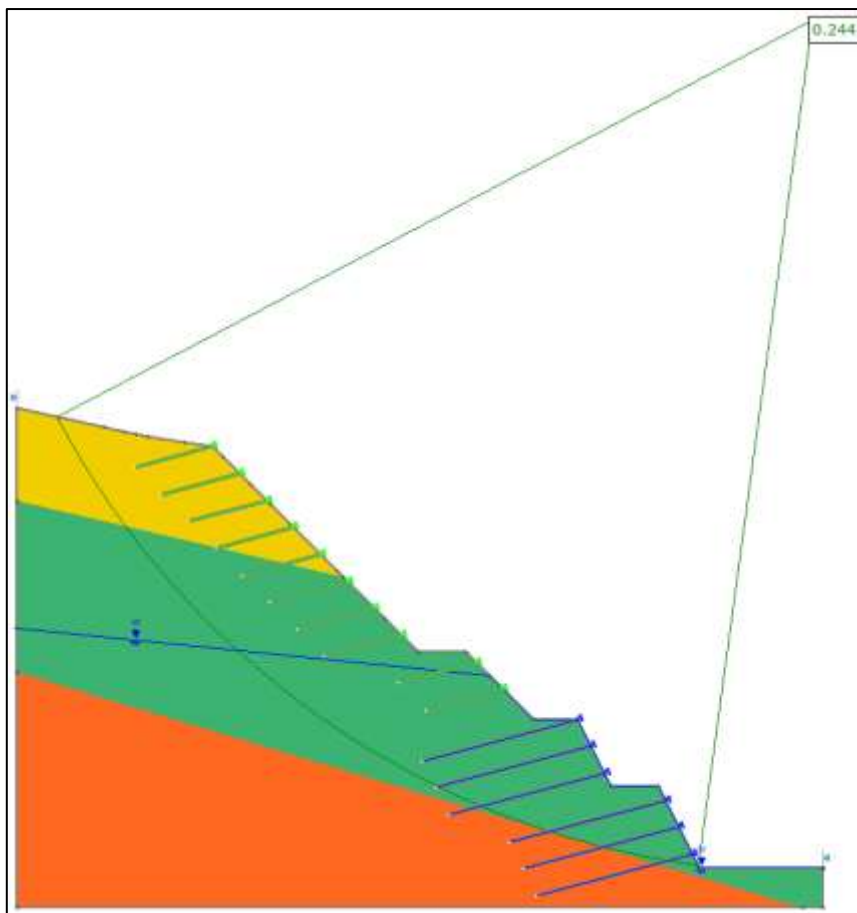


Figura 4.195. Aceleración sísmica crítica para el caso del perfil N°3 con la inclusión de refuerzo sobre las caras de los taludes según los métodos de Spencer y de Morgenstern & Price

Fuente: Salida software Slide 2018

Ahora bien, comparando los resultados obtenidos con respecto al estudio de amenaza sísmica probabilística para el sitio en estudio, se desprende de los análisis efectuados que la zona podría experimentar aceleraciones pico del terreno en términos de la aceleración de la gravedad en el orden de 0,52 g para un periodo de retorno de 500 años, siendo la principal amenaza un sismo en la Falla Navarro, dada su cercanía.

Los valores obtenidos para la aceleración sísmica crítica por medio del método de Newmark son representativos de la condición propia de los materiales, tomando en cuenta sus propiedades de resistencia al corte, por lo que la aceleración sísmica crítica es representativa de una condición donde se obtendría un factor de seguridad igual a 1,0 en un análisis de estabilidad.

Valores por encima de la aceleración sísmica de fluencia ya implican una falla en los taludes que componen el portal de salida del túnel.

4.4.3.3 Resultados de los desplazamientos sísmicamente inducidos

El insumo principal que se obtiene del método de Newmark es la estimación de los desplazamientos sísmicamente inducidos, según la superficie de ruptura crítica que se presenta sobre los materiales.

El análisis se realizó considerando las 4 señales sísmicas presentadas en el Cuadro 4.187, las cuales cumplieron con los criterios de selección indicadas en el apartado 4.0.

Los desplazamientos sísmicamente inducidos se obtuvieron para las metodologías de análisis consideradas como rigurosas de Spencer y de Morgenstern - Price.

De la misma manera que para el caso de la estimación de la aceleración sísmica crítica, se obtuvieron los desplazamientos para las mismas dos condiciones del análisis: sin refuerzo en la cara de los taludes y con refuerzo total sobre las caras de los taludes.

Los resultados de los desplazamientos sísmicamente inducidos según el método de Newmark se presentan en el siguiente Cuadro 4.189.

Cuadro 4.189. Estimación de los desplazamientos sísmicamente inducidos según el método de Newmark

Perfil de Análisis	Condición del Análisis	Desplazamientos Sísmicamente Inducidos Registrados (cm)							
		Cinchona - Componente 1 Canal N00E		Cinchona - Componente 2 Canal N90E		Sámara - Componente 1 Canal N00E		Sámara - Componente 2 Canal N90E	
		Spencer	M - P	Spencer	M - P	Spencer	M - P	Spencer	M - P
Perfil N°1	Sin Refuerzo	1,988	2,028	1,339	1,369	6,628	6,781	2,396	2,465
	Con Refuerzo	0,568	0,570	0,336	0,337	1,718	1,723	0,363	0,365
Perfil N°2	Sin Refuerzo	3,071	3,166	2,269	2,357	10,886	11,256	4,550	4,761
	Con Refuerzo	1,769	1,820	1,180	1,218	5,795	5,992	2,024	2,110
Perfil N°3	Sin Refuerzo	6,368	6,322	5,909	5,856	23,990	23,824	14,890	14,720
	Con Refuerzo	2,173	2,201	1,487	1,510	7,351	7,460	2,727	2,780

Fuente: Elaboración propia

Los valores demarcados en color rojo indican los desplazamientos obtenidos sin la consideración de refuerzo sobre las caras de los taludes, mientras que los valores demarcados en color verde son aquellos en los que las caras de los taludes fueron reforzadas de acuerdo con el sostenimiento que fue propuesto del análisis de deformaciones realizado en el apartado 4.0.

Como se aprecia en el Cuadro 4.189 los mayores desplazamientos se presentaron en el perfil N°3, al ser el de mayor altura dentro de toda la propuesta de excavación del portal de salida del túnel.

El canal del acelerograma N00E del sismo de Sámara fue la que arrojó los mayores desplazamientos obtenidos al aplicar el método de Newmark.

Se presentan las salidas del software SLIDE 2018 con los resultados que fueron obtenidos de la aplicación del método de Newmark sobre todo el perfil N°3, sin la inclusión y con la inclusión del refuerzo en las caras de los taludes. Se presentarán las salidas donde se muestra el desplazamiento máximo según el método de análisis utilizado, ya sea Spencer o Morgenstern & Price, de acuerdo con los resultados presentados en el Cuadro 4.189.

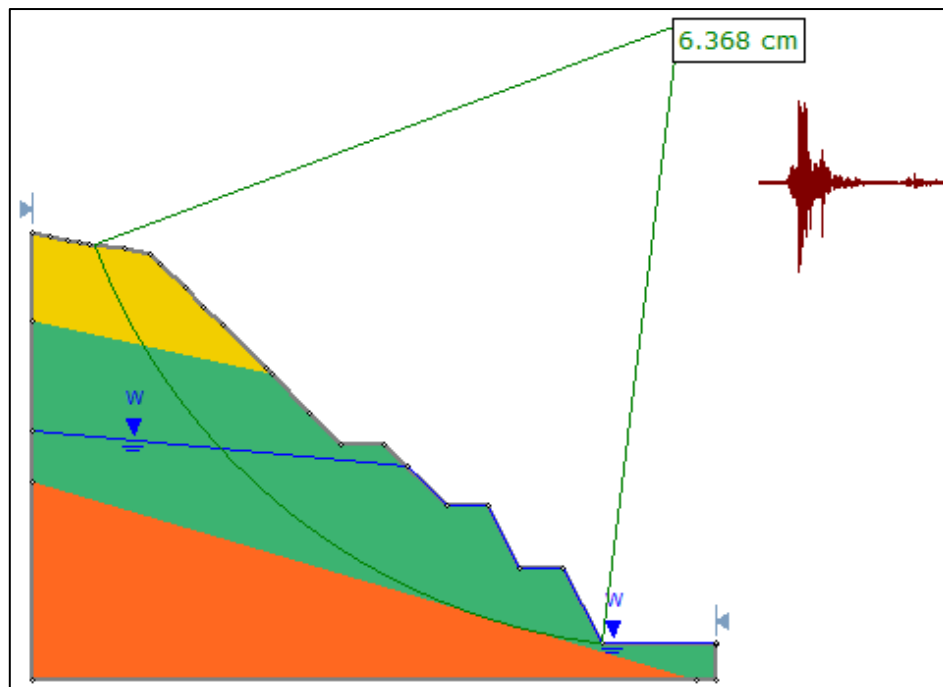


Figura 4.196. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Spencer bajo la acción del sismo de Cinchona canal N00E sin considerar refuerzo sobre el talud

Fuente: Salida software Slide 2018

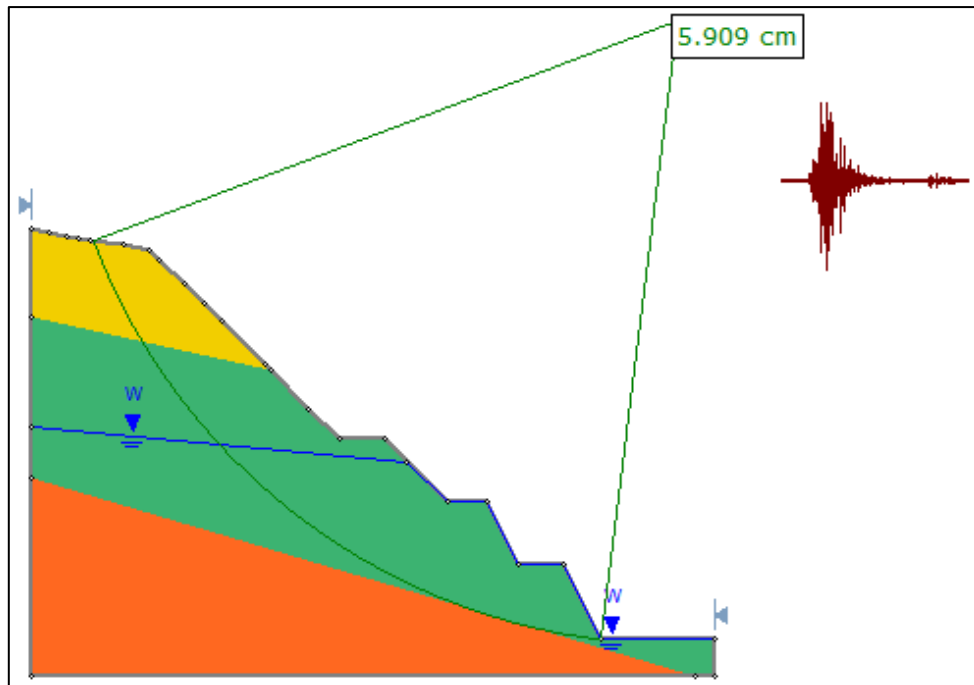


Figura 4.197. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Spencer bajo la acción del sismo de Cinchona canal N90E sin considerar refuerzo sobre el talud

Fuente: Salida software Slide 2018

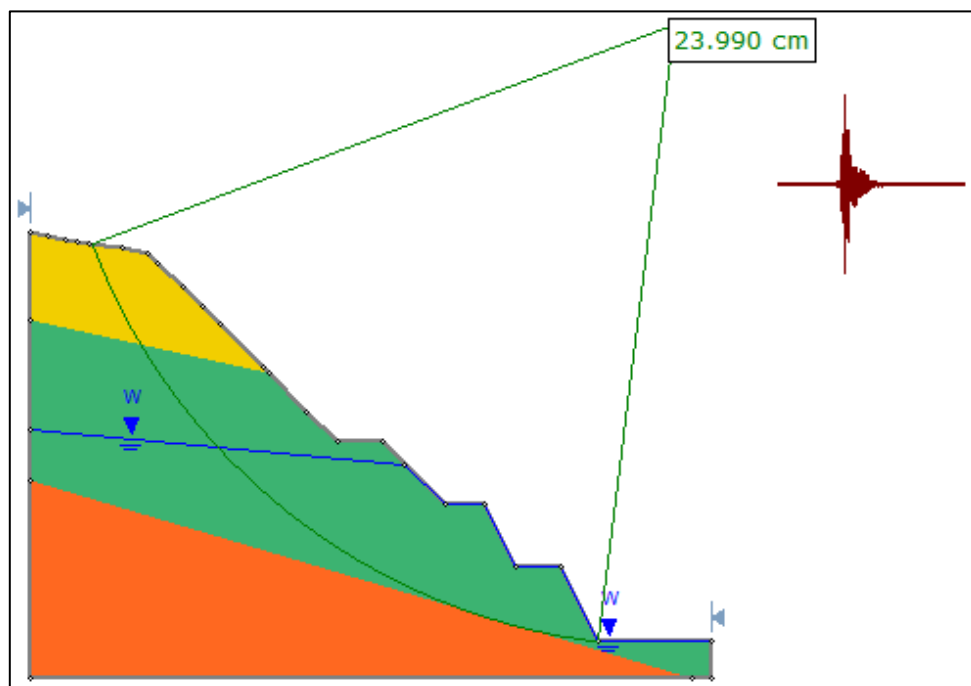


Figura 4.198. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Spencer bajo la acción del sismo de Sámara canal N00E sin considerar refuerzo sobre el talud

Fuente: Salida software Slide 2018

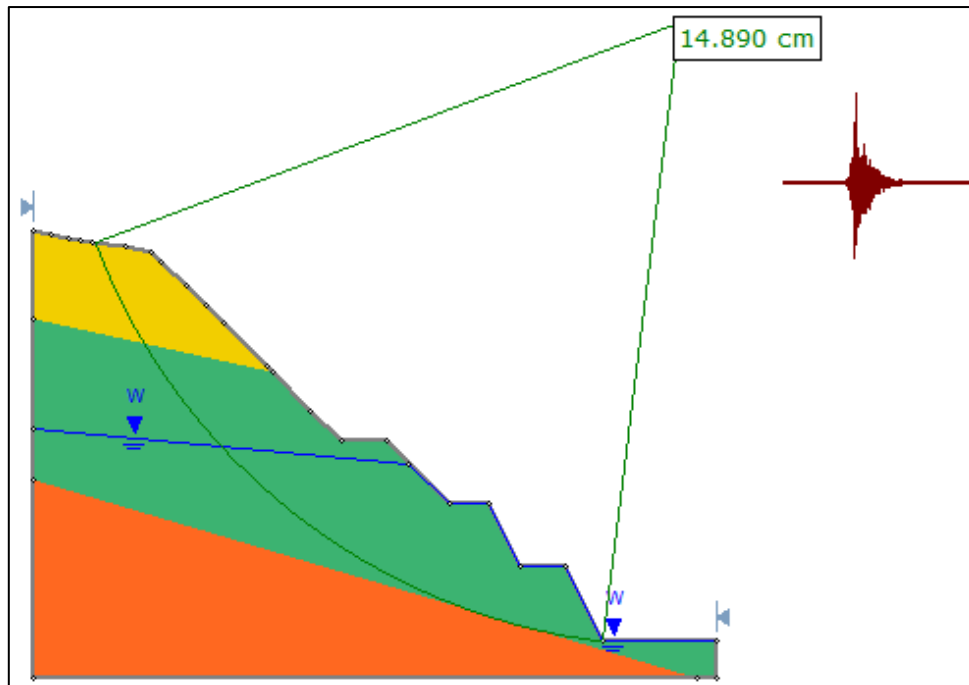


Figura 4.199. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Spencer bajo la acción del sismo de Sámara canal N90E sin considerar refuerzo sobre el talud

Fuente: Salida software Slide 2018

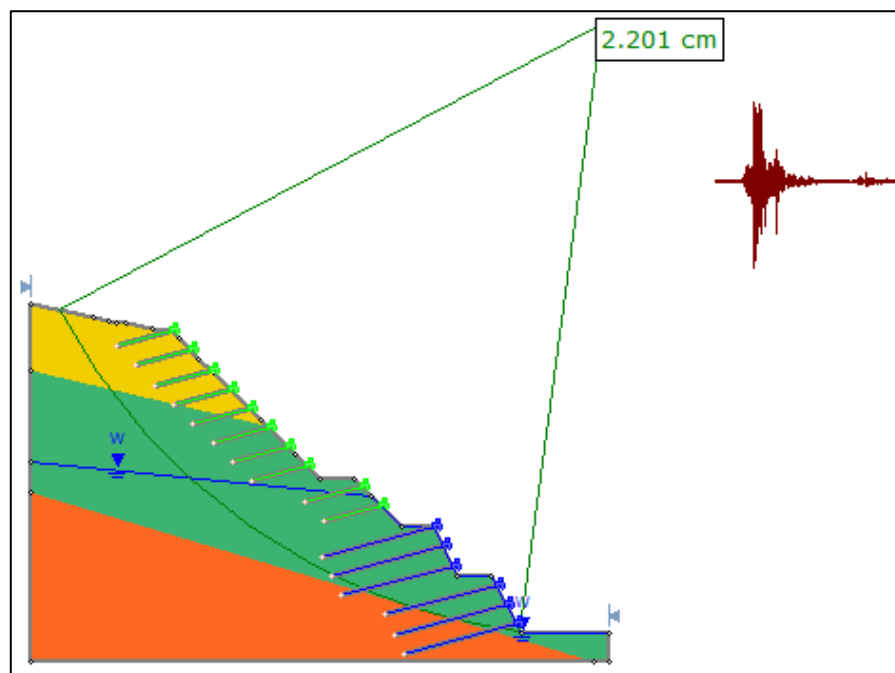


Figura 4.200. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Morgenstern & Price bajo la acción del sismo de Cinchona canal N00E considerando refuerzo sobre el talud

Fuente: Salida software Slide 2018

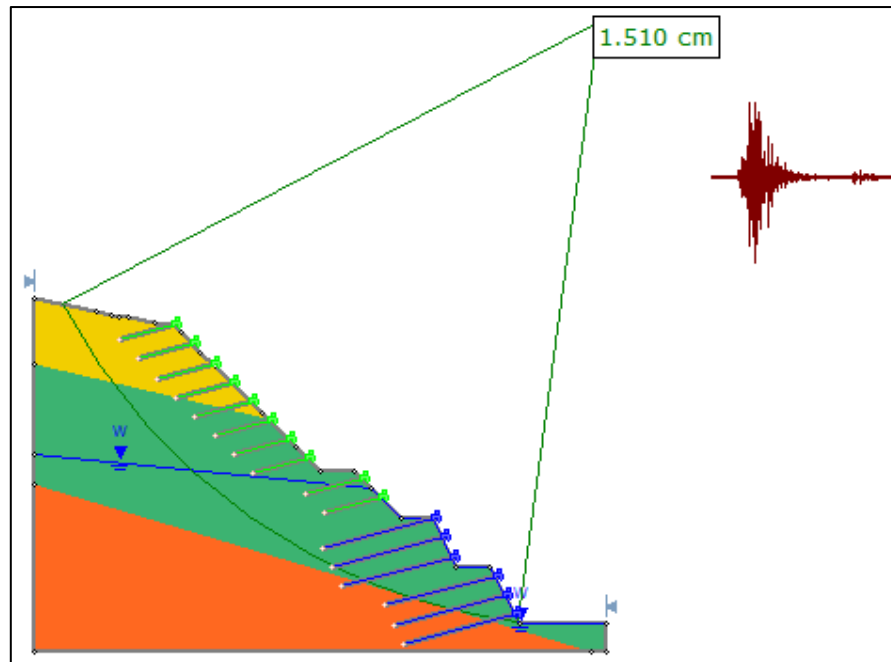


Figura 4.201. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Morgenstern & Price bajo la acción del sismo de Cinchona canal N90E considerando refuerzo sobre el talud

Fuente: Salida software Slide 2018

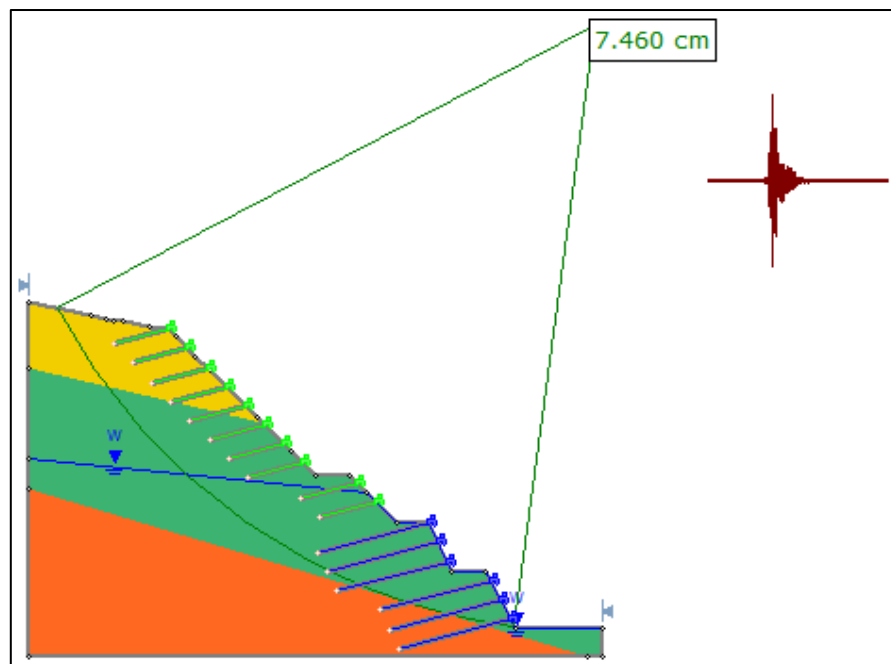


Figura 4.202. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Morgenstern & Price bajo la acción del sismo de Sámara canal N00E considerando refuerzo sobre el talud

Fuente: Salida software Slide 2018

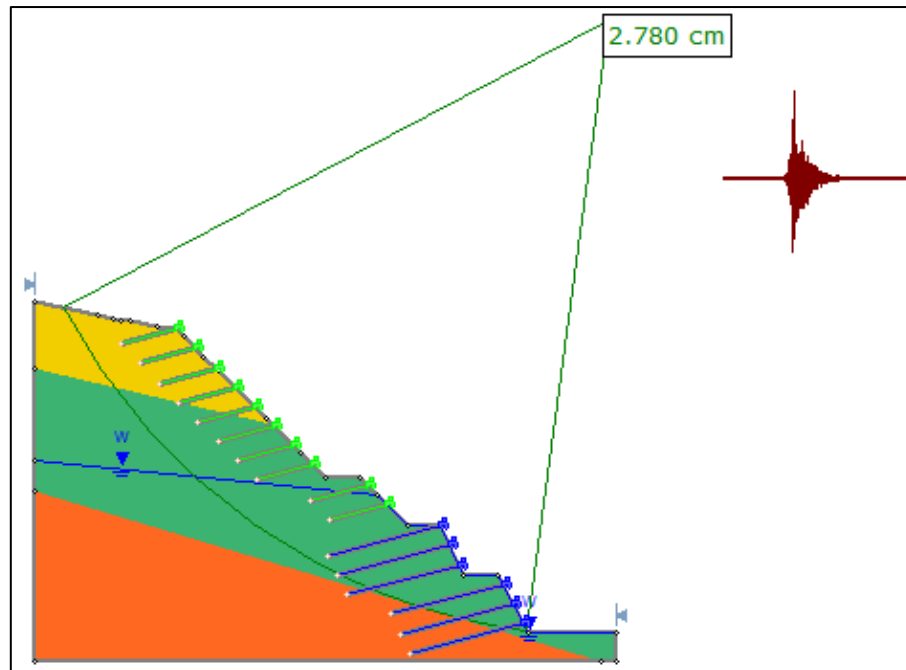


Figura 4.203. Desplazamiento sísmico inducido para el perfil N°3 obtenido según el método de Morgenstern & Price bajo la acción del sismo de Sámara canal N90E considerando refuerzo sobre el talud

Fuente: Salida software Slide 2018

Se presenta en los siguientes cuadros una comparación en cuanto a la reducción de los desplazamientos sísmicamente inducidos entre la condición de análisis don considerar refuerzo sobre las caras de los taludes y la condición donde se refuerza la cara de los taludes, en cada uno de los tres perfiles utilizados en el análisis.

Cuadro 4.190. Análisis comparativo entre los desplazamientos máximos obtenidos para el canal del acelerograma más crítico del sismo de Cinchona

Perfil de Análisis	Condición del Análisis	Acelerograma Crítico	Desplazamiento Máximo (cm)	% Reducción
Perfil N°1	Sin Refuerzo	Cinchona C1	2,028	-71,89%
	Con Refuerzo	Cinchona C1	0,570	
Perfil N°2	Sin Refuerzo	Cinchona C1	3,166	-42,51%
	Con Refuerzo	Cinchona C1	1,820	
Perfil N°3	Sin Refuerzo	Cinchona C1	6,368	-65,44%
	Con Refuerzo	Cinchona C1	2,201	

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia de los resultados mostrados en el Cuadro 4.190 que los desplazamientos máximos ocurren para el canal N00E del acelerograma del sismo de Cinchona, donde a la vez se aprecia que

existe una reducción importante en los desplazamientos sísmicamente inducidos al considerar la inclusión de refuerzo de en las caras de los taludes. La reducción en los desplazamientos es sustancial y esto eleva el nivel de seguridad a esperar sobre los portales de salida, considerando los dos potenciales fuentes sísmicas cercanas al sitio donde se pretende desarrollar la obra.

Cuadro 4.191. Análisis comparativo entre los desplazamientos máximos obtenidos para el canal del acelerograma más crítico del sismo de Sámara

Perfil de Análisis	Condición del Análisis	Acelerograma Crítico	Desplazamiento Máximo (cm)	% Reducción
Perfil N°1	Sin Refuerzo	Sámara C1	6,781	-74,59%
	Con Refuerzo	Sámara C1	1,723	
Perfil N°2	Sin Refuerzo	Sámara C1	11,256	-46,77%
	Con Refuerzo	Sámara C1	5,992	
Perfil N°3	Sin Refuerzo	Sámara C1	23,990	-68,90%
	Con Refuerzo	Sámara C1	7,460	

Fuente: Elaboración propia

Por otra parte, en el Cuadro 4.191 se presentan los desplazamientos máximos que ocurren para el canal N00E del acelerograma del sismo de Sámara, donde a la vez se aprecia que existe igualmente una reducción de los desplazamientos sísmicamente inducidos al considerar la inclusión de refuerzo de en las caras de los taludes. Esta reducción eleva la seguridad de la obra y reafirma la importancia de reforzar los taludes que conforman el portal de salida.

Tomando en consideración los resultados obtenidos que fueron presentado en el Cuadro 4.189 se puede concluir que considerando el criterio externado por Keefer & Wilson (1989), los cuales utilizaron el rango de 5 a 10 cm como desplazamiento crítico para desencadenar deslizamientos de tierra en el sur de California, se puede indicar que los desplazamientos obtenidos con la consideración de refuerzo en la totalidad de las caras de los taludes que conforman el portal de salida con adecuados y admisibles, ante una condición sísmica de diseño.

Por otro lado, considerando el criterio brindado por Blake et al. (2002) donde para superficies de deslizamiento en suelos con un ablandamiento significativo por deformación, el diseño debe realizarse utilizando resistencias residuales que permitan desplazamientos medios inferiores a 15 cm, o utilizando resistencias máximas que permitan desplazamientos medios inferiores a 5 cm.

En el caso de los taludes que conforman el portal de salida del túnel, fue desarrollado utilizando propiedades a largo plazo, cercanas a las propiedades residuales de los materiales, por lo que se

podría asegurar con base en los resultados obtenidos que no se supera el umbral de los 15 cm en ninguno de los perfiles que fueron analizado bajo esta condición.

Los desplazamientos obtenidos sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes demuestran que es totalmente necesario considerar un sostenimiento sobre estos, ya que de lo contrario los desplazamientos que se pueden presentar por efecto de un evento sísmico importante no son admisibles y desencadenaría en la inestabilidad de los cortes que están siendo propuestos.

4.4.4 Análisis de deformaciones por medio del método de elemento finito para la aceleración de fluencia

Con base en el método de Newmark, fue posible estimar el valor de la aceleración de fluencia para cada uno de los tres perfiles analizados.

En este apartado del documento se elaborará un análisis de esfuerzos y deformaciones, pero esta vez utilizando la aceleración sísmica crítica o aceleración de fluencia que experimentan los materiales antes de que se desarrolle el movimiento sobre la superficie de ruptura.

La intención del análisis es validar la necesidad del refuerzo a lo largo de todas las caras de los taludes que conforman el portal de salida del túnel, a fin de evaluar una condición sísmica por encima de los umbrales que en este caso establece el Código Geotécnicos de Taludes y Laderas de Costa Rica para la zona en estudio, que podría presentarse, dada la cercanía de dos fallas geológicas importantes con alto potencial sísmico, como lo son la falla Aguacaliente y la falla Navarro.

Los análisis se efectuaron evaluando únicamente dos condiciones sobre cada uno de los tres perfiles considerados:

- Análisis de esfuerzos y deformaciones sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes y sin la consideración de la aceleración sísmica de fluencia.
- Análisis de esfuerzos y deformaciones con la inclusión de refuerzo sobre todas las caras de los taludes y con la consideración de la aceleración sísmica de fluencia.

Para cada uno de los tres perfiles analizados se buscó comparar los desplazamientos máximos que se podrían presentar en la cara expuesta de los taludes, producto de las condiciones particulares de los materiales que conforman las tres unidades geotécnicas identificadas en el sitio.

De esta manera se presentan los resultados que fueron obtenidos de los análisis realizados.

Cuadro 4.192. Resultados obtenidos para los desplazamientos máximos en la cara de los taludes en cada uno de los tres perfiles considerados

Perfil de Análisis	Escenarios Considerados	Condición del Análisis	Desplazamiento Máximo Registrado		
			Absoluto (m)	Relativo (m)	Comparativo (m)
Perfil N°1	Sin Sismo	Sin Refuerzo	0,0407	0,0407	-0,0117
	Con Sismo		0,0958	0,0551	
	Sin Sismo	Con Refuerzo	0,0348	0,0348	
	Con Sismo		0,0841	0,0493	
Perfil N°2	Sin Sismo	Sin Refuerzo	0,1191	0,1191	-0,0291
	Con Sismo		0,2019	0,0828	
	Sin Sismo	Con Refuerzo	0,1105	0,1105	
	Con Sismo		0,1728	0,0623	
Perfil N°3	Sin Sismo	Sin Refuerzo	0,0664	0,0664	-0,0307
	Con Sismo		0,1171	0,0507	
	Sin Sismo	Con Refuerzo	0,0559	0,0559	
	Con Sismo		0,0864	0,0305	

Fuente: Elaboración propia

Para la interpretación del cuadro anterior, se debe aclarar que significa cada una de las tres magnitudes de los desplazamientos presentados.

El desplazamiento absoluto corresponde a la magnitud acumulativa del desplazamiento entre cada una de las diferentes etapas que integran el análisis en el RS2. En este caso se consideraron dos etapas, la primera sin la ocurrencia del sismo y la segunda con la ocurrencia del evento, empleando en este caso únicamente la aceleración sísmica crítica o aceleración de fluencia.

Los materiales experimentan como parte del proceso constructivo de excavación de los taludes, una pérdida de confinamiento lateral, la cual es paulatina, es decir, se va acrecentando conforme se va aumentando la altura de la excavación. En este caso, en el programa RS2 se modeló como una etapa del análisis, el periodo final de la excavación, arrojando la magnitud del desplazamiento que se presenta en el Cuadro 4.192 para la condición de análisis nombrada como sin refuerzo.

El desplazamiento relativo corresponde a la diferencia del desplazamiento que ocurre durante el sismo y el desplazamiento que se experimentó durante el proceso de excavación de los taludes que conforman el portal de salida. Este desplazamiento fue estimado para cada una de las condiciones del análisis.

Finalmente, el desplazamiento comparativo, surge de la diferencia entre los desplazamientos registrados una vez que ha ocurrido el sismo, entre la condición de análisis sin refuerzo (datos en rojo en el Cuadro 4.192) y la condición de análisis con refuerzo en las caras de los taludes (datos en verde en el Cuadro 4.192). Llevan signo negativo, ya que se quiere resaltar la disminución en la magnitud del desplazamiento producto de la adopción de medida de estabilización.

Se puede apreciar que al considerar la aceleración sísmica crítica obtenida mediante el análisis de Newmark, resulta evidente la necesidad de incluir refuerzo sobre las caras de los taludes.

Para el caso del perfil N°1 se observa una disminución en los desplazamientos del orden de 11,7 mm, al comparar el escenario con refuerzo en los taludes respecto al escenario sin refuerzo, disminución similar al caso obtenido con la aceleración seudoestática horizontal que en este caso recomienda el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica. Se aprecia un incremento en la magnitud de los desplazamientos como era de esperar, al evaluar los materiales bajo un mayor coeficiente de aceleración.

En el caso del perfil N°2 se aprecia una disminución en los desplazamientos, en este caso de 29,1 mm, al comparar el escenario con refuerzo en los taludes respecto al escenario sin refuerzo, siendo una disminución notable al comparar con el caso obtenido empleando la aceleración seudoestática horizontal que en este caso recomienda el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica. De igual forma al comparar los desplazamientos obtenidos con la aceleración seudoestática que recomienda el código se aprecia un incremento en la magnitud de los desplazamientos, ya que se está evaluando los materiales bajo la acción de un mayor coeficiente de aceleración.

Finalmente, en el caso del perfil N°3 se aprecia la mayor disminución en los desplazamientos, para este caso del orden de 30,7 mm al comparar los escenarios con refuerzo en los taludes respecto al escenario sin refuerzo, siendo la mayor disminución al comparar con el caso obtenido empleando la aceleración seudoestática horizontal que recomienda el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica. De igual forma que en los anteriores dos perfiles, al comparar los desplazamientos obtenidos con la aceleración seudoestática que recomienda el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica se aprecia un incremento en la magnitud de los desplazamientos, ya que se está evaluando los materiales bajo la acción de un mayor coeficiente de aceleración.

Se presenta en el Cuadro 4.193 los porcentajes de reducción de los desplazamientos al comparar el escenario sin sismo y sin refuerzo en los taludes con respecto al escenario con sismo y con refuerzo en toda la altura del talud, para los tres perfiles considerados.

Cuadro 4.193. Porcentaje de reducción de los desplazamientos

Perfil de Análisis	Escenarios Considerados	Condición del Análisis	Porcentaje de Reducción (%)
Perfil N°1	Sin Sismo	Sin Refuerzo	13,91
	Con Sismo		
	Sin Sismo	Con Refuerzo	
	Con Sismo		
Perfil N°2	Sin Sismo	Sin Refuerzo	16,84
	Con Sismo		
	Sin Sismo	Con Refuerzo	
	Con Sismo		
Perfil N°3	Sin Sismo	Sin Refuerzo	35,53
	Con Sismo		
	Sin Sismo	Con Refuerzo	
	Con Sismo		

Fuente: Elaboración propia

El porcentaje de reducción en los desplazamientos es notable para prácticamente todos los perfiles analizados, siendo los que presentaron mayor reducción los casos N°2 y N°3, donde el porcentaje de reducción es el doble respecto al análisis empleando el coeficiente pseudoestático horizontal recomendado por el código.

Se puede afirmar con este análisis que, ante aceleraciones sísmicas críticas, que pueden ser posibles de experimentar por los materiales en este sitio, la inclusión de refuerzo sobre todas las caras de los taludes evidencia la reducción en los desplazamientos que podrían experimentar los materiales, por lo que se considera adecuado mantener el tratamiento de refuerzo a lo largo de todas las caras expuestas de los taludes.

Se presentan las salidas del perfil N°2 en este caso, considerado como el perfil más crítico, dado los resultados mostrados anteriormente.

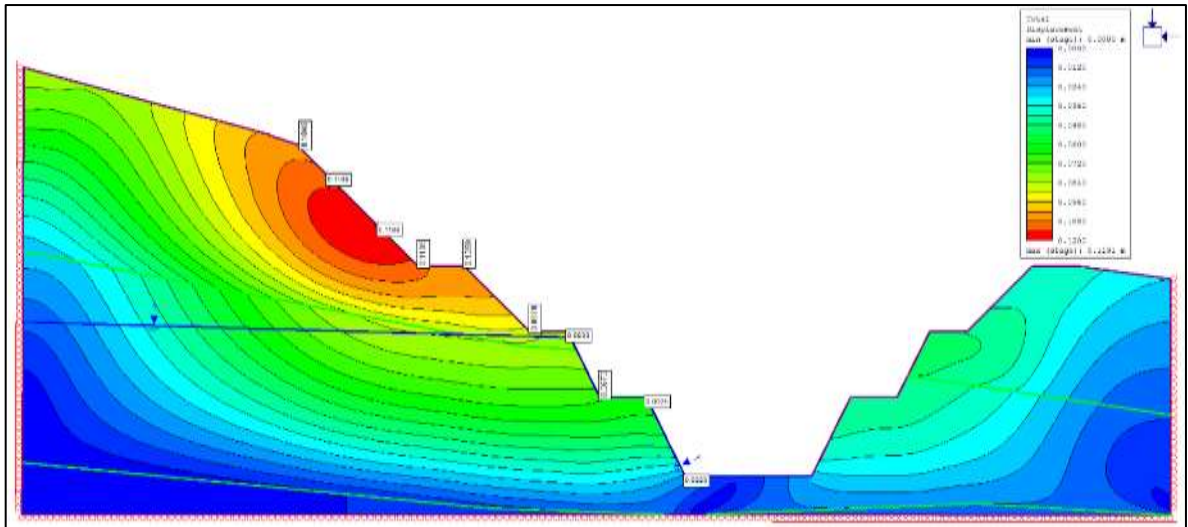


Figura 4.204. Análisis de deformaciones en el perfil 2-2 sin la inclusión de refuerzo y sin la acción de la aceleración de fluencia

Fuente: Salida software RS 2019

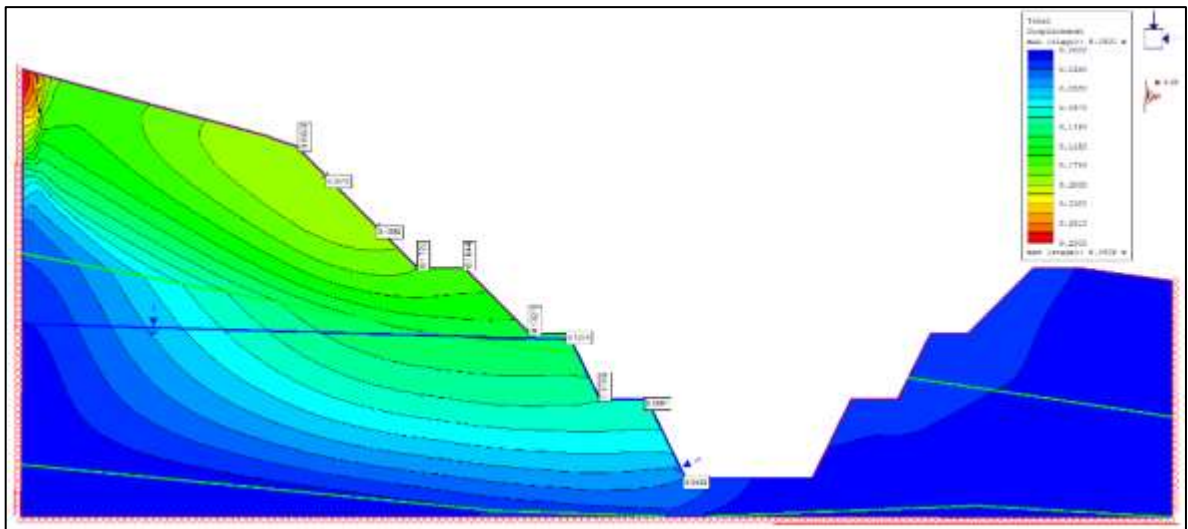


Figura 4.205. Análisis de deformaciones en el perfil 2-2 sin la inclusión de refuerzo y bajo la acción de la aceleración de fluencia

Fuente: Salida software RS 2019

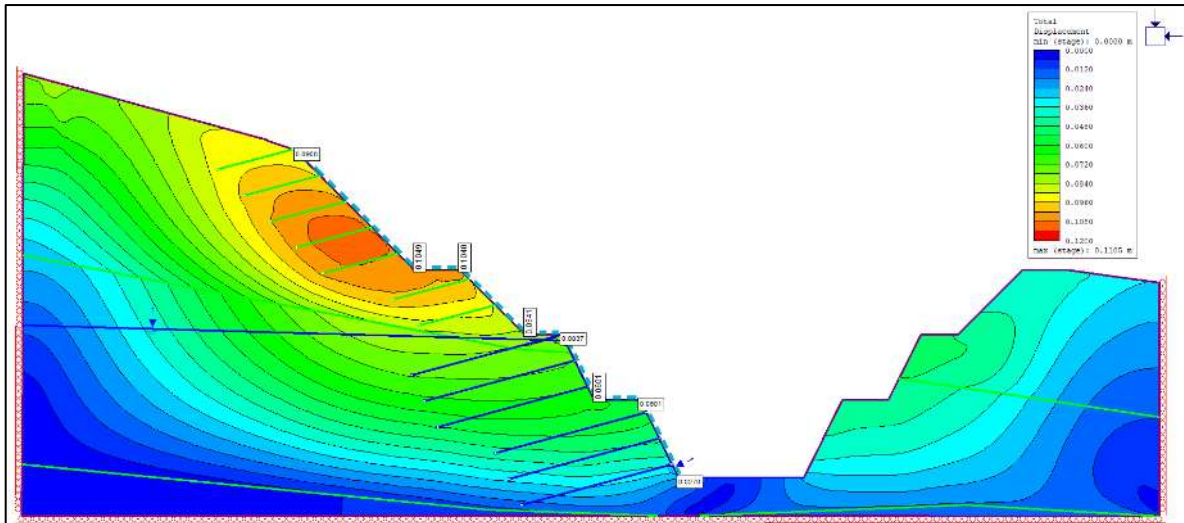


Figura 4.206. Análisis de deformaciones en el perfil 2-2 con la inclusión de refuerzo y sin la acción de la aceleración de fluencia

Fuente: Salida software RS 2019

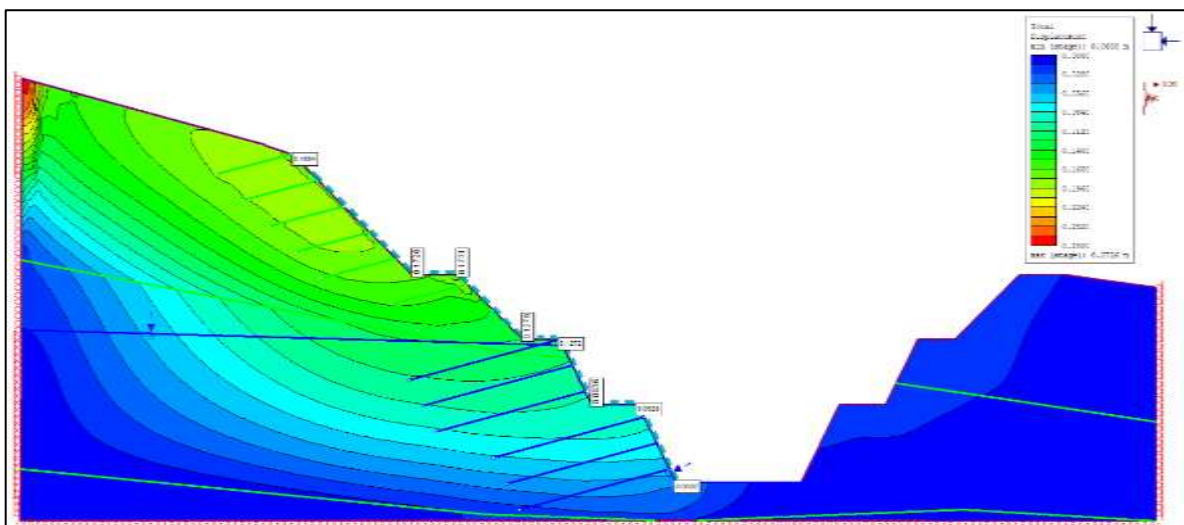


Figura 4.207. Análisis de deformaciones en el perfil 2-2 con la inclusión de refuerzo y bajo la acción de la aceleración de fluencia

Fuente: Salida software RS 2019

4.4.5 Diseño del manejo de las aguas de escorrentía

Como parte del diseño del portal de salida del túnel es necesario tomar en cuenta el manejo de las aguas de escorrentía producto de las precipitaciones que acontecen en la zona. Si el manejo de las aguas de lluvia no es el adecuado, pueden presentarse problemas grandes de erosión y esto traducirse en deterioros importantes en las caras expuestas de los taludes.

Por esta razón se llevó a cabo un diseño de los sistemas de cunetas y tubos de concreto que son necesarios para una adecuada canalización y tratamiento de las aguas de lluvia.

Se procedió en primera instancia a definir las áreas tributarias de las diferentes subcuencas hidrológicas que brindan aporte de agua de escorrentía al sitio del portal de salida del túnel.

El área de drenaje o subcuenca es un área topográfica que colecta y drena el escurrimiento superficial hacia un punto de salida.

En la Figura 4.208 se muestra el detalle de las 16 subcuencas hidrológicas que fueron trazadas de acuerdo con el levantamiento topográfico que fue realizado.

