



**UNIVERSIDAD DE TALCA**  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL DE MINAS

**ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DINÁMICA DE UN  
PIQUE EN MEDIANA MINERÍA CONSIDERANDO  
MODELAMIENTO NUMÉRICO**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL DE MINAS**

**EDUARDO ANDRÉS MEDEL ESPINOSA**

PROFESOR GUÍA

MSc. Mauricio Andrés Jara Ortiz

MIEMBROS DE LA COMISIÓN

MSc. Francisco Javier Rivas Saldaña

MSc. Carlos Moraga Cruz

**CURICÓ - CHILE**

2022

## CONSTANCIA

La Dirección del Sistema de Bibliotecas a través de su encargado Biblioteca Campus Curicó certifica que el autor del siguiente trabajo de titulación ha firmado su autorización para la reproducción en forma total o parcial e ilimitada del mismo.



Two circular official stamps and handwritten signatures in blue ink. The left stamp is from the 'DIRECCIÓN SISTEMA DE BIBLIOTECAS' of the 'UNIVERSIDAD DE TALCA'. The right stamp is from the 'SISTEMA DE BIBLIOTECAS CAMPUS CURICÓ' of the 'UNIVERSIDAD DE TALCA'.

Curicó, 2022

## RESUMEN

En este trabajo se realizará un análisis dinámico de la estabilidad de un túnel de tipo herradura hecho en roca. Los túneles en roca suelen sufrir menos daño que las estructuras superficiales ante eventos sísmicos, pero lo anterior no implica que no puedan llegar a sufrir en algunas zonas deformaciones excesivas, lo que puede provocar severos daños a su estructura.

El caso de estudio se enmarcó en el pique Colin de Mina Chépica, un proyecto de mediana minera ubicado en la Región del Maule; el pique actualmente no posee disposición de soportes primario en sus diferentes niveles, siendo esto una gran preocupación frente a la demanda de deformación exigida por un evento sísmico. Para aportar en esclarecer la respuesta del pique, se realizaron análisis de deformaciones mediante tanto métodos analíticos clásicos como métodos numéricos utilizando el *software* de RS2 de la suite Rocscience. El sismo utilizado para el modelamiento es el terremoto del 27 de febrero de 2010 ocurrido en Chile, de magnitud de 8.8  $M_w$ , cuya información fue obtenida de la Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos (RENADIC), específicamente de los parámetros medidos por el acelerógrafo ubicado en la Universidad Técnica Federico Santa María (UTFSM), que es un acelerógrafo ubicado en roca.

Los resultados obtenidos indican que, en primera instancia se puede observar que el comportamiento de los túneles es estable estáticamente, lo que justifica el hecho de que el pique no cuente con soporte primario y secciones irregulares que buscan no afectar bloques de roca persistentes y aparentemente resistentes. Pero al analizar la parte dinámica se puede identificar que a medida que el pique profundiza su extensión comienzan a evidenciarse zonas con sobretensiones que podrían alcanzar la falla durante un evento sísmico severo, lo que puede llevar a derrumbamiento de algunas secciones de túneles o a caídas de bloques, si no se establece algún tipo de reforzamiento orientado a entregar ductilidad y resistencia. En particular, se identifican sectores en niveles 7 y 8 del pique son susceptibles a falla y es en los que se debería establecer algún tipo de soporte con mayor urgencia.

Palabras Claves: Análisis Dinámico – RS2 – Túnel Minero – Respuesta Sísmica – Elementos Finitos

## ABSTRACT

In this work, a dynamic analysis of the stability of a horseshoe-type tunnel made in rock will be carried out. Rock tunnels usually suffer less damage than surface structures in the face of seismic events, but the foregoing doesn't imply that they cannot suffer excessive deformations in some areas, which can cause severe damage to their structure.