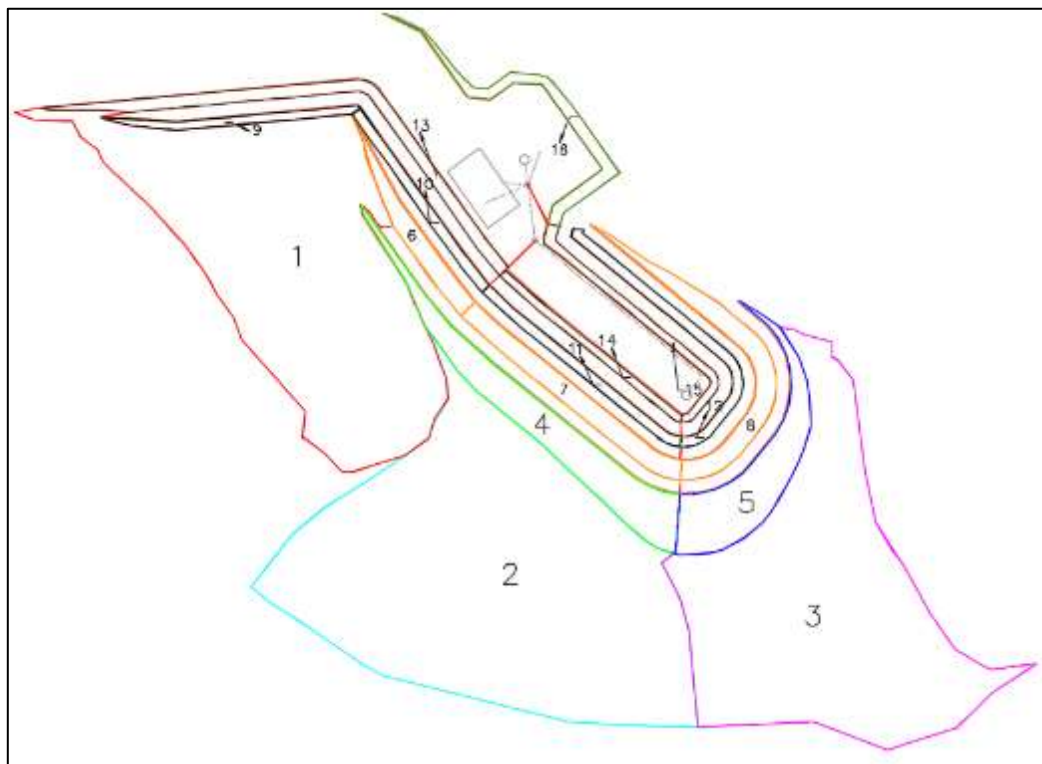


Figura 4.208. Definición de las subcuencas hidrológicas para la estimación de las áreas de drenaje tributarias que aportan caudal

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente se procede a obtener la información que es necesaria de cada una de cada una de estas áreas de drenaje tributarias para realizar el cálculo del tiempo de concentración T_c .

El tiempo de concentración T_c , corresponde al tiempo que le toma a una gota de agua fluir desde el punto más alejado de la subcuenca hasta el punto de interés o el punto de salida.

Cuadro 4.194. Definición de las áreas de drenaje tributarias y parámetros adicionales necesarios para el cálculo del tiempo de concentración T_c

N° Subcuenca	Área (m ²)	Área (km ²)	L _o (m)	L _o (ft)	S _o (%)	S _o (m/m)
1	4141,00	0,00414	88,43	290,125	48,60	0,486
2	5531,61	0,00553	75,749	248,520	35,81	0,358
3	3883,70	0,00388	60,461	198,363	68,41	0,684
4	763,43	0,00076	21,219	69,616	100,00	1,000
5	598,00	0,00060	21,219	69,616	100,00	1,000
6	207,71	0,00021	7,074	23,209	100,00	1,000
7	332,77	0,00033	7,074	23,209	100,00	1,000
8	372,24	0,00037	7,074	23,209	100,00	1,000
9	117,53	0,00012	2,500	8,202	200,00	2,000
10	138,42	0,00014	2,500	8,202	200,00	2,000
11	153,43	0,00015	2,500	8,202	200,00	2,000
12	195,47	0,00020	2,500	8,202	200,00	2,000
13	382,43	0,00038	7,035	23,081	200,00	2,000
14	114,49	0,00011	4,472	14,672	200,00	2,000
15	147,97	0,00015	4,472	14,672	200,00	2,000
16	222,81	0,00022	6,708	22,008	200,00	2,000

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.195. Estimación del tiempo de concentración T_c

N° Subcuenca	Kirpich (h)	Kirpich (min)	Friend (min)	Kerby (min)
1	0,014	0,817	9,851	6,540
2	0,014	0,816	9,946	6,533
3	0,009	0,534	8,106	5,056
4	0,003	0,206	5,301	2,837
5	0,003	0,206	5,301	2,837
6	0,001	0,088	3,677	1,699
7	0,001	0,088	3,677	1,699
8	0,001	0,088	3,677	1,699
9	0,001	0,030	2,264	0,889
10	0,001	0,030	2,264	0,889
11	0,001	0,030	2,264	0,889
12	0,001	0,030	2,264	0,889
13	0,001	0,067	3,195	1,441
14	0,001	0,048	2,748	1,166
15	0,001	0,048	2,748	1,166
16	0,001	0,065	3,145	1,409

Fuente: Elaboración propia

El cálculo de la estimación del tiempo de concentración T_c , que se presentan en el Cuadro 4.195, se realiza de tres maneras distintas según las ecuaciones de Kirpich, Friend y Kerby, las cuales fueron presentadas dentro del Marco Teórico de este documento.

La intensidad de la lluvia se obtiene de la estación meteorológica 73041, ubicada en La Cangreja de Cartago, siendo la estación más cercana al sitio en estudio. Se emplea el tiempo de concentración mayor para cada una de las subcuencas que fueron definidas y se utiliza un periodo de retorno de 50 años para efectuar el cálculo del caudal de diseño que aporta cada una de estas áreas de drenaje.

El coeficiente de escorrentía que fue utilizado corresponde a un valor de 0,48 y fue obtenido de la aplicación de la Figura 4.150.

El cálculo del caudal que aporta cada una de estas áreas tributarias se realiza empleando la ecuación del Método Racional, el cual se abordó en este documento. El valor obtenido para cada una de las áreas tributarias de drenaje se resume en el siguiente Cuadro 4.196.

Cuadro 4.196. Estimación del caudal de diseño para cada una de las subcuencas definidas para los taludes que conforman el portal de salida del túnel

N° Subcuenca	Q (m ³ /s)	Q (l/s)
1	0,047	46,931
2	0,063	62,692
3	0,044	44,015
4	0,009	8,652
5	0,007	6,777
6	0,002	2,354
7	0,004	3,771
8	0,004	4,219
9	0,001	1,332
10	0,002	1,569
11	0,002	1,739
12	0,002	2,215
13	0,004	4,334
14	0,127	127,388
15	0,004	4,177
16	0,004	4,025
Suma Total	0,326	326,191

Fuente: Elaboración propia

4.4.5.1 Dimensionamiento de las cunetas de sección trapezoidal

Para el dimensionamiento de las cunetas se procede a utilizar la ecuación de Manning. Despejando la ecuación de Manning se determina el factor de sección, el cual está integrado por las variables del área de la sección transversal A y el radio hidráulico R , tal y como se aprecia en la parte derecha de la Ecuación 4.61.

$$\frac{Q * n}{\sqrt{S}} = A * R^{2/3} \quad \text{Ecuación 4.61}$$

Para cada una de las subcuencas que fueron definidas, se estima la sección izquierda de la Ecuación 4.61, a fin de poder buscar la convergencia con el factor de sección de acuerdo con las características de la sección transversal que presenta la cuneta. En este caso se definió una pendiente del trazado de la cuneta del 1% desde su inicio hasta su punto de entrega.

Cuadro 4.197. Aplicación de la ecuación de Manning para determinar el factor de sección

N° Subcuenca	s (m/m)	$\frac{Q * n}{\sqrt{S}}$
1 y 9	0,01	0,00627
2 y 4	0,01	0,00927
3 y 5	0,01	0,00660
6, 7 y 8	0,01	0,00134
1, 9 y 10	0,01	0,00648
11 y 12	0,01	0,00051
13	0,01	0,00056
14	0,01	0,01656
15	0,01	0,00054
16	0,01	0,00052

Fuente: Elaboración propia

Se brinda el detalle del cálculo con un ejemplo de cada uno de los tipos de cunetas que fueron contempladas como parte del diseño de aguas de escorrentía del portal de salida del túnel. El procedimiento empleado fue el mismo para el restante número de cunetas que fueron consideradas para el número de subcuencas que fueron establecidas.

Se realizan los cálculos para una sección transversal trapezoidal, tal cual se aprecia en la siguiente Figura 4.209.

Se brindará el detalle en la definición de cada uno de los tres tipos de cunetas que se establecieron, siguiendo la nomenclatura mostrada en la siguiente Figura 4.209.

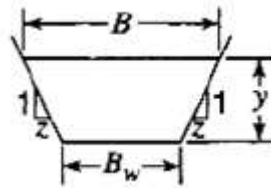


Figura 4.209. Sección transversal empleada para el diseño del sistema de cunetas que considera el manejo de las aguas de escorrentía de los taludes del portal de salida del túnel

Fuente: Campos, 2009

Definición de la cuneta de sección trapezoidal tipo 1

Se brinda el detalle del dimensionamiento de la cuneta tipo 1 que en este caso considera el manejo de las aguas de escorrentía de los taludes que conforman las subcuencas N°1 y N°9.

En este caso se establece una base menor (b_w) de sección trapezoidal de 0,25 m, manteniendo una pendiente horizontal de 0,10 respecto a la vertical.

En este caso el factor $(Q \cdot n) / (S)^{1/2}$ obtenido fue de 0,00627, tal y como se aprecia en el Cuadro 4.197, por lo que el factor de sección buscado debe ser como mínimo igual a este valor o superior. El cálculo que fue realizado se aprecia en el siguiente Cuadro 4.198, mostrándose resaltado en color verde la sección adoptada que cumple con el criterio anterior.

Cuadro 4.198. Factor de sección estimado para el caso de una sección trapezoidal

y (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	A*R ^{2/3}
0,10	0,026	0,451	0,058	0,00388
0,15	0,040	0,550	0,072	0,00690
0,20	0,054	0,650	0,083	0,01028
0,25	0,069	0,750	0,092	0,01398
0,30	0,084	0,850	0,099	0,01796

Fuente: Elaboración propia

Para el caso de caudales inferiores a 0,05 m³/s se recomienda que la sección transversal de la cuneta a elegir, presente como mínimo un borde libre de 0,075 m en el caso específico de canales revestidos.

Esta misma cuneta fue utilizada en las siguientes subcuencas que se muestran en el Cuadro 4.199, bajo las dimensiones mínimas que acá se indican.

Cuadro 4.199. Estandarización de la cuneta tipo 1 de sección trapezoidal

N° Subcuenca	N° Cuneta	Base Mayor (m)	Base Menor (m)	Profundidad (m)	Pendiente (m/m)
1 y 9	1	0,30	0,25	0,30	0,10
6, 7 y 8	4	0,30	0,25	0,30	0,10
1, 9 y 10	5	0,30	0,25	0,30	0,10
11 y 12	6	0,30	0,25	0,30	0,10
13	7	0,30	0,25	0,30	0,10
15	9	0,30	0,25	0,30	0,10
16	10	0,30	0,25	0,30	0,10

Fuente: Elaboración propia

Definición de la cuneta de sección trapezoidal tipo 2

Se brinda el detalle del dimensionamiento de la cuneta tipo 2 que en este caso considera el manejo de las aguas de escorrentía de los taludes que conforman las subcuencas N°2 y N°4.

En este caso se establece una base menor (bw) de sección trapezoidal de 0,30 m, manteniendo una pendiente horizontal de 0,10 respecto a la vertical.

En este caso el factor $(Q*n)/(S)^{1/2}$ obtenido fue de 0,00927, tal y como se aprecia en el Cuadro 4.197, por lo que el factor de sección buscado debe ser como mínimo igual a este valor o superior. El cálculo que fue realizado se aprecia en el siguiente Cuadro 4.200, mostrándose resaltado en color verde la sección adoptada que cumple con el criterio anterior.

Cuadro 4.200. Factor de sección estimado para el caso de una sección trapezoidal

y (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	A*R ^{2/3}
0,10	0,031	0,501	0,062	0,00485
0,15	0,047	0,601	0,079	0,00867
0,20	0,064	0,702	0,091	0,01296
0,25	0,081	0,802	0,101	0,01765
0,30	0,099	0,903	0,110	0,02268

Fuente: Elaboración propia

Para el caso de caudales superiores a 0,05 m³/s pero inferiores a 0,25 m³/s, se recomienda que la sección transversal de la cuneta a elegir, presente como mínimo un borde libre de 0,10 m en el caso específico de canales revestidos.

Esta misma cuneta fue utilizada en las siguientes subcuencas que se muestran en el Cuadro 4.201, bajo las dimensiones mínimas que acá se indican.

Cuadro 4.201. Estandarización de la cuneta tipo 2 de sección trapezoidal

N° Subcuenca	N° Cuneta	Base Mayor (m)	Base Menor (m)	Profundidad (m)	Pendiente (m/m)
2 y 4	2	0,35	0,30	0,30	0,10
3 y 5	3	0,35	0,30	0,30	0,10

Fuente: Elaboración propia

Definición de la cuneta de sección trapezoidal tipo 3

Se brinda el detalle del dimensionamiento de la cuneta tipo 3 que en este caso considera el manejo de las aguas de escorrentía de los taludes que conforman las subcuencas N°14, que además considera el caudal que arrojan las subcuencas N°2, N°3, N°4, N°5, N°11 y N°12.

En este caso se establece una base menor (bw) de sección trapezoidal de 0,30 m, manteniendo una pendiente horizontal de 0,10 respecto a la vertical.

En este caso el factor $(Q*n)/(S)^{1/2}$ obtenido fue de 0,01656, tal y como se aprecia en el Cuadro 4.197, por lo que el factor de sección buscado debe ser como mínimo igual a este valor o superior. El cálculo que fue realizado se aprecia en el siguiente Cuadro 4.202, mostrándose resaltado en color verde la sección adoptada que cumple con el criterio anterior.

Cuadro 4.202. Factor de sección estimado para el caso de una sección trapezoidal

y (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	A*R ^{2/3}
0,20	0,064	0,702	0,091	0,01296
0,25	0,081	0,802	0,101	0,01765
0,30	0,099	0,903	0,110	0,02268
0,35	0,117	1,003	0,117	0,02802
0,40	0,136	1,104	0,123	0,03367

Fuente: Elaboración propia

Para el caso de caudales superiores a 0,05 m³/s pero inferiores a 0,25 m³/s, se recomienda que la sección transversal de la cuneta a elegir, presente como mínimo un borde libre de 0,10 m en el caso específico de canales revestidos.

Esta misma cuneta fue utilizada en las siguientes subcuencas que se muestran en el Cuadro 4.203, bajo las dimensiones mínimas que acá se indican.

Cuadro 4.203. Estandarización de la cuneta tipo 3 de sección trapezoidal

N° Subcuenca	N° Cuneta	Base Mayor (m)	Base Menor (m)	Profundidad (m)	Pendiente (m/m)
14	8	0,40	0,30	0,35	0,10

Fuente: Elaboración propia

4.4.5.2 Dimensionamiento de los tubos de concreto de sección circular

Complementando el manejo de las aguas de escorrentía, es necesario la consideración de una serie de tuberías en concreto, para la adecuada evacuación de las aguas de lluvia.

Al igual que en el caso de las cunetas, se siguió el mismo procedimiento, solo que esta vez considerando una sección circular. Se definieron tres tipos de diámetros para la evacuación de las aguas de escorrentía que aporta cada una de las subcuencas.

Para cada una de las subcuencas que fueron definidas, se estima la sección izquierda de la Ecuación 4.61, a fin de poder buscar la convergencia con el factor de sección de acuerdo con la geometría de la sección circular del tubo. En este caso se definió una pendiente del trazado de los tubos de concreto del 1% desde su punto de inicio hasta su punto final.

Cuadro 4.204. Aplicación de la ecuación de Manning para determinar el factor de sección

N° Subcuenca	s (m/m)	$\frac{Q * n}{\sqrt{s}}$
N°2 - N°3 - N°4 - N°5	0,01	0,01295
N°2 - N°3 - N°4 - N°5 - N°6 - N°7 - N°8	0,01	0,01405
N°1 - N°9 - N°10	0,01	0,00529
N°2 - N°3 - N°4 - N°5 - N°6 - N°7 - N°8 - N°11 - N°12	0,01	0,01447
N°2 - N°3 - N°4 - N°5 - N°6 - N°7 - N°8 - N°11 - N°12 - N°13 - N°14	0,01	0,01926
N°15 - N°16	0,01	0,00087

Fuente: Elaboración propia

En total se establecieron un total de tres secciones transversales tipo, a fin de estandarizar el procedimiento constructivo. Se brindará el detalle en la definición de cada uno de los tres tipos de tubos que se establecieron, siguiendo la nomenclatura mostrada en la siguiente Figura 4.210.

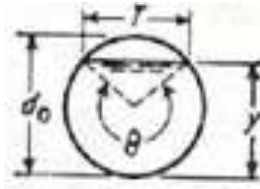


Figura 4.210. Sección transversal empleada para el diseño del sistema de evacuación por medio de tubos para el manejo de las aguas de escorrentía de los taludes del portal de salida del túnel

Fuente: Campos, 2009

Definición de la tubería tipo 1

Se brinda el detalle del dimensionamiento de la tubería tipo 1 que en este caso considera el manejo de las aguas de escorrentía de los taludes que conforman las subcuencas N°2, N°3, N°4 y N°5.

Para este caso se establece un diámetro (d_0) de la sección circular de 0,375 m.

En este caso el factor $(Q \cdot n)/(S)^{1/2}$ obtenido fue de 0,01295, por lo que el factor de sección buscado debe ser como mínimo igual o superior a este valor. El cálculo que fue realizado se aprecia en el siguiente Cuadro 4.205, mostrándose resaltado en color verde la sección adoptada que cumple con el criterio anterior.

Cuadro 4.205. Factor de sección estimado para el caso de una sección circular

ϑ (deg)	ϑ (rad)	y (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	A*R ^{2/3}	Borde libre (m)
180	3,142	0,188	0,055	0,589	0,0938	0,01140	0,19
190	3,316	0,204	0,061	0,622	0,0987	0,01310	0,17
200	3,491	0,220	0,067	0,654	0,1029	0,01480	0,15
210	3,665	0,236	0,073	0,687	0,1065	0,01645	0,14
220	3,840	0,252	0,079	0,720	0,1094	0,01803	0,12
230	4,014	0,267	0,084	0,753	0,1116	0,01948	0,11

Fuente: Elaboración propia

Para el caso de caudales superiores a 0,05 m³/s pero inferiores a 0,25 m³/s, se recomienda que la sección transversal de la cuneta a elegir, presente como mínimo un borde libre de 0,10 m.

Esta misma tubería fue utilizada para trasegar el caudal de las siguientes subcuencas que se muestran en el Cuadro 4.206, bajo las dimensiones mínimas que acá se indican.

Cuadro 4.206. Estandarización de la tubería tipo 1

N° Subcuenca	N° Tubería	N° de Tipo	Diámetro (mm)
N°2 - N°3 - N°4 - N°5	1	Tipo 1	375
N°2 - N°3 - N°4 - N°5 - N°6 - N°7 - N°8	2	Tipo 1	375
N°1 - N°9 - N°10	3	Tipo 1	375
N°2 - N°3 - N°4 - N°5 - N°6 - N°7 - N°8 - N°11 - N°12	4	Tipo 1	375

Fuente: Elaboración propia

Definición de la tubería tipo 2

Se brinda el detalle del dimensionamiento de la tubería tipo 2 que en este caso considera el manejo de las aguas de escorrentía de los taludes que conforman las subcuencas N°2, N°3, N°4, N°5, N°6, N°7, N°8, N°11, N°12, N°13 y N°14.

Para este caso se establece un diámetro (d_0) de la sección circular de 0,450 m.

En este caso el factor $(Q*n)/(S)^{1/2}$ obtenido fue de 0,01926, por lo que el factor de sección buscado debe ser como mínimo igual o superior a este valor. El cálculo que fue realizado se aprecia en el siguiente Cuadro 4.207, mostrándose resaltado en color verde la sección adoptada que cumple con el criterio anterior.

Cuadro 4.207. Factor de sección estimado para el caso de una sección circular

ϑ (deg)	ϑ (rad)	y (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	A*R ^{2/3}	Borde libre (m)
180	3,142	0,225	0,080	0,707	0,1125	0,01853	0,23
190	3,316	0,245	0,088	0,746	0,1184	0,02130	0,21
200	3,491	0,264	0,097	0,785	0,1235	0,02406	0,19
210	3,665	0,283	0,105	0,825	0,1278	0,02676	0,17
220	3,840	0,302	0,113	0,864	0,1313	0,02932	0,15
230	4,014	0,320	0,121	0,903	0,1340	0,03168	0,13

Fuente: Elaboración propia

Para el caso de caudales superiores a 0,05 m³/s pero inferiores a 0,25 m³/s, se recomienda que la sección transversal de la cuneta a elegir, presente como mínimo un borde libre de 0,10 m.

Esta misma tubería fue utilizada para trasegar el caudal de las siguientes subcuencas que se muestran en el Cuadro 4.208, bajo las dimensiones mínimas que acá se indican.

Cuadro 4.208. Estandarización de la tubería tipo 2

N° Subcuenca	N° Tubería	N° de Tipo	Diámetro (mm)
N°2 - N°3 - N°4 - N°5 - N°6 - N°7 - N°8 - N°11 - N°12 - N°13 - N°14	5	Tipo 2	450

Fuente: Elaboración propia

Definición de la tubería tipo 3

Se brinda el detalle del dimensionamiento de la tubería tipo 3 que en este caso considera el manejo de las aguas de escorrentía de los taludes que conforman las subcuencas N°15 y N°16.

Para este caso se establece un diámetro (d_0) de la sección circular de 0,150 m.

En este caso el factor $(Q*n)/(S)^{1/2}$ obtenido fue de 0,00087, por lo que el factor de sección buscado debe ser como mínimo igual o superior a este valor. El cálculo que fue realizado se aprecia en el siguiente Cuadro 4.209, mostrándose resaltado en color verde la sección adoptada que cumple con el criterio anterior.

Cuadro 4.209. Factor de sección estimado para el caso de una sección circular

ϑ (deg)	ϑ (rad)	y (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	A*R ^{2/3}	Borde libre (m)
180	3,142	0,075	0,009	0,236	0,0375	0,00099	0,08
190	3,316	0,082	0,010	0,249	0,0395	0,00114	0,37
200	3,491	0,088	0,011	0,262	0,0412	0,00129	0,36
210	3,665	0,094	0,012	0,275	0,0426	0,00143	0,36
220	3,840	0,101	0,013	0,288	0,0438	0,00157	0,35
230	4,014	0,107	0,013	0,301	0,0447	0,00169	0,34

Fuente: Elaboración propia

Para el caso de caudales inferiores a 0,05 m³/s, se recomienda que la sección transversal de la cuneta a elegir, presente como mínimo un borde libre de 0,075 mN

Esta misma tubería fue establecida para trasegar el caudal de las siguientes subcuencas que se muestran en el Cuadro 4.210, bajo las dimensiones mínimas que acá se indican.

Cuadro 4.210. Estandarización de la tubería tipo 3

N° Subcuenca	N° Tubería	N° de Tipo	Diámetro (mm)
N°15 – N°16	6	Tipo 3	150

Fuente: Elaboración propia

4.4.5.3 Ubicación de los tipos de cunetas y tuberías para el manejo de las aguas de escorrentía

El detalle del manejo de las aguas de escorrentía se presenta en la siguiente Figura 4.211.

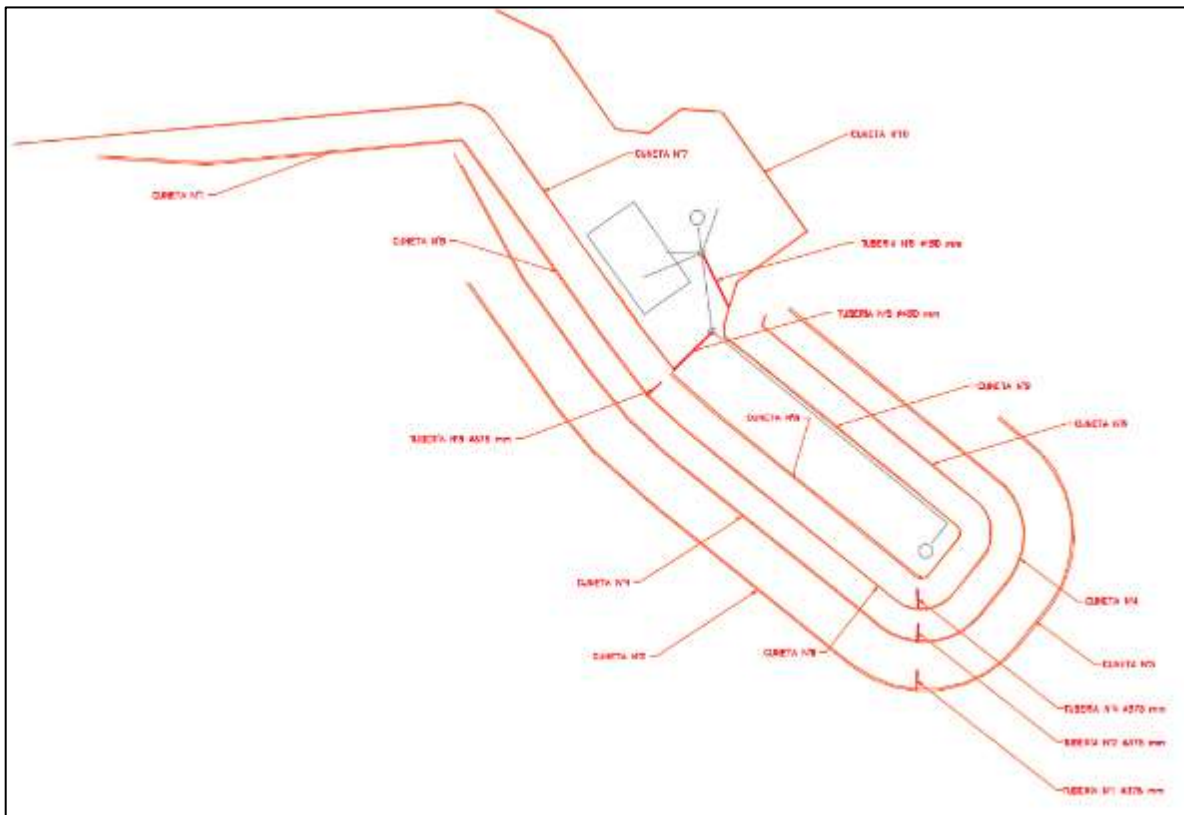


Figura 4.211. Ubicación de los distintos elementos considerados para el manejo de las aguas de escorrentía

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 4.211 se puede observar con detalle la ubicación de cada uno de los dos tipos de elementos que se consideraron para el adecuado manejo de las aguas de escorrentía: las cunetas de sección trapezoidal y los tubos de concreto.

Es importante indicar que el adecuado manejo de las aguas de escorrentía garantiza que los tratamientos de estabilización que se están considerando perduren en el tiempo, ya que, si no existe un control de las aguas que lluvia sobre los taludes protegidos, en el largo plazo se podría notar el efecto erosivo que podrían generar las lluvias.

Por otra parte, es necesario garantizar la estabilización de los materiales y claramente el agua es considerada un agente externo que puede desestabilizar un talud o ladera si no es adecuadamente canalizada.

4.5 Especificaciones Técnicas

4.5.1 Materiales

Para la construcción de los taludes que conforman el portal de salida del túnel, se recomienda que se controlen los siguientes parámetros de diseño para asegurar la calidad de los materiales de acuerdo con las consideraciones llevadas a cabo en el diseño.

4.5.1.1 Concreto lanzado y pernos de acero

En el siguiente Cuadro 4.211 se resumen los parámetros de control para el caso del concreto lanzado y los pernos de acero a utilizar como parte de la propuesta de estabilización empleando la técnica del suelo cosido.

Cuadro 4.211. Parámetros de control de la calidad para el muro de suelo cosido a implementar

Parámetro	Especificación	Unidad de Medida	Norma por Cumplir	Frecuencia del Muestreo
Fluencia del Acero	420	MPa	ASTM A370	Una muestra cada 50 pernos confeccionados
Extracción y prueba de núcleos de concreto lanzado para estimar su resistencia	28	MPa	ASTM C1604	Cada 7, 14 y 28 días
Densidad de la Lechada A/C: 0,67	15,7	kN/m ³	ASTM D4380	Cada 50 pernos instalados
Viscosidad de la Lechada A/C: 0,67	40	Pa*s	ASTM D6910	Cada 50 pernos instalados
Resistencia de la Lechada a 28 días de edad A/C: 0,67	21	MPa	ASTM C109	Cada 50 pernos instalados

Fuente: Elaboración propia

4.5.1.2 Ensayos de extracción de pernos

Es importante implementar ensayos no destructivos de verificación de carga de una muestra del conjunto de pernos, con miras a corroborar que la premisa utilizada en cuanto a la resistencia a la extracción de los anclajes es la adecuada.

En el siguiente cuadro se resumen los parámetros de control para la verificación de pruebas de carga sobre un porcentaje del total de la población de pernos de barras corrugadas a utilizar en la propuesta de estabilización.

Cuadro 4.212. Parámetros de control de la calidad para la verificación de la fuerza de extracción de los anclajes

Parámetro	Especificación	Unidad de Medida	Norma ASTM por Cumplir	Frecuencia del Muestreo
Resistencia a la extracción de los pernos	> 59 para la UG1	kN/m	ASTM D4435	2% del total de anclajes
	> 94 para la UG2	kN/m	ASTM D4435	2% del total de anclajes

Fuente: Elaboración propia

4.5.2 Propuesta de Instrumentación

Como parte de las recomendaciones que se tienen en este caso para el control del comportamiento de la excavación de los diferentes taludes que conforman el portal de salida del túnel, se recomienda la medición de la variable de los desplazamientos horizontales y verticales, en las bermas de la propuesta de excavación, por medio de un control geodésico empleando puntos de control.

Se desea instalar un inclinómetro justo a la salida del túnel, sobre una de las bermas que componen la propuesta de excavación en la elevación 1555 msnm, que permita el monitoreo de los materiales en los dos ejes que presenta la tubería inclinométrica y con ello tener un control de los desplazamientos de los materiales a profundidad.

Finalmente, se plantea la instalación de un piezómetro abierto del tipo Casagrande que permita tener un monitorio de los niveles de agua dentro de los materiales y su abatimiento con el desarrollo del proceso constructivo de la propuesta de excavación para el portal del túnel.

Se pretende presentar en este apartado las principales especificaciones de la instrumentación a implementar, de manera que su selección sea acorde a las características técnicas que se detallan.

4.5.2.1 Puntos de control topográfico

Se colocarán justo en las bermas que han sido consideradas dentro de la propuesta de excavación del portal de salida del túnel.

Para ello se deberá integrar un elemento de concreto para colocar el dispositivo de anclaje del prisma, el cual deberá ser de acero inoxidable, provisto por la casa fabricante seleccionada.

Se utilizará un prisma similar a Leica modelo GPR121 en metal, con precisión de centrado de 1 mm instalado sobre el pin de bronce. Lo anterior permite realizar las mediciones de los movimientos horizontales y verticales por medio de una estación total.

Los prismas a utilizar deberán tener una protección contra lluvia y polvo.

4.5.2.2 Bancos de referencia

Se realizará una excavación de al menos 1,0 m de profundidad bajo una sección cuadrada de 0,50 m de lado.

Se realizará un monumento de sección cuadrada de 0,40 m de lado y al menos 1,0 m de altura, en concreto de una resistencia a la compresión simple de $f'c$ 21 MPa.

Se colocará acero de refuerzo #3, con aros cada 0,20 m y 4 varillas verticales, teniendo un anclaje de 1,0 m por debajo de la superficie.

Se dejará un recubrimiento mínimo de 0,05 m en todos los casos. Se llenará la excavación con concreto bajo una resistencia a la compresión simple de $f'c$ 21 MPa.

Se colocará una base de latón con anclajes en la superficie del monumento para anclar la estación total.

4.5.2.3 Inclinómetro

El inclinómetro vertical deberá instalarse sobre la berma superior de la propuesta de excavación del portal de salida, en este caso la berma corresponde con la elevación 1555 msnm. Se requiere que el dispositivo permita el registro hasta una profundidad de 18 m desde la boca de la tubería inclinométrica.

La precisión de la sonda de inclinometría serán de $\pm 0,025\%$ de la escala completa hasta $\pm 10^\circ$ y $\pm 15^\circ$. Los materiales de la sonda de inclinometría será de acero inoxidable y resina termoplástica. La distancia entre las ruedas de la sonda de inclinometría será de 1,0 m.

La longitud de los tubos de inclinometría será de máximo 3 m y preferiblemente en plástico ABS con una resistencia a la presión de colapso de como mínimo 1,5 MPa. El diámetro externo de los tubos de inclinometría deberán de presentar al menos 70 mm, mientras que el diámetro interno de los tubos deberá de presentar al menos 58 mm.

La tubería inclinométrica deberá presentar dos ejes de medición. En la parte superior o boca del tubo es necesario construir una protección con tapa de acero, de acuerdo con el detalle que se presenta en el plano, lo anterior para evitar la caída de objetos no deseados dentro del conducto.

4.5.2.4 Piezómetro abierto del tipo Casagrande

Se establecerá un piezómetro del tipo Casagrande a una profundidad de 16 m, armado desde la berma 1555 msnm de la propuesta de excavación del portal de salida del túnel. Se instalará en una perforación efectuada bajo un diámetro NQ ($\varphi_{\text{externo}} = 75,30 \text{ mm}$).

Se solicita que el armado del piezómetro Casagrande se realice de acuerdo con el detalle presentado en la lámina de instrumentación. La tubería de elevación del piezómetro abierto será de PVC en un diámetro de 25,4 mm.

Se instalará un filtro de piedra porosa de 38 mm de diámetro y de una longitud de 0,61 m que cumpla con las siguientes especificaciones:

Cuadro 4.213. Especificaciones técnicas para el filtro de piedra porosa

Diámetro	38,1 mm
Largo:	0,61 m
Dimensiones admisibles de conexión de tubería	38,1 mm
Material de la tubería	PVC
Diámetro de poro	60 micras

Fuente: <https://durhamgeo.com/product/standpipe-piezometers/>

Se colocará una capa de 1,15 m de espesor de arena limpia con tamaño de grano entre 4,75 mm y 2,00 mm, libre de limos y arcillas, dejando 0,15 m de ese material por debajo del filtro de piedra porosa como cama de asiento.

Posterior a la capa de arena se colocará una capa de bentonita en “bolitas” de 0,30 m de espesor.

Sobre la capa de bentonita, es necesario colocar lechada de cemento-bentonita hasta rellenar en su totalidad la perforación realizada. El porcentaje de bentonita será de 4% del peso total del cemento utilizado. La lechada tendrá una relación agua-cemento de 1 a 1.

Se realizará una caja de concreto $f'c$ 21 MPa como protección, las dimensiones de esta protección corresponden 30 x 60 x 60 x 10 cm (alto x largo x ancho x espesor).

En la superficie del terreno natural, es necesario instalar un tramo de 0,30 m de tubería galvanizada de 76 mm de diámetro, esta funciona de guía y protección durante la inserción de la sonda.

Se colocará un cobertor galvanizado de 76 mm de diámetro sobre el tramo de tubería galvanizada, con la intención de prevenir la entrada de agentes exterior en la tubería del piezómetro abierto.

Para poder llevar a cabo el registro de los niveles de agua en la fundación adyacente a la toma de aguas, se requerirá un indicador de nivel de agua, que cumpla las siguientes especificaciones:

Cuadro 4.214. Especificaciones técnicas del indicador de nivel de agua

Longitud de cable	20 m
Precisión	$<\pm 0,25\%$ FS
Dimensiones	10 x 170 mm
Rango de temperatura	-20 °C a 80 °C
Graduación	Cada 2 mm
Peso	1,60 kg

Fuente: <https://durhamgeo.com/product/standpipe-piezometers/>

4.6 Presupuesto Detallado

El presupuesto que se detalla a continuación se centra en el establecimiento del sostenimiento establecido según los análisis efectuados para los diferentes taludes que conforman el portal de salida del túnel. No se incluyen las instalaciones provisionales necesarias durante el proceso constructivo.

Se presenta en el Cuadro 4.215 un resumen del costo utilizando concreto lanzado reforzado con fibra de sintética, bajo una dosificación de 3 kg/m³. Se utiliza como tipo de cambio el siguiente ₪633,75/\$.

Cuadro 4.215. Detalle de los costos totales del establecimiento del refuerzo permanente sobre los taludes que conforman el portal de salida

Detalle de los Elementos que Intervienen	Cantidad	Unidades	Costo Unitario (₪)	Costo Unitario (\$)	Costo Total (\$)
Trabajos Preliminares	1	global	₪5.000.000,00	\$7.889,5	\$7.889,5
Excavación (incluye acarreo y colocación en la escombrera a una distancia menor a 3 km)	85645	\$/m ³	₪13.000,00	\$20,5	\$1.756.827,5
Varilla N°8 a utilizar como pernos de anclaje de 6 m	2614	\$/unidad	₪18.400,00	\$29,0	\$75.893,6
Varilla N°8 a utilizar como pernos de anclaje de 12 m	1132	\$/unidad	₪36.800,00	\$58,1	\$65.731,9
Lámina Hierro Negro de 6.35 mm	51	\$/lámina	₪170.000,00	\$268,2	\$13.680,5
Tuercas	9367	\$/unidad	₪633,75	\$1,0	\$9.366,8
Concreto Premezclado a un espesor de 0,10 m con un f'c: 28 MPa (taludes)	487	\$/m ³	₪77.405,00	\$122,1	\$59.489,8
Concreto Premezclado a un espesor de 0,05 m con un f'c: 21 MPa (cunetas)	49	\$/m ³	₪73.450,00	\$115,9	\$5.679,0
Tubo concreto de diámetro 375 mm	13	\$/m	₪8.500,00	\$13,4	\$174,4
Tubo concreto de diámetro 450 mm	57	\$/m	₪11.500,00	\$18,1	\$1.034,3
Tubo de PVC de drenaje de 38 mm de 6 m	3747	\$/unidad	₪1.700,00	\$2,7	\$10.050,4
Colocación del concreto lanzado	487	\$/m ³	₪13.752,38	\$21,7	\$10.569,4
Fibra Sintética de Polipropileno como refuerzo	1461	kg	₪6.337,50	\$10,0	\$14.612,1
Lechada Agua:Cemento relación 4:6	6359	\$/saco	₪6.750,00	\$10,7	\$67.729,0
Confección y colocación de pernos de anclaje y drenajes, incluye mano de obra	7493	\$/m	₪13.942,50	\$22,0	\$164.855,5
Implementación de la propuesta de instrumentación	1	global	-	-	\$6.979,7
Costo Directo			-		\$2.270.563,3
Imprevistos	5,00%		-		\$113.528,2
Costo Total (dólares)			-		\$2.384.091,5
Costo Total (colones)			-		₪1.380.388.976,82

Fuente: Elaboración propia

En el siguiente cuadro se resume el costo utilizando concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada de 6,35 mm de diámetro de varilla. Se utiliza como tipo de cambio el siguiente ₪633,75/\$.

Cuadro 4.216. Detalle de los costos totales del establecimiento del refuerzo permanente sobre los taludes que conforman el portal de salida

Detalle de los Elementos que Intervienen	Cantidad	Unidades	Costo Unitario (₡)	Costo Unitario (\$)	Costo Total (\$)
Trabajos Preliminares	1	global	₡5.000.000,00	\$7.889,5	\$7.889,5
Excavación (incluye acarreo y colocación en la escombrera a una distancia menor a 3 km)	85645	\$/m ³	₡13.000,00	\$20,5	\$1.756.827,5
Varilla N°8 a utilizar como pernos de anclaje de 6 m	2614	\$/unidad	₡18.400,00	\$29,0	\$75.893,6
Varilla N°8 a utilizar como pernos de anclaje de 12 m	1132	\$/unidad	₡36.800,00	\$58,1	\$65.731,9
Lámina Hierro Negro de 6.35 mm	51	\$/lámina	₡170.000,00	\$268,2	\$13.680,5
Tuercas	9367	\$/unidad	₡633,75	\$1,0	\$9.366,8
Concreto Premezclado a un espesor de 0,10 m con un f'c: 28 MPa (taludes)	487	\$/m ³	₡77.405,00	\$122,1	\$59.489,8
Concreto Premezclado a un espesor de 0,05 m con un f'c: 21 MPa (cunetas)	49	\$/m ³	₡73.450,00	\$115,9	\$5.679,0
Tubo concreto de diámetro 375 mm	13	\$/m	₡8.500,00	\$13,4	\$174,4
Tubo concreto de diámetro 450 mm	57	\$/m	₡11.500,00	\$18,1	\$1.034,3
Tubo de PVC de drenaje de 38 mm de 6 m	3747	\$/unidad	₡1.700,00	\$2,7	\$10.050,4
Colocación del concreto lanzado	487	\$/m ³	₡13.752,38	\$21,7	\$10.569,4
Malla electrosoldada	284	un	₡58.000,00	\$91,5	\$25.976,9
Lechada Agua:Cemento relación 4:6	6359	\$/saco	₡6.750,00	\$10,7	\$67.729,0
Confección y colocación de pernos de anclaje y drenajes, incluye mano de obra	7493	\$/m	₡0,00	\$22,0	\$164.855,5
Implementación de la propuesta de instrumentación	1	global	-	-	\$6.979,7
Costo Directo			-		\$2.281.928,1
Imprevistos	5,00%		-		\$114.096,4
Costo Total (dólares)			-		\$2.396.024,5
Costo Total (colones)			-		₡1.387.298.207,20

Fuente: Elaboración propia

Se recomienda como buena práctica en toda obra de importancia alta, considerar un porcentaje del monto total de la estructura para implementar una propuesta de instrumentación. Este porcentaje de instrumentación debería rondar entre el 1,5% y el 2,5% como máximo, del presupuesto total de la obra.

Este monto presentado en los cuadros anteriores fue incluido en el costo total como un monto correspondiente únicamente al costo de los diferentes dispositivos, no se incluyó el trabajo civil necesario para su puesta en servicio.

4.7 Conclusiones

Al finalizar el presente trabajo se pueden desprender las siguientes conclusiones:

- Dentro del contexto geológico regional la zona donde se ubica el proyecto presenta una tectónica activa importante, ya que se encuentran trazadas fallas geológicas consideradas como activas, tales como la falla Navarro y la falla Agua Caliente, siendo a falla Navarro la que tendría mayor incidencia en el sitio donde se ubica la obra.
- Las formaciones geológicas ubicadas en el área del proyecto están representadas por dos formaciones de un origen sedimentarias principalmente, la formación Pacacua y la formación Peña Negra. De igual forma, hay presencia de materiales ígneos intrusivos correspondientes al intrusivo de Tapantí.
- La investigación fue realizada por medio de ensayos con el dilatómetro Marchetti, ensayos SPT, ensayos de laboratorio de muestras de suelo obtenidas de dos perforaciones realizadas cerca del portal del túnel, así como de métodos geofísicos como lo es la refracción sísmica y la resistividad eléctrica. Es de destacar el caso de los ensayos con el dilatómetro Marchetti, ya que gracias a ellos fue posible obtener tanto propiedades de resistencia al corte de los materiales como de deformabilidad en los materiales, propiedades de suma importancia para los análisis que fueron realizados.
- Producto de la investigación llevada a cabo, fue posible generar y establecer un modelo geológico - geotécnico preciso y detallado, que permitió ser utilizado en el diseño geotécnico de la propuesta de sostenimiento de los taludes que conforman el portal de salida del túnel.
- Se establecieron un total de tres perfiles, considerados como los más críticos de la propuesta de excavación del portal de salida del túnel. Sobre estos tres perfiles se realizaron en primer lugar un análisis de estabilidad por medio del método de equilibrio límite. Seguidamente, se realiza un análisis de esfuerzos y deformaciones por medio del método de elemento finito. Finalmente, se hace uso del método de Newmark para estimar los desplazamientos sísmicamente inducidos para un total de cuatro registros sísmicos, considerados como representativos de acuerdo con los criterios de selección de los sismos.
- El análisis de estabilidad realizado sobre los tres perfiles críticos definidos permitió definir las características del refuerzo que es necesario sobre la parte inferior de los taludes para

garantizar la estabilidad global, cumpliendo y respetando los criterios que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica. Sin embargo, este análisis global de la estabilidad de los taludes no garantiza que se no puedan presentar otras superficies de falla en los materiales de los estratos superiores, producto de la deformabilidad que pueden experimentar los materiales ante la demanda sísmica.

- El análisis de esfuerzos y deformaciones empleando el método de elemento finito permitió identificar que, ante la misma demanda sísmica utilizada en el análisis de estabilidad de los taludes, la concentración de las deformaciones ocurre en la parte superior de cada uno de los tres perfiles que fueron analizados, justo donde el análisis de estabilidad no estableció la necesidad de incluir refuerzo sobre los materiales.
- En virtud de los resultados que se obtuvieron del análisis de esfuerzos y deformaciones por el método de elemento finito, se concluye que es necesaria la consideración de un refuerzo localizado sobre los materiales de la UG-1, aun cuando el análisis de estabilidad global realizado no lo demande, ya que, en conjunto con el soporte propuesto en la parte inferior de los taludes, ayudan a atenuar los desplazamientos que se presentan sobre la cara de los taludes.
- Se procedió a efectuar una estimación de los desplazamientos sísmicamente inducidos, empleando el método de Newmark. Se establece la demanda sísmica para un periodo de retorno de 475 años, en vista del cual se obtuvieron cuatro señales sísmicas representativas. Posteriormente fue posible estimar la aceleración sísmica crítica para los materiales en cada uno de los tres perfiles utilizados en el análisis. Finalmente fue posible estimar la magnitud de los desplazamientos sísmicos, empleando el refuerzo obtenido de los análisis de estabilidad y deformaciones realizados previamente.
- Se concluye del análisis empleando el método de Newmark que los desplazamientos obtenidos sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes demuestran que es totalmente necesario considerar un sostenimiento permanente sobre estos, ya que de lo contrario los desplazamientos que se pueden presentar por efecto de un evento sísmico importante no son admisibles y desencadenaría en la inestabilidad de los cortes que están siendo propuestos.
- Con el valor obtenido de la aceleración sísmica crítica se procede a efectuar un análisis de esfuerzos y deformaciones, con la intención de validar la necesidad del refuerzo a lo largo

de todas las caras de los taludes que conforman el portal de salida del túnel, a fin de evaluar una condición sísmica por encima de los umbrales que en este caso establece el Código Geotécnicos de Taludes y Laderas de Costa Rica para la zona en estudio, que podría presentarse, dada la cercanía de dos fallas geológicas importantes con alto potencial sísmico, como lo son la falla Aguacaliente y la falla Navarro.

- Con el análisis de esfuerzos y deformaciones empleando esta vez la aceleración sísmica crítica, obtenida por el método de Newmark, se puede afirmar que la inclusión de refuerzo sobre todas las caras de los taludes evidencia la reducción en los desplazamientos que podrían experimentar los materiales, por lo que se considera adecuado mantener el refuerzo establecido del análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite en la parte inferior de los taludes así como el refuerzo establecido por medio del análisis de esfuerzos y deformaciones para la parte superior de los taludes.
- Con el planteamiento de la propuesta de excavación es necesario establecer una propuesta para el manejo de las aguas de escorrentía. De esta manera se establecieron cunetas tipo y alcantarillas tipo, de acuerdo con los caudales que fueron estimados utilizando el método Racional. La propuesta del manejo de aguas permitirá garantizar que los taludes reforzados que componen el portal de salida del túnel sufran deterioros en el largo plazo por los efectos erosivos del agua de lluvia.
- Es importante en toda obra de importancia alta, considerar la presencia de una propuesta de instrumentación y monitoreo. En el caso de los taludes que conforman el portal de salida del túnel se considera importante controlar la variable del desplazamiento tanto vertical como horizontal de los materiales, que permitan detectar posibles desplazamientos durante el proceso constructivo y si es del caso tomar consideraciones adicionales en el establecimiento del soporte permanente que se debe de incluir en los diferentes taludes.
- Adicional al control de los desplazamientos, se establece un piezómetro abierto para controlar el comportamiento del agua subterránea que se prevé se pueda presentar en los materiales al momento de la excavación del portal.
- Se confeccionaron los planos de diseño que consideran el establecimiento del modelo geológico geotécnico, la propuesta de sostenimiento, la propuesta para el manejo de las aguas de escorrentía, así como la propuesta de instrumentación para los diferentes taludes que constituyen el portal de salida del túnel.

- Se generaron una serie de especificaciones técnicas para los materiales con que se realizará la propuesta de sostenimiento de los diferentes taludes que conforman el portal de salida del túnel, como parte del control de calidad que debe de prevalecer sobre los materiales que se van a utilizar.
- Se realiza una estimación del costo de la propuesta tanto de excavación, sostenimiento, manejo de las aguas de escorrentía, así como de instrumentación para el caso del portal de salida del túnel arrojando un valor total de \$1,380,338,976.82, monto que también considera un porcentaje del 5% de imprevistos. Se presenta el menor valor de las dos opciones establecidas en el apartado del Presupuesto Detallado.

4.8 Recomendaciones

Adicionalmente, es recomendable considerar lo siguiente:

- Es de suma importancia efectuar una adecuada investigación de los materiales establecida desde la etapa de planificación del proyecto, donde conociendo el alcance de lo que se pretende obtener mediante la investigación en el sitio, escoger adecuadamente los ensayos a realizar tanto en campo como en laboratorio.
- En un análisis de taludes no se debe omitir efectuar un análisis de las deformaciones de los materiales y para ello es necesario determinar de manera directa el módulo de deformabilidad de las diferentes unidades geotécnicas que se identifican en el sitio en estudio, de acá la importancia de establecer con criterio la selección del tipo de ensayos que me permitan obtener esta información de manera directa.
- Nuestro país presenta una actividad sísmica importante caracterizada principalmente por el proceso de subducción de la placa tectónica del Coco bajo la placa tectónica Caribe a lo largo de la Fosa Mesoamericana. Sin embargo, no es la única fuente de amenaza sísmica en nuestro país, ya que también se tienen los sismos intraplaca que ocurren como consecuencia de la deformación interna de las placas, los cuales, pueden ocurrir en cualquier lugar donde existan fallas geológicas consideradas como activas.
- La importancia de efectuar análisis de esfuerzos y deformaciones complementarios respecto a los típicos análisis de estabilidad global de taludes y laderas debe verse como una necesidad, evaluando la importancia de la obra desde los mismos dos puntos de vista que establece el Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, riesgo respecto a daños económicos - ambientales, así como el riesgo de pérdida de vidas humanas.
- Hoy en día se debe de aprovechar que los programas de diseño de taludes implementan el método de Newmark, el cual ha sido ampliamente utilizado para realizar estimaciones de los desplazamientos sísmicamente inducidos. En nuestro país el Laboratorio de Ingeniería Sísmica (LIS) de la Universidad de Costa Rica, brinda una serie de registros sísmicos que se han presentado en nuestro país a lo largo de los últimos 20 años, por lo que se debe de promover cada vez más este tipo de análisis de manera complementaria a los análisis de la estabilidad global de un talud o ladera, como parte de los diseños de nuestras obras.

- Es importante que, al momento de iniciar con el proceso constructivo de la excavación de los taludes que componen el portal de salida de túnel, se pueda efectuar un acompañamiento geológico - geotécnico mediante el levantamiento y cartografiado de los diferentes taludes, lo cual permita valorar si es necesario efectuar alguna modificación al planteamiento de la propuesta de refuerzo sobre los materiales.

4.9 Referencias

- ACG. (2015). *Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Ayala, A. (2019). *Nota Técnica Estudio Geofísico de Refracción Sísmica y Resistividad Eléctrica PAAM*. Sabana, San José: Instituto Costarricense de Electricidad - Centro de Servicio de Exploraciones Subterráneas.
- Blake, T., Hollingsworth, R., & Stewart, J. (2002). *Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Publication 117 Guidelines for Analyzing and Mitigating Landslide Hazards in California*. Los Angeles, EEUU: ASCE Los Angeles Sections Geotechnical Group.
- Brown, D. (1970). Uplift Capacity of Grouted Rock Anchors. *Ontario Hydroresearch Quarterly Vol. 22*, 18-24.
- Campos, D. (Setiembre de 2009). Dimensionamiento de cunetas. Mata Redonda, San José, Costa Rica: Instituto Costarricense de Electricidad.
- CFIA. (2014). *Código Sísmico de Costa Rica Revisión 2014*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- COANGUA. (2012). *Manual de Mecánica de Suelos: Instrumentación y Monitoreo del Comportamiento de Obras Hidráulicas*. Coyoacán, México: CONAGUA.
- Coats, D., & Yu, Y. (1971). *Rock Anchors Design Mechanics*. Ottawa, Canada: Department of Energy Mines and Resources Mines Branch Canada.
- CONAGUA. (2012). *Manual de Mecánica de Suelos Instrumentación y Monitoreo del Comportamientos de Obras Hidráulicas*. México D.F.: Comisión Nacional del Agua.
- Das, B. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Mexico: CENGAGE Learning.
- Devincenzi, M., & Marchetti, S. (2002). El ensayo dilatométrico de Marchetti, aplicaciones recientes en España. *Ingeopres N°100*, 1-8.
- Espinoza, J. (2020). *Informe de diseño: Ingeniería geológica y características geológicas Parte 2*. Sabana, San José: Instituto Costarricense de Electricidad.
- FHWA. (2015). *Soil Nailing Walls Reference Manual*. Washington D.C.: National Highway Institute.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2004). *Ingeniería Geológica*. Madrid, España: Pearson Educación.
- Jibson, R. (1993). Predicting Earthquake Induced Landslide Displacements Using Newmark's Sliding Block Analysis. *Transportation Research Record*, 1-23.
- Keefer, D., & Wilson, R. (1989). Predicting earthquake-induced landslides, with emphasis on arid and semi-arid environments, in Landslides in a Semi-arid environment. *Inland Geological Society*, 118-149.

- Laporte, M. (2004). Propuesta para la Escogencia del Coeficiente Dinámico para el Análisis Seudoestático de Estabilidad de Taludes. *Memoria del III Congreso Panamericano de Enseñanza Aprendizaje de Ingeniería Geotécnica*, (págs. 215-226). San José, Costa Rica.
- Littlejohn, G., & Bruce, A. (1975). Rock Anchors - Design and Quality Control. *Design Methods in Rock Mechanics* (págs. 77-88). Minesota, EEUU: Edited by Charles Fairhurst and Steve L. Crouch.
- Mirlisenna, G. (22 de Enero de 2016). *Blog ESSS*. Obtenido de <https://www.esss.co/es/blog/metodo-de-los-elementos-finitos-que-es/>
- Newmark, N. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique Vol. 15*, 139-159.
- RSN. (2019 de Septiembre de 2019). *Red Sismológica Nacional*. Obtenido de <https://rsn.ucr.ac.cr/component/content/article/99-actividad-sismica/fallas-activas-ii/2616-falla-navarro>
- Salazar, L. (2011). *Evaluación de las amenazas naturales que podrían afectar la micro cuenca del Río Jucó*. Paraíso, Cartago: Universidad de Costa Rica.
- Schnabel, H. (1982). *Tiebacks in Foundations Engineering and Construction*. Michigan, EEUU: Mc Graw Hill.
- Sepúlveda Barraza, A. (2011). *Comportamiento sísmico de taludes en roca. Aplicación del Método de Newmark*. Madrid, España: Universidad Politécnica de Madrid.
- SISGEO. (2020). *Instrumentación Geotécnica*. Masate, Italia: SISGEO.
- Sojo, D., Denyer, P., Alvarado, G., & Gazel, P. (2017). Geología del Cuadrante Tapanti (1:50000). *Revista Geológica de América Central*, 83-116.
- Suarez Díaz, J. (1998). *Deslizamientos y Esiabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander UIS.
- Suarez Díaz, J. (2009). *Deslizamientos: Análisis Geotécnico Tomo I*. Bucaramanda, Colombia: Universidad Industrial de Santander, UIS.
- Ucar Navarro, R. (2002). *Manual de Anclajes en Obras de Tierra*. Merida, Venezuela: Universidad de los Andes.
- Ucar Navarro, R. (2004). *Manual de Anclajes en Ingeniería Civil*. Madrid, España: Gráficas Arias Montano S.A.
- Wieczorek, G., Wilson, R., & Harp, E. (1985). Map Showing Slope Stability During Earthquakes in San Mateo County. California, EEUU: U.S. Geological Survey Miscellaneous Investigations Map I-1257-E, scale 1:62,500. Obtenido de <https://pubs.er.usgs.gov/publication/i1257E>
- Wilson, R., & Keefer, D. (1983). Dynamic analysis of a slope failure from the 6 August 1979 Coyote Lake, California, earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 73, 863-877.

Xanthakos, P. (1991). *Ground Anchors and Anchored Structures*. Washington D.C., EEUU: John Wiley and Sons Inc.

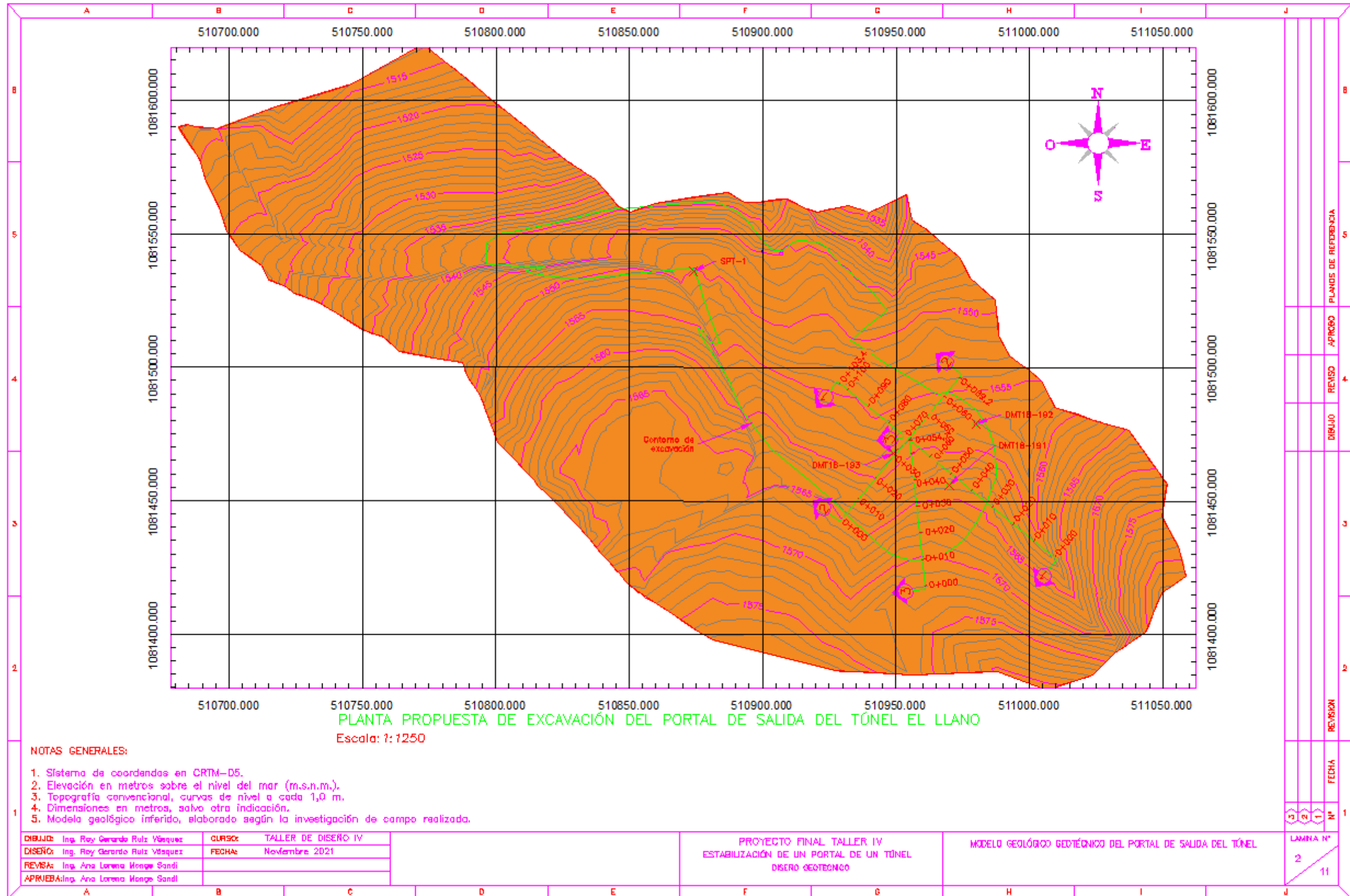
4.10 Anexos

4.10.1 Planos de diseño

A continuación, se detalla el nombre de cada una de las láminas que componen los anexos del documento:

1. Lámina N°1: Índice General
2. Lámina N°2: Modelo Geológico - Geotécnico del Portal de Salida del Túnel.
3. Lámina N°3: Modelo Geológico - Geotécnico del Portal de Salida del Túnel.
4. Lámina N°4: Propuesta de Excavación del Portal de Salida del Túnel.
5. Lámina N°5: Propuesta de Estabilización de los Taludes del Portal de Salida.
6. Lámina N°6: Detalles y Notas Generales.
7. Lámina N°7: Propuesta del Manejo de las Aguas de Escorrentía.
8. Lámina N°8: Detalles de Cunetas, Tuberías y Notas Generales.
9. Lámina N°9: Propuesta de Instrumentación del Portal de Salida del Túnel.
10. Lámina N°10: Detalles de la Instrumentación.
11. Lámina N°11: Especificaciones Técnicas de la Instrumentación.

6	<p>Universidad de Costa Rica</p> <p>Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica</p> <p>Curso: TALLER DE DISEÑO IV PF-2003</p> <p>Profesora: Ing. Ana Lorena Monge Sandi M.Sc.</p> <p>Alumno: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez</p> <p>II Semestre</p> <p>2021</p>					<p>PROYECTO FINAL DE TALLER DE DISEÑO IV</p> <p>OBRA: DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE LOS TALUDES QUE CONFORMAN EL PORTAL DE SALIDA DE UN TÚNEL</p> <p>ÍNDICE DE LOS PLANOS</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>LÁMINA</th> <th>OBRA</th> <th>TÍTULO</th> <th>CONTENIDO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1/11</td> <td>PORTAL DE SALIDA</td> <td>PORTADA</td> <td>ÍNDICE GENERAL</td> </tr> <tr> <td>2/11</td> <td>PORTAL DE SALIDA</td> <td>MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO</td> <td>MODELO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL</td> </tr> <tr> <td>3/11</td> <td>PORTAL DE SALIDA</td> <td>MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO</td> <td>MODELO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL</td> </tr> <tr> <td>4/11</td> <td>PORTAL DE SALIDA</td> <td>PROPUESTA DE EXCAVACIÓN</td> <td>PROPUESTA DE EXCAVACIÓN DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL</td> </tr> <tr> <td>5/11</td> <td>PORTAL DE SALIDA</td> <td>PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN</td> <td>PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DE LOS TALUDES DEL PORTAL DE SALIDA</td> </tr> <tr> <td>6/11</td> <td>PORTAL DE SALIDA</td> <td>DETALLES DE ESTABILIZACIÓN</td> <td>DETALLES Y NOTAS GENERALES</td> </tr> <tr> <td>7/11</td> <td>PORTAL DE SALIDA</td> <td>PROPUESTA MANEJO DE AGUAS</td> <td>PROPUESTA DEL MANEJO DE LAS AGUAS DE ESCORRIENTÍA</td> </tr> <tr> <td>8/11</td> <td>PORTAL DE SALIDA</td> <td>DETALLES MANEJO DE AGUAS</td> <td>DETALLES DE CUNETAS, TUBERÍAS Y NOTAS GENERALES</td> </tr> <tr> <td>9/11</td> <td>PORTAL DE SALIDA</td> <td>PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN</td> <td>PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL</td> </tr> <tr> <td>10/11</td> <td>PORTAL DE SALIDA</td> <td>PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN</td> <td>DETALLES DE LA INSTRUMENTACIÓN</td> </tr> <tr> <td>11/11</td> <td>PORTAL DE SALIDA</td> <td>PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN</td> <td>ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA INSTRUMENTACIÓN</td> </tr> </tbody> </table>				LÁMINA	OBRA	TÍTULO	CONTENIDO	1/11	PORTAL DE SALIDA	PORTADA	ÍNDICE GENERAL	2/11	PORTAL DE SALIDA	MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO	MODELO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL	3/11	PORTAL DE SALIDA	MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO	MODELO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL	4/11	PORTAL DE SALIDA	PROPUESTA DE EXCAVACIÓN	PROPUESTA DE EXCAVACIÓN DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL	5/11	PORTAL DE SALIDA	PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN	PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DE LOS TALUDES DEL PORTAL DE SALIDA	6/11	PORTAL DE SALIDA	DETALLES DE ESTABILIZACIÓN	DETALLES Y NOTAS GENERALES	7/11	PORTAL DE SALIDA	PROPUESTA MANEJO DE AGUAS	PROPUESTA DEL MANEJO DE LAS AGUAS DE ESCORRIENTÍA	8/11	PORTAL DE SALIDA	DETALLES MANEJO DE AGUAS	DETALLES DE CUNETAS, TUBERÍAS Y NOTAS GENERALES	9/11	PORTAL DE SALIDA	PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN	PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL	10/11	PORTAL DE SALIDA	PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN	DETALLES DE LA INSTRUMENTACIÓN	11/11	PORTAL DE SALIDA	PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA INSTRUMENTACIÓN	5
LÁMINA	OBRA	TÍTULO	CONTENIDO																																																							
1/11	PORTAL DE SALIDA	PORTADA	ÍNDICE GENERAL																																																							
2/11	PORTAL DE SALIDA	MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO	MODELO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL																																																							
3/11	PORTAL DE SALIDA	MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO	MODELO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL																																																							
4/11	PORTAL DE SALIDA	PROPUESTA DE EXCAVACIÓN	PROPUESTA DE EXCAVACIÓN DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL																																																							
5/11	PORTAL DE SALIDA	PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN	PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DE LOS TALUDES DEL PORTAL DE SALIDA																																																							
6/11	PORTAL DE SALIDA	DETALLES DE ESTABILIZACIÓN	DETALLES Y NOTAS GENERALES																																																							
7/11	PORTAL DE SALIDA	PROPUESTA MANEJO DE AGUAS	PROPUESTA DEL MANEJO DE LAS AGUAS DE ESCORRIENTÍA																																																							
8/11	PORTAL DE SALIDA	DETALLES MANEJO DE AGUAS	DETALLES DE CUNETAS, TUBERÍAS Y NOTAS GENERALES																																																							
9/11	PORTAL DE SALIDA	PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN	PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL																																																							
10/11	PORTAL DE SALIDA	PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN	DETALLES DE LA INSTRUMENTACIÓN																																																							
11/11	PORTAL DE SALIDA	PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA INSTRUMENTACIÓN																																																							
5						4	PLANOS DE REFERENCIA																																																			
4						3	APROBADO																																																			
3						2	REVISADO																																																			
2						1	DIBUJO																																																			
1						1	REVISIÓN																																																			
1						1	FECHA																																																			
DIBUJO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez REVISIÓN: Ing. Ana Lorena Monge Sandi APROBACIÓN: Ing. Ana Lorena Monge Sandi		CURSO: TALLER DE DISEÑO IV FECHA: Noviembre 2021		PROYECTO FINAL DE TALLER IV ESTABILIZACIÓN DE UN PORTAL DE UN TÚNEL DISEÑO GEOTÉCNICO		PORTADA E ÍNDICE GENERAL		LÁMINA Nº 1 / 11																																																		



PLANTA PROPUESTA DE EXCAVACIÓN DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL EL LLANO
Escala: 1:1250

- NOTAS GENERALES:**
1. Sistema de coordenadas en CRTM-D5.
 2. Elevación en metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.).
 3. Topografía convencional, curvas de nivel a cada 1,0 m.
 4. Dimensiones en metros, salvo otra indicación.
 5. Modelo geológico inferido, elaborado según la investigación de campo realizada.

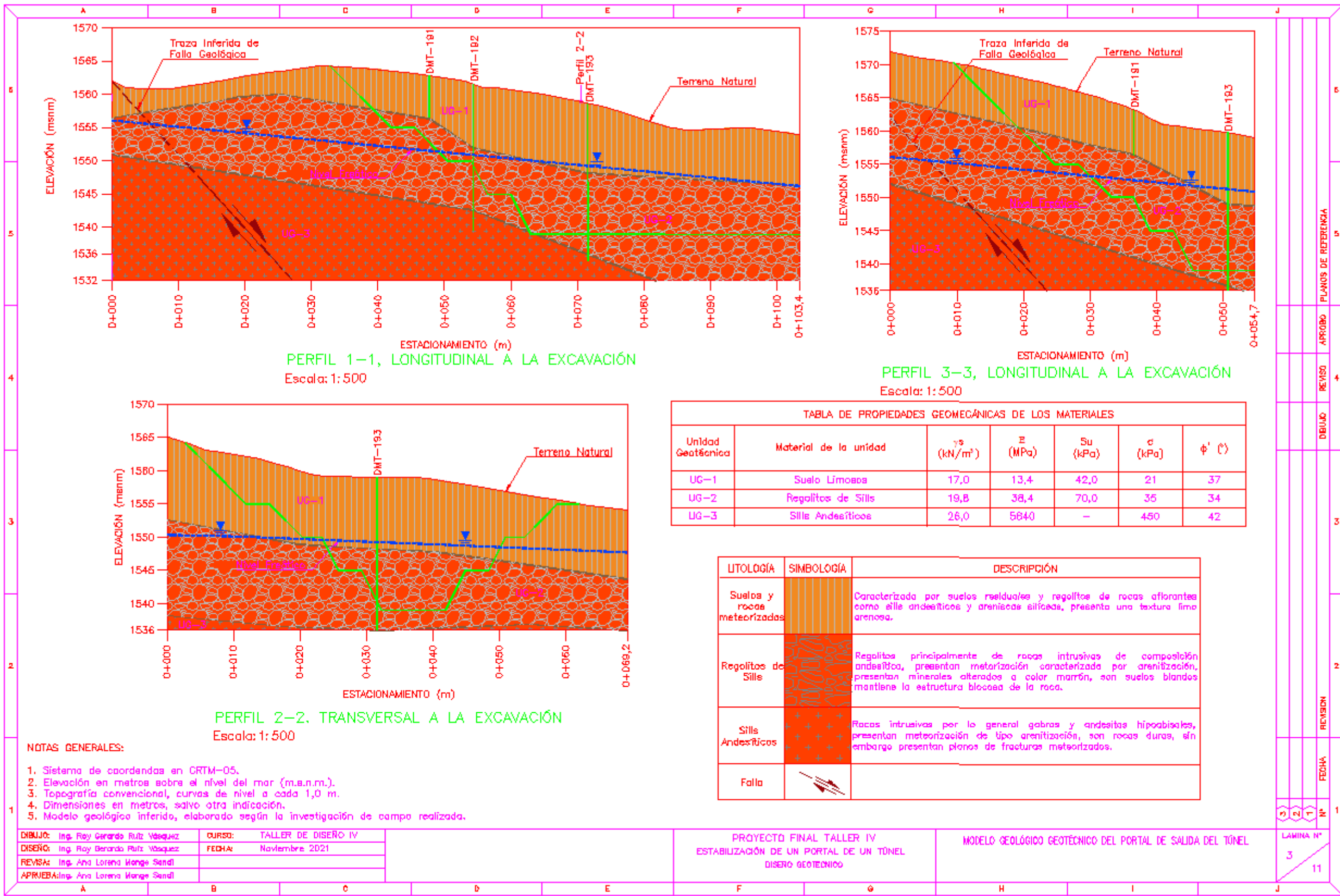
DIBUJO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	CURSO: TALLER DE DISEÑO IV
DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	FECHA: Noviembre 2021
REVISÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi	
APROBÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi	

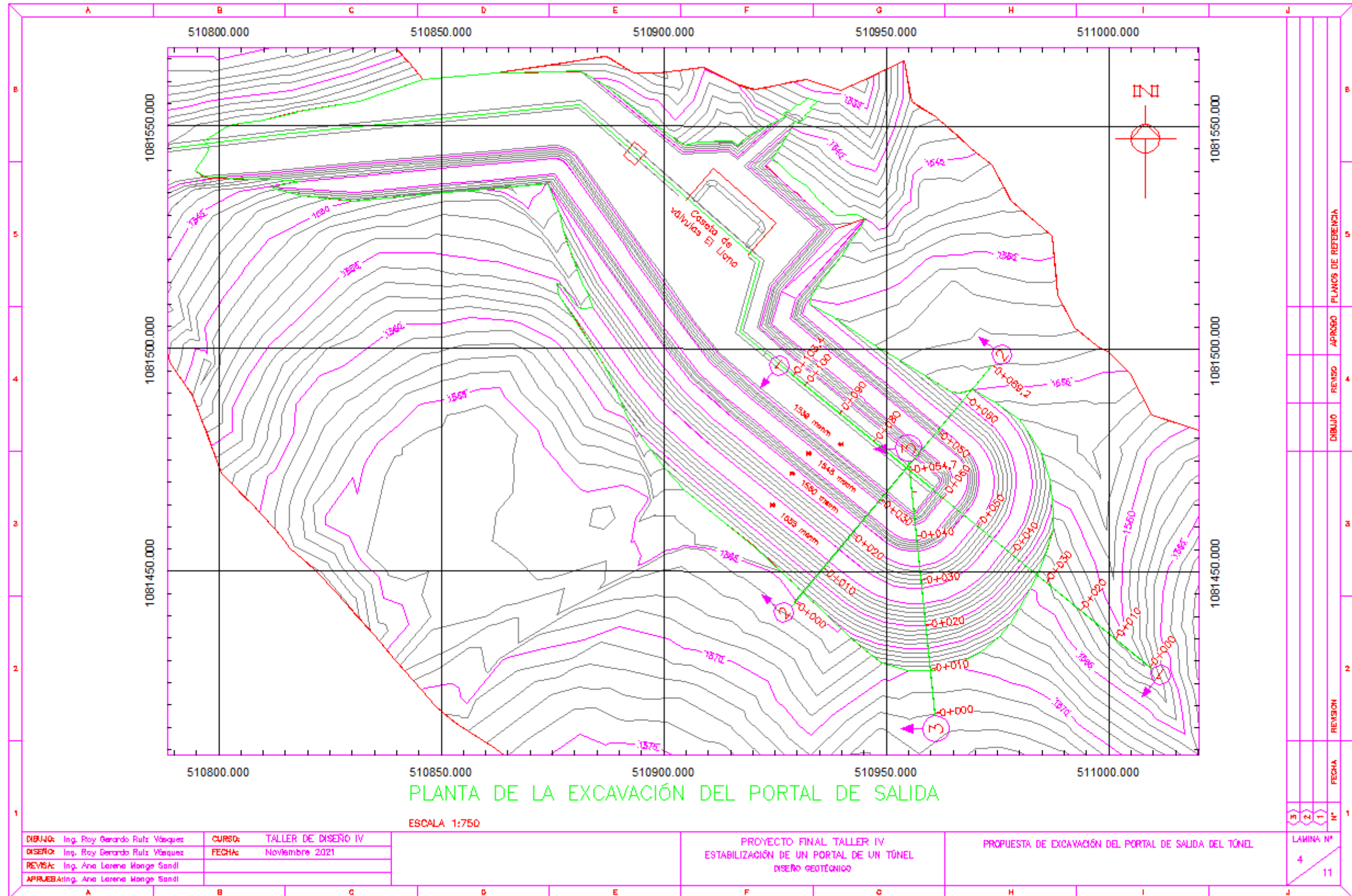
PROYECTO FINAL TALLER IV
ESTABILIZACIÓN DE UN PORTAL DE UN TÚNEL
DISEÑO GEOTÉCNICO

MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
LÁMINA Nº											
2											
11											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
REVISIÓN											
FECHA											
DIBUJO											
REVISO											
APROBO											
PLANOS DE REFERENCIA											





PLANTA DE LA EXCAVACIÓN DEL PORTAL DE SALIDA

ESCALA 1:750

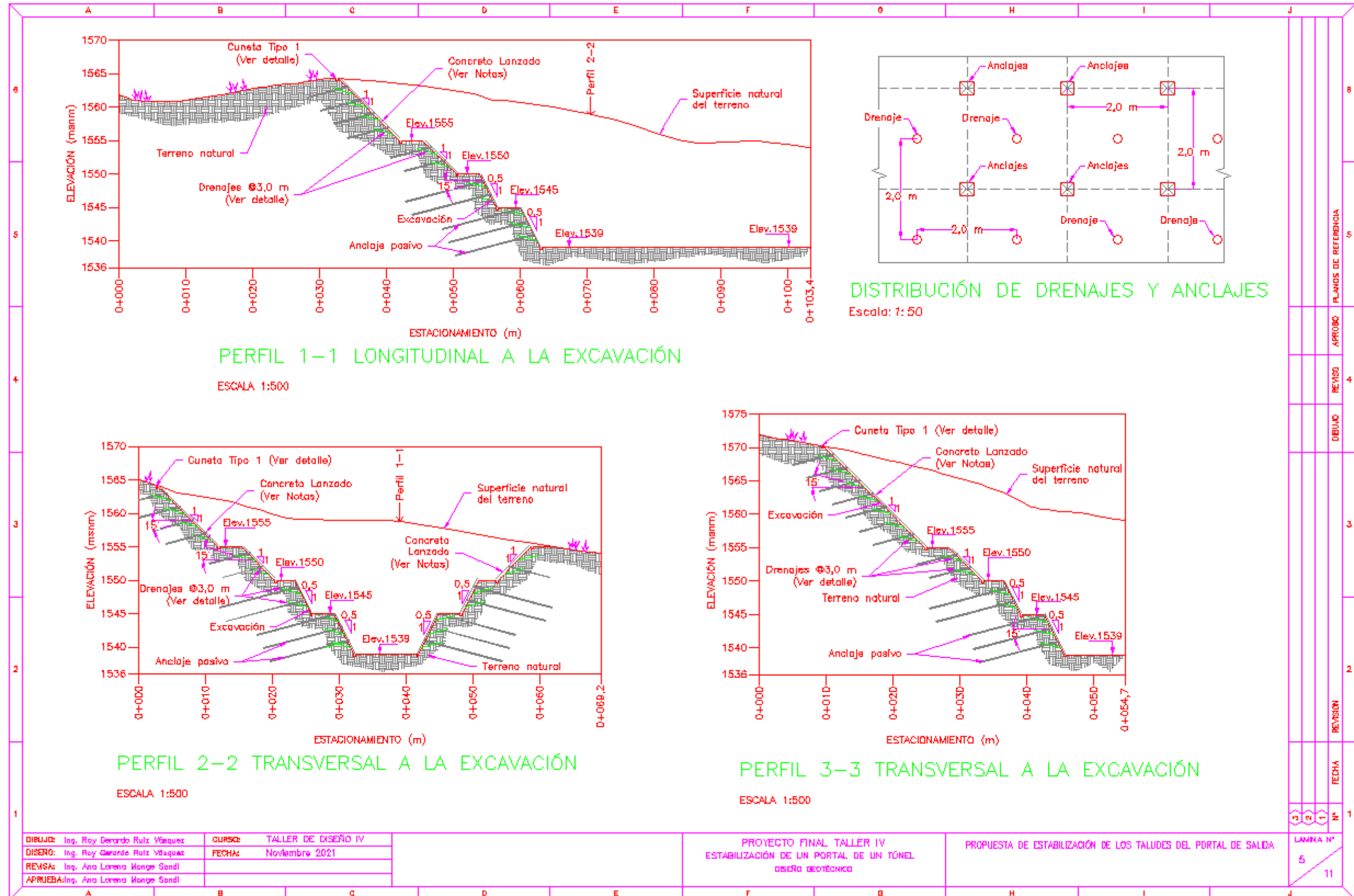
DIBUJO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	CURSO: TALLER DE DISEÑO IV
DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	FECHA: Noviembre 2021
REVISÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi	
APROBÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi	

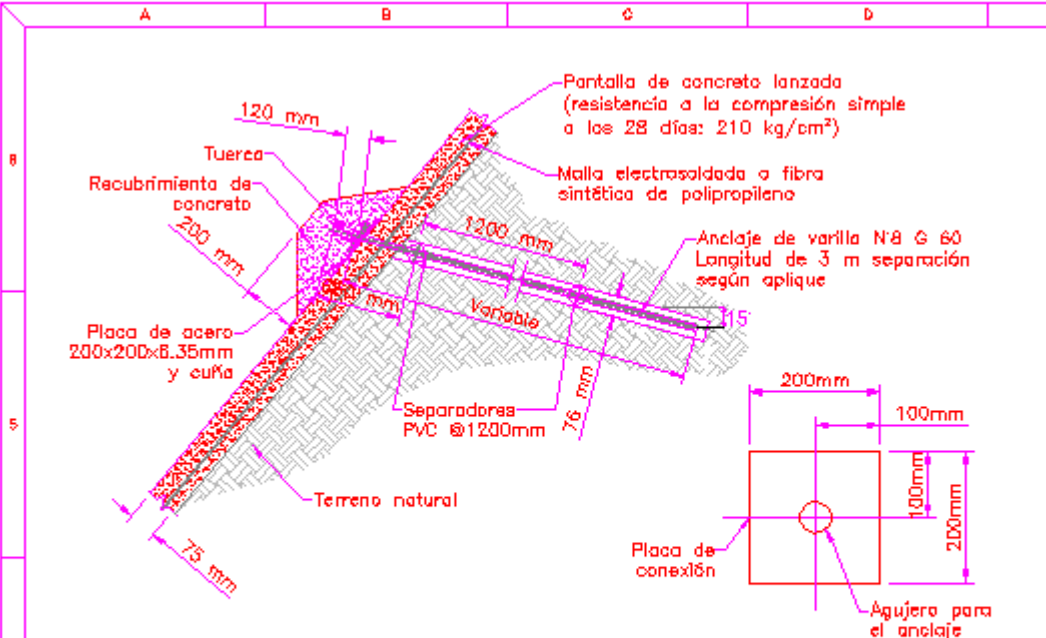
PROYECTO FINAL TALLER IV
ESTABILIZACIÓN DE UN PORTAL DE UN TÚNEL
DISEÑO GEOTÉCNICO

PROPUESTA DE EXCAVACIÓN DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL

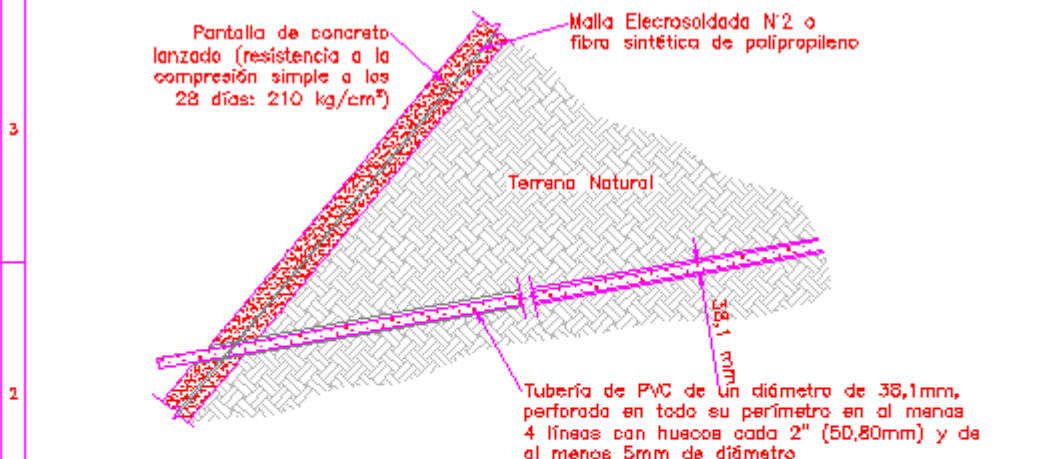
1	2	1	N°	1
4			LAMINA N°	
				11

					PLANCOS DE REFERENCIA
					APROBÓ
					REVISÓ
					DIBUJO
					FECHA
					REVISIÓN





DETALLE DE ANCLAJE PASIVO Y PLACA DE CONEXIÓN
Escala: 1:20



DETALLE DE DRENAJE
Escala: 1:10

NOTAS GENERALES:

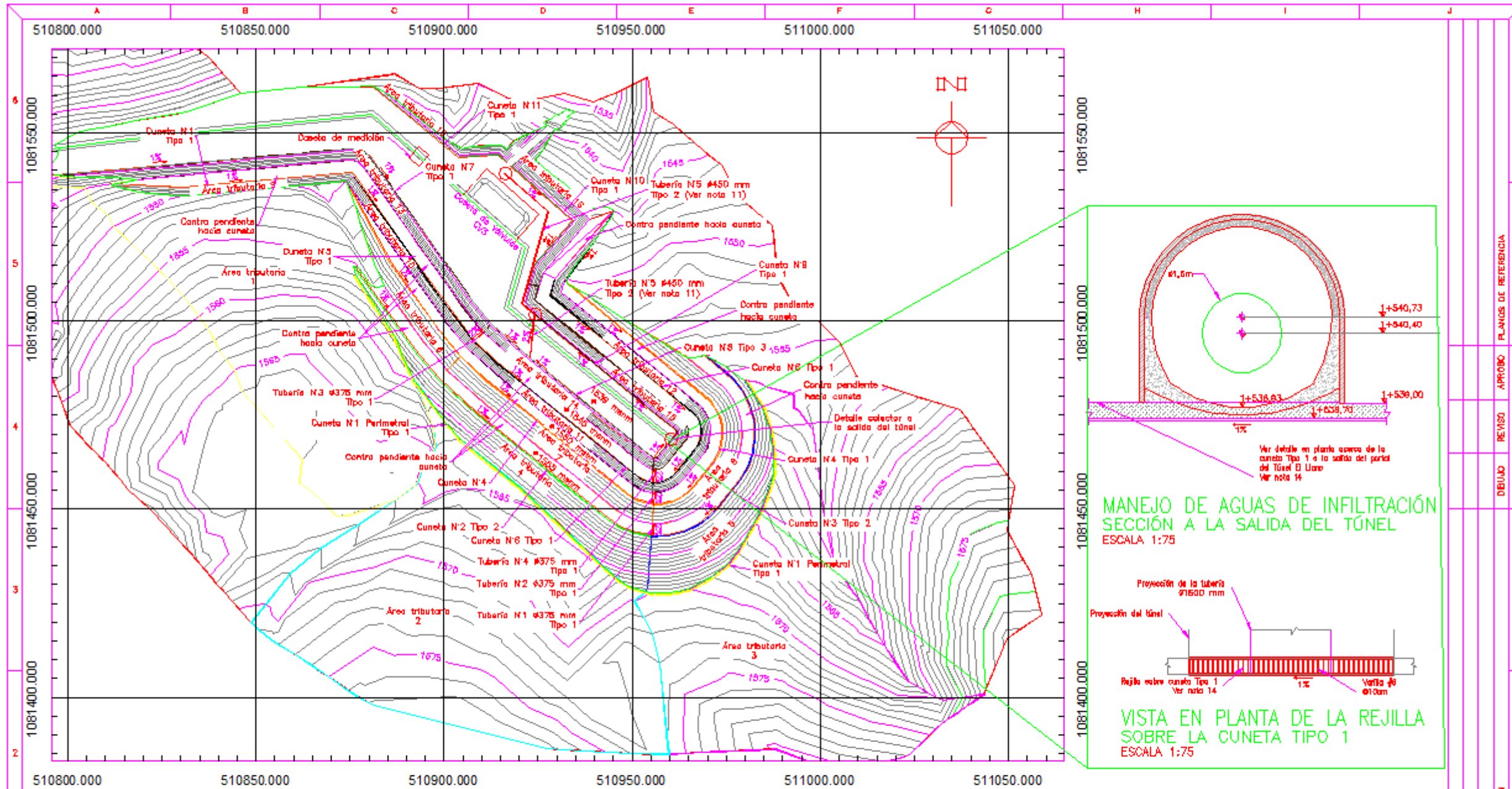
- Las bermas se establecen en la elevación 1556 msnm, 1550 msnm y 1545 msnm con un ancho de 3,50 m justo sobre el talud de mayor altura a la salida del portal del túnel.
- Los taludes entre las elevaciones 1570 msnm y 1550 msnm presentarán una pendiente de corte de 1,0H:1,0V. En el caso de los restantes taludes conformados por debajo de la elevación 1550 msnm, presentarán una pendiente de corte de 0,5H:1,0V.
- Los pernos de anclaje serán en barras de acero corrugado N8, grado 60, las cuales presentan un diámetro nominal de 26,40 mm. La longitud de los anclajes será de 12 m hasta la elevación 1550 msnm. Por encima de esta bermas los anclajes serán de 6 m hasta la parte superior de la excavación.
- El espaciamiento de los pernos de anclaje será de 2,0 m en ambos sentidos, vertical y horizontal. Es necesario que se cubran toda la ladera, acompañadas de concreto lanzado.
- Los pernos de anclaje deberán de ser inyectados por medio de una lechada de agua con cemento bajo una relación volumétrica de 4 partes de agua para 6 de cemento, buscando alcanzar una resistencia a la compresión simple de al menos 21 MPa a los 28 días de edad. Los anclajes deberán de ser inyectados en toda su longitud y deberán de contar con espaciadores a cada 1200 mm.
- Acompañando los anclajes, se deberán de instalar drenajes perforados dentro de la pantalla anclada, de una longitud de 3 m, colocados bajo la misma separación de los anclajes, en los puntos intermedios a estos. Los drenajes deberán de presentar un diámetro de al menos 38,1 mm y se podrá utilizar tubería perforada de forma radial, cubierta por un geotextil NT1600 o similar. Los drenajes deberán colocar sobre toda la margen izquierda de los taludes y de ser necesario en algunos sectores localizados de la margen derecha donde se aprecien sectores con humedad.
- El concreto lanzado tendrá un espesor constante de 100 mm, bajo una resistencia a la compresión simple de 21 MPa a los 28 días de edad. El concreto lanzado deberá colocarse con malla electrosoldada o bien, la misma podrá ser sustituida por fibra sintética, bajo dosificaciones que usualmente rondan entre el 1% y el 3% del volumen de la mezcla de concreto, según la recomendación que brinde el proveedor seleccionado.
- En caso de utilizar malla electrosoldada como refuerzo a temperatura dentro del concreto lanzado, la misma deberá de colocarse en punto medio del espesor de la pantalla y se deberá de utilizar una malla con una separación de 150 mm en ambos sentidos horizontal y vertical. El diámetro de la varilla que conforma la malla deberá de ser de 6,35 mm.
- La placa a utilizar en la confección de los anclajes deberá de ser de acero A36, bajo una sección cuadrada con dimensión de lado de 200 mm. El espesor de la placa a utilizar deberá ser de 6,35 mm.
- La placa y cabeza de los anclajes, deberán de ser recubiertas en su totalidad por un concreto bajo la misma dosificación del concreto lanzado. Se podrá utilizar el mismo concreto lanzado para envolver tanto la placa de acero como la cabeza del perno.
- La unión de la placa de acero y el perno de anclaje deberá ser por medio de 2 tuercas de acero, para lo cual es necesario realizar un tamado a la punta de la barra de acero a utilizar como anclaje.
- Como parte del control de calidad de la obra, se recomienda se tomen muestras del concreto lanzado a utilizar en la confección de la pantalla anclada. Para ello se deberán de extraer y probar núcleos de concreto según la norma ASTM C1604 para 7, 14 y 28 días de edad. La toma de los núcleos de concreto se recomienda al menos 1 vez cada 3 días de colocación de concreto lanzado.
- Como parte del control de calidad de la obra, se recomienda se tomen muestras de las barras de acero a utilizar como pernos de anclaje. Se deberá de evaluar el límite elástico de las barras de acero, con una muestra por cada 50 pernos confeccionados, de acuerdo al procedimiento que establece la norma ASTM A370.
- Como parte del control de calidad de la obra, se recomienda se tomen muestras de la lechada a utilizar en la inyección de los anclajes. Se deberán de controlar los parámetros de la densidad, viscosidad y resistencia. Se recomienda tomar una muestra para enviar al laboratorio por cada 50 pernos inyectados. Se deberá de seguir el procedimiento de la norma ASTM D4380 para el caso de la densidad de la lechada, de la norma ASTM D6910 para el caso de la viscosidad de la lechada y finalmente de la norma ASTM C109 para el caso de la resistencia de la lechada a los 28 días de edad.
- Se deberán de realizar pruebas de extracción de los anclajes de acuerdo al procedimiento que establece la norma ASTM D4435 para al menos el 2% del total de la población de los pernos.
- Para el manejo de las aguas de escorrentía sobre el piso de cada una de las bermas en la propuesta de excavación, se propone manejar una contra pendiente en el corte de los materiales, desde la parte externa de la bermas hacia la parte interna, donde se ubican las cunetas. Esta contra pendiente debería tener una pendiente entre el 2% y 3%, la cual permitiría un mejor manejo de las aguas de escorrentía sobre los taludes de la propuesta de excavación.