The case study was focused on the Colin shaft of Mina Chépica, a medium-sized mining project located in the Maule Region; The shaft currently doesn't have a primary support arrangement at its different levels, this being a great concern in the face of the demand for deformation required by a seismic event. To help clarify the response of the pit, deformation analyzes were performed using both classical analytical methods and numerical methods using the RS2 software from the Rocscience suite. The seism used for modeling is the earthquake of February 27, 2010, that occurred in Chile, with a magnitude of 8.8 Mw, whose information was obtained from the National Network of Accelerographs, specifically from the parameters measured by the accelerograph located at the Federico Santa María Technical University, which is an accelerograph located in rock.

The results obtained indicate that, in the first instance, it can be observed that the behavior of the tunnels is statically stable, which justifies the fact that the shaft does not have primary support and irregular sections that seek not to affect persistent and apparently resistant rock blocks. But when analyzing the dynamic part, it can be identified that as the shaft deepens its extension, areas with over stress begin to appear that could reach the fault during a severe seismic event, which can lead to the collapse of some sections of tunnels or to falls of blocks, if some type of reinforcement aimed at providing ductility and resistance is not established. In particular, sectors at levels 7 and 8 of the shaft are identified as being susceptible to failure and where some type of support should be established with greater urgency.

Keywords: Dynamic Analysis – RS2 – Mining Tunnel – Seismic Response – Finite Elements

## AGRADECIMIENTOS

A Dios por ser mi sustento en todo momento, por ayudarme a llegar hasta aquí y porque es mi fortaleza en los momentos difíciles. Por que al le debo todo lo que soy y sin Él no soy nada.

A mi familia que me ha apoyado en mi camino y en todo lo que he necesitado.

A mis amigos, tanto los que conocí en la Universidad, como los que conocía desde antes, porque me han ayudado y alentado siempre.

A mis profesores Mauricio Jara, Francisco Rivas y Carlos Moraga que me han ayudado, guiado y dirigido en el desarrollo de esta memoria.

A la Escuela de Ingeniería Civil de Minas de la Universidad de Talca por facilitar los medios y las herramientas necesarias para llevar a cabo esta memoria.

A Dios, mi familia y amigos, que  
han sido mi apoyo en todo  
momento.

# ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN .....	1
1.1	Antecedentes .....	1
1.2	Descripción del problema .....	5
1.3	Solución propuesta.....	6
1.4	Objetivos.....	6
1.4.1	Objetivo general.....	6
1.4.2	Objetivos específicos.....	6
1.5	Alcances .....	7
1.6	Metodologías y herramientas utilizadas.....	7
2	MARCO TEÓRICO .....	9
2.1	Caracterización del macizo rocoso.....	9
2.1.1	Estructuras geológicas.....	10
2.1.2	Discontinuidades .....	11
2.1.3	Resistencia de la matriz rocosa .....	13
2.1.4	Condiciones hidrogeológicas .....	14
2.1.5	Estado tensional.....	15
2.2	Diseño sísmico de túneles .....	15
2.2.1	Propuestas de diseño de estructuras subterráneas .....	16
2.2.2	Revestimientos.....	18
2.3	Métodos computacionales de análisis.....	19
2.3.1	Método de elementos de contornos (BEM).....	20
2.3.2	Método de elementos finitos (FEM) .....	20
2.3.3	Método de diferencia finitas.....	20
3	METODOLOGÍA .....	21
3.1	Levantamiento de la información .....	21
3.1.1	Parámetros geomecánicos y geotécnicos.....	21
3.1.2	Parámetros sísmicos .....	21
3.2	Caracterización geotécnica .....	21
3.3	Cálculo analítico de deformaciones .....	22
3.4	Cálculo de deformaciones mediante métodos numéricos .....	22
4	RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	23
4.1	Resistencia a la compresión uniaxial por profundidad.....	23