DIBUJO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	CURSO: TALLER DE DISEÑO IV
DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	FECHA: Noviembre 2021
REVISÓ: Ing. Ana Larrea Monge Sandoz	
APRUEBÓ: Ing. Ana Larrea Monge Sandoz	

PROYECTO FINAL TALLER IV
ESTABILIZACIÓN DE UN PORTAL DE UN TÚNEL
DISEÑO GEOTÉCNICO

DETALLES Y NOTAS GENERALES

PLANS DE REFERENCIA	5
APPROBÓ	
REVISÓ	4
DEBUIÓ	
REVISIÓN	3
REVISIÓN	2
FECHA	1
LAMINA Nº	6 / 11



PLANTA DEL MANEJO DE AGUAS DE ESCORRENTÍA
 PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL
 ESCALA 1:500

MANEJO DE AGUAS DE INFILTRACIÓN
 SECCIÓN A LA SALIDA DEL TÚNEL
 ESCALA 1:75

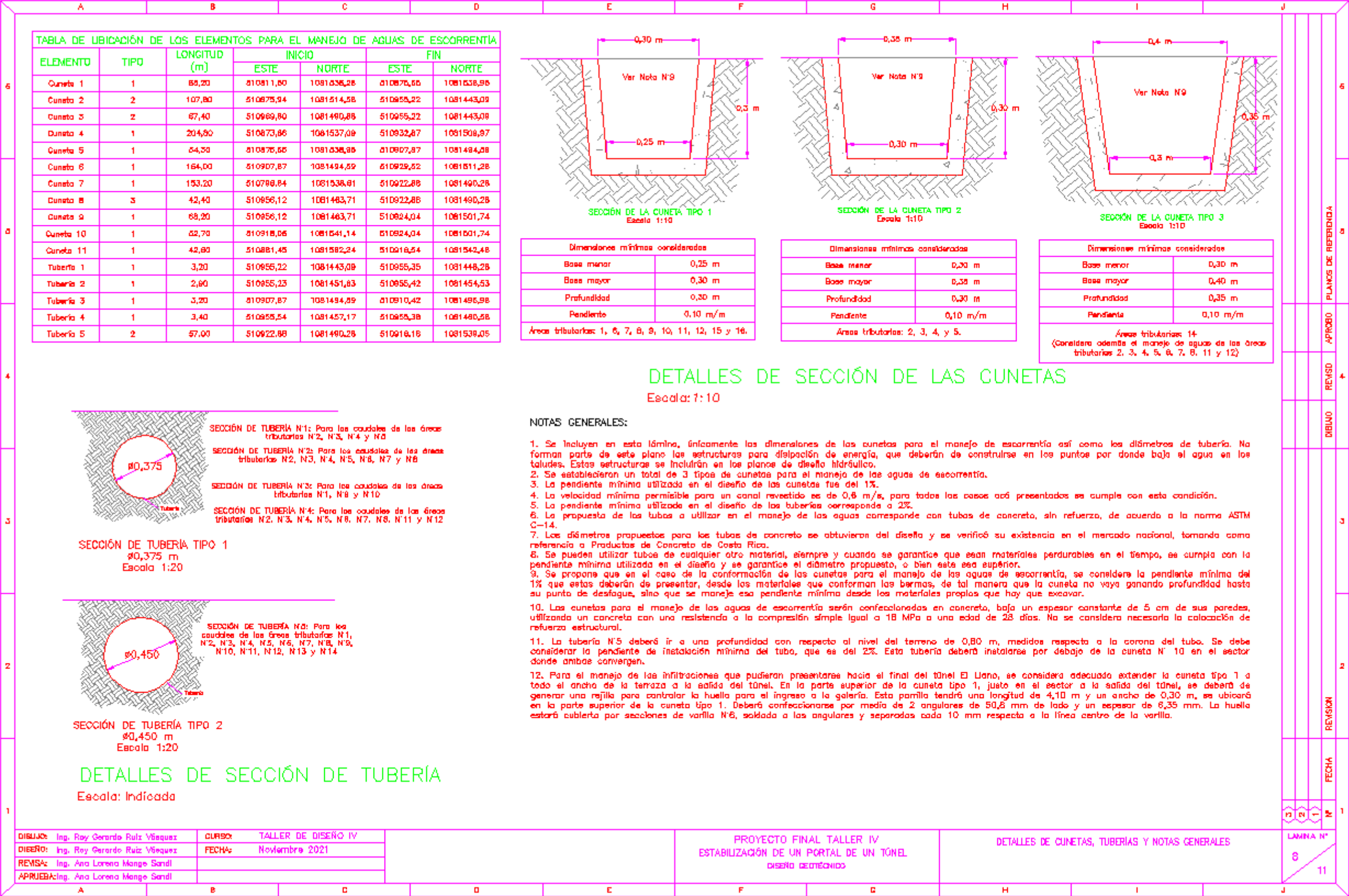
VISTA EN PLANTA DE LA REJILLA
 SOBRE LA CUNETTA TIPO 1
 ESCALA 1:75

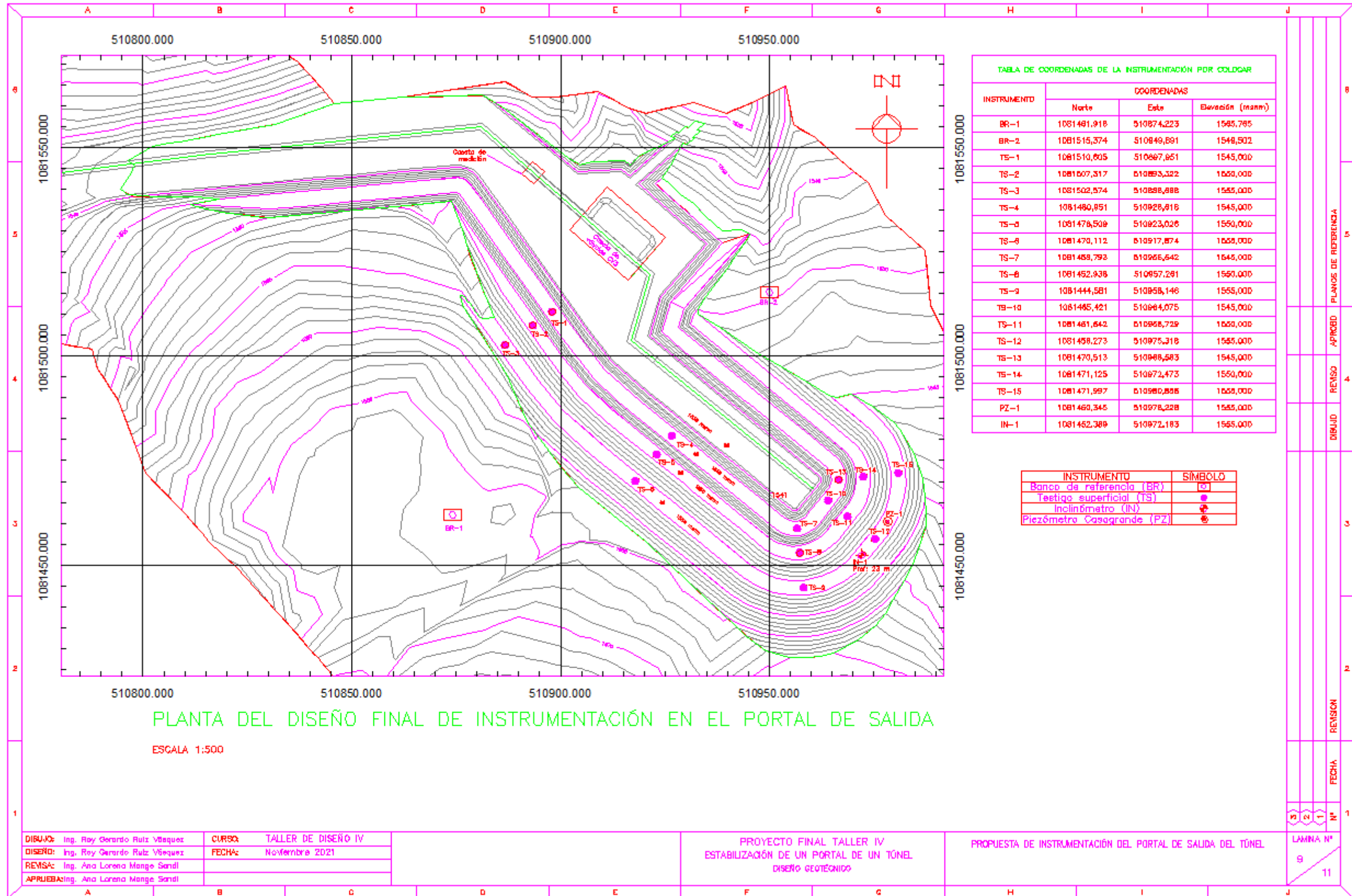
DIBUJO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	CURSO: TALLER DE DISEÑO IV
DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez	FECHA: Noviembre 2021
REVISÁ: Ing. Ana Lorena Nango Sandí	
APRUEBA: Ing. Ana Lorena Nango Sandí	

PROYECTO FINAL TALLER IV
 ESTABILIZACIÓN DE UN PORTAL DE UN TÚNEL
 DISEÑO GEOTÉCNICO

PROPUESTA DEL MANEJO DE LAS AGUAS DE ESCORRENTÍA

3	2	1	Nº	1
7			LAMINA Nº	11





DIBUJO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Viquez
 DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Viquez
 REVISÓ: Ing. Ana Lorena Mange Sandi
 APRUEBA: Ing. Ana Lorena Mange Sandi

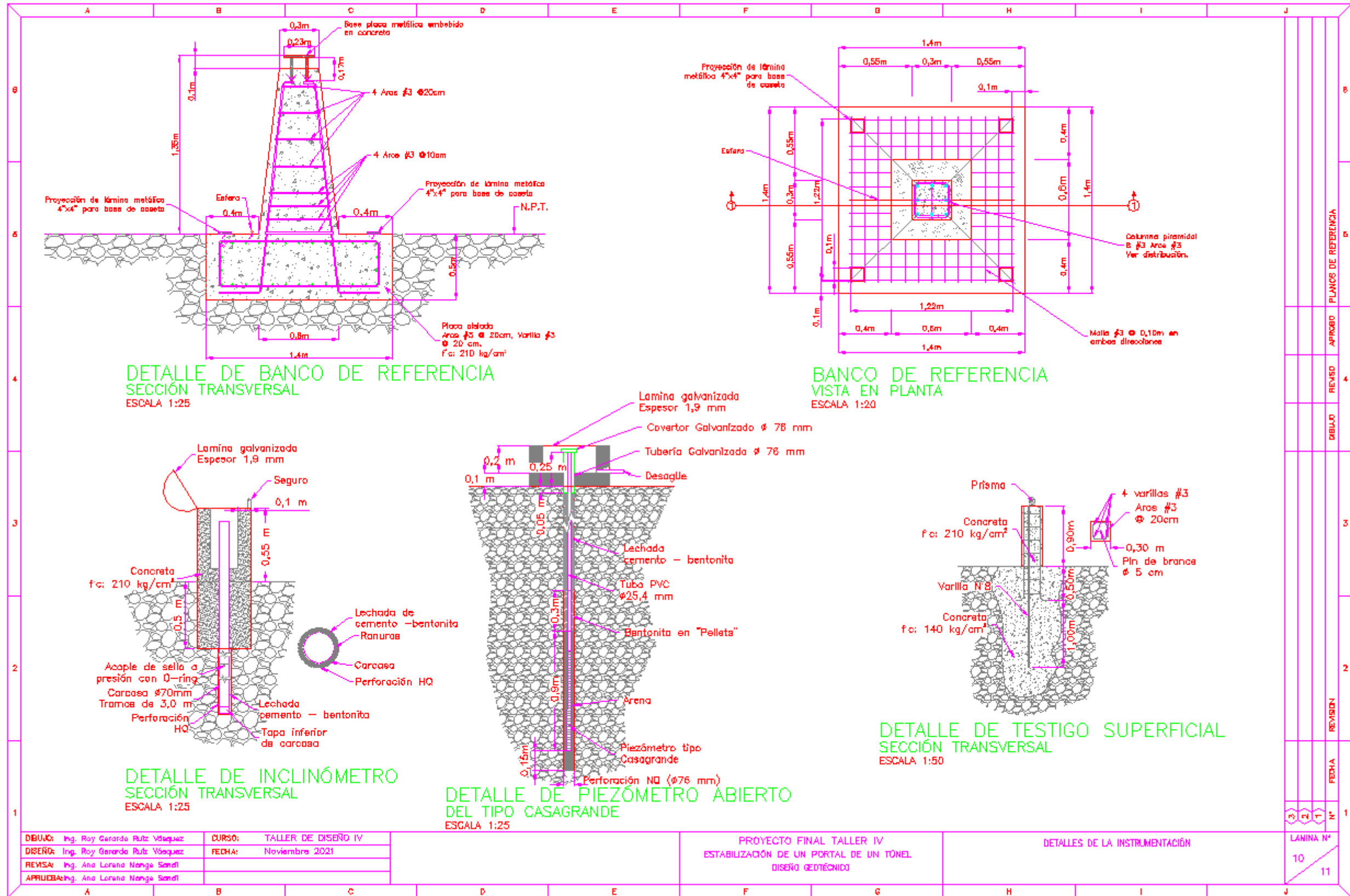
CURSO: TALLER DE DISEÑO IV
 FECHA: Noviembre 2021

PROYECTO FINAL TALLER IV
 ESTABILIZACIÓN DE UN PORTAL DE UN TÚNEL
 DISEÑO GEOTÉCNICO

PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL

FECHA: N° 1
 LAMINA N° 9/11

PLANOS DE REFERENCIA
 APROBADO
 REVISADO
 DIBUJADO
 REVISIÓN



DIBUJO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Vásquez REVISAR: Ing. Ana Lorena Nanga Sandoz APROBAR: Ing. Ana Lorena Nanga Sandoz	CURSO: TALLER DE DISEÑO IV FECHA: Noviembre 2021
--	---

PROYECTO FINAL TALLER IV
ESTABILIZACIÓN DE UN PORTAL DE UN TUNEL
DISEÑO GEOTÉCNICO

DETALLES DE LA INSTRUMENTACIÓN

PLANOS DE REFERENCIA APROBADO REVISADO DIBUJADO REVISADO FECHA N° LAMINA N° 10 / 11

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J																																								
6	<p>ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA INSTRUMENTACIÓN DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL NOTAS GENERALES:</p> <ol style="list-style-type: none"> El sistema de instrumentación para el sitio del portal de salida del túnel corresponde con la siguiente: <ol style="list-style-type: none"> Quince puntos de control topográfico para medir desplazamientos horizontales y verticales en las crestas de los taludes. Un piezómetro abierto del tipo Casagrande, para el control de la línea superior de flujo. Un inclinómetro para controlar los desplazamientos que se puedan presentar a profundidad en el talud o la salida del túnel de conducción. El detalle de la profundidad de las perforaciones en donde se instalarán tanto el piezómetro abierto, así como el inclinómetro, se indican más adelante. 									8																																							
5	<p>INSTALACIÓN DE TESTIGOS SUPERFICIALES</p> <ol style="list-style-type: none"> Se realizará una excavación de 1,50 m de profundidad con una sección de 0,50 x 0,50 m. Se colocará una varilla #8 con una longitud de 2,40 m, ubicada al centro de la excavación a afianzar, sobresaliendo del nivel de superficie como mínimo 0,80 m. En esta varilla, se deberá soldar el pin de bronce ubicado al centro de la sección transversal del monumento. Se realizará un monumento en una sección cuadrada de 0,30 m de lado y 0,80 m de altura, construido en concreto de f'c 210 kg/cm². El acero de refuerzo para el monumento en concreto será en varilla #8, con áreas Ø 0,25 m y 4 varillas verticales, teniendo un anclaje de 0,80 m por debajo de la superficie, el cual se muestra en el detalle mostrado en estos planos de diseño. Para todos los casos, el recubrimiento mínimo será de 0,05 m. Se llenará la excavación con concreto de una resistencia a la compresión simple de f'c 140 kg/cm². Se utilizará un prisma similar a Leica modelo DPR121, con precisión de centés de 1 mm, instalado sobre el soporte indicado. Lo anterior permite realizar las mediciones de los movimientos horizontales y verticales por medio de una estación total. El dispositivo de anclaje del prisma deberá ser en acero inoxidable, profecto por la casa fabricante seleccionada. Los prismas a utilizar deberán tener una protección contra lluvia y polvo. En la siguiente tabla se muestran los materiales y equipos que forman parte de los testigos superficiales. <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th>DESCRIPCIÓN</th> <th>CANTIDAD</th> <th>UNIDAD</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Prismas similares a Leica GPH1P</td> <td>15</td> <td>un</td> </tr> <tr> <td>Pin de bronce de Ø 0,05 m</td> <td>15</td> <td>un</td> </tr> </tbody> </table>									DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	Prismas similares a Leica GPH1P	15	un	Pin de bronce de Ø 0,05 m	15	un	8																														
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD																																															
Prismas similares a Leica GPH1P	15	un																																															
Pin de bronce de Ø 0,05 m	15	un																																															
4	<p>INSTALACIÓN DE BANCOS DE REFERENCIA</p> <ol style="list-style-type: none"> Se realizará una excavación de al menos 0,60 m de profundidad, bajo una sección cuadrada de 1,40 m de lado. Se realizará un monumento de sección tipo prisma con lado en la cara inferior de 0,80 m y lado en la cara superior de 0,30 m, con al menos 1,25 m de altura, en concreto de una resistencia a la compresión simple f'c 210 kg/cm². Se colocará acero de refuerzo #8, tanto en área como en al acero vertical, tal cual se presenta en el detalle. Se dejará un recubrimiento de 0,05 m. Se llenará la excavación con concreto bajo una resistencia a la compresión simple de f'c 140 kg/cm². Se colocará una base metálica con anclajes en la superficie del monumento para anclar la estación total. En la siguiente tabla se muestran los materiales y equipos que forman parte de los bancos de referencia. <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th>DESCRIPCIÓN</th> <th>CANTIDAD</th> <th>UNIDAD</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Base metálica con anclajes</td> <td>2</td> <td>un</td> </tr> </tbody> </table>									DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	Base metálica con anclajes	2	un	8																																	
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD																																															
Base metálica con anclajes	2	un																																															
3	<p>PIEZÓMETRO ABIERTO DEL TIPO CASAGRANDE</p> <ol style="list-style-type: none"> Se instalará en perforaciones bajo un diámetro HQ (sección = 78 mm). La profundidad será de 23,0 m desde el nivel de la marca 1555 mm. En los piezómetros Casagrande se solicita el armado de los piezómetros de acuerdo con el detalle presentado. La tubería de elevación del piezómetro abierto será de PVC en un diámetro de 25,4 mm. Se instalará un filtro de piedra porosa de 36 mm de diámetro y de una longitud de 0,81 m que cumpla con las siguientes especificaciones: <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th>DESCRIPCIÓN</th> <th>CANTIDAD</th> <th>UNIDAD</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Diámetro</td> <td>36,1 mm</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Longitud</td> <td>0,81 m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Dimensiones admisibles de conexión de tubería</td> <td>36,1 mm</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Material de la tubería</td> <td>PVC</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Diámetro de poro</td> <td>80 micras</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <ol style="list-style-type: none"> Se colocará un acople en el filtro poroso para una tubería de 1" (25,4 mm). El filtro de piedra porosa deberá ser recubierto por un geotextil no tejido NT 1600 o similar. Se colocará una capa de 0,80 m de espesor de arena limpia con tamaño de grana entre 4,75 mm y 2,00 mm, libre de limas y arcillas, dejando 0,15 m de ese material por debajo del filtro de piedra porosa como cama de asiento. Posterior a la capa de arena se colocará una capa de bentonita en pellets de 0,30 m de espesor. Sobre la capa de bentonita, es necesario colocar lechada de cemento-bentonita hasta rellenar en su totalidad la perforación realizada. El porcentaje de bentonita será de 4% del peso total del cemento utilizado. La lechada tendrá una relación agua/cemento de 1/1. Se realizará una caja de concreto f'c 210 kgf/cm² como protección, las dimensiones de esta protección corresponde 30x60x80x10 cm (AltoxLargoxAnchoxEspesor). En la superficie del terreno natural, es necesario instalar un tramo de 25 cm de tubería galvanizada de 78 mm de diámetro, esta función de guía y protección durante la inserción de la sonda. Se colocará un abertor galvanizado de 78 mm de diámetro sobre el tramo de tubería galvanizada, con la intención de prevenir la entrada de agentes externos en la tubería del piezómetro abierto. Para poder llevar a cabo el registro de los niveles de agua en la fundación adyacente a la toma de aguas, se requerirá un indicador de nivel de agua (sonda), que cumpla las siguientes especificaciones: <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th>DESCRIPCIÓN</th> <th>CANTIDAD</th> <th>UNIDAD</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Longitud de cable</td> <td>30,0 m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Precisión</td> <td>< + 0,20% FS</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Dimensiones</td> <td>310x170 mm</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Rango de temperatura</td> <td>-20 °C a 80 °C</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Graduación</td> <td>Cada 2 mm</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Peso</td> <td>1,80 kg</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>									DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	Diámetro	36,1 mm		Longitud	0,81 m		Dimensiones admisibles de conexión de tubería	36,1 mm		Material de la tubería	PVC		Diámetro de poro	80 micras		DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	Longitud de cable	30,0 m		Precisión	< + 0,20% FS		Dimensiones	310x170 mm		Rango de temperatura	-20 °C a 80 °C		Graduación	Cada 2 mm		Peso	1,80 kg		3
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD																																															
Diámetro	36,1 mm																																																
Longitud	0,81 m																																																
Dimensiones admisibles de conexión de tubería	36,1 mm																																																
Material de la tubería	PVC																																																
Diámetro de poro	80 micras																																																
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD																																															
Longitud de cable	30,0 m																																																
Precisión	< + 0,20% FS																																																
Dimensiones	310x170 mm																																																
Rango de temperatura	-20 °C a 80 °C																																																
Graduación	Cada 2 mm																																																
Peso	1,80 kg																																																
2	<p>INCLINÓMETRO</p> <ol style="list-style-type: none"> Se realizará una perforación bajo un diámetro tipo HQ (sección = 95,30 mm), a una profundidad de 23 m con respecto a la elevación indicada en la tabla de coordenadas de la instrumentación. Es necesario introducir una carcasa similar a RST con un diámetro externo de 7 cm, al menos a un lado de las ranuras debe coincidir con la dirección del talud. En la sección inferior de la tubería se debe acoplar un tapón que impida la entrada de agentes externos e indique el final de la carcasa o adorno. Se deberá rellenar la perforación alrededor del adorno con una lechada de cemento-bentonita, con una proporción de bentonita de al menos 4% el peso del cemento utilizada en la lechada. La lechada tendrá una relación de agua/cemento de 1/1. La sección superior de la carcasa deberá ser protegida por una caja de concreto con una resistencia a la compresión simple de f'c 210 kgf/cm². Esta deberá penetrar al menos 0,50 m por debajo de la superficie del talud. Tendrá una altura total de 1,05 m con una sección cuadrada de 0,40 m de lado. Ver el detalle que se muestra en esta lámina. La caja de protección deberá ser cubierta por una lámina galvanizada de 1,8 mm de espesor. Esta deberá estar con un anclaje de seguridad y las bridas respectivas. Las carcasas deberán tener facilidad para ser acopladas, con un sistema igual o superior al e-ring. Se deberá colocar una placa de bronce o un prisma topográfico en la caja de protección para referencias de la ubicación de la sección superior del inclinómetro por medio de mediciones topográficas. El tarpado utilizado para realizar las mediciones deberá ser similar a RST IC 32003. En la siguiente tabla se muestran las especificaciones técnicas del inclinómetro RST IC 32003. <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th>DESCRIPCIÓN</th> <th>CANTIDAD</th> <th>UNIDAD</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Modelo</td> <td>RST IC 32003</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Tipo de sensor</td> <td>MEMS Biaxial</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Rango</td> <td>+ 30°</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Resolución</td> <td>0,000 mm / 000 mm</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Precisión</td> <td>+ 2 mm / 25m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Repetibilidad</td> <td>0,002°</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Rango de temperatura</td> <td>-40°C a 70°C</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Dimensiones (LxD)</td> <td>719 x 25,4 mm</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Peso</td> <td>1,07 kg sonda</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Material de carcasa</td> <td>Resina ABS</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>									DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	Modelo	RST IC 32003		Tipo de sensor	MEMS Biaxial		Rango	+ 30°		Resolución	0,000 mm / 000 mm		Precisión	+ 2 mm / 25m		Repetibilidad	0,002°		Rango de temperatura	-40°C a 70°C		Dimensiones (LxD)	719 x 25,4 mm		Peso	1,07 kg sonda		Material de carcasa	Resina ABS		2						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD																																															
Modelo	RST IC 32003																																																
Tipo de sensor	MEMS Biaxial																																																
Rango	+ 30°																																																
Resolución	0,000 mm / 000 mm																																																
Precisión	+ 2 mm / 25m																																																
Repetibilidad	0,002°																																																
Rango de temperatura	-40°C a 70°C																																																
Dimensiones (LxD)	719 x 25,4 mm																																																
Peso	1,07 kg sonda																																																
Material de carcasa	Resina ABS																																																
1	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 25%;">DIBUJÓ: Ing. Roy Gerardo Ruiz Viquez</td> <td style="width: 25%;">CURSO: TALLER DE DISEÑO IV</td> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%;"></td> </tr> <tr> <td>DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Viquez</td> <td>FECHA: Noviembre 2021</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>REVISÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>APRUEBÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>									DIBUJÓ: Ing. Roy Gerardo Ruiz Viquez	CURSO: TALLER DE DISEÑO IV			DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Viquez	FECHA: Noviembre 2021			REVISÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi				APRUEBÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi				1																							
DIBUJÓ: Ing. Roy Gerardo Ruiz Viquez	CURSO: TALLER DE DISEÑO IV																																																
DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Viquez	FECHA: Noviembre 2021																																																
REVISÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi																																																	
APRUEBÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi																																																	
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	11																																							

DIBUJÓ: Ing. Roy Gerardo Ruiz Viquez
 DISEÑO: Ing. Roy Gerardo Ruiz Viquez
 REVISÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi
 APRUEBÓ: Ing. Ana Lorena Monge Sandi

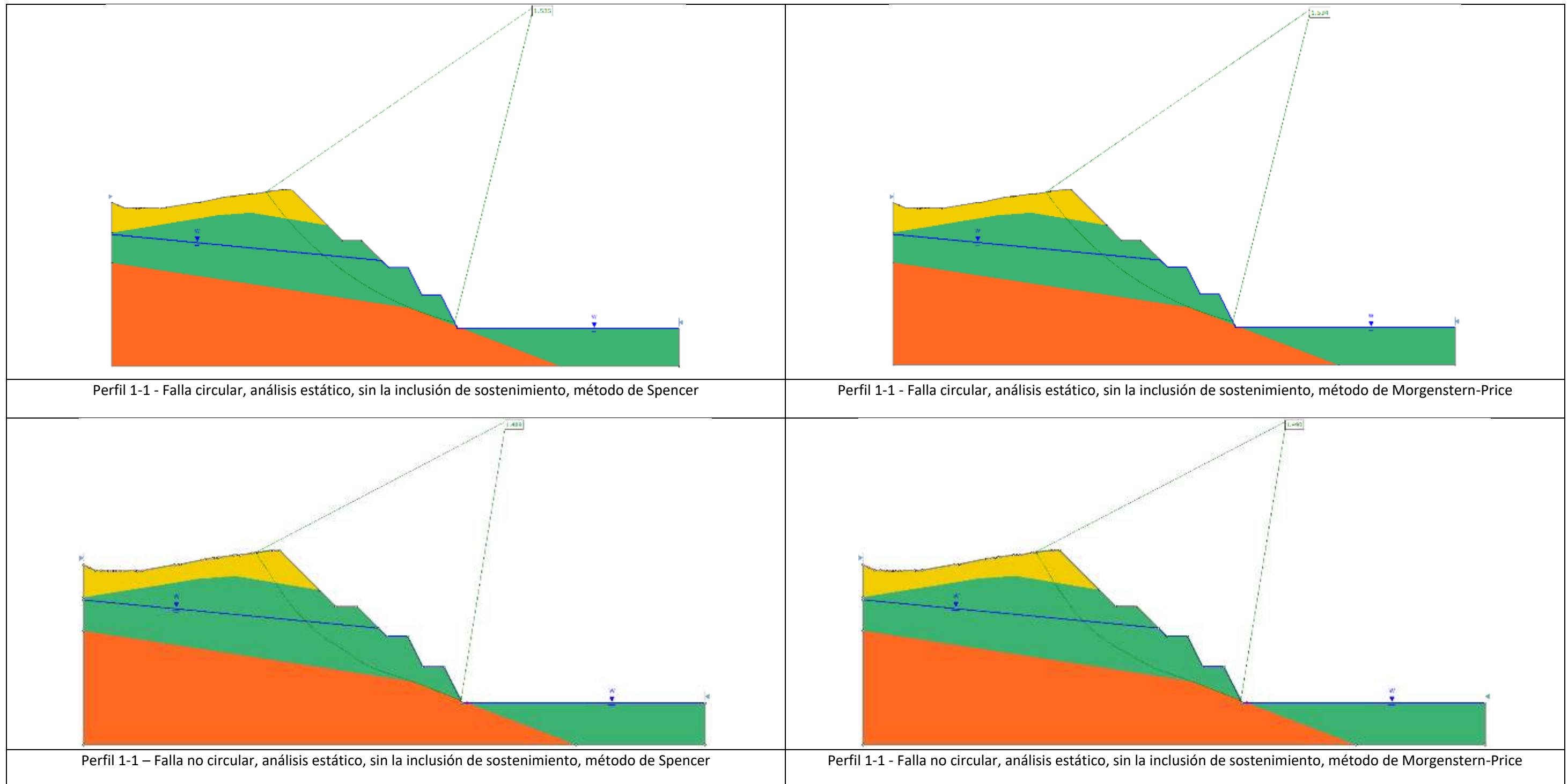
CURSO: TALLER DE DISEÑO IV
 FECHA: Noviembre 2021

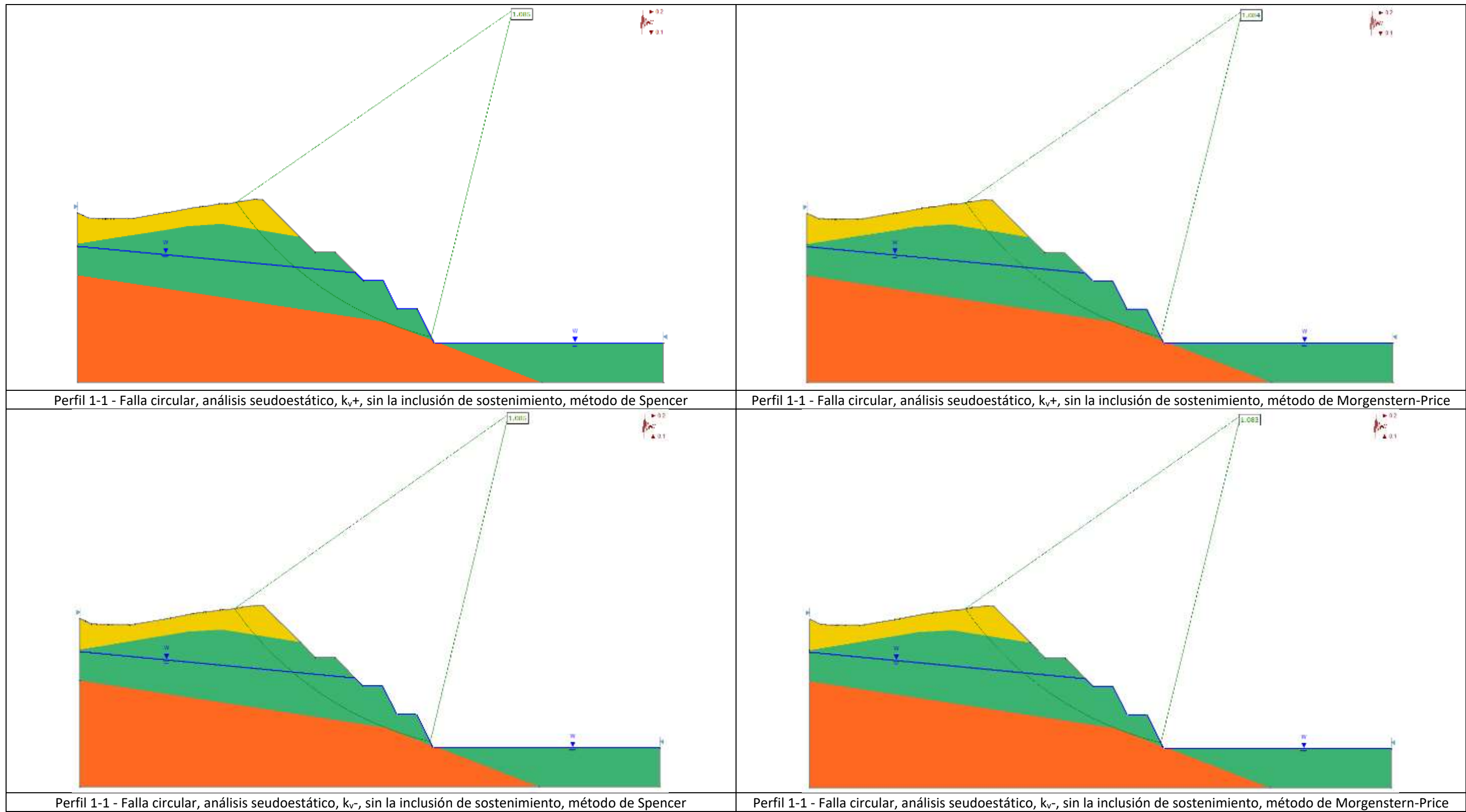
PROYECTO FINAL TALLER IV
 ESTABILIZACIÓN DE UN PORTAL DE UN TÚNEL
 DISEÑO GEOTÉCNICO

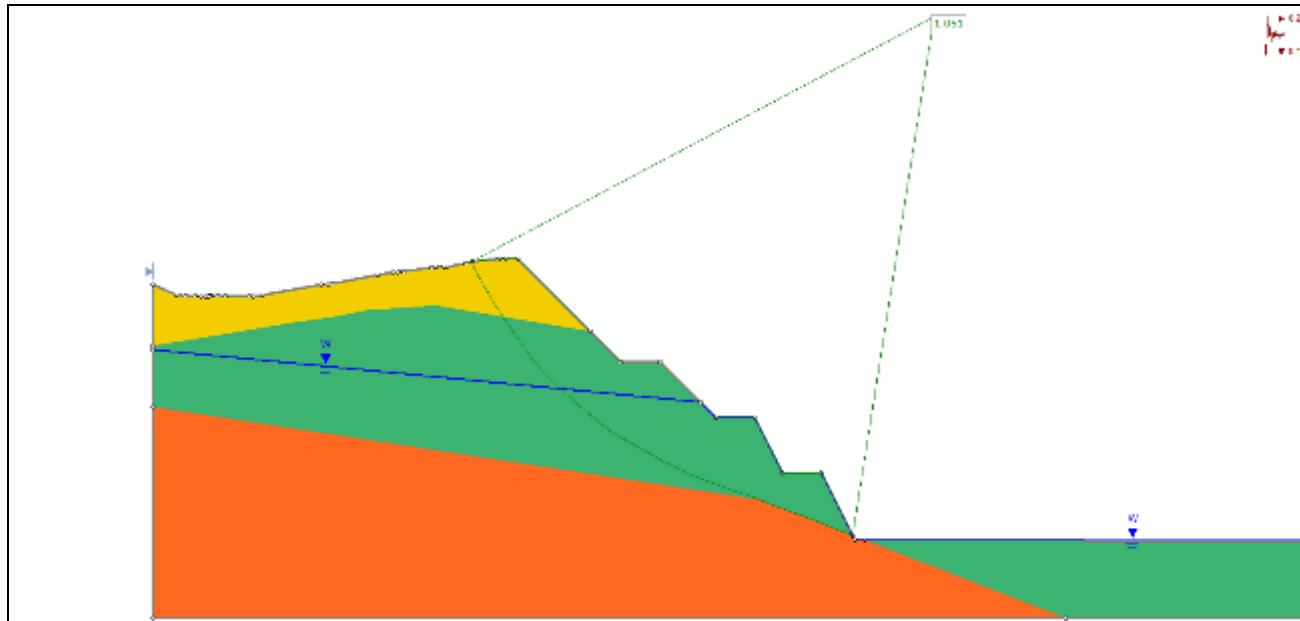
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA INSTRUMENTACIÓN

LÁMINA N°
 11 / 11

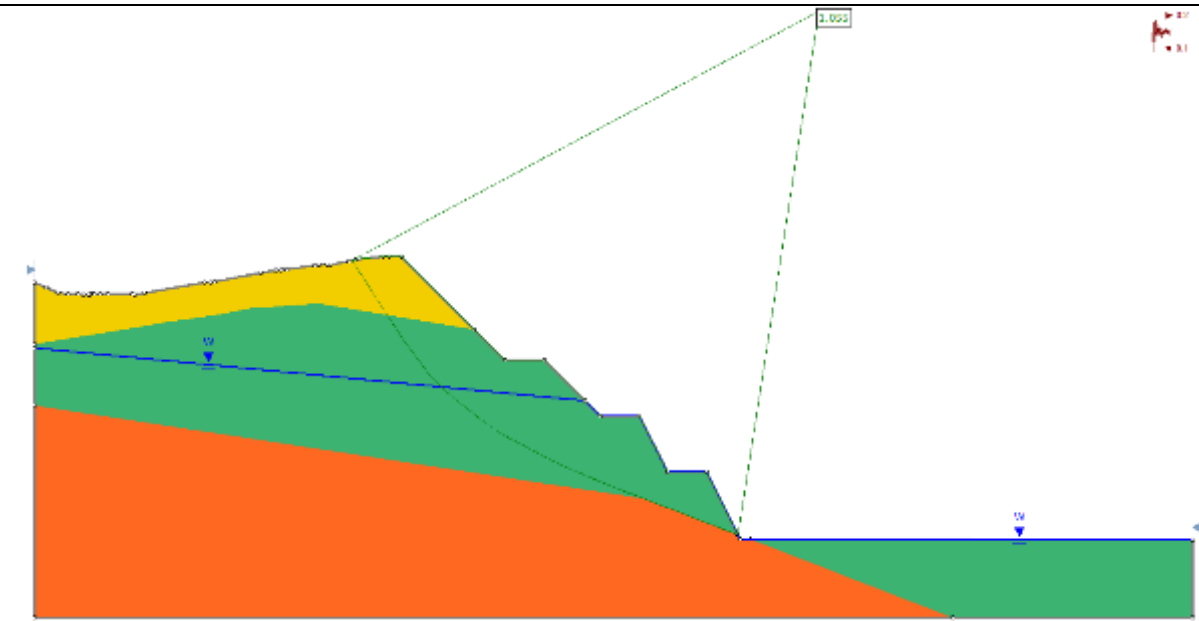
4.10.2 Salidas del análisis de estabilidad por equilibrio límite

Perfil de análisis 1-1 sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes

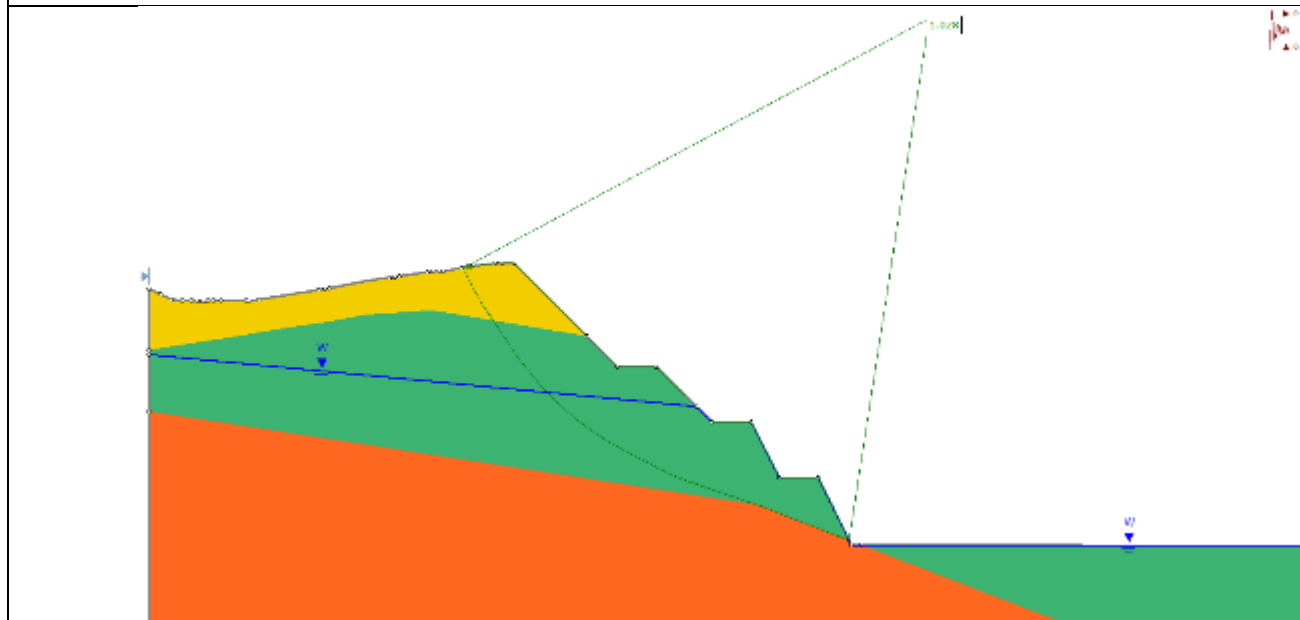




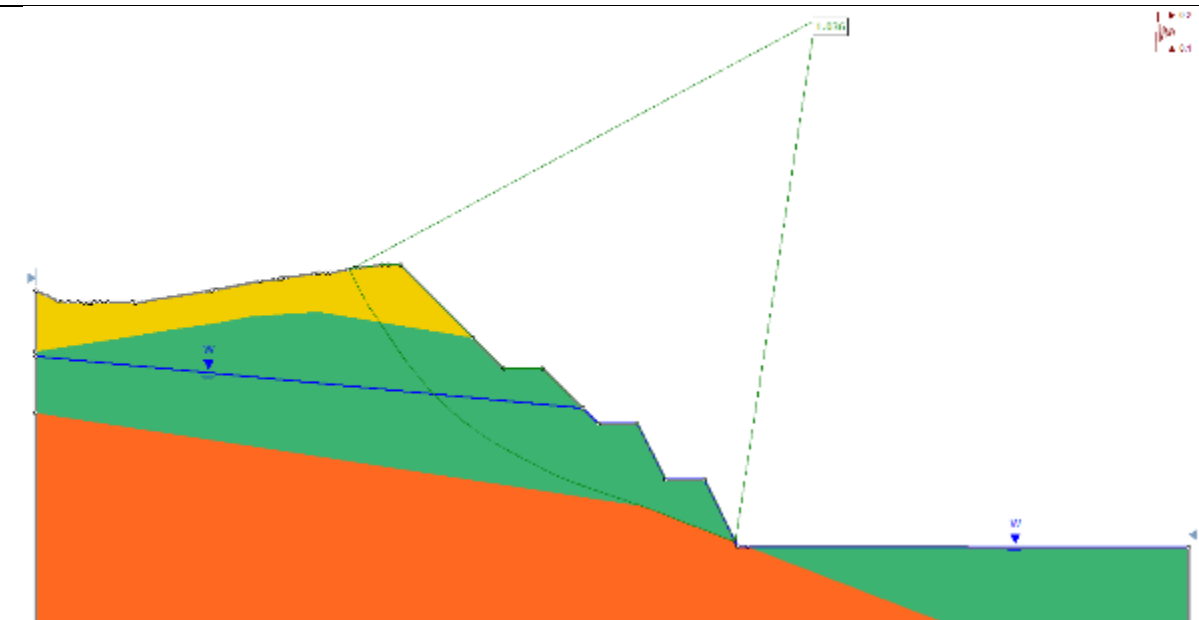
Perfil 1-1 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v+ , sin la inclusión de sostenimiento, método de Spencer



Perfil 1-1 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v+ , sin la inclusión de sostenimiento, método de Morgenstern-Price

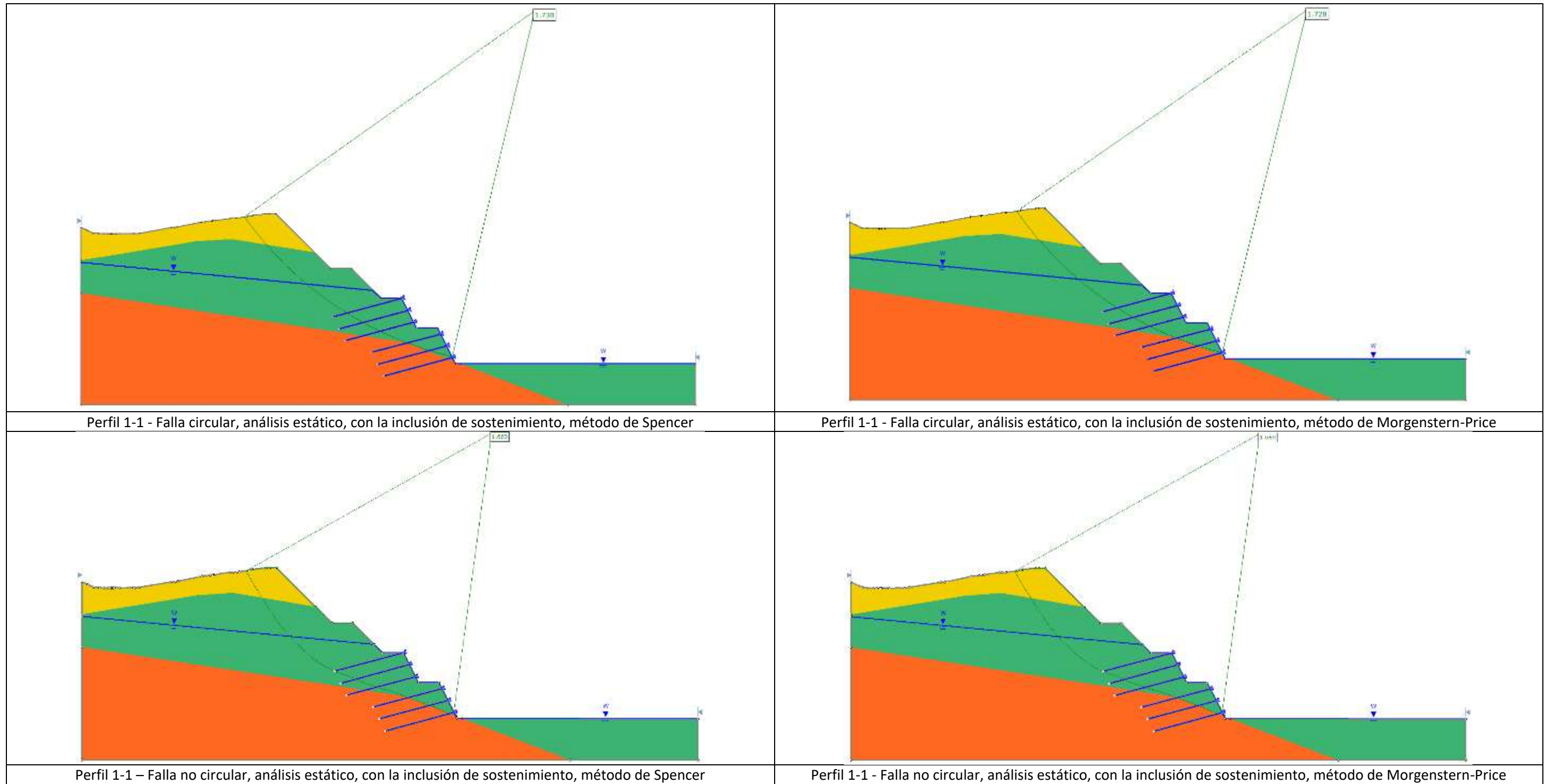


Perfil 1-1 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v- , sin la inclusión de sostenimiento, método de Spencer



Perfil 1-1 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v- , sin la inclusión de sostenimiento, método de Morgenstern-Price

Perfil de análisis 1-1 con la inclusión de refuerzo sobre los taludes

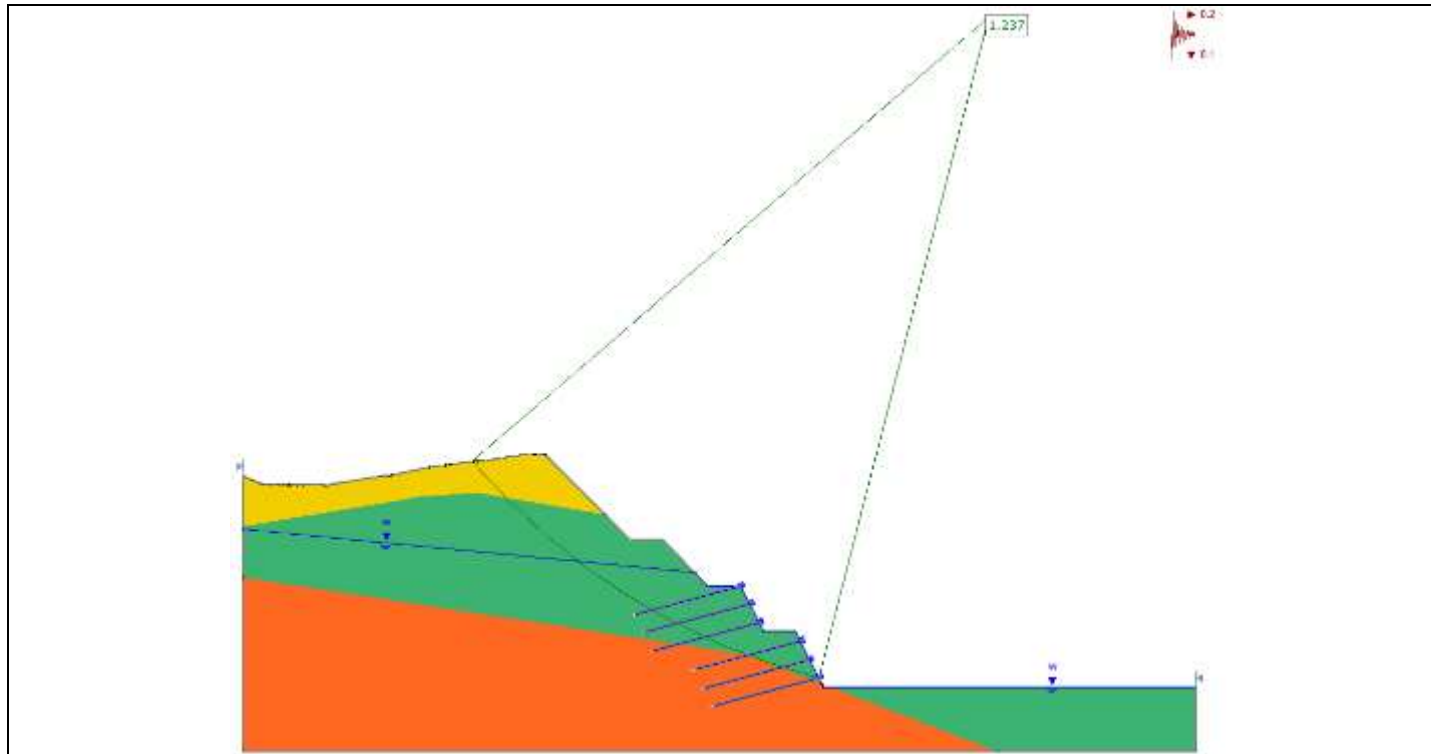


Perfil 1-1 - Falla circular, análisis estático, con la inclusión de sostenimiento, método de Spencer

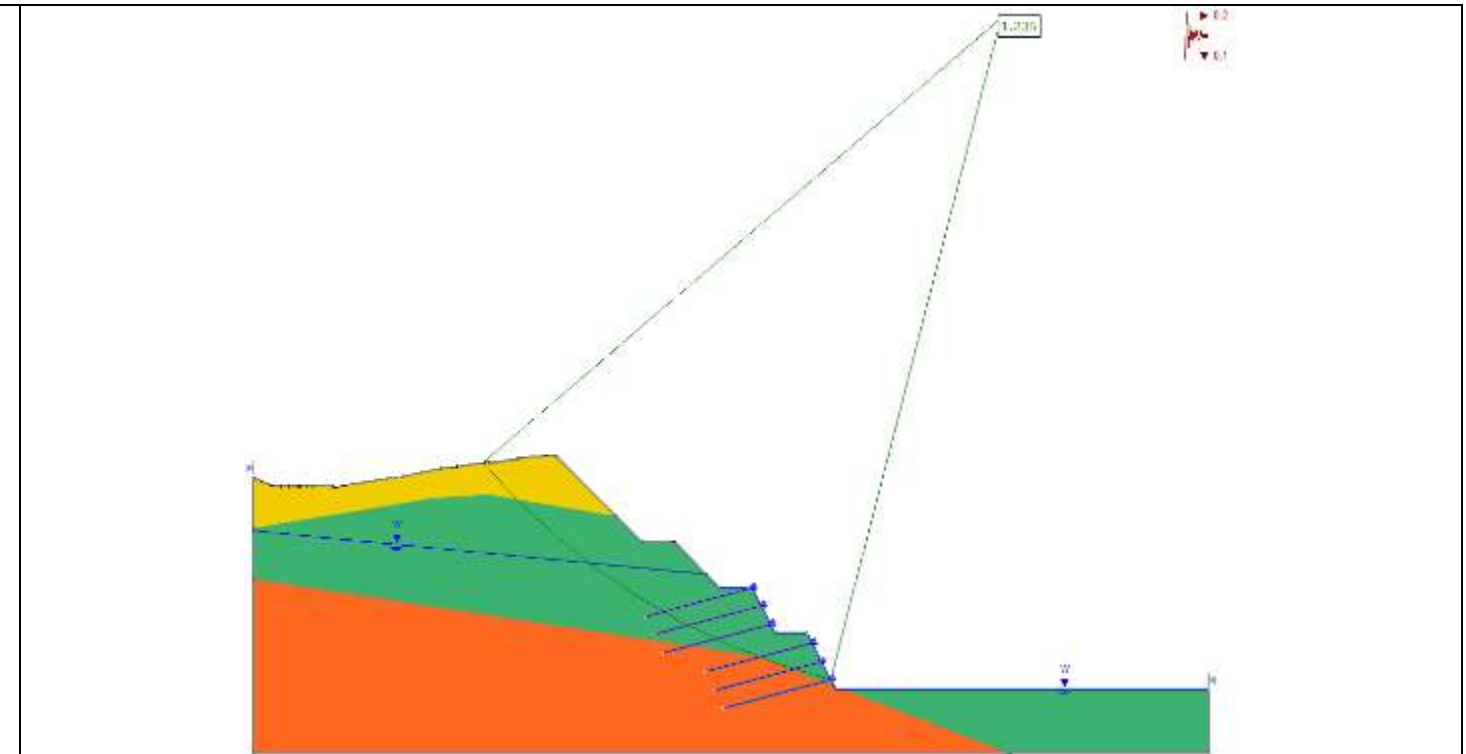
Perfil 1-1 - Falla circular, análisis estático, con la inclusión de sostenimiento, método de Morgenstern-Price

Perfil 1-1 - Falla no circular, análisis estático, con la inclusión de sostenimiento, método de Spencer

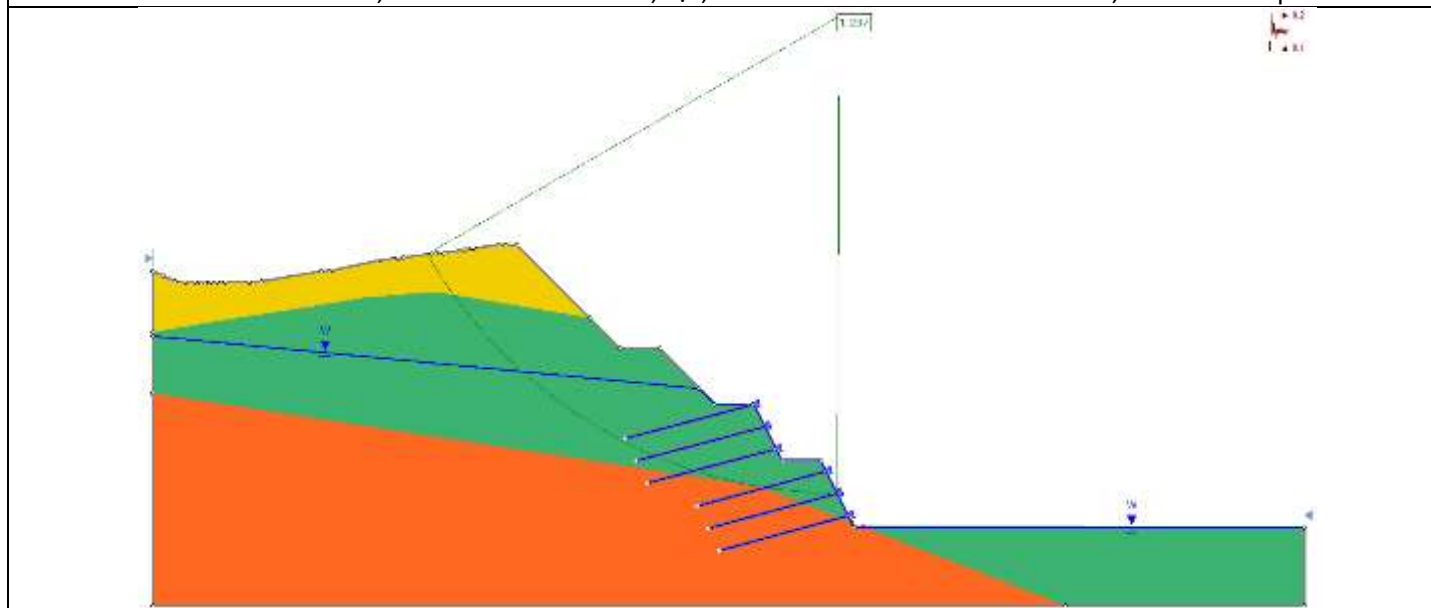
Perfil 1-1 - Falla no circular, análisis estático, con la inclusión de sostenimiento, método de Morgenstern-Price



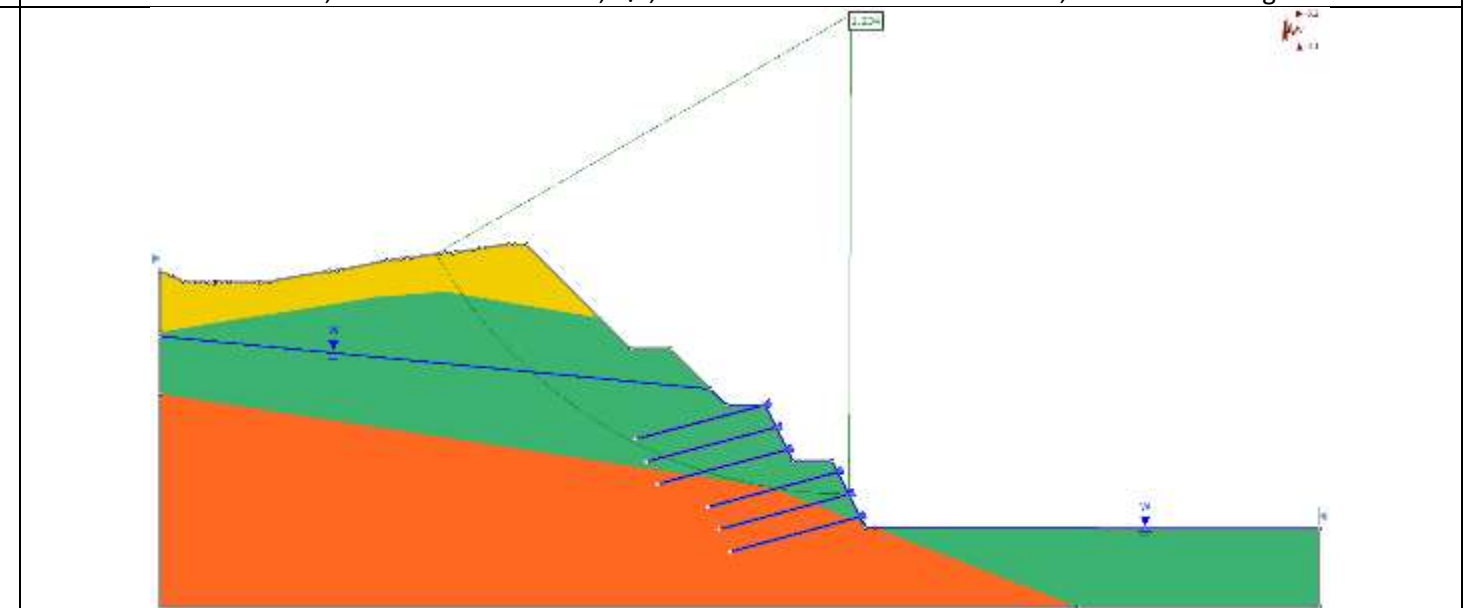
Perfil 1-1 - Falla circular, análisis seudoestático, k_{v+} , con la inclusión de sostenimiento, método de Spencer



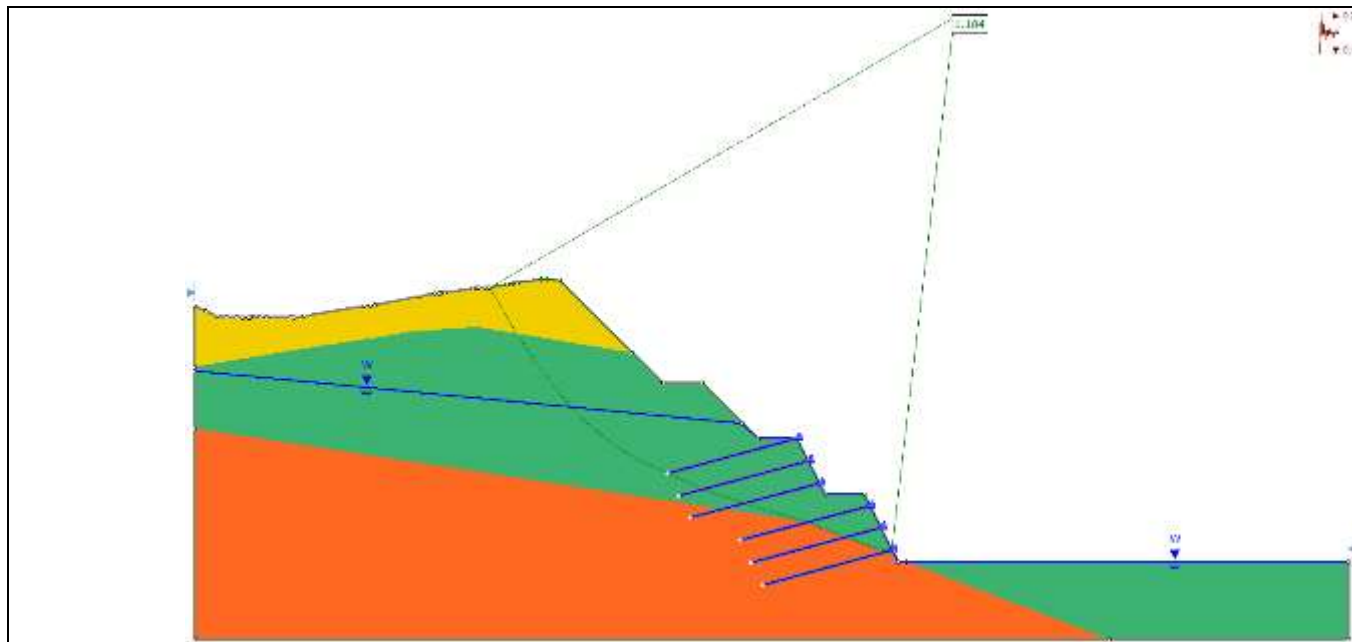
Perfil 1-1 - Falla circular, análisis seudoestático, k_{v+} , con la inclusión de sostenimiento, método de Morgenstern-Price



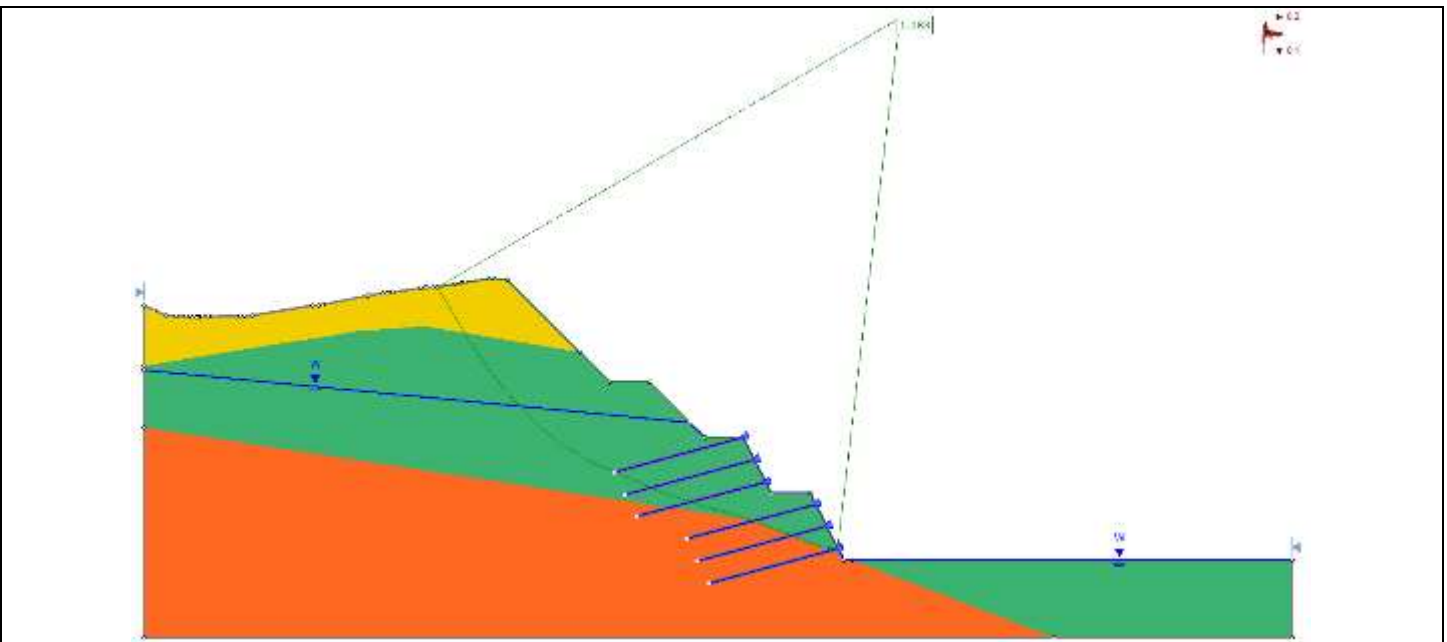
Perfil 1-1 - Falla circular, análisis seudoestático, k_{v-} , con la inclusión de sostenimiento, método de Spencer



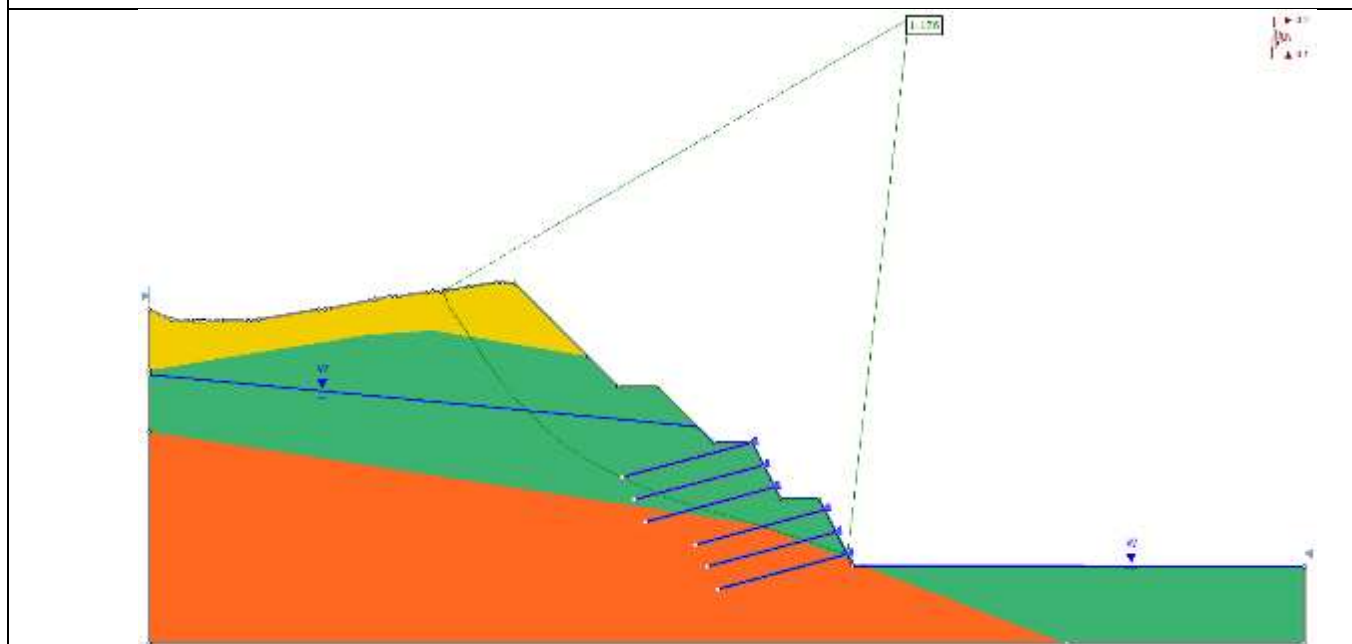
Perfil 1-1 - Falla circular, análisis seudoestático, k_{v-} , con la inclusión de sostenimiento, método de Morgenstern-Price



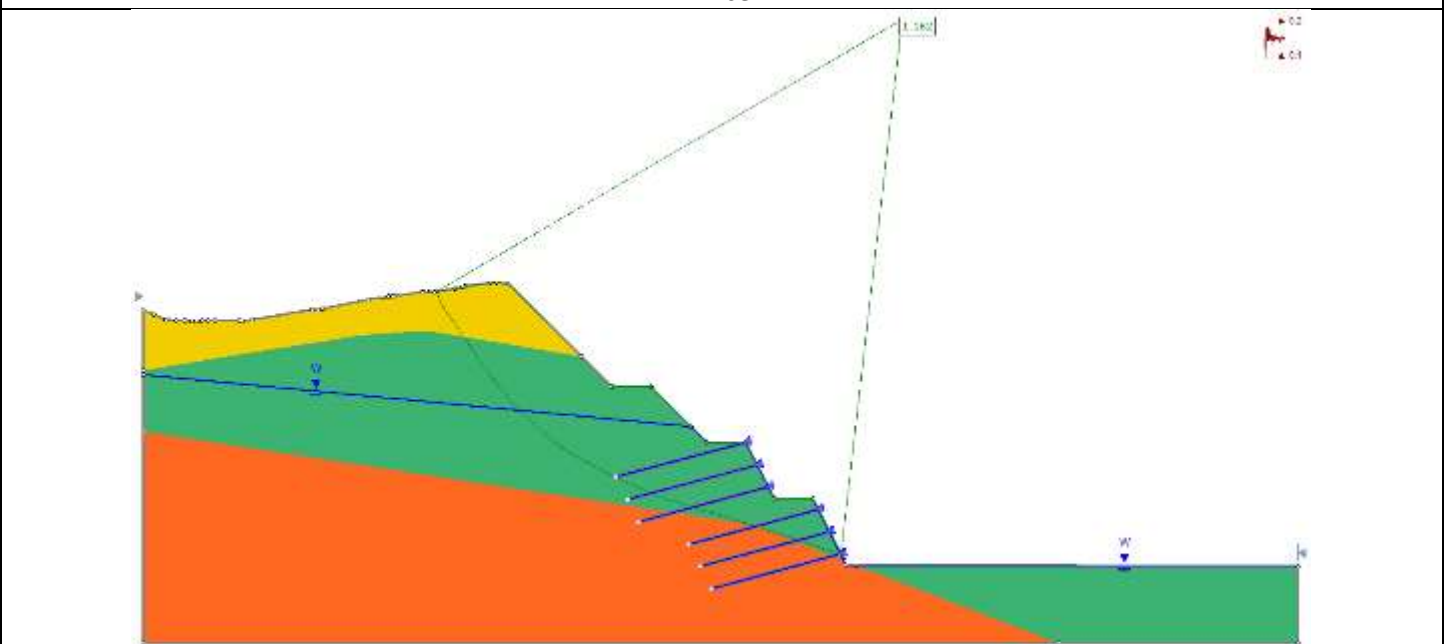
Perfil 1-1 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v+ , sin la inclusión de sostenimiento, método de Spencer



Perfil 1-1 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v+ , sin la inclusión de sostenimiento, método de Morgenstern-Price

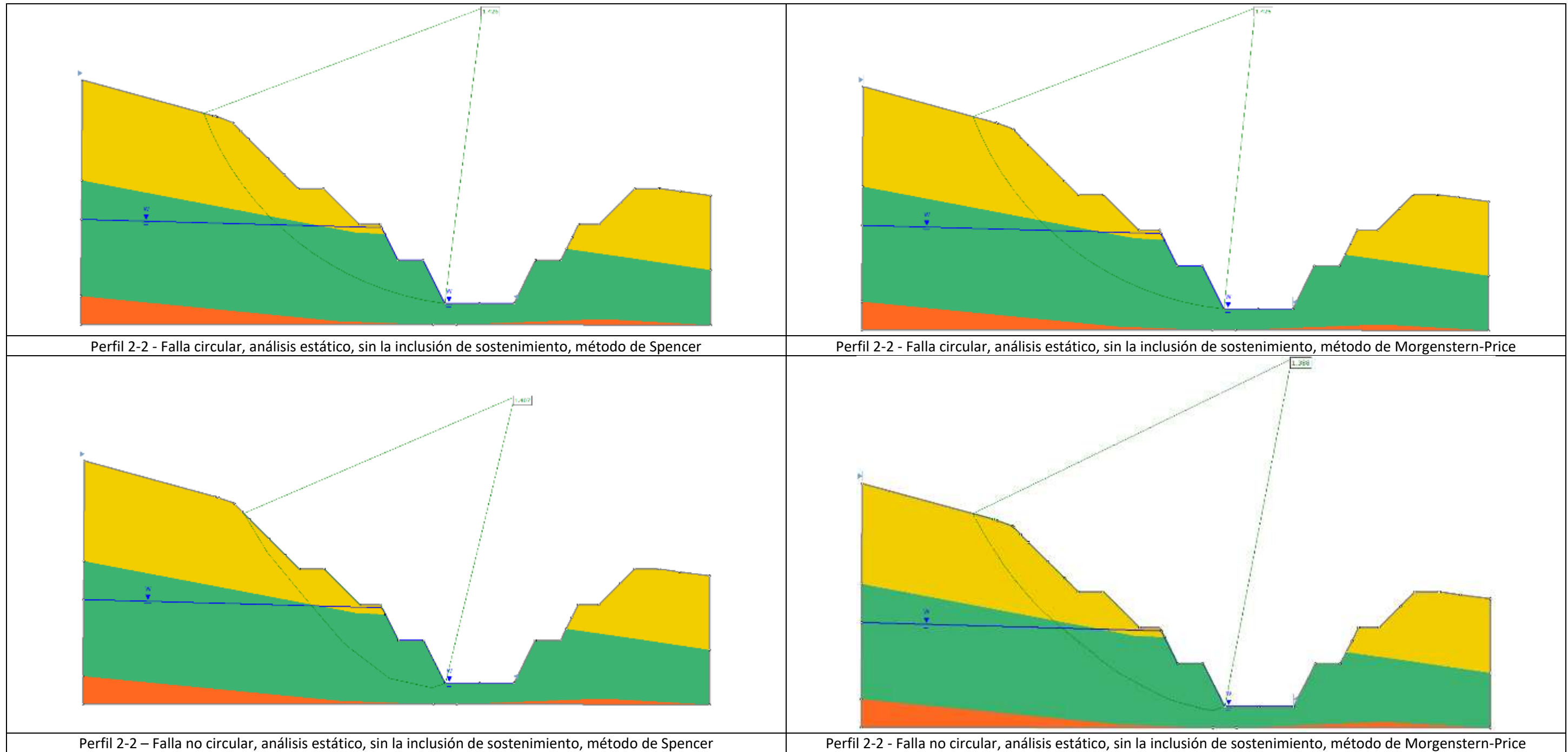


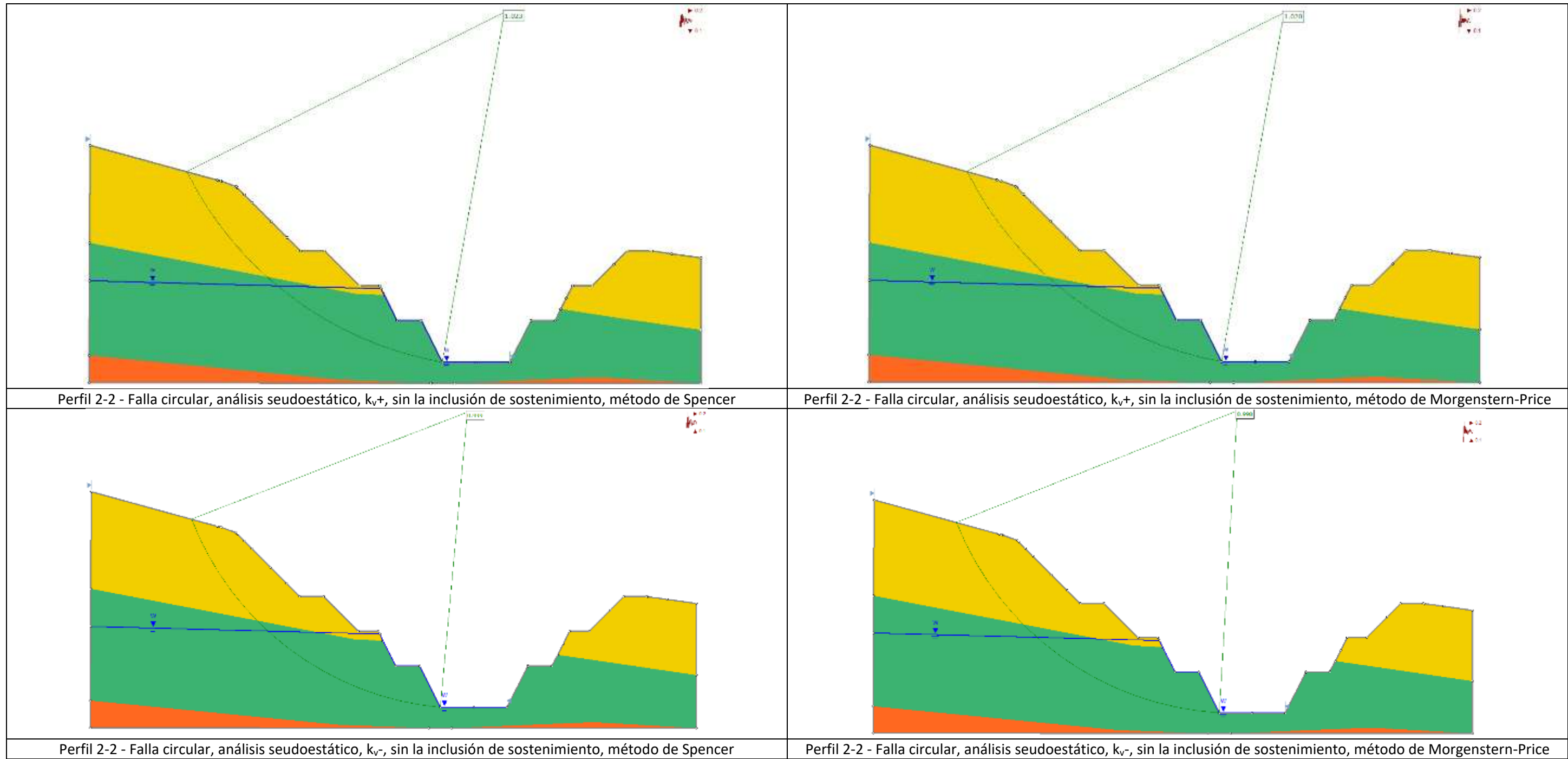
Perfil 1-1 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v- , con la inclusión de sostenimiento, método de Spencer

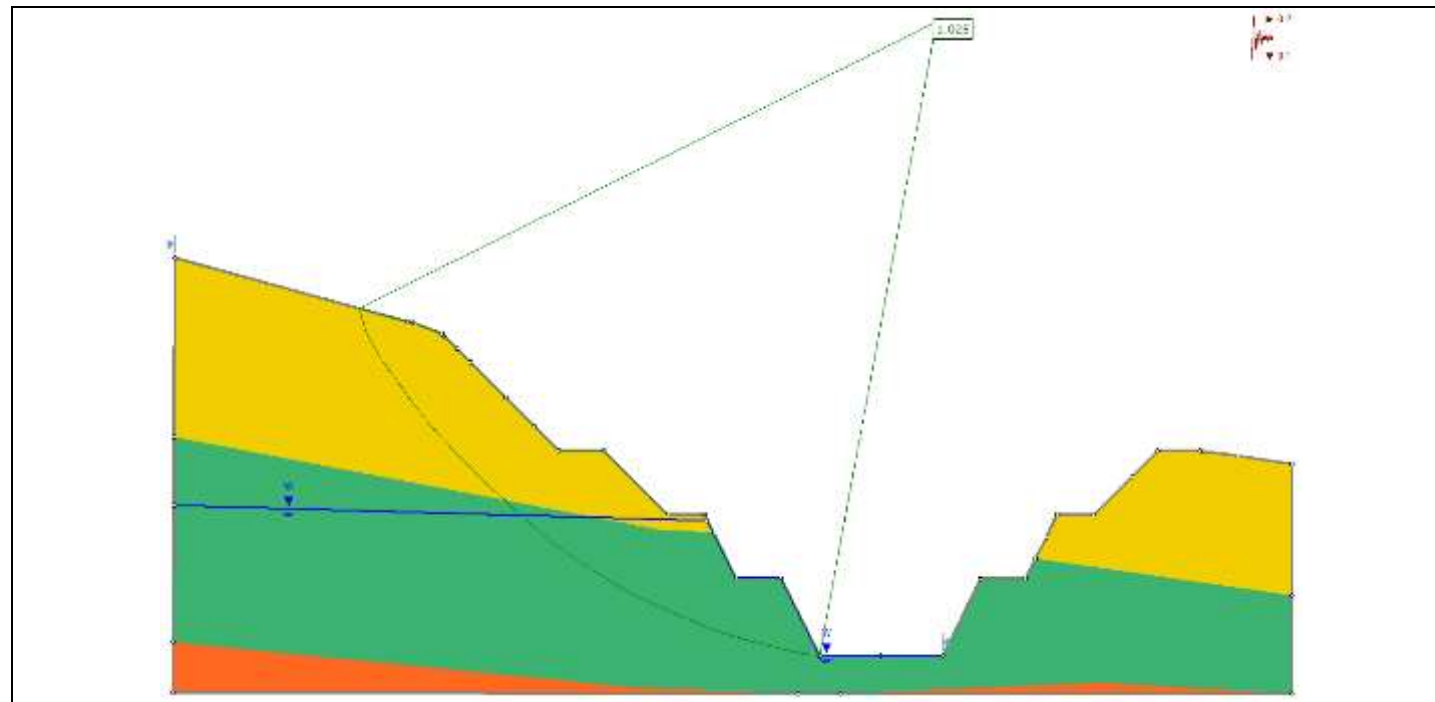


Perfil 1-1 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v- , con la inclusión de sostenimiento, método de Morgenstern-Price

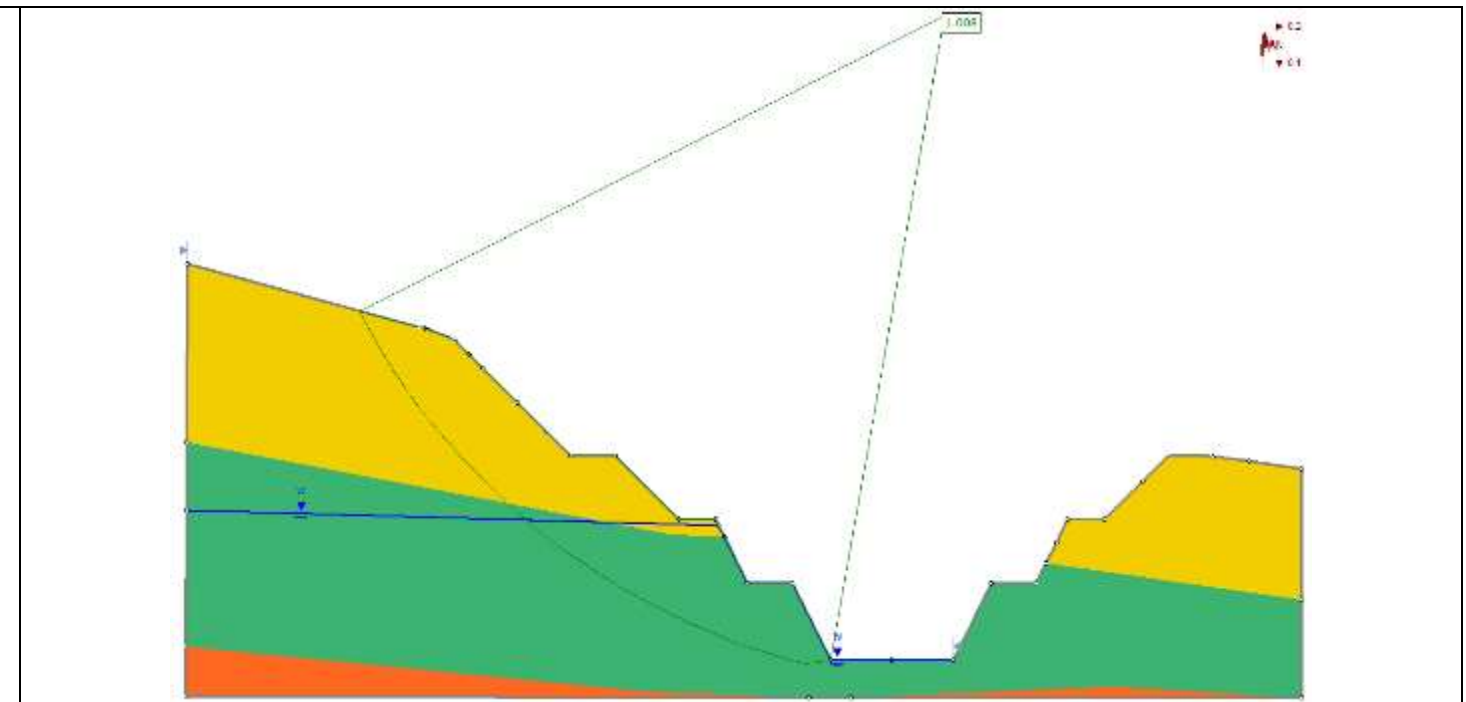
Perfil de análisis 2-2 sin la inclusión de refuerzo sobre los taludes



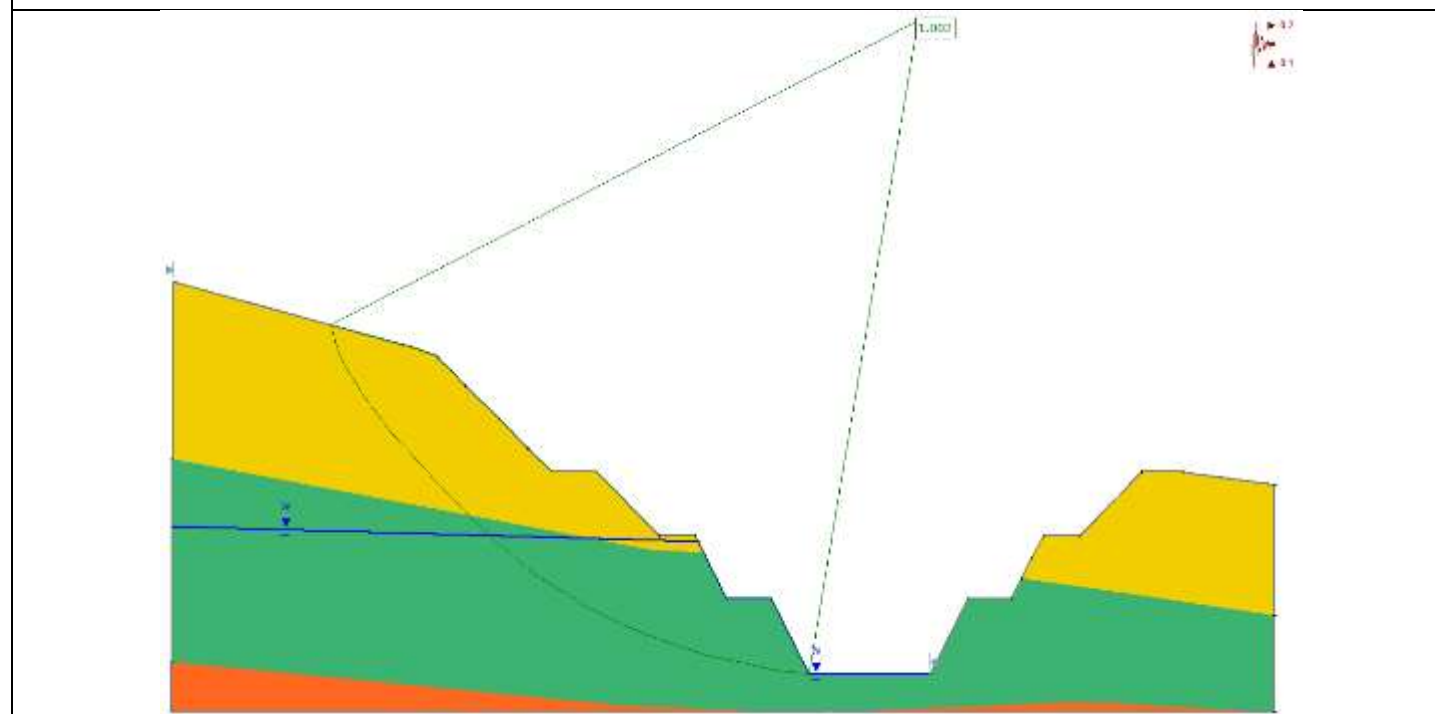




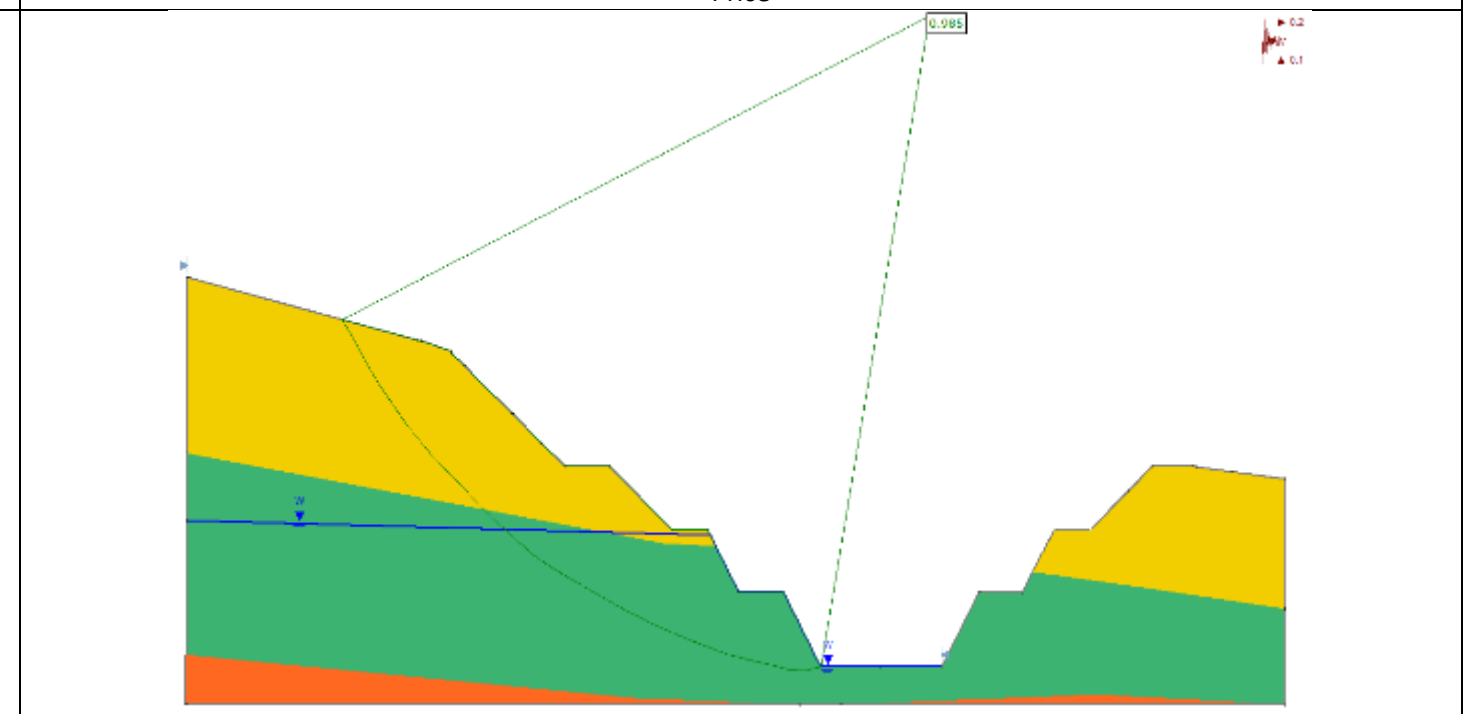
Perfil 2-2 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v+ , sin la inclusión de sostenimiento, método de Spencer



Perfil 2-2 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v+ , sin la inclusión de sostenimiento, método de Morgenstern-Price

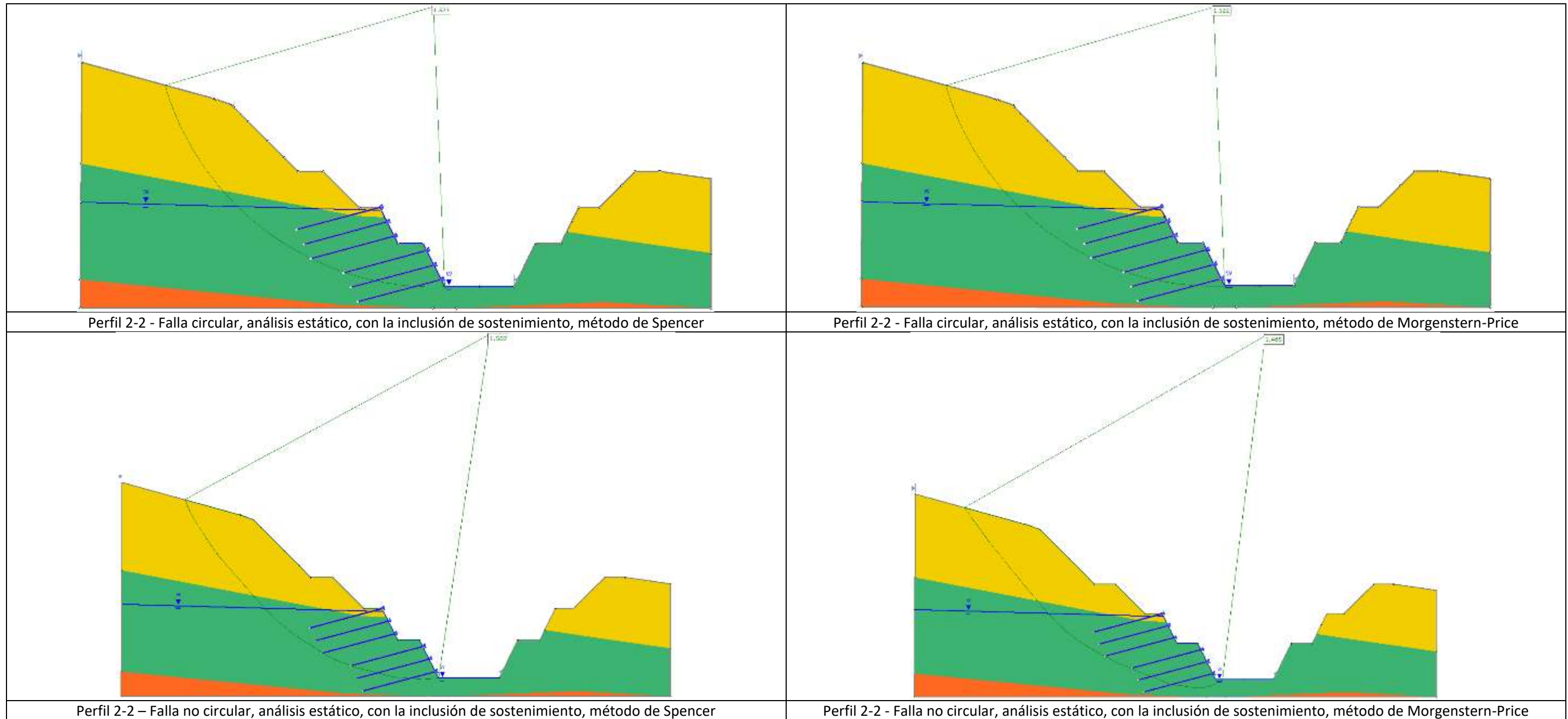


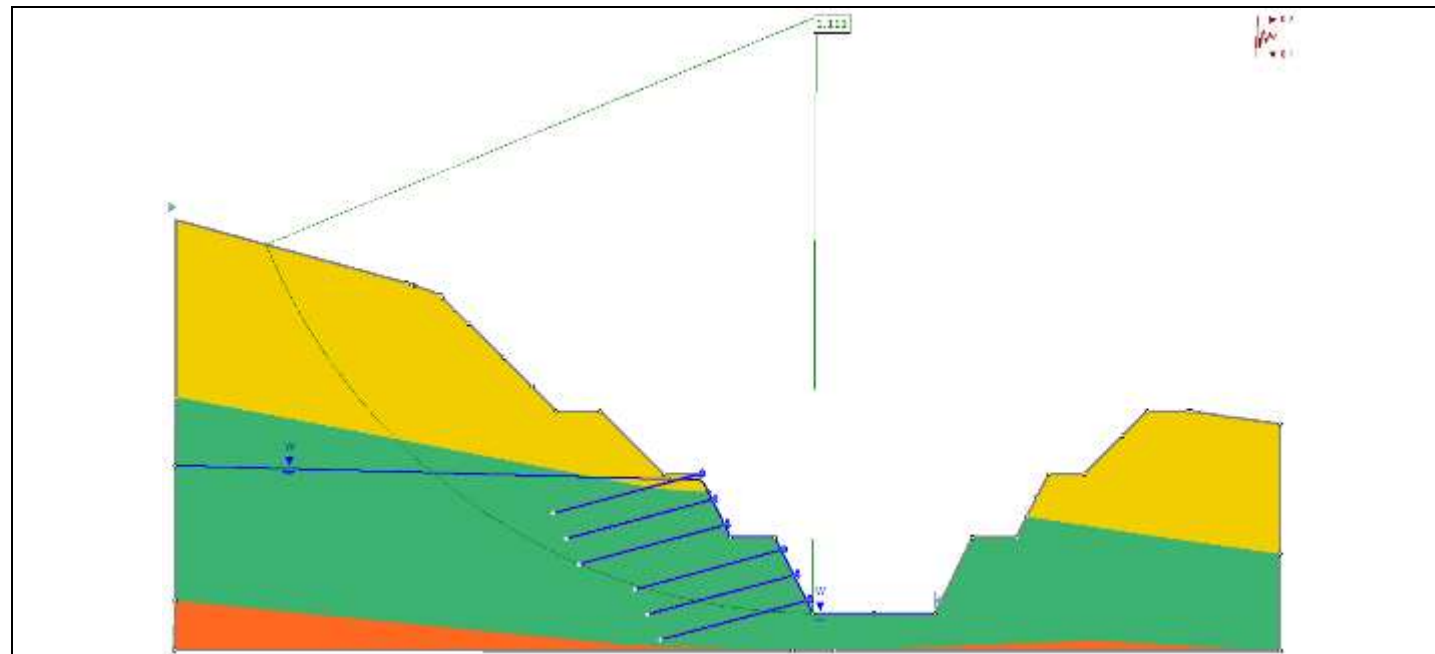
Perfil 2-2 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v- , sin la inclusión de sostenimiento, método de Spencer



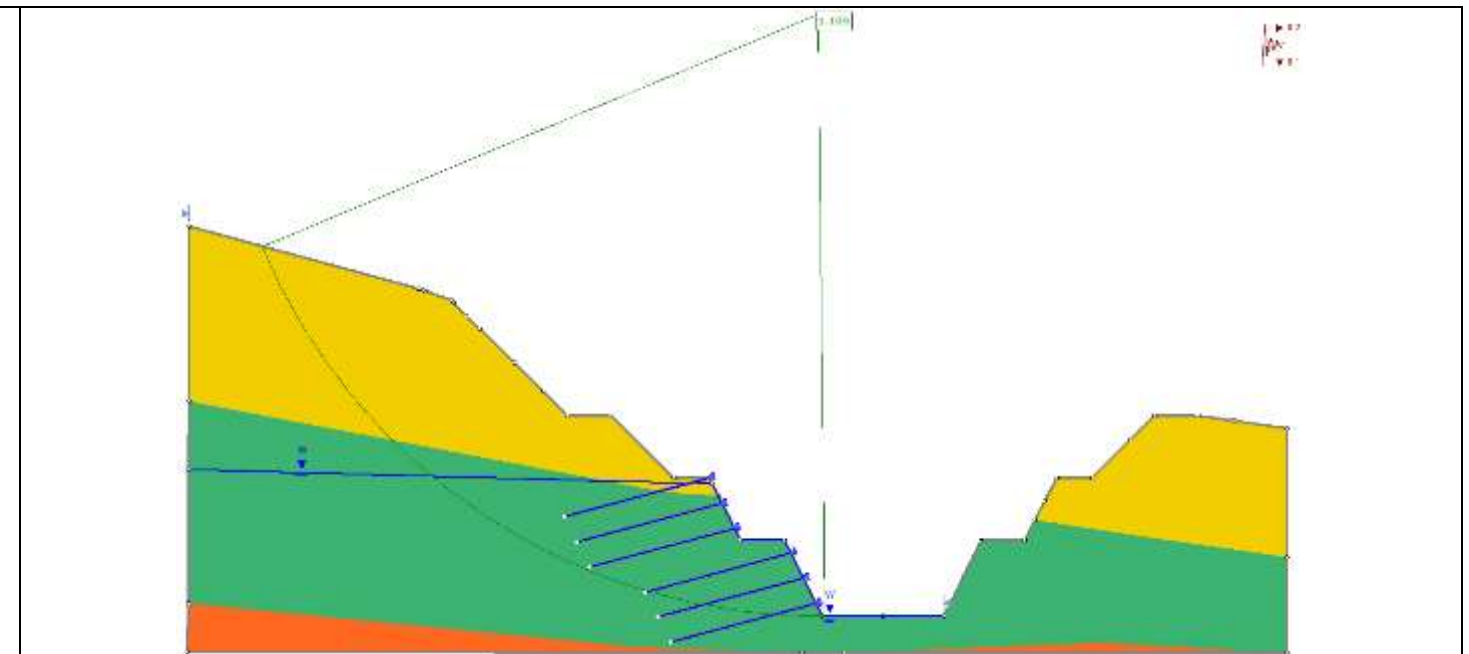
Perfil 2-2 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v- , sin la inclusión de sostenimiento, método de Morgenstern-Price

Perfil de análisis 2-2 con la inclusión de refuerzo sobre los taludes

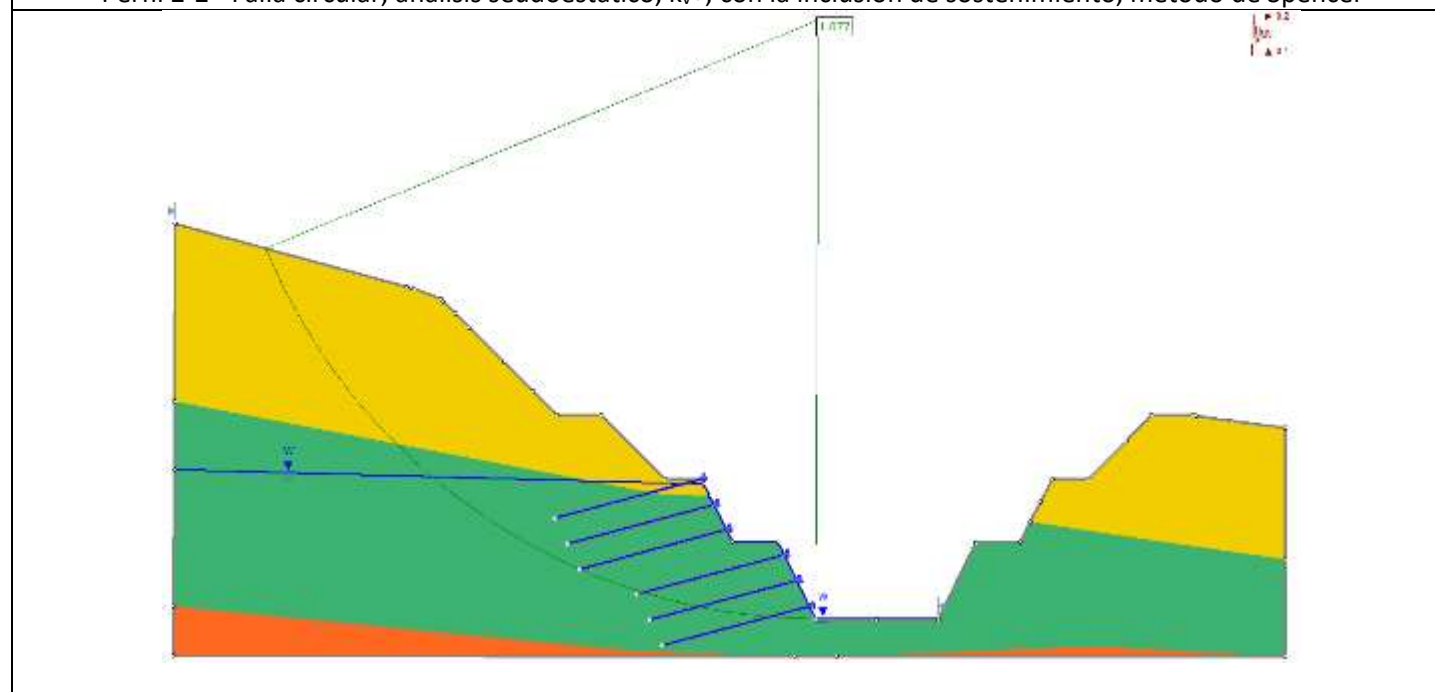




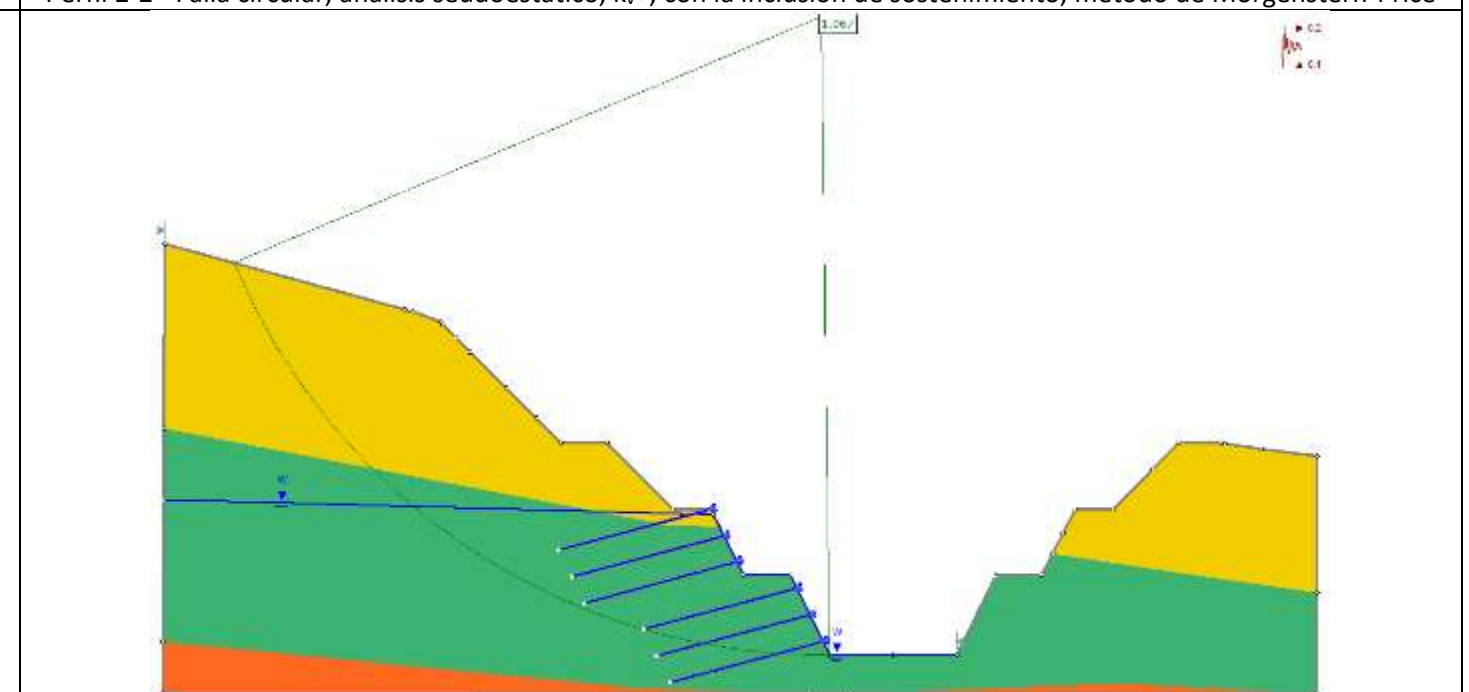
Perfil 2-2 - Falla circular, análisis seudoestático, k_{v+} , con la inclusión de sostenimiento, método de Spencer



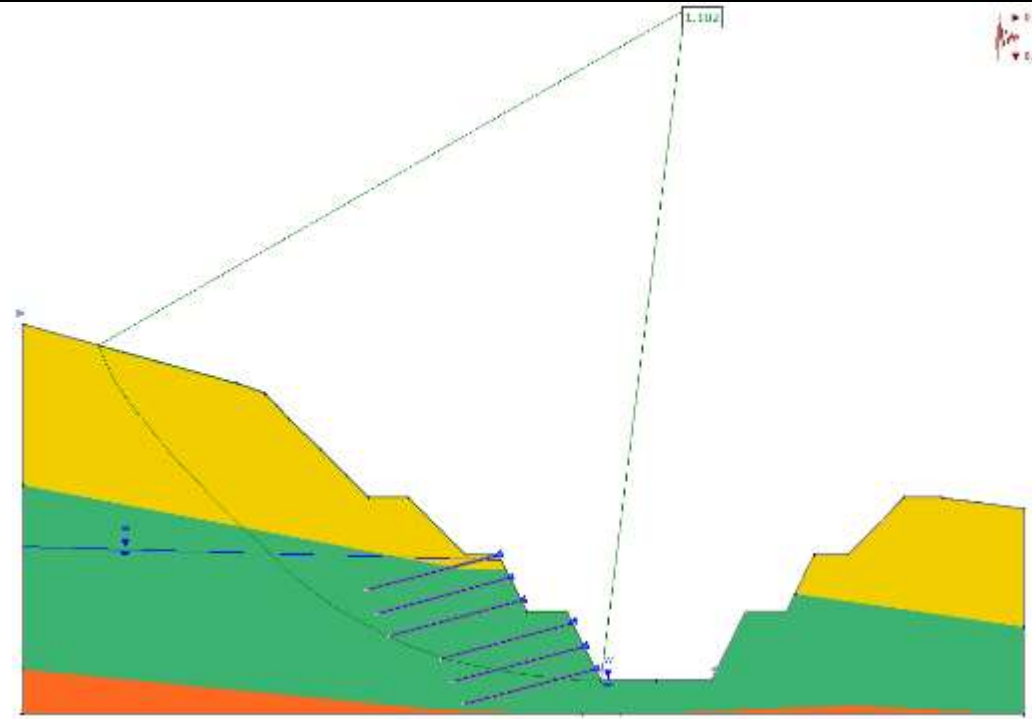
Perfil 2-2 - Falla circular, análisis seudoestático, k_{v+} , con la inclusión de sostenimiento, método de Morgenstern-Price



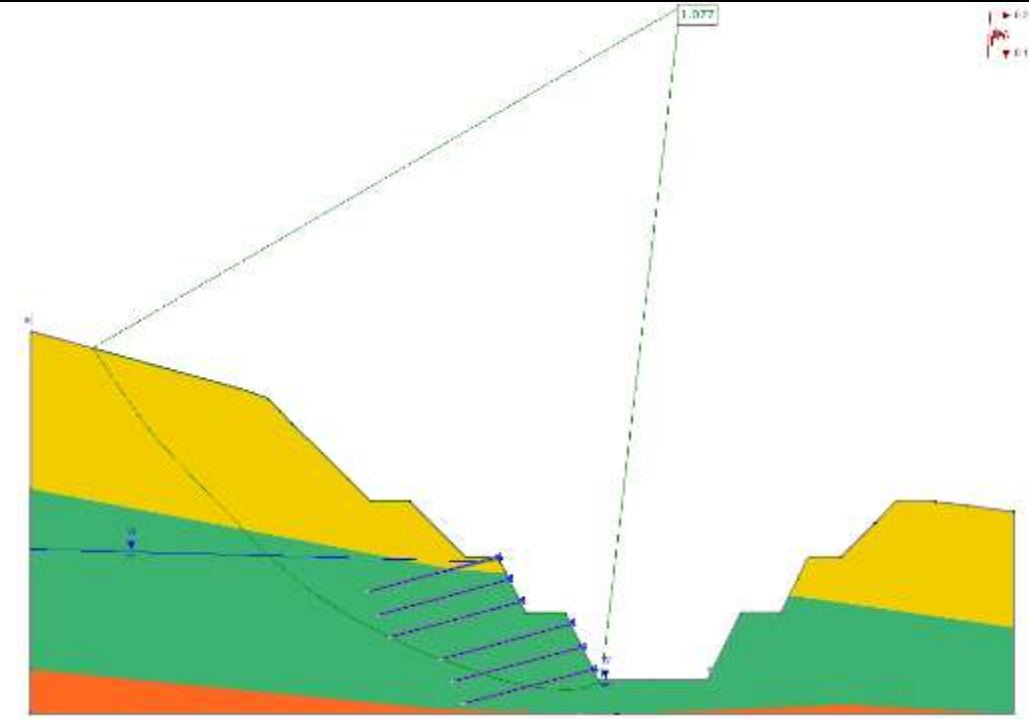
Perfil 2-2 - Falla circular, análisis seudoestático, k_{v-} , con la inclusión de sostenimiento, método de Spencer



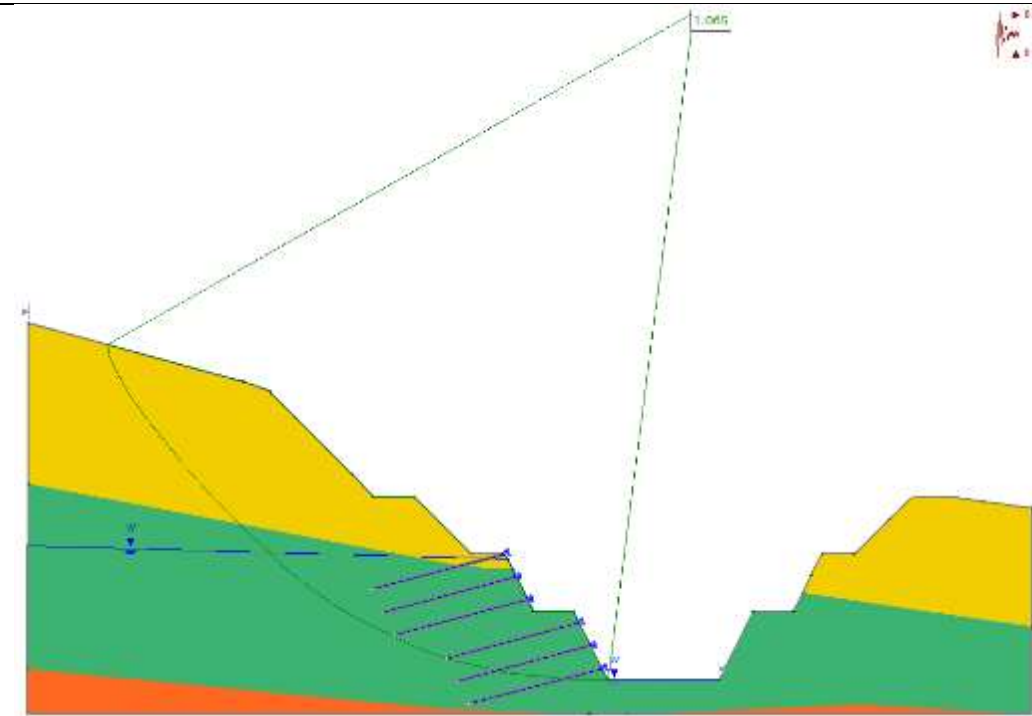
Perfil 2-2 - Falla circular, análisis seudoestático, k_{v-} , con la inclusión de sostenimiento, método de Morgenstern-Price



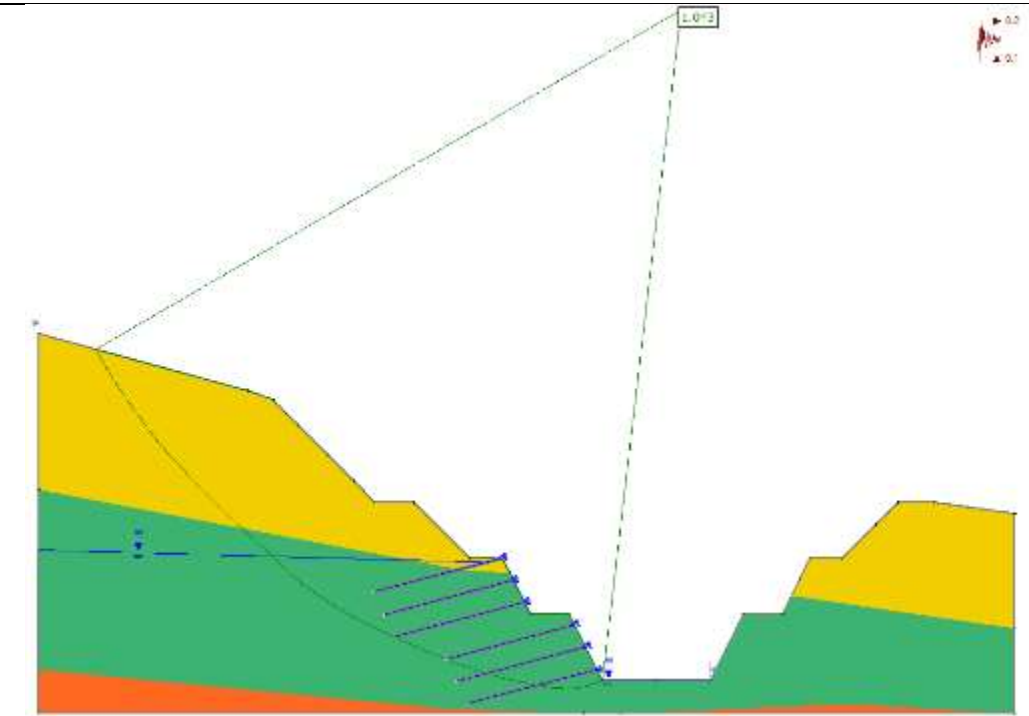
Perfil 2-2 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v+ , con la inclusión de sostenimiento, método de Spencer



Perfil 2-2 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v+ , con la inclusión de sostenimiento, método de Morgenstern-Price

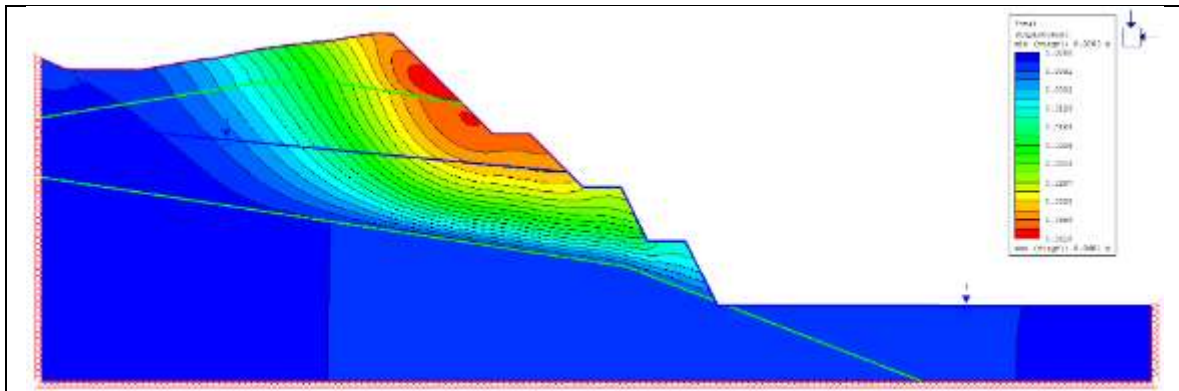


Perfil 2-2 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v- , con la inclusión de sostenimiento, método de Spencer

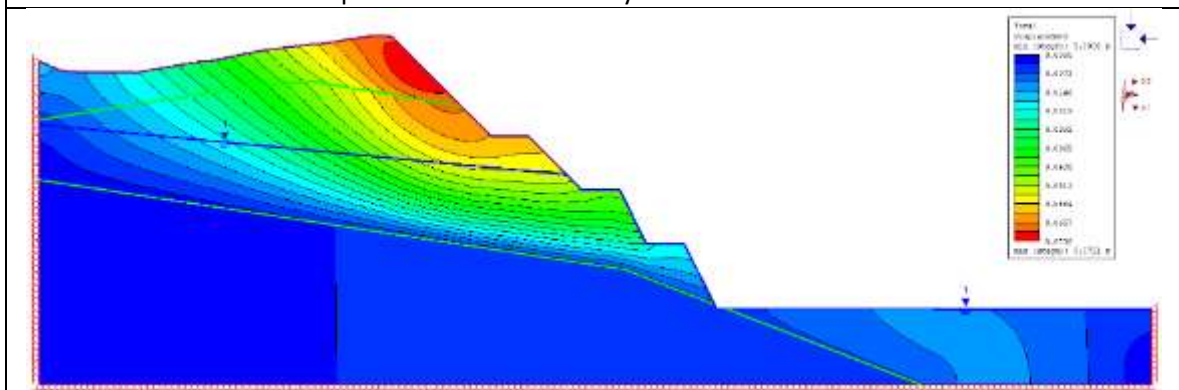


Perfil 2-2 - Falla no circular, análisis seudoestático, k_v- , con la inclusión de sostenimiento, método de Morgenstern-Price

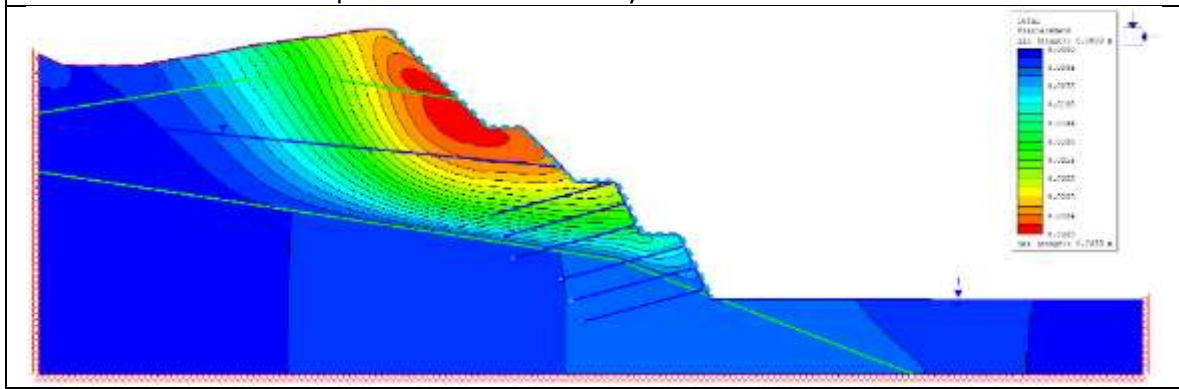
4.10.3 Salidas del análisis de esfuerzos y deformaciones

Perfil de análisis 1-1 deformaciones obtenidas

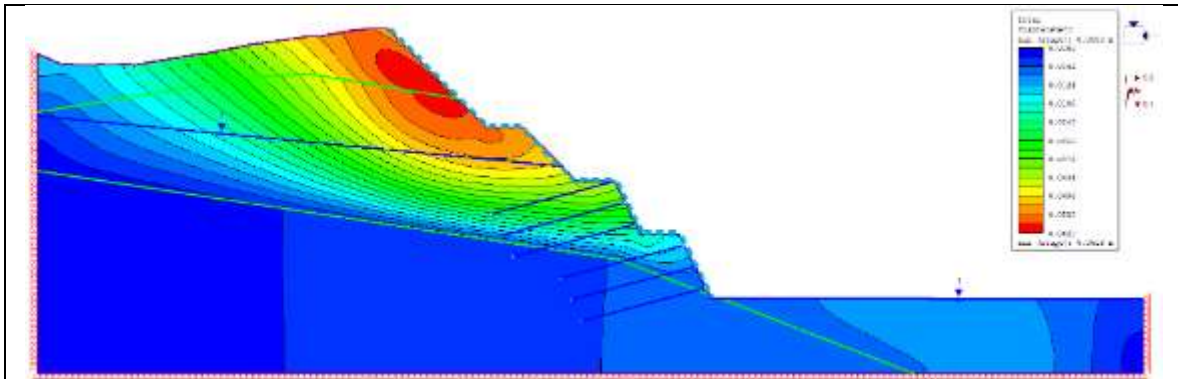
Perfil 1-1 – Desplazamientos sin sismo y sin la inclusión de sostenimiento



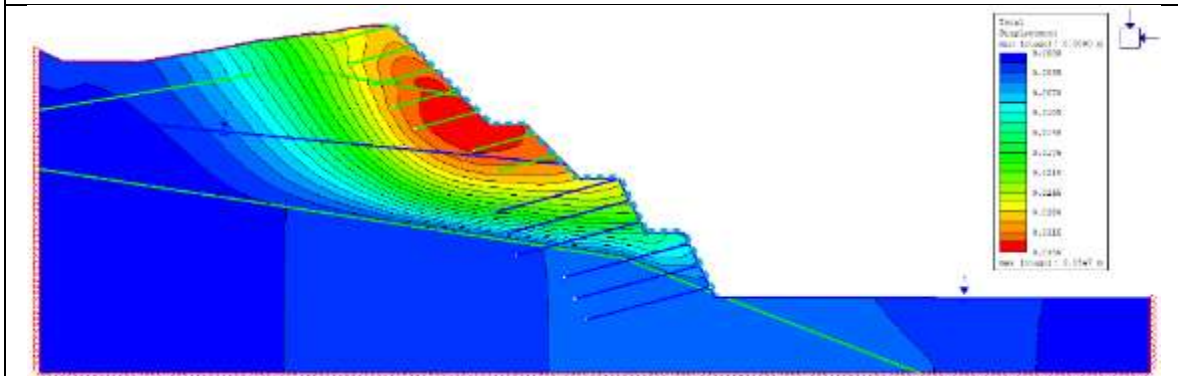
Perfil 1-1 – Desplazamientos con sismo y sin la inclusión de sostenimiento



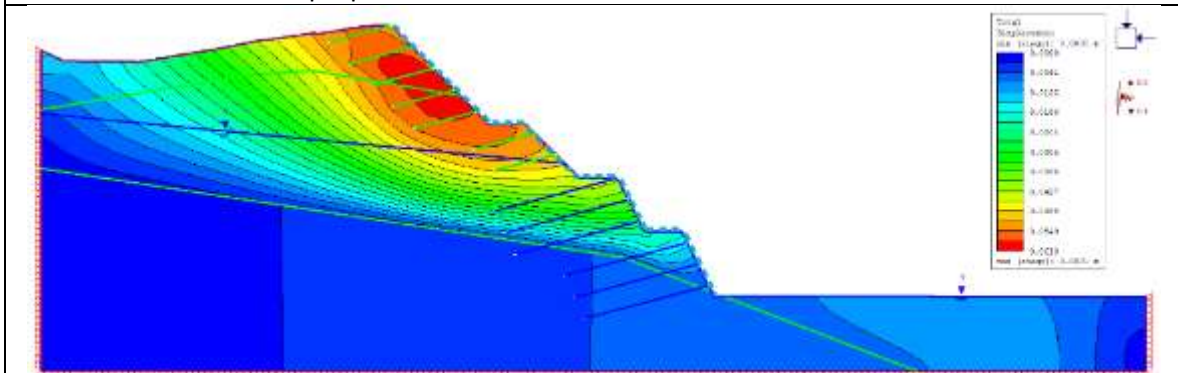
Perfil 1-1 – Desplazamientos sin sismo y con la inclusión de sostenimiento propuesto en el análisis de estabilidad realizado



Perfil 1-1 – Desplazamientos con sismo y con la inclusión de sostenimiento propuesto en el análisis de estabilidad realizado

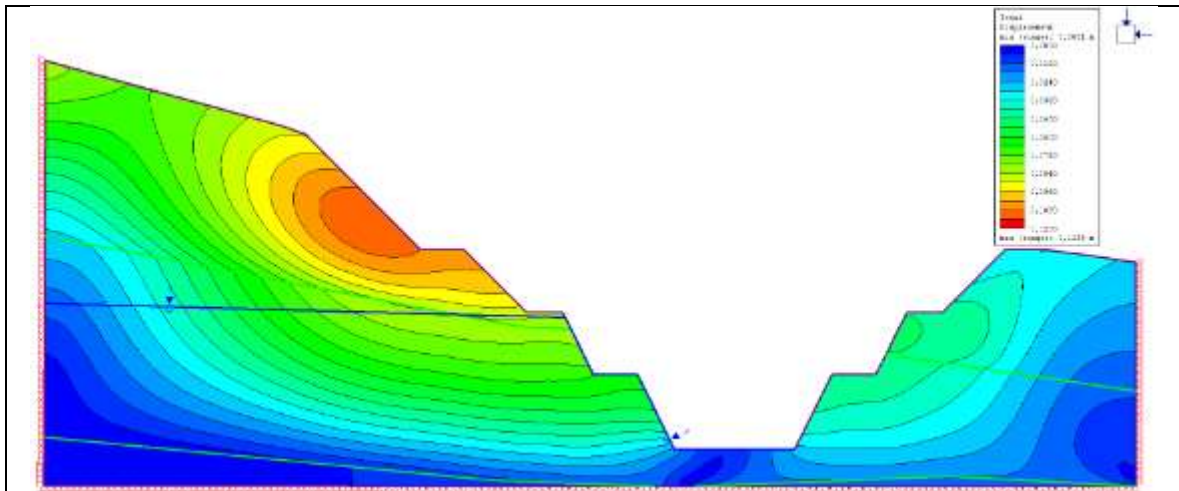


Perfil 1-1 – Desplazamientos sin sismo y con la inclusión de un sostenimiento más denso al propuesto en el análisis de estabilidad realizado

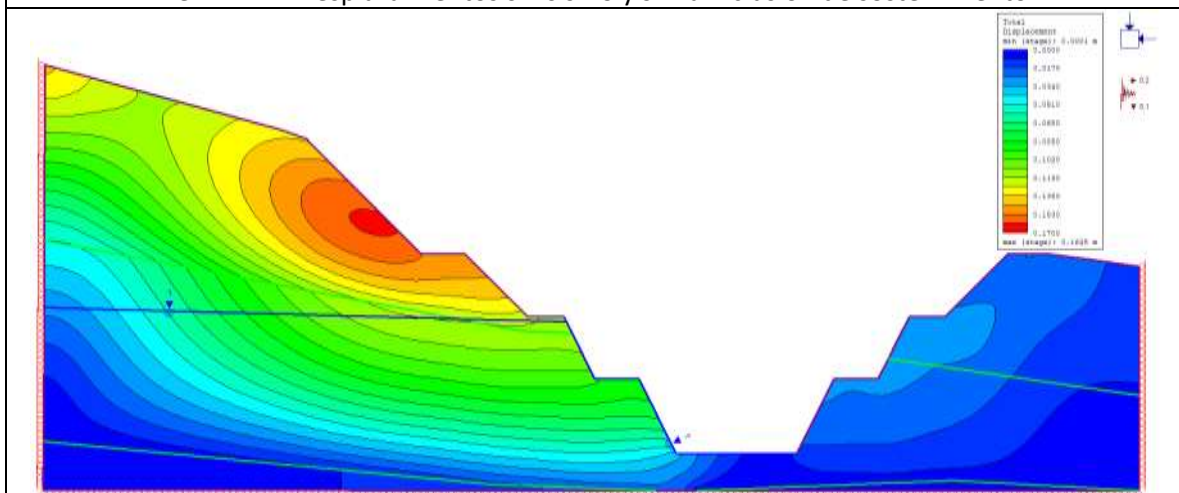


Perfil 1-1 – Desplazamientos con sismo y con la inclusión de un sostenimiento más denso al propuesto en el análisis de estabilidad realizado

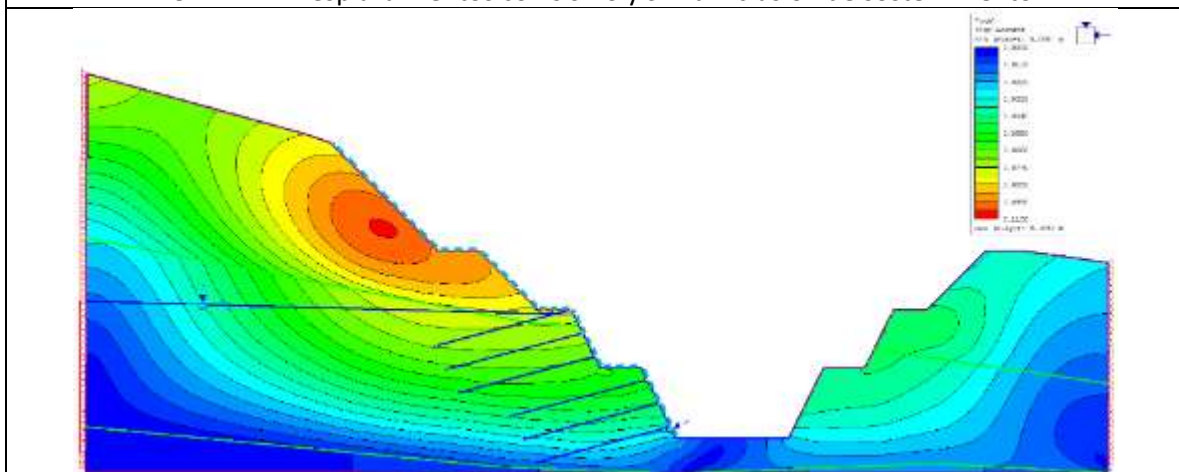
Perfil de análisis 2-2 deformaciones obtenidas



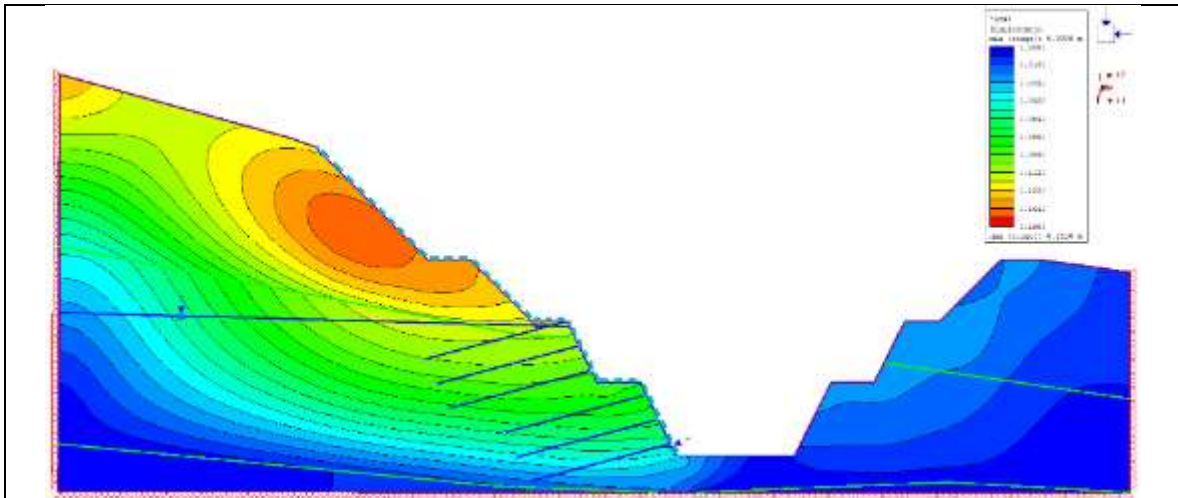
Perfil 2-2 – Desplazamientos sin sismo y sin la inclusión de sostenimiento



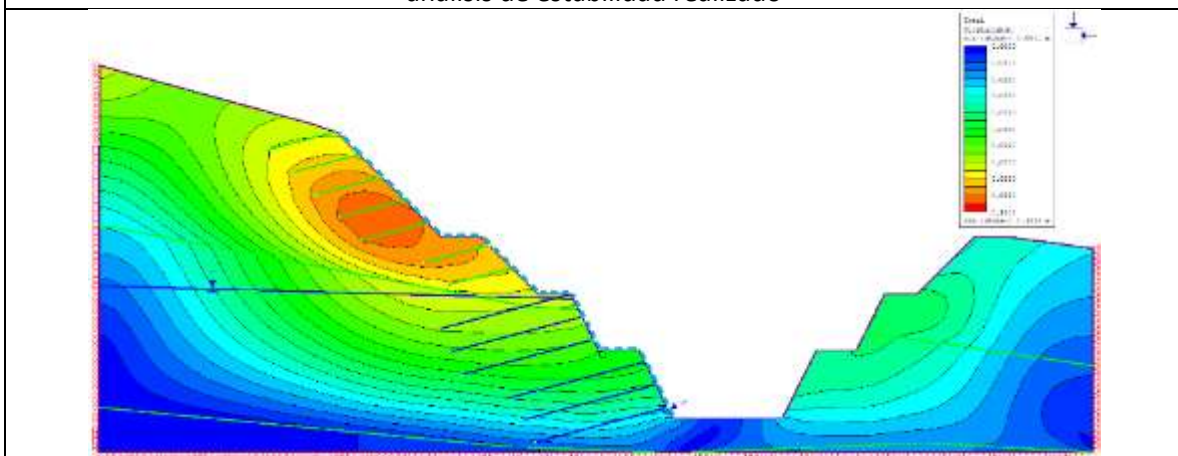
Perfil 2-2 – Desplazamientos con sismo y sin la inclusión de sostenimiento



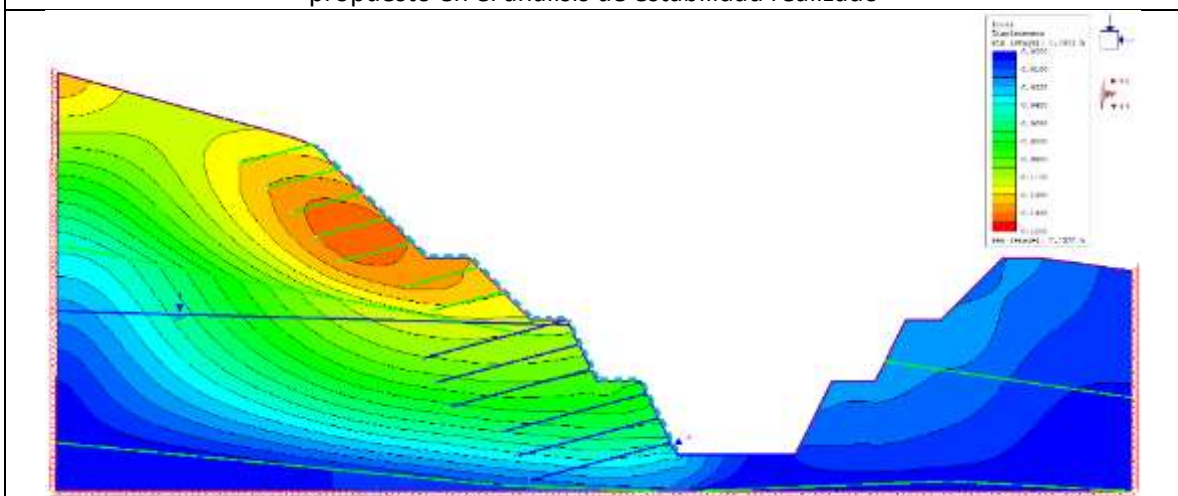
Perfil 2-2 – Desplazamientos sin sismo y con la inclusión de sostenimiento propuesto en el análisis de estabilidad realizado



Perfil 2-2 – Desplazamientos con sismo y con la inclusión de sostenimiento propuesto en el análisis de estabilidad realizado

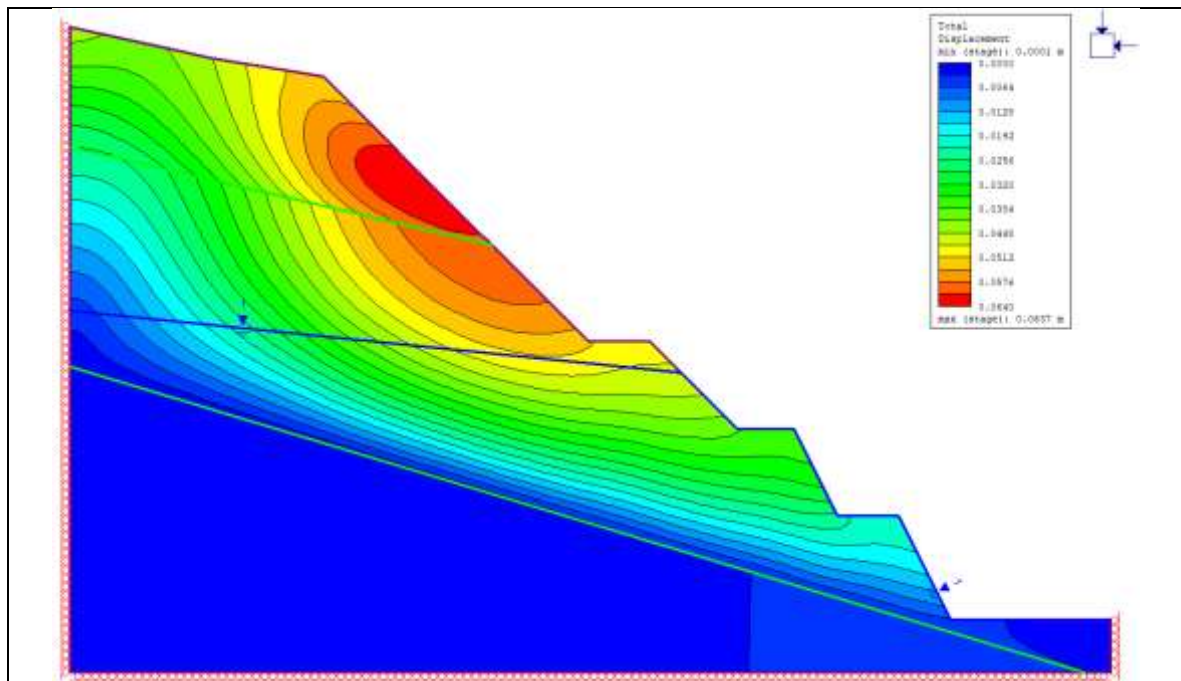


Perfil 2-2 – Desplazamientos sin sismo y con la inclusión de un sostenimiento más denso al propuesto en el análisis de estabilidad realizado

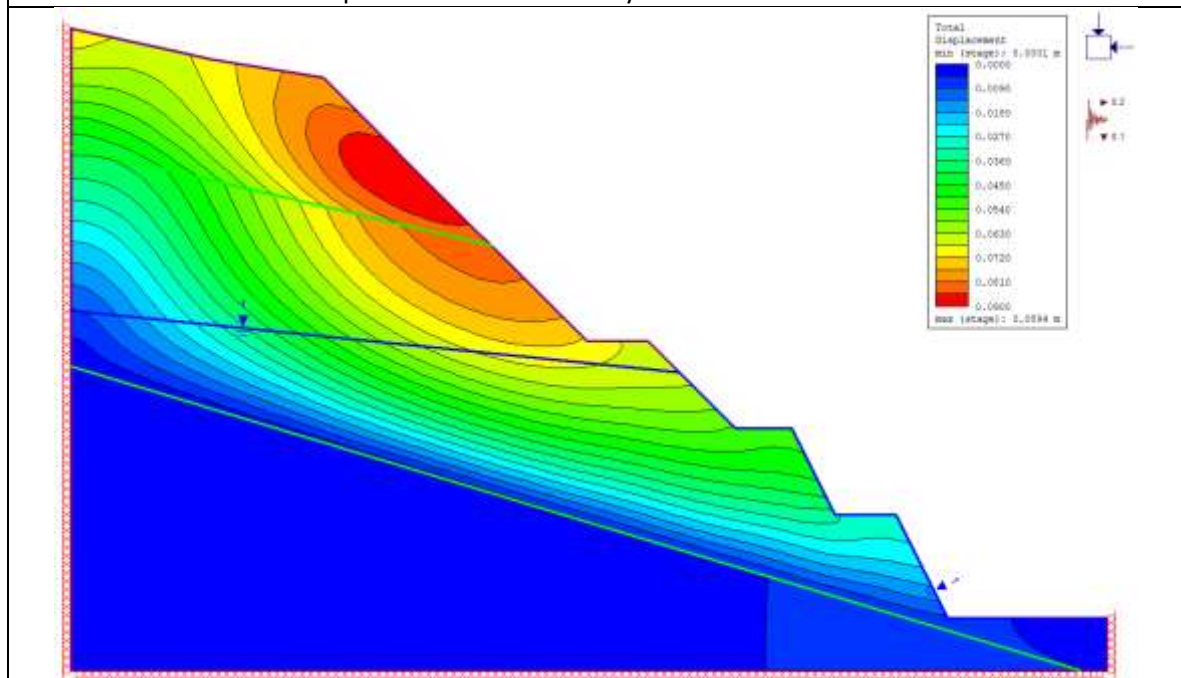


Perfil 2-2 – Desplazamientos con sismo y con la inclusión de un sostenimiento más denso al propuesto en el análisis de estabilidad realizado

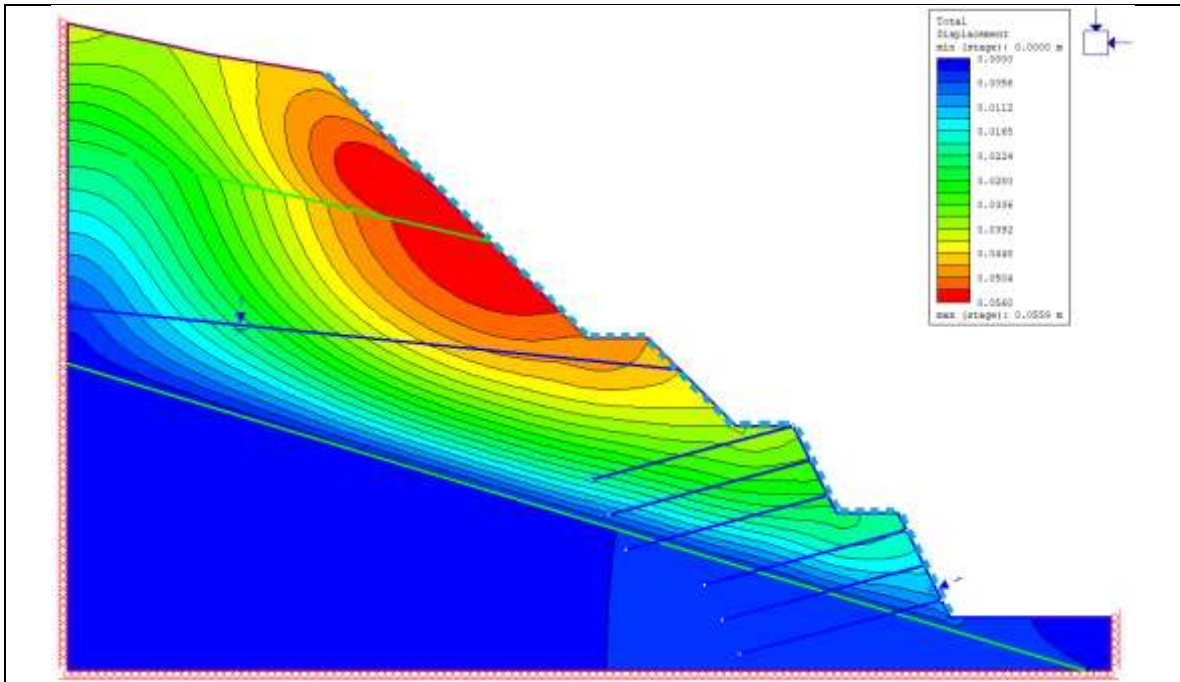
Perfil de análisis 3-3 deformaciones obtenidas



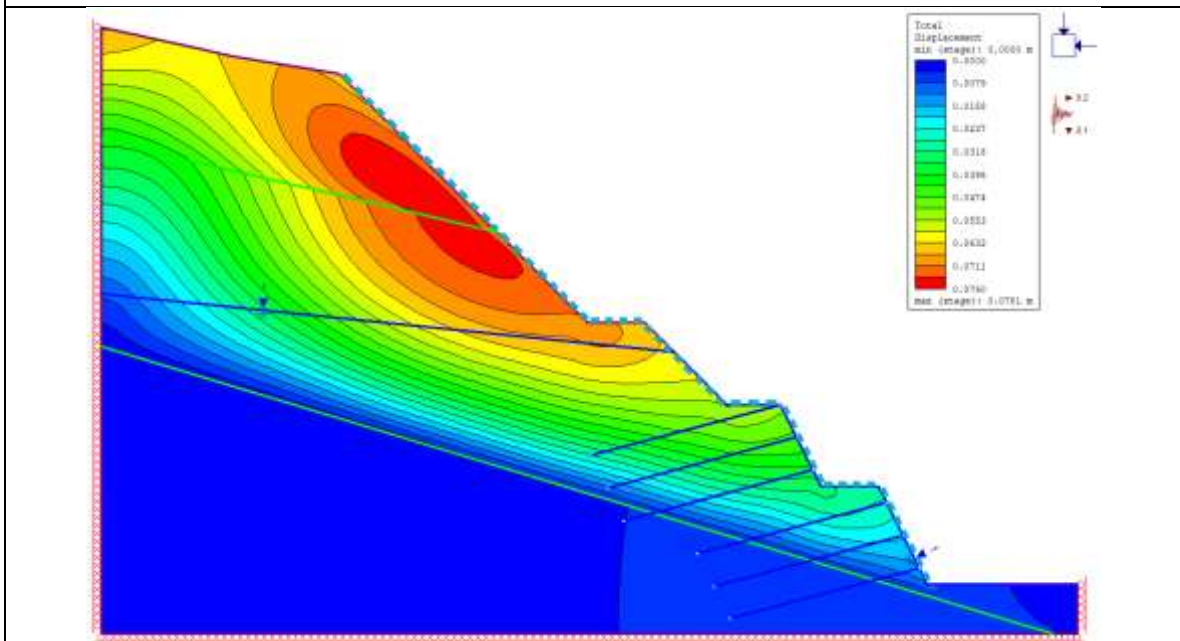
Perfil 3-3 – Desplazamientos sin sismo y sin la inclusión de sostenimiento



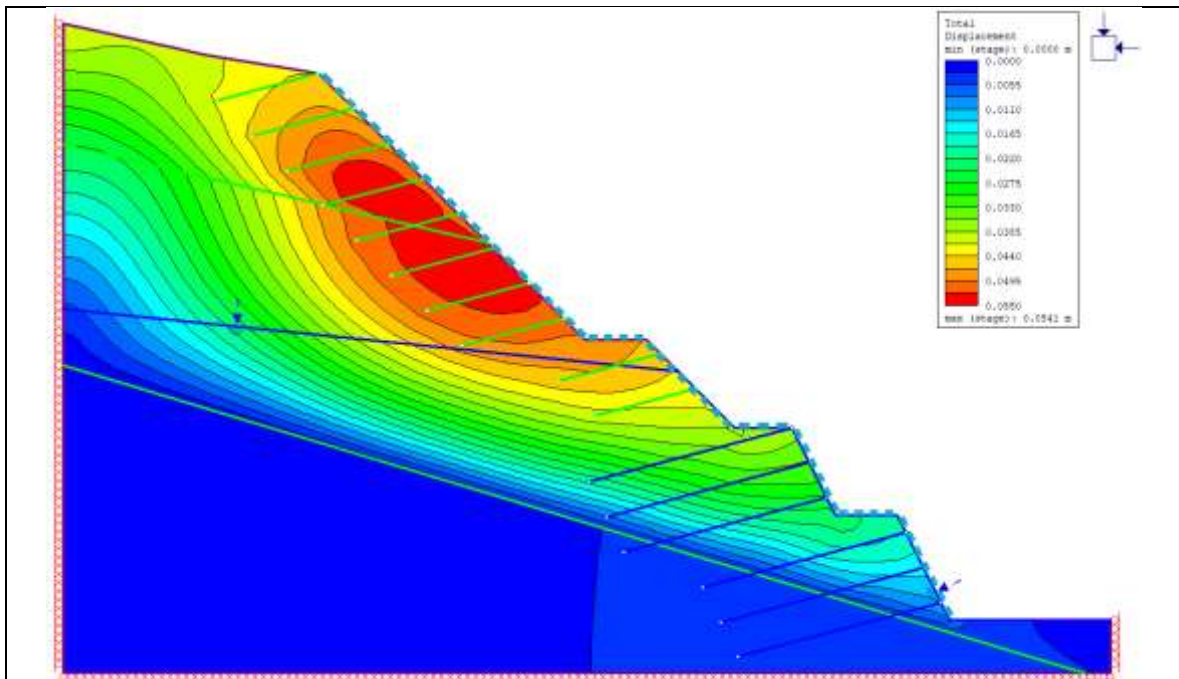
Perfil 3-3 – Desplazamientos con sismo y sin la inclusión de sostenimiento



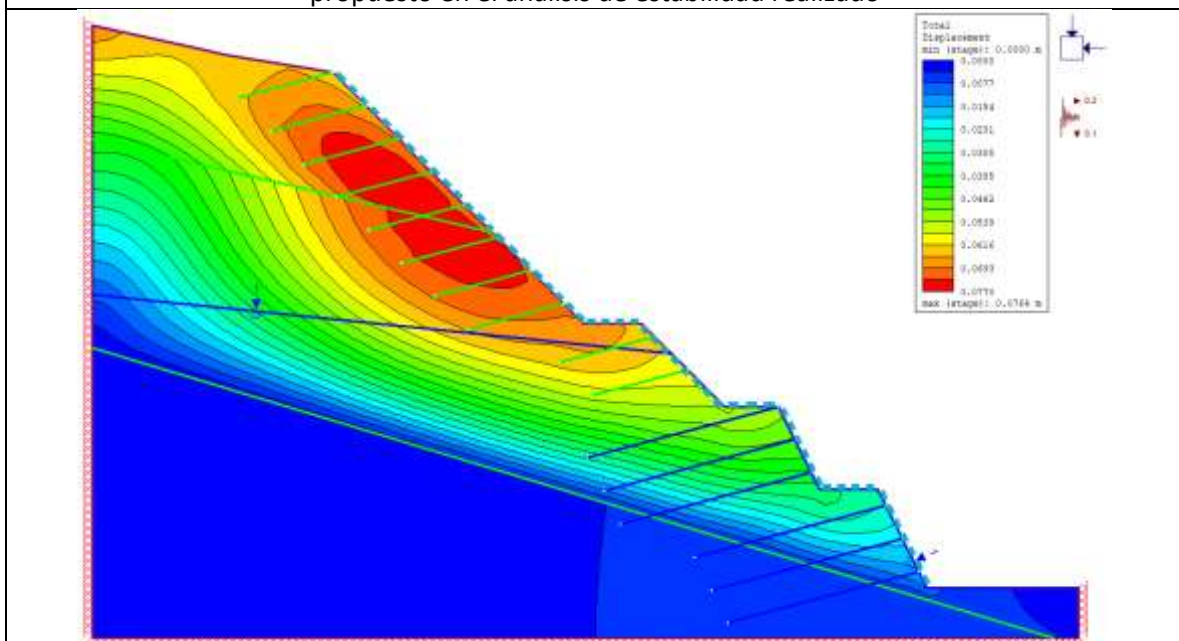
Perfil 3-3 – Desplazamientos sin sismo y con la inclusión de sostenimiento propuesto en el análisis de estabilidad realizado



Perfil 3-3 – Desplazamientos con sismo y con la inclusión de sostenimiento propuesto en el análisis de estabilidad realizado

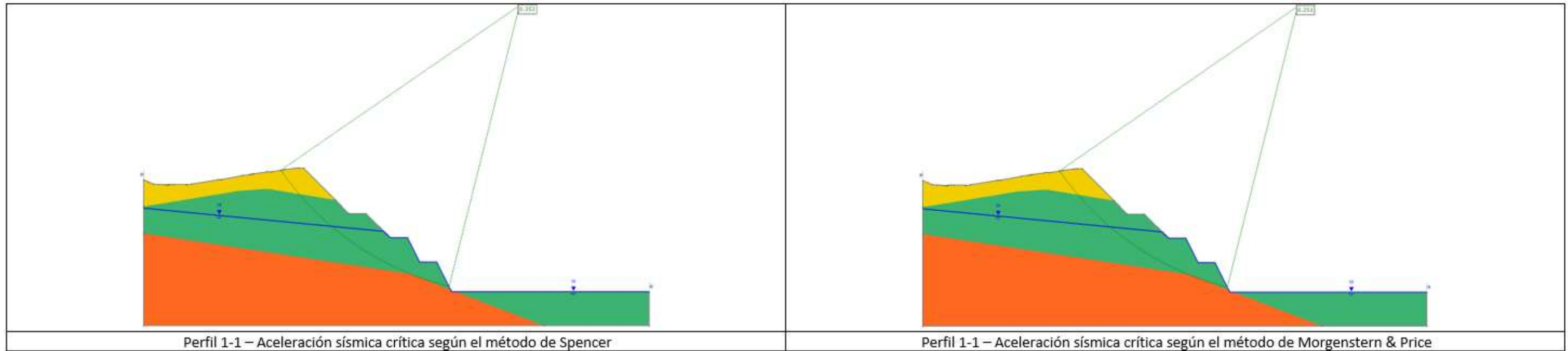
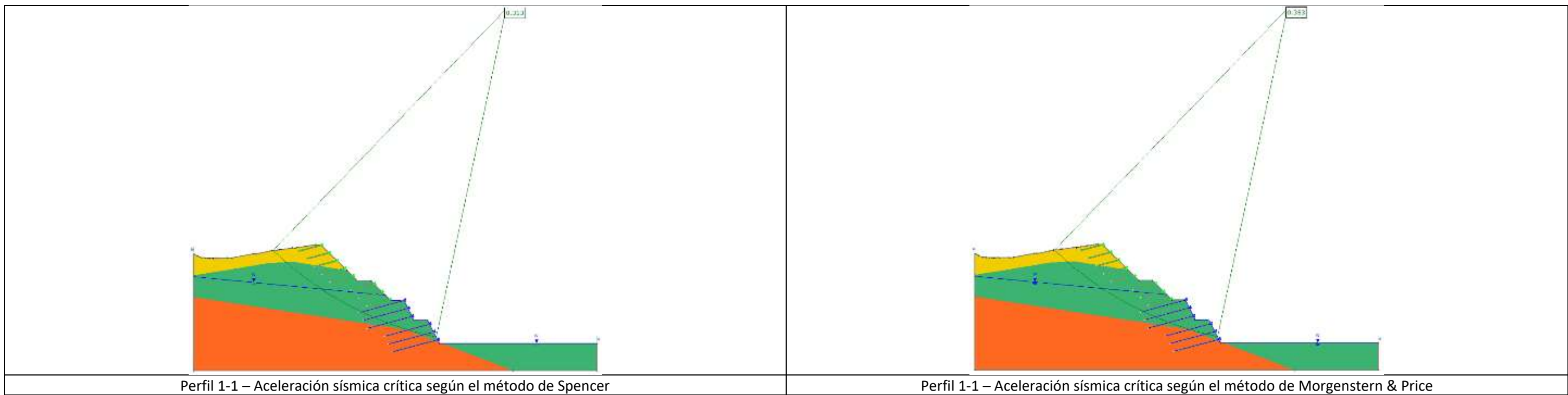


Perfil 3-3 – Desplazamientos sin sismo y con la inclusión de un sostenimiento más denso al propuesto en el análisis de estabilidad realizado

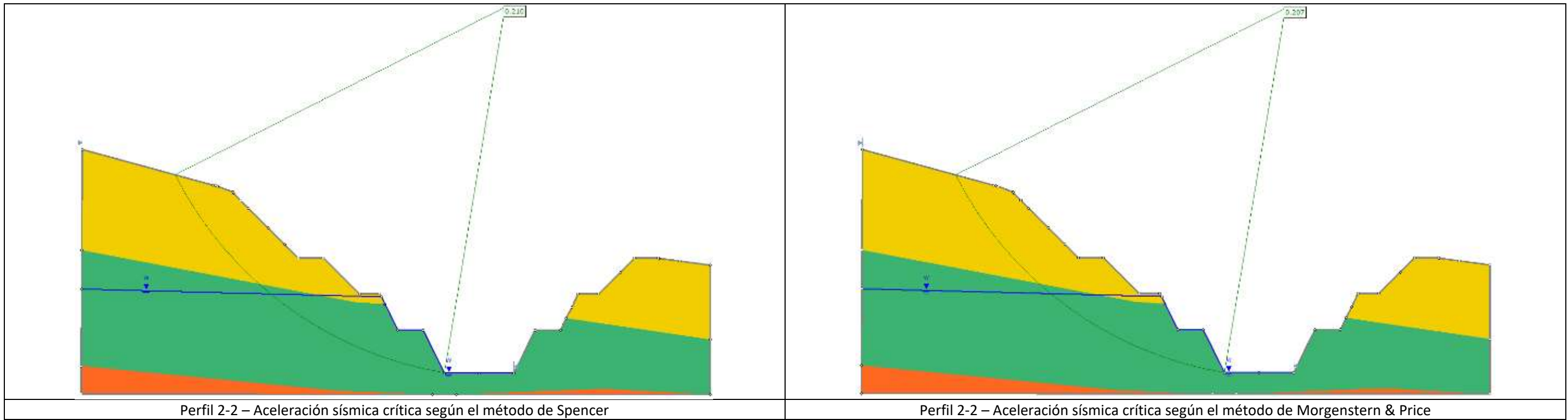


Perfil 3-3 – Desplazamientos con sismo y con la inclusión de un sostenimiento más denso al propuesto en el análisis de estabilidad realizado

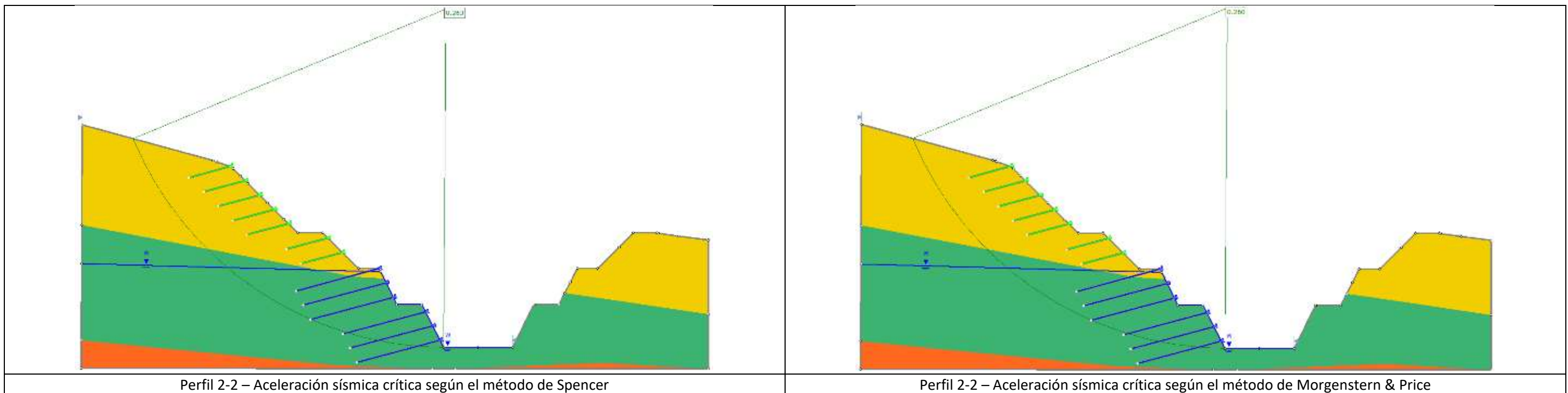
4.10.4 Salidas del análisis utilizando el método de Newmark

Perfil de análisis 1-1 aceleración sísmica crítica sin la inclusión de refuerzo en los taludes**Perfil de análisis 1-1 aceleración sísmica crítica con la inclusión de refuerzo en los taludes**

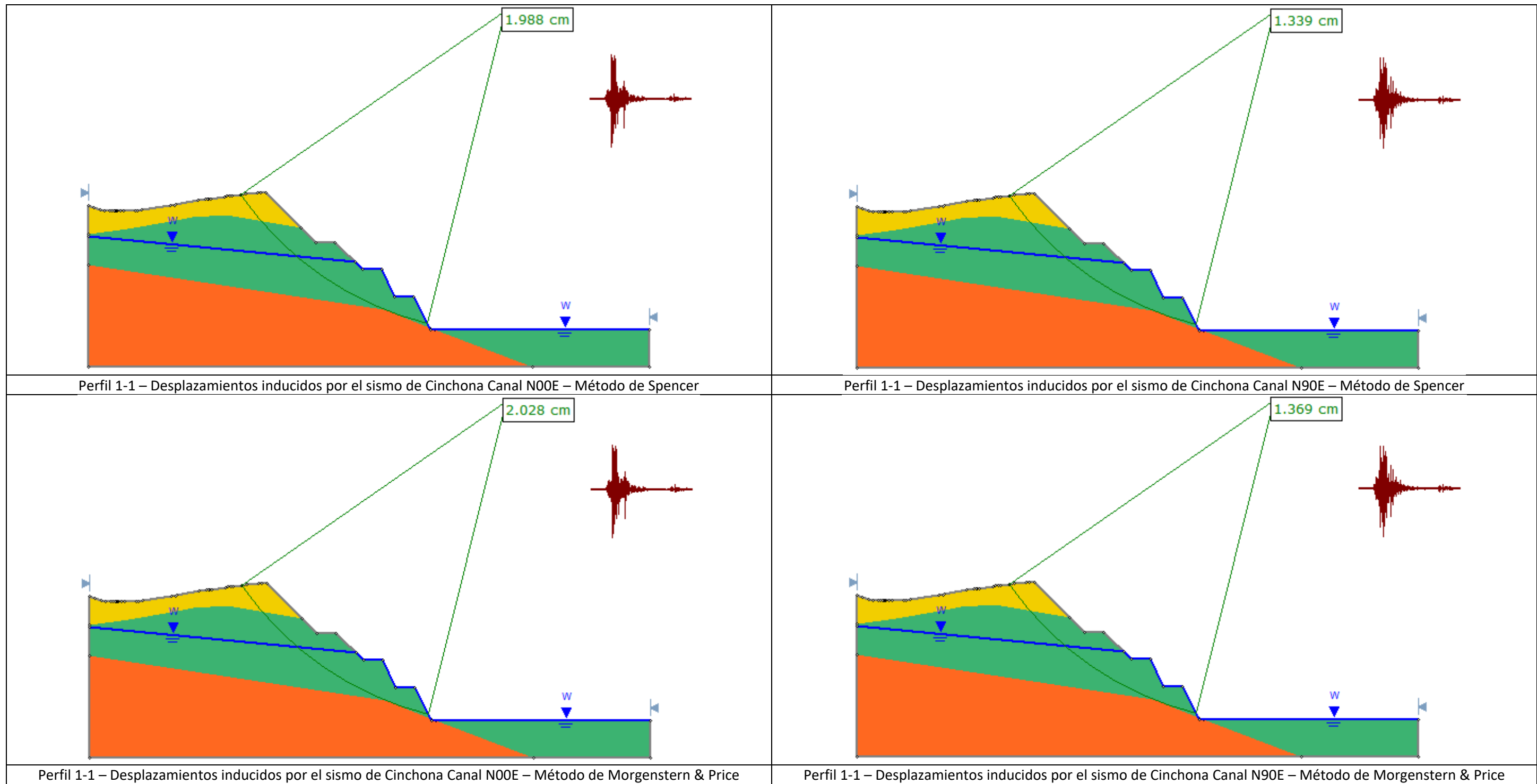
Perfil de análisis 2-2 aceleración sísmica crítica sin la inclusión de refuerzo en los taludes

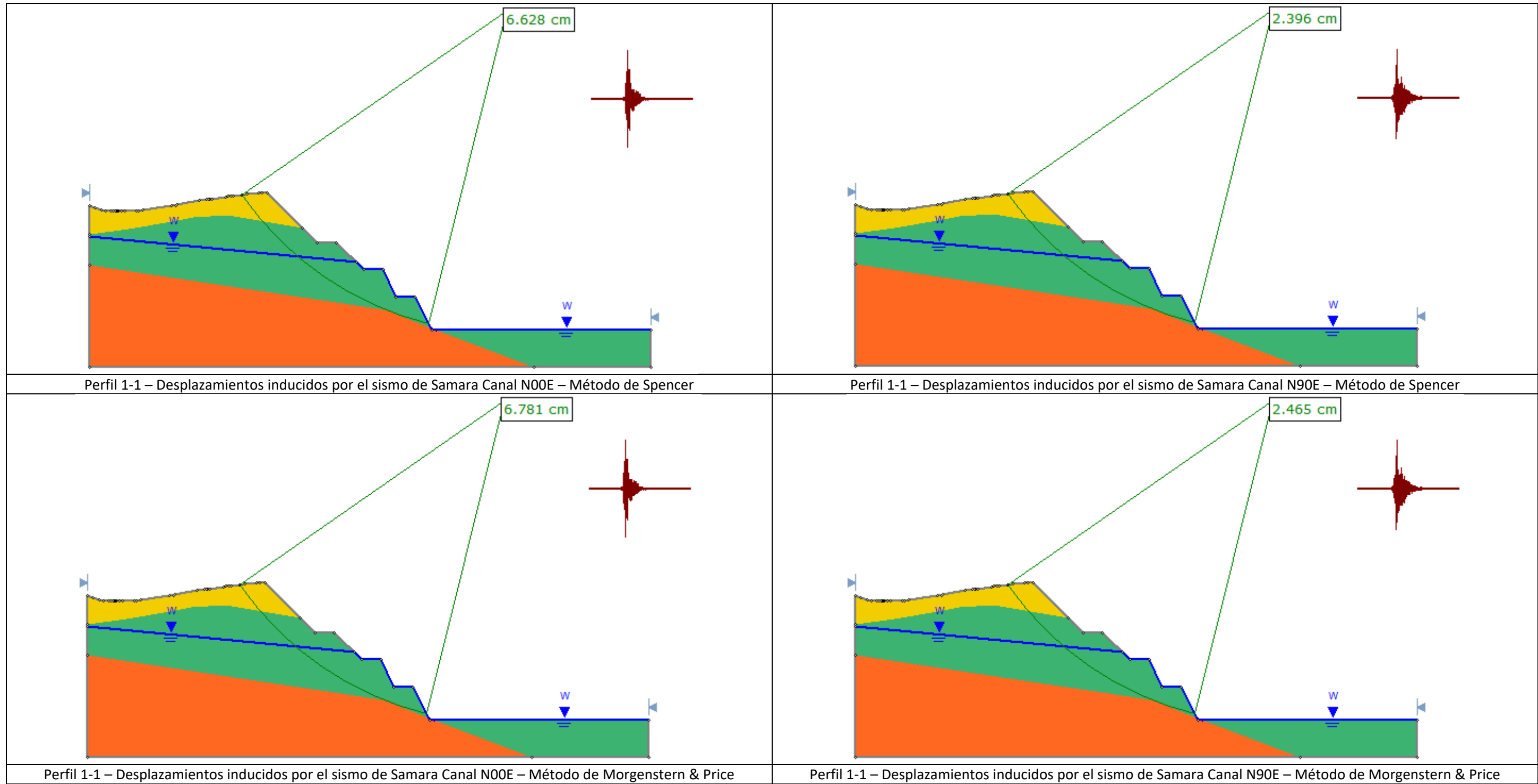


Perfil de análisis 2-2 aceleración sísmica crítica con la inclusión de refuerzo en los taludes

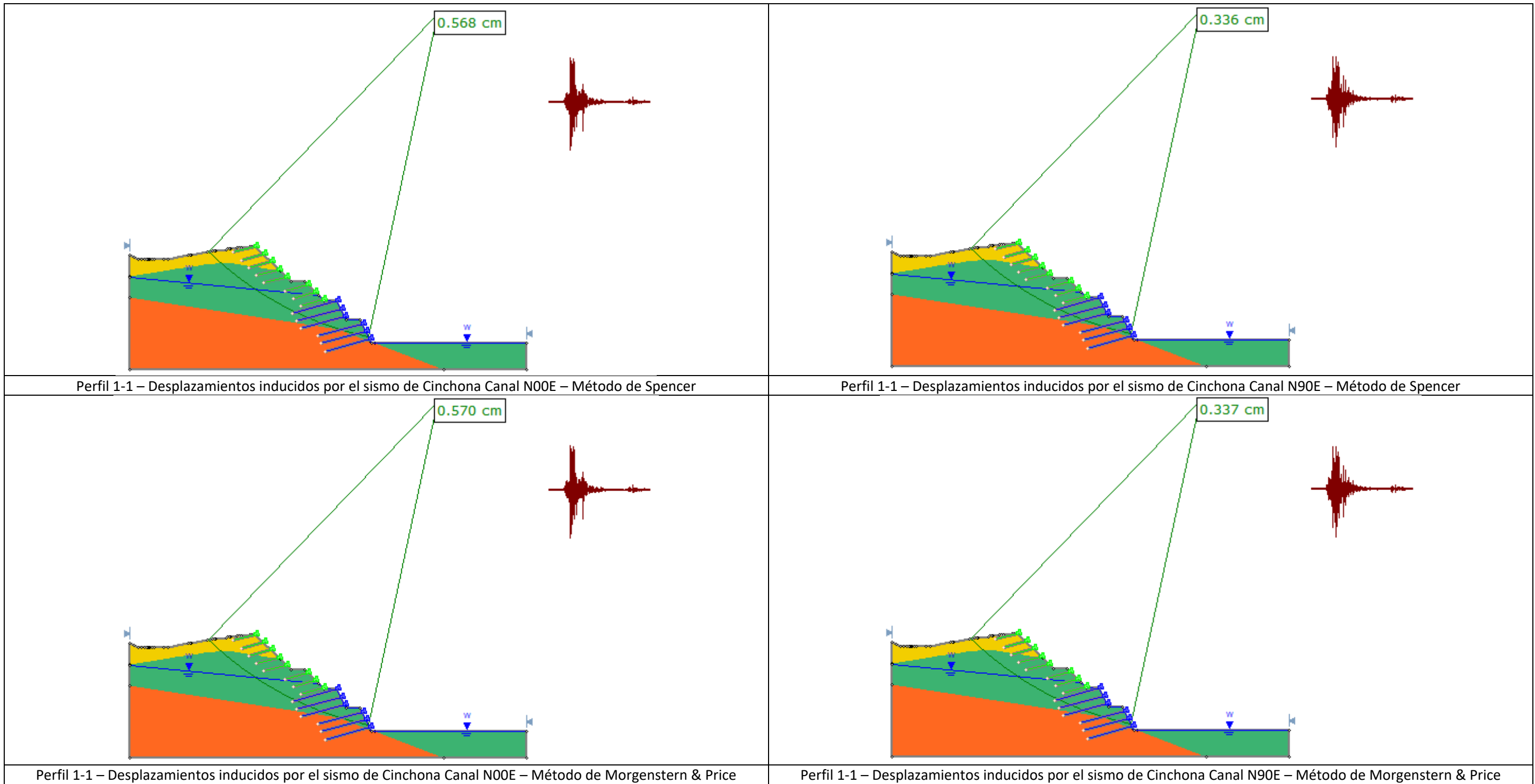


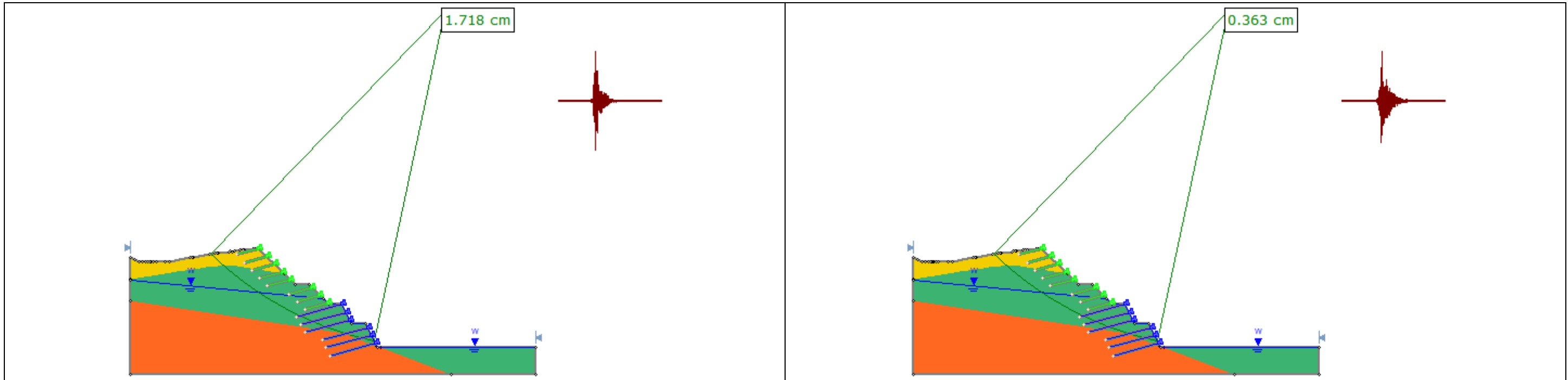
Perfil de análisis 1-1 desplazamientos sísmicamente inducidos sin la inclusión de refuerzo en los taludes





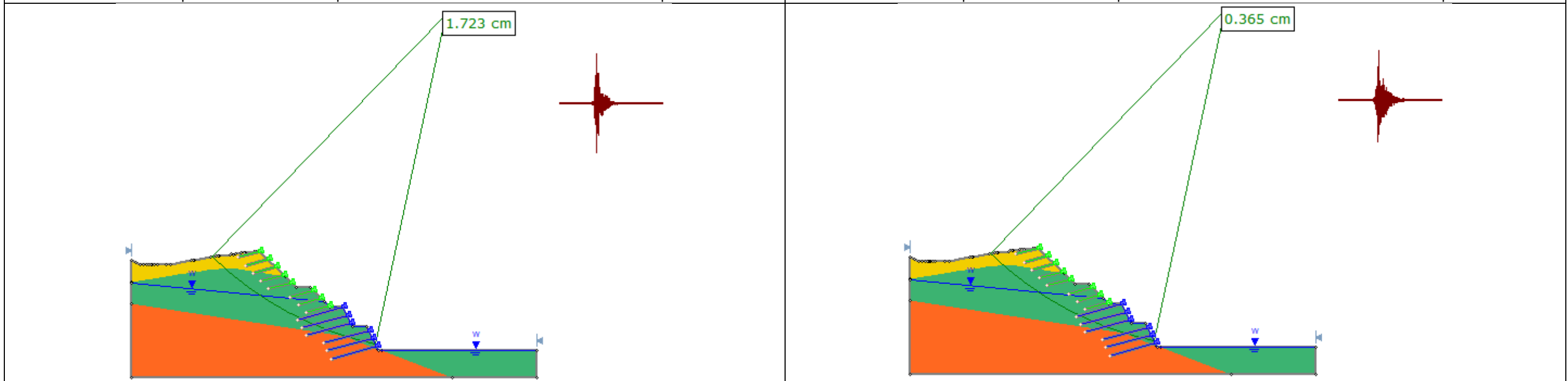
Perfil de análisis 1-1 desplazamientos sísmicamente inducidos con la inclusión de refuerzo en los taludes





Perfil 1-1 – Desplazamientos inducidos por el sismo de Samara Canal N00E – Método de Spencer

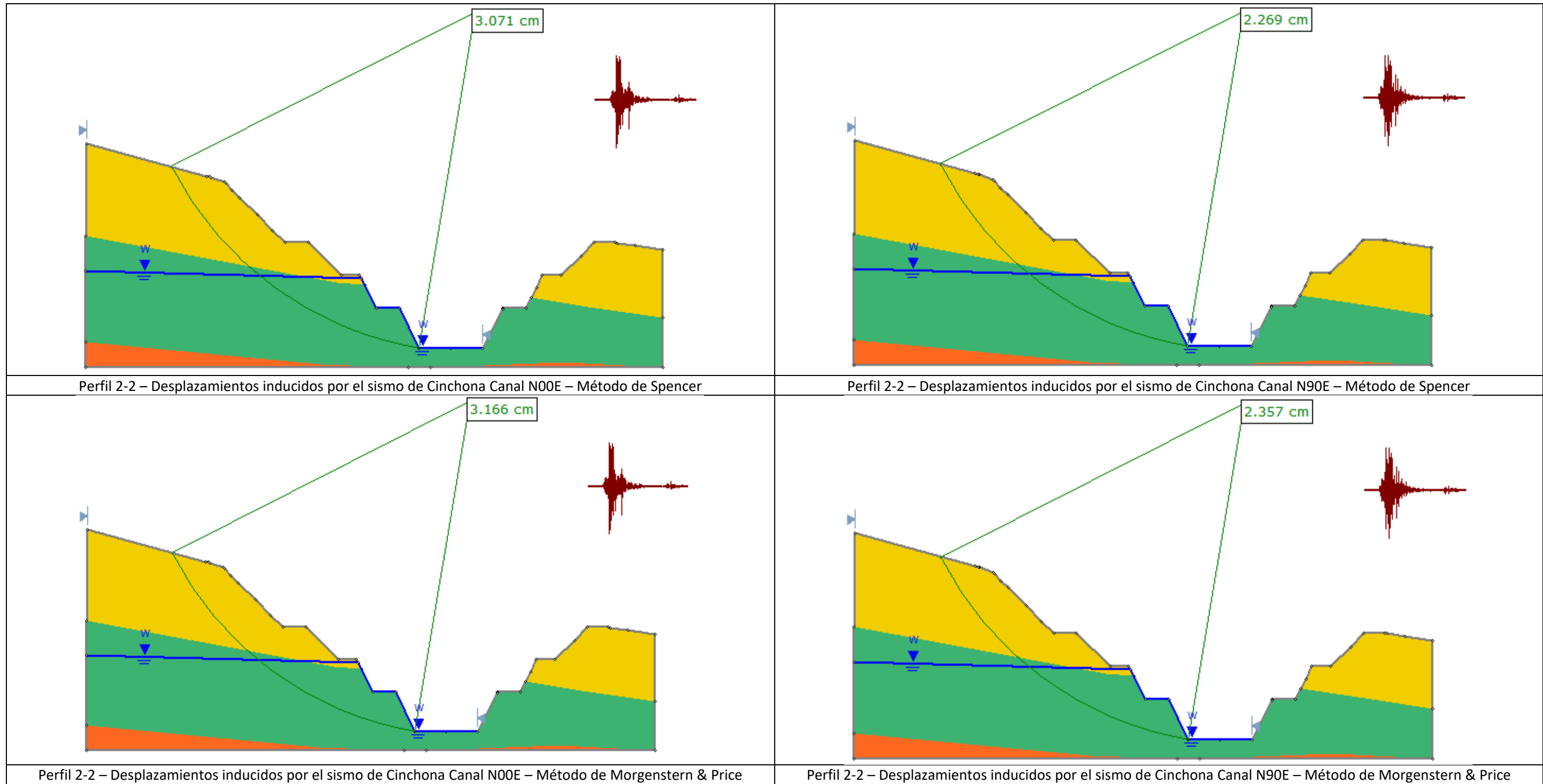
Perfil 1-1 – Desplazamientos inducidos por el sismo de Samara Canal N90E – Método de Spencer

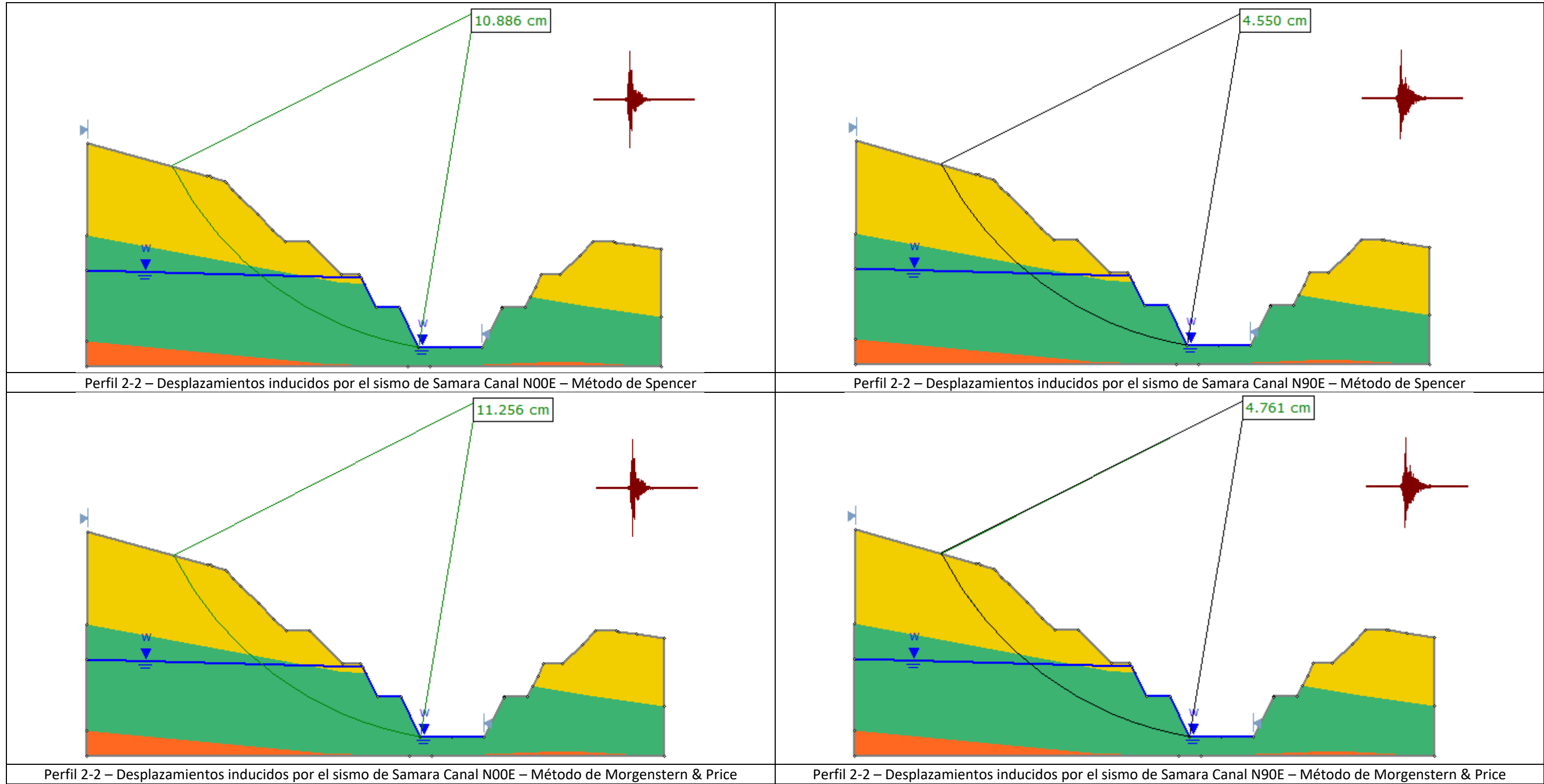


Perfil 1-1 – Desplazamientos inducidos por el sismo de Samara Canal N00E – Método de Morgenstern & Price

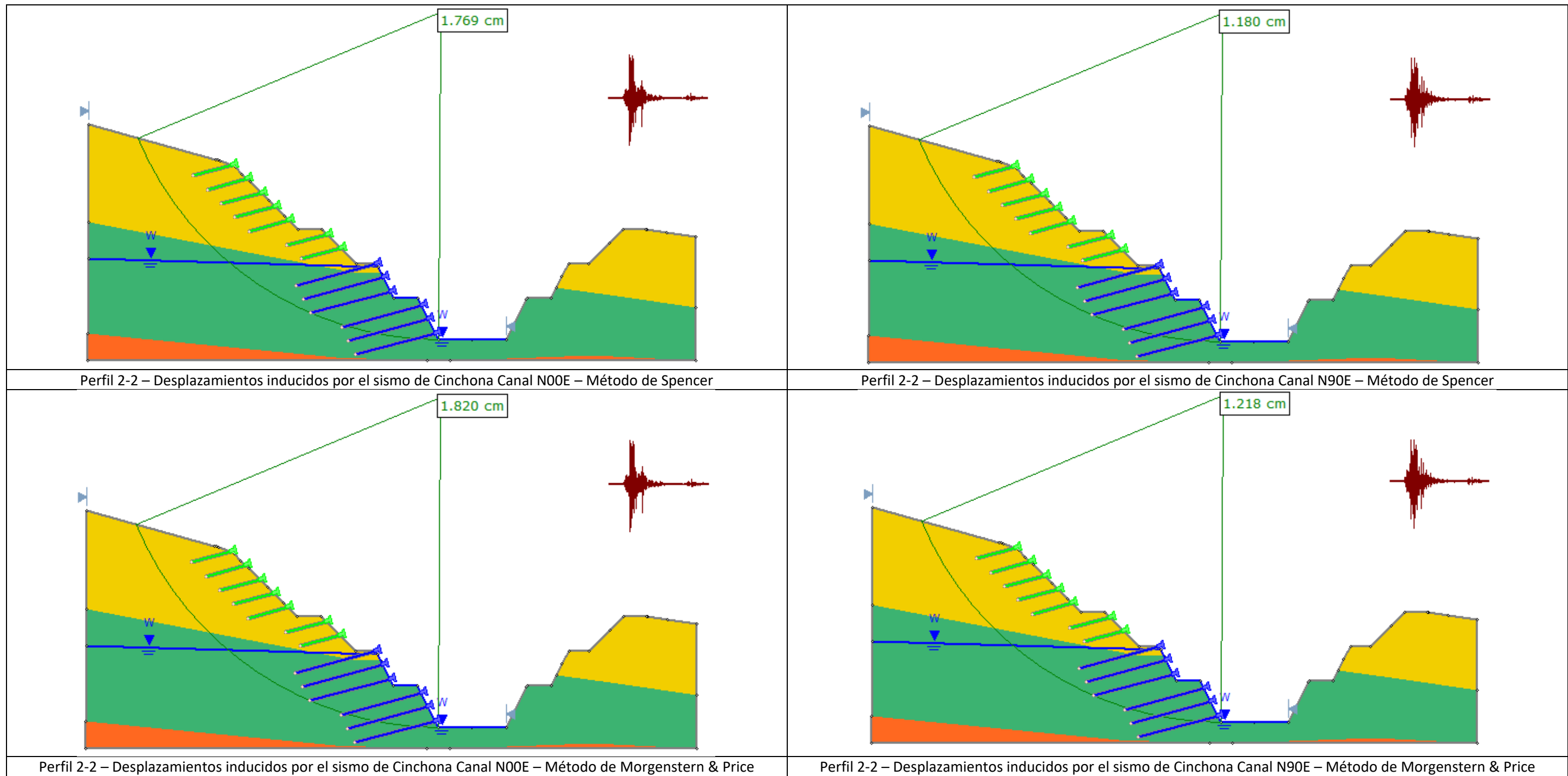
Perfil 1-1 – Desplazamientos inducidos por el sismo de Samara Canal N90E – Método de Morgenstern & Price

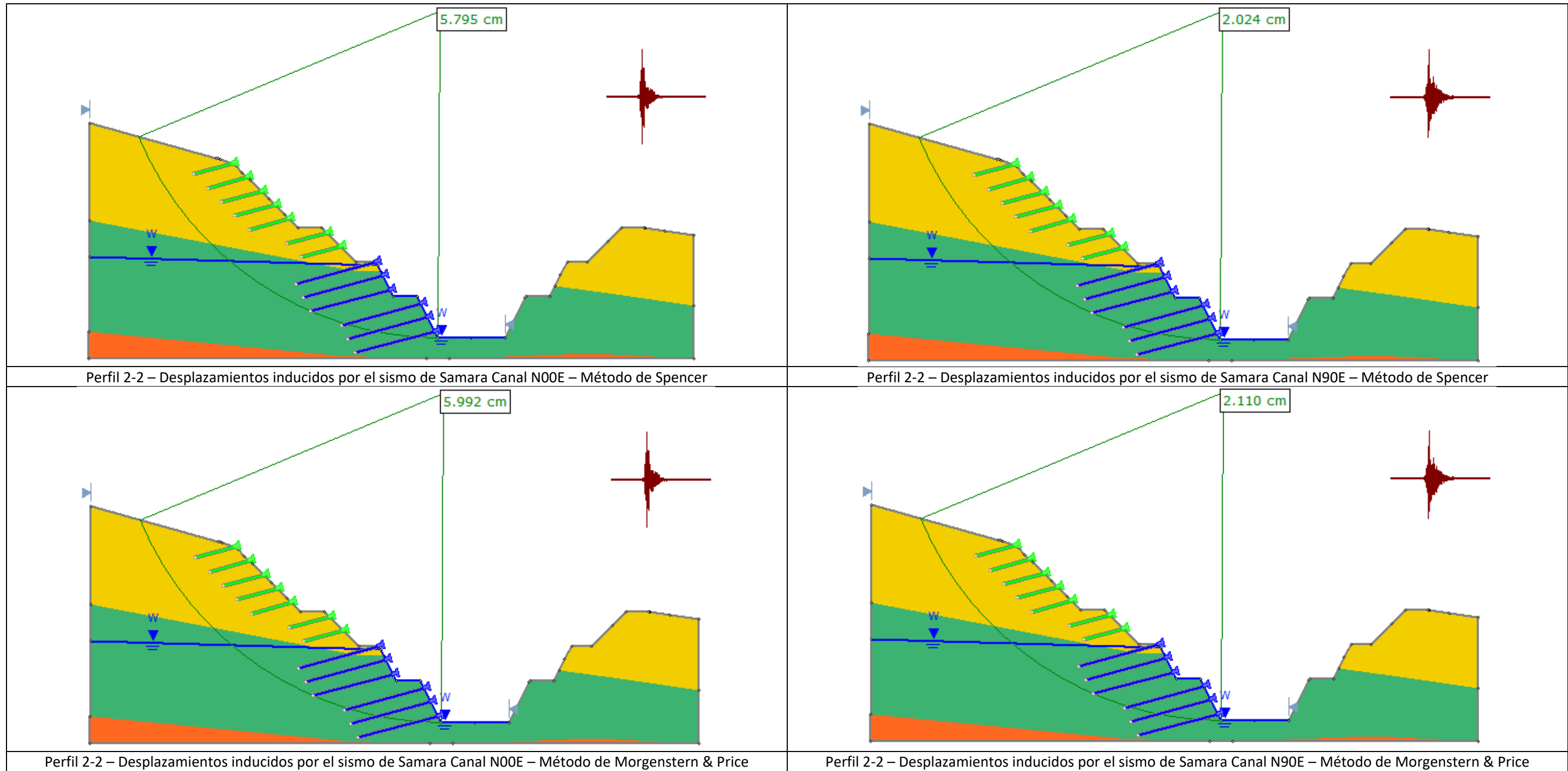
Perfil de análisis 2-2 desplazamientos sísmicamente inducidos sin la inclusión de refuerzo en los taludes



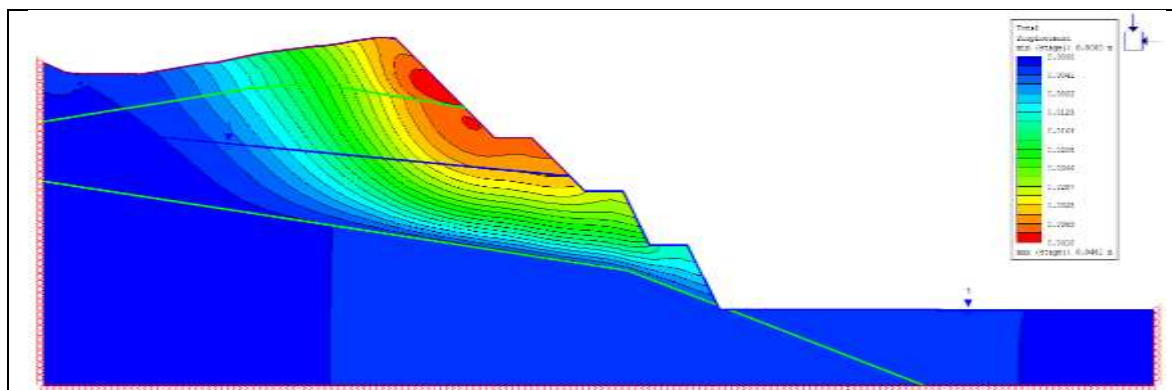


Perfil de análisis 2-2 desplazamientos sísmicamente inducidos con la inclusión de refuerzo en los taludes

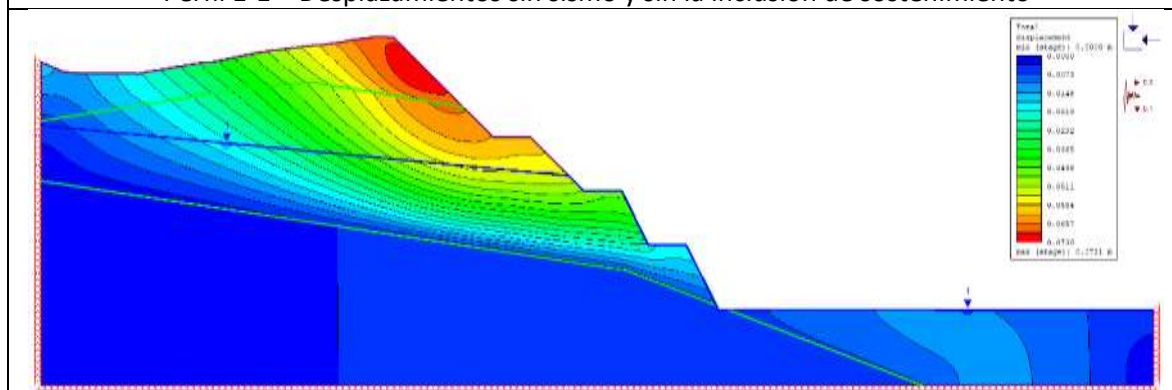




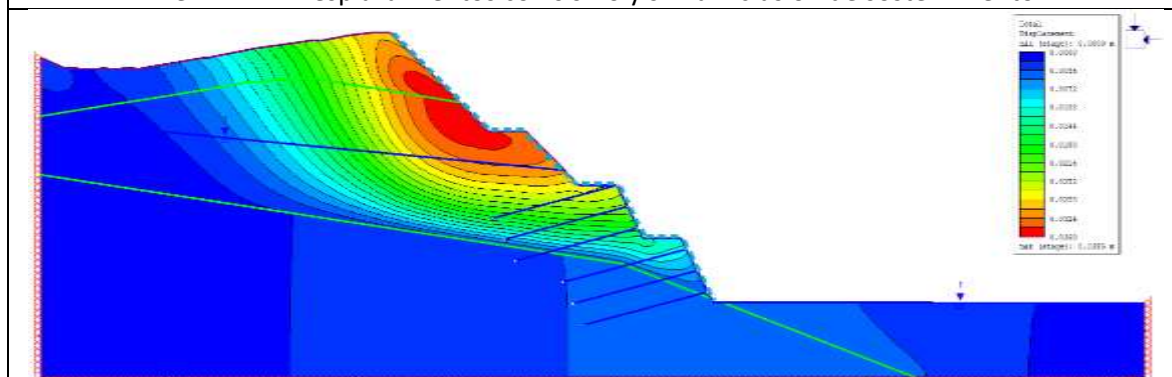
4.10.5 Salidas del análisis de esfuerzos y deformaciones utilizando la aceleración crítica

Perfil de análisis 1-1 deformaciones obtenidas

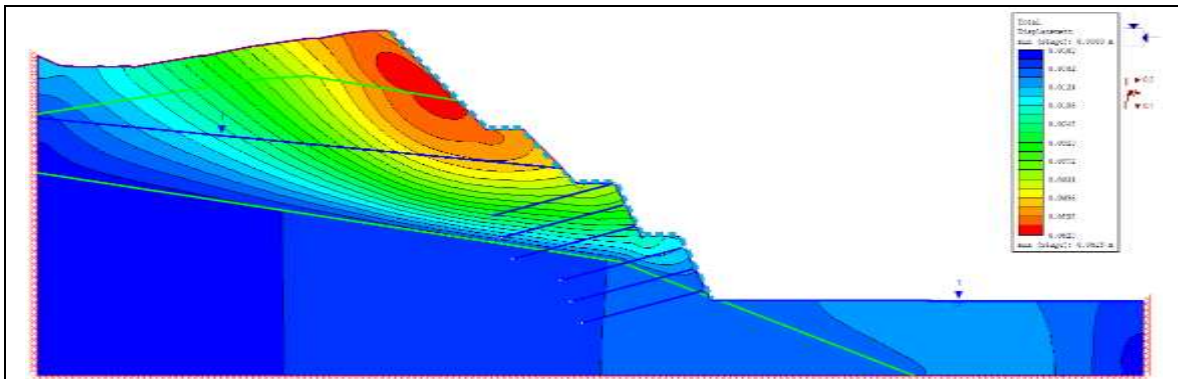
Perfil 1-1 – Desplazamientos sin sismo y sin la inclusión de sostenimiento



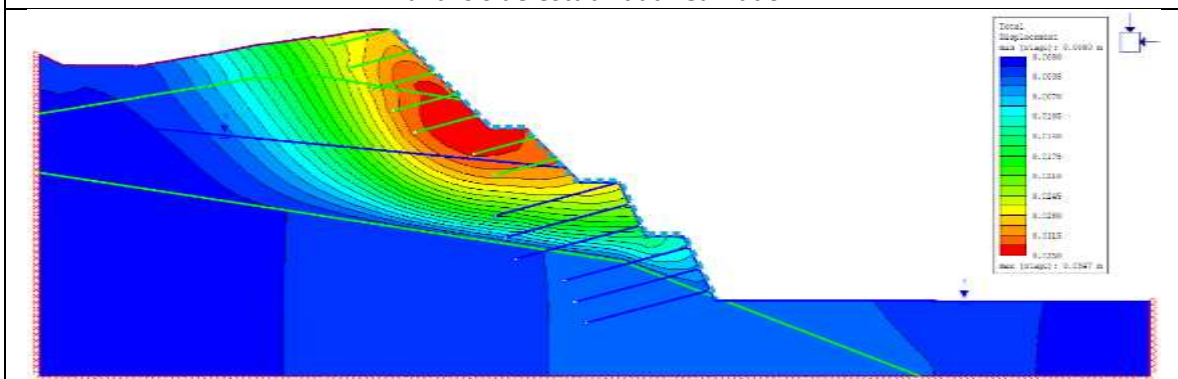
Perfil 1-1 – Desplazamientos con sismo y sin la inclusión de sostenimiento



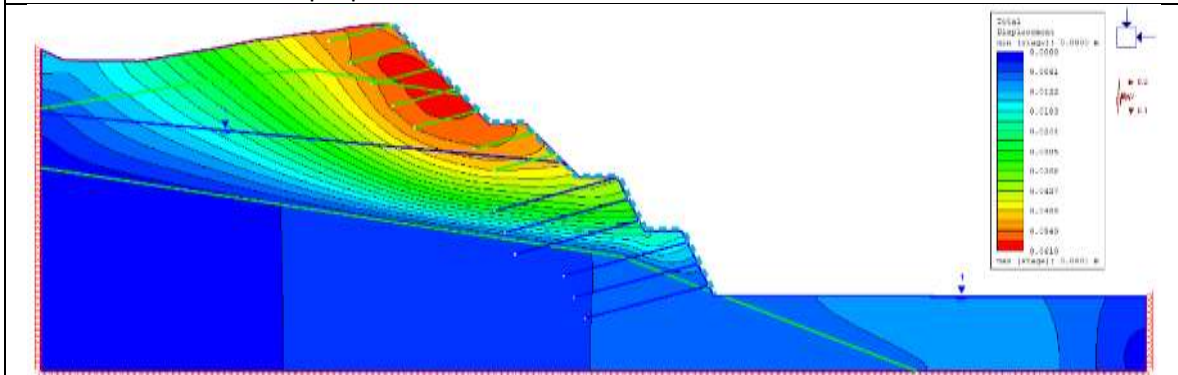
Perfil 1-1 – Desplazamientos sin sismo y con la inclusión de sostenimiento propuesto en el análisis de estabilidad realizado



Perfil 1-1 – Desplazamientos con sismo y con la inclusión de sostenimiento propuesto en el análisis de estabilidad realizado

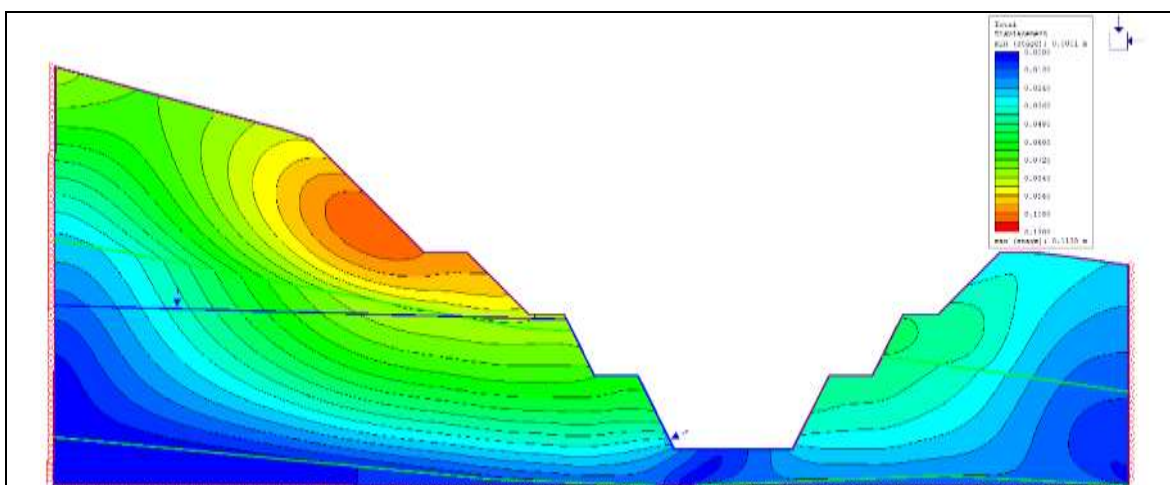


Perfil 1-1 – Desplazamientos sin sismo y con la inclusión de un sostenimiento más denso al propuesto en el análisis de estabilidad realizado

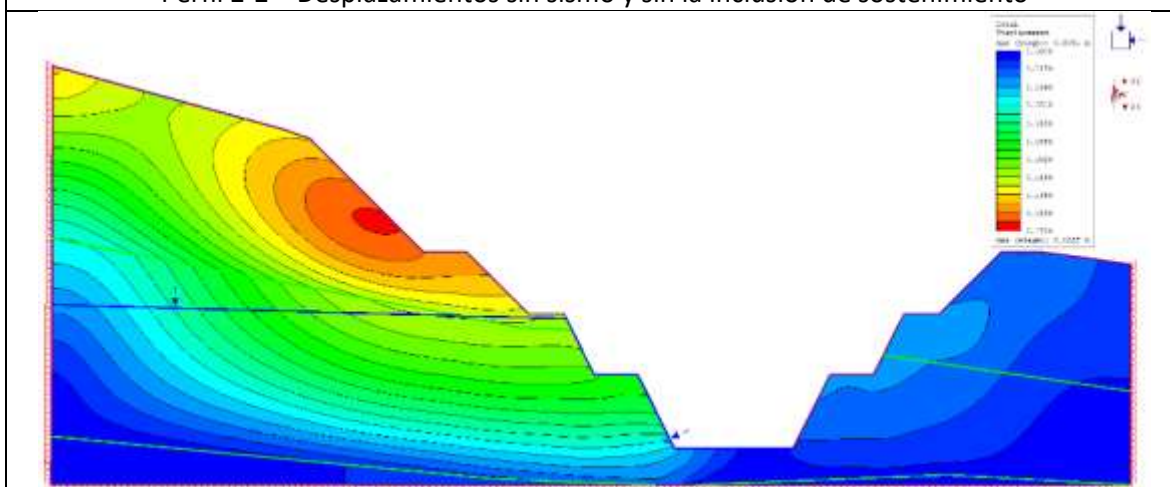


Perfil 1-1 – Desplazamientos con sismo y con la inclusión de un sostenimiento más denso al propuesto en el análisis de estabilidad realizado

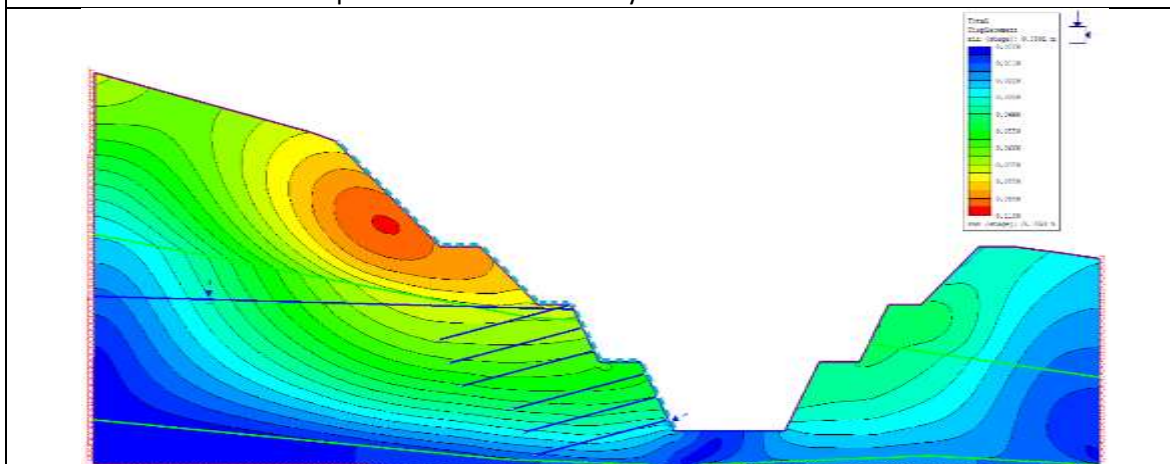
Perfil de análisis 2-2 deformaciones obtenidas



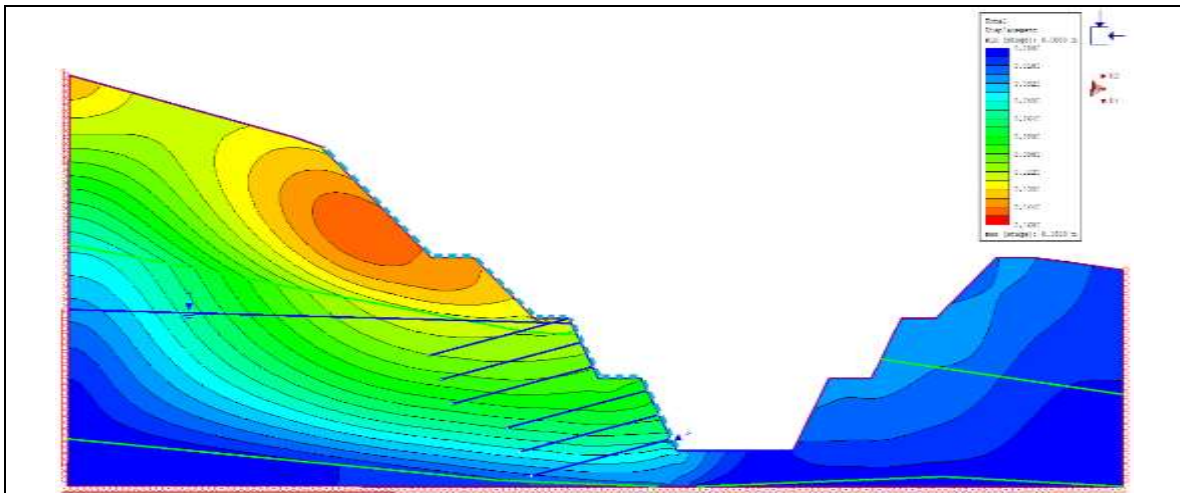
Perfil 2-2 – Desplazamientos sin sismo y sin la inclusión de sostenimiento



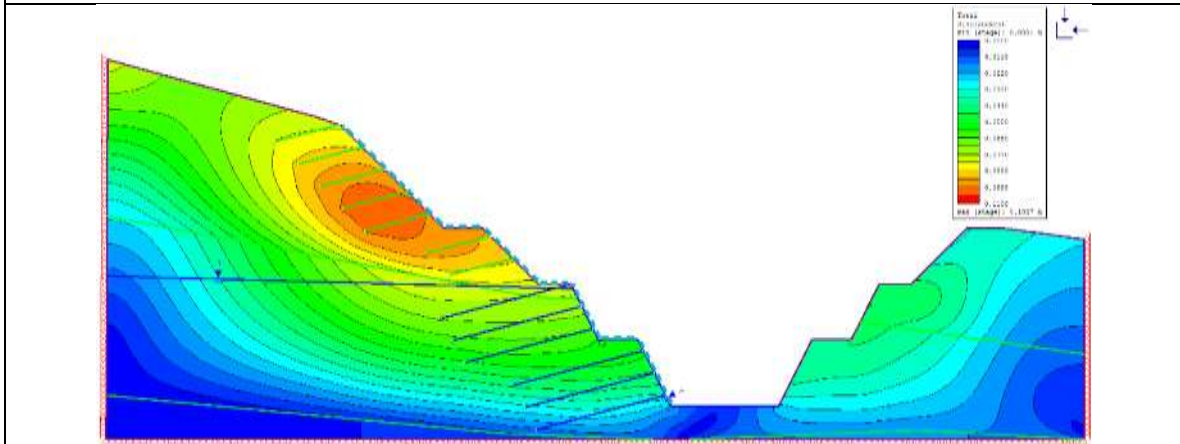
Perfil 2-2 – Desplazamientos con sismo y sin la inclusión de sostenimiento



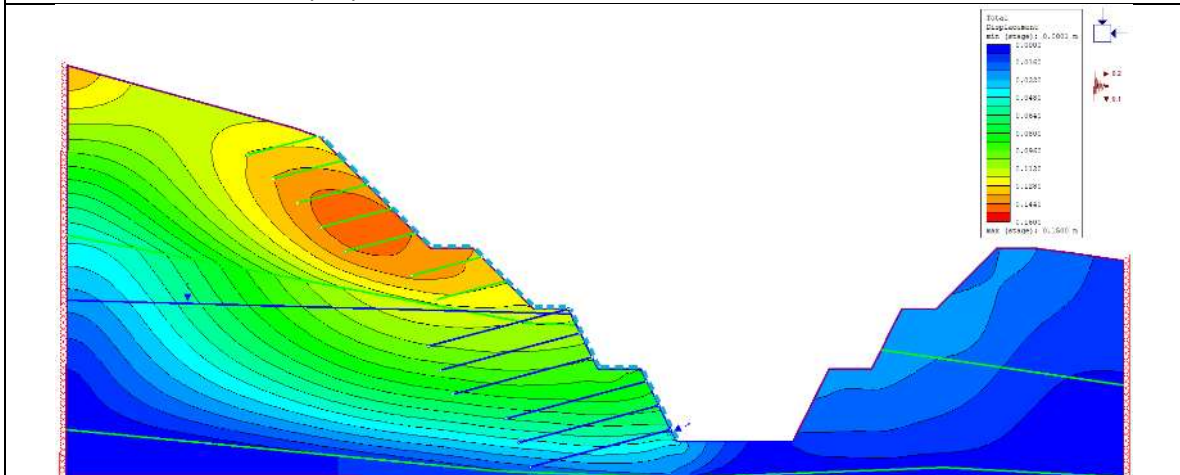
Perfil 2-2 – Desplazamientos sin sismo y con la inclusión de sostenimiento propuesto en el análisis de estabilidad realizado



Perfil 2-2 – Desplazamientos con sismo y con la inclusión de sostenimiento propuesto en el análisis de estabilidad realizado

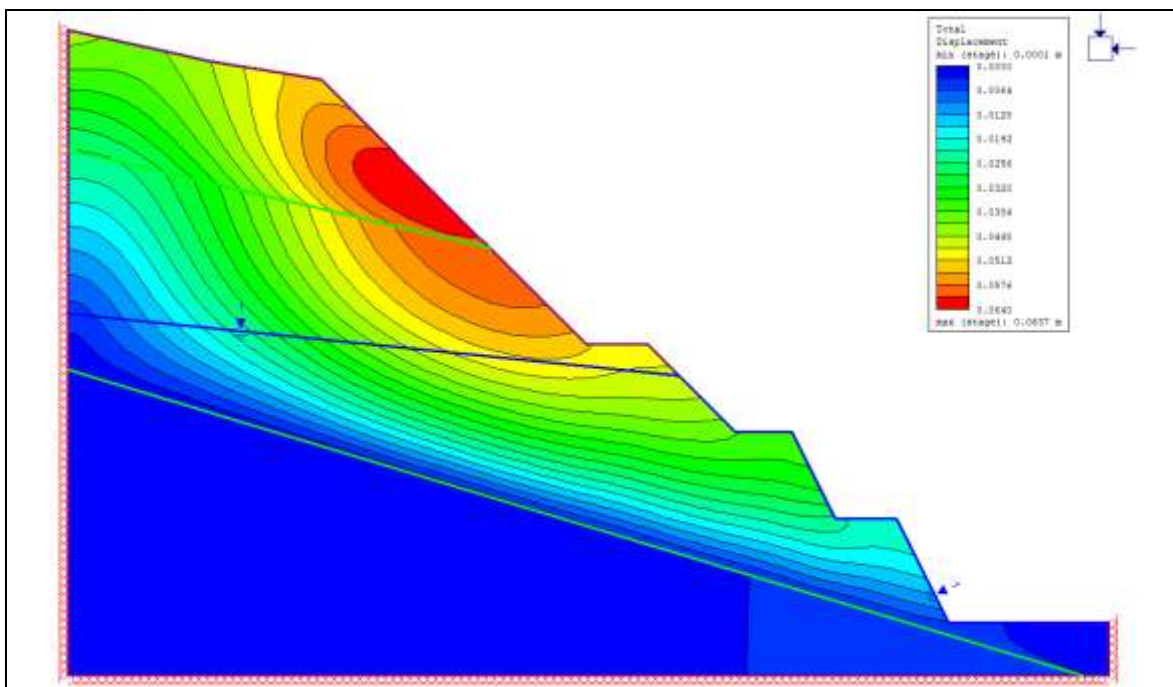


Perfil 2-2 – Desplazamientos sin sismo y con la inclusión de un sostenimiento más denso al propuesto en el análisis de estabilidad realizado

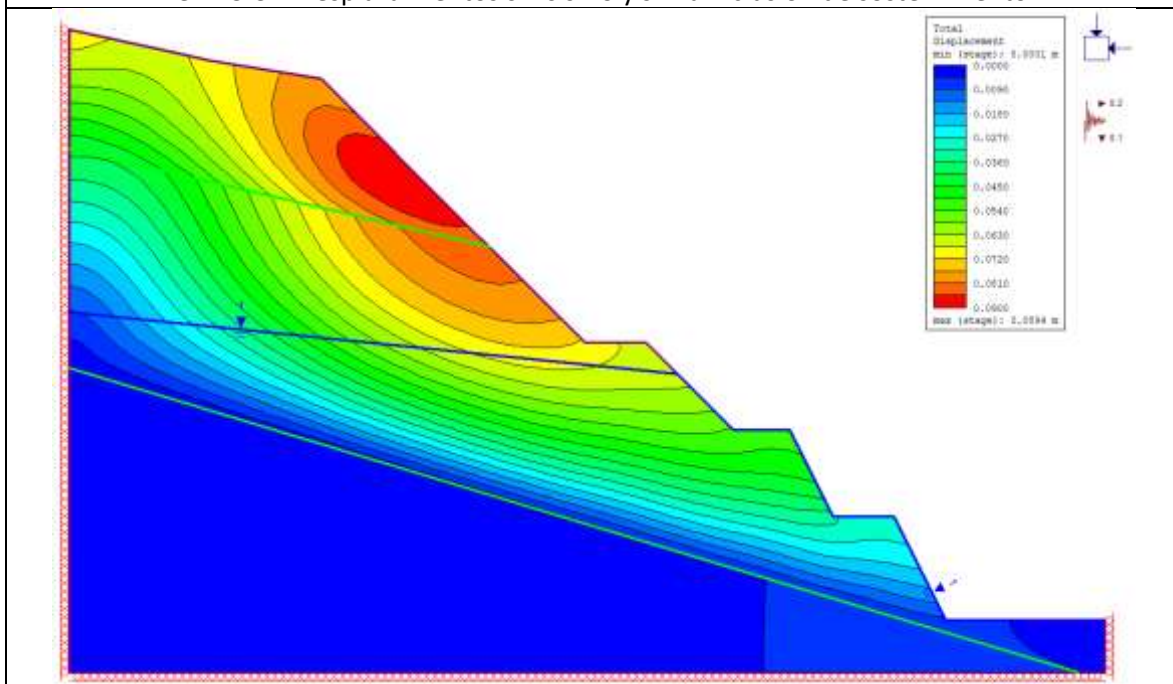


Perfil 2-2 – Desplazamientos con sismo y con la inclusión de un sostenimiento más denso al propuesto en el análisis de estabilidad realizado

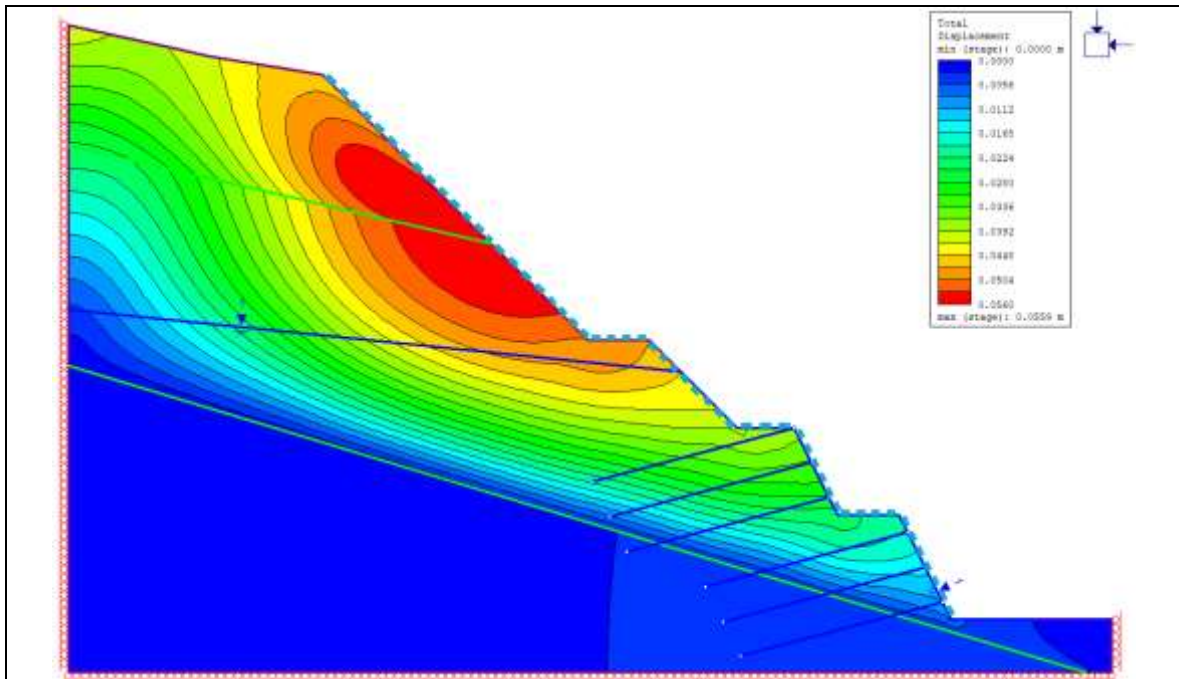
Perfil de análisis 3-3 deformaciones obtenidas



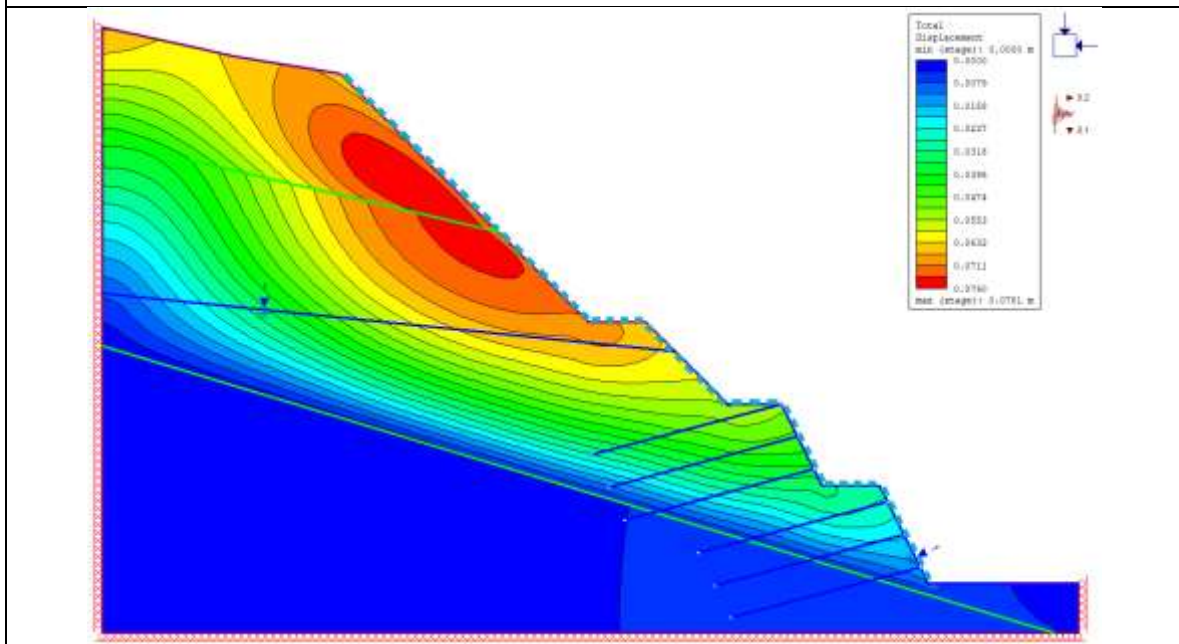
Perfil 3-3 – Desplazamientos sin sismo y sin la inclusión de sostenimiento



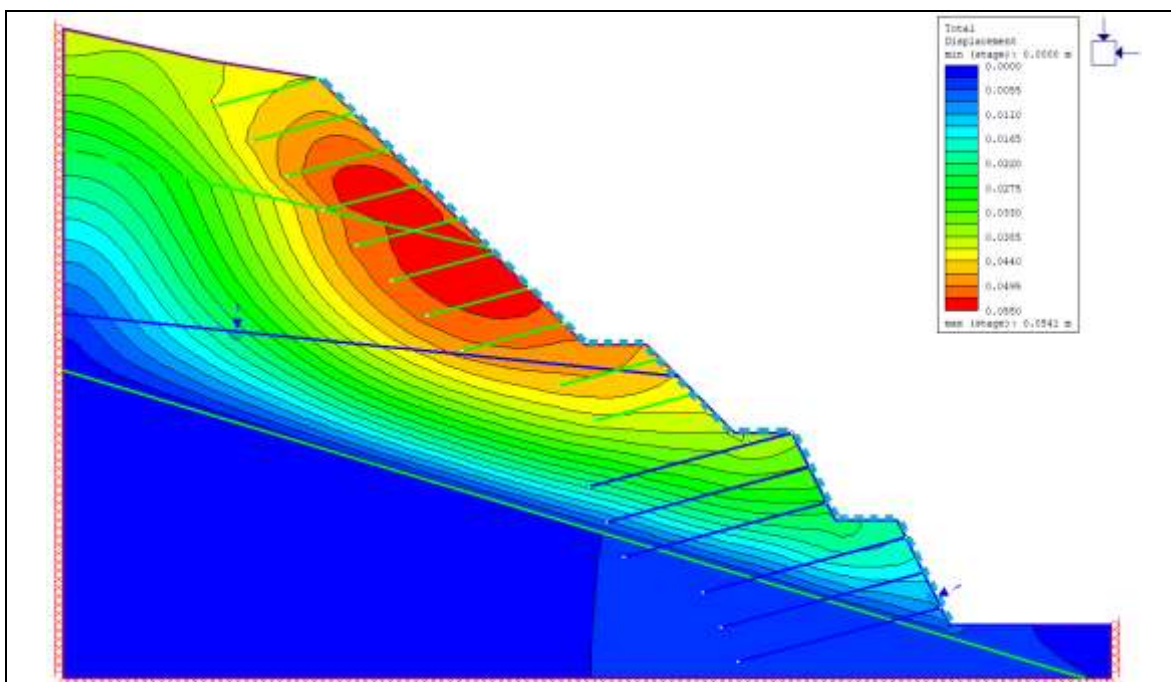
Perfil 3-3 – Desplazamientos con sismo y sin la inclusión de sostenimiento



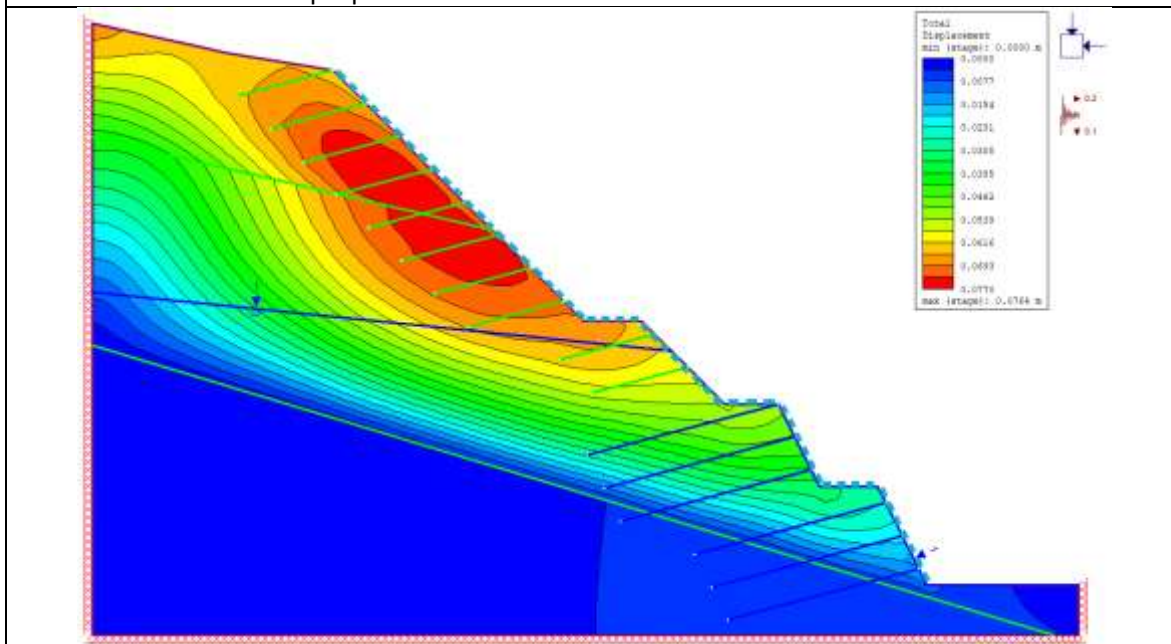
Perfil 3-3 – Desplazamientos sin sismo y con la inclusión de sostenimiento propuesto en el análisis de estabilidad realizado



Perfil 3-3 – Desplazamientos con sismo y con la inclusión de sostenimiento propuesto en el análisis de estabilidad realizado



Perfil 3-3 – Desplazamientos sin sismo y con la inclusión de un sostenimiento más denso al propuesto en el análisis de estabilidad realizado



Perfil 3-3 – Desplazamientos con sismo y con la inclusión de un sostenimiento más denso al propuesto en el análisis de estabilidad realizado