4.2	Clase de comportamiento de la excavación.....	24
4.3	Deformaciones máximas según criterio de diseño sísmico.....	25
4.3.1	Método de campo libre.....	25
4.3.2	Método de interacción suelo – estructura.....	25
4.4	Resultados tensionales estáticos.....	25
4.4.1	Perfil 1.....	26
4.4.2	Perfil 2.....	26
4.4.3	Perfil 3.....	26
4.4.4	Perfil 4.....	27
4.4.5	Perfil 5.....	29
4.4.6	Perfil 6.....	30
4.4.7	Perfil 7.....	31
4.4.8	Perfil 8.....	31
4.5	Resultados tensionales dinámicos.....	31
4.5.1	Perfil 1.....	32
4.5.2	Perfil 2.....	32
4.5.3	Perfil 3.....	33
4.5.4	Perfil 4.....	34
4.5.5	Perfil 5.....	35
4.5.6	Perfil 6.....	36
4.5.7	Perfil 7.....	36
4.5.8	Perfil 8.....	37
4.6	Resumen de resultados de métodos numéricos.....	37
4.6.1	Perfil 1.....	38
4.6.2	Perfil 2.....	38
4.6.3	Perfil 3.....	38
4.6.4	Perfil 4.....	38
4.6.5	Perfil 5.....	39
4.6.6	Perfil 6.....	39
4.6.7	Perfil 7.....	40
4.6.8	Perfil 8.....	40
4.7	Estudio del comportamiento del sismo en las secciones.....	40
5	CONCLUSIONES.....	47
6	REFERENCIAS.....	48



7 ANEXOS .....50

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1</b>	Mapa de la localidad de Penciahue y del sector de la mina Chépica.....	1
<b>Figura 1.2</b>	Línea de tiempo del desarrollo del pique Colin.....	2
<b>Figura 1.3</b>	Principales instalaciones de Mina Chépica.....	3
<b>Figura 1.4</b>	Vista en planta de niveles de pique Colin de Mina Chépica.....	4
<b>Figura 1.5</b>	Distribuciones de los niveles de Chépica.....	4
<b>Figura 1.6</b>	Distribución de niveles 4, 5, 6, 7 y de veta en 3D.....	5
<b>Figura 2.1</b>	Condiciones naturales de inestabilidad en excavación de túneles en roca.....	9
<b>Figura 2.2</b>	Influencia de la estructura geológica en la estabilidad de un túnel.....	10
<b>Figura 2.3</b>	Influencia de las discontinuidades en la estabilidad de un túnel. Ejemplos de sobreexcavaciones producidas en un túnel de trasvase.....	12
<b>Figura 2.4</b>	Definición de dip direction ( $\alpha$ ) y dip ( $\psi$ ).....	12
<b>Figura 2.5</b>	Estabilidad de las rocas de falla en un túnel.....	14
<b>Figura 2.6</b>	Clasificación de las tensiones sobre los macizos rocosos.....	15
<b>Figura 2.7</b>	Deformación de Ovalamiento en sección circular de túnel.....	16
<b>Figura 2.8</b>	Deformaciones axial y flexionante a lo largo del eje del túnel.....	17
<b>Figura 3.1</b>	Distribución de los perfiles de estudio.....	22
<b>Figura 4.1</b>	Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 1 sección Nivel 5.....	26
<b>Figura 4.2</b>	Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 2 secciones Nivel 5 y Rampa 5 - 6.....	26
<b>Figura 4.3</b>	Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 3 secciones Nivel 5 A y Nivel 5 B.....	27
<b>Figura 4.4</b>	Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 3 sección Rampa 5 - 6 original y con falla. ...	27
<b>Figura 4.5</b>	Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 4 secciones Nivel 4, Nivel 5 y Nivel 6.....	28
<b>Figura 4.6</b>	Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 4 secciones Nivel 7 y Rampa 6 - 7.....	28
<b>Figura 4.7</b>	Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 4 secciones Nivel 7 y Rampa 6 - 7 con falla ..	29
<b>Figura 4.8</b>	Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 5 secciones Nivel 5 A, Nivel 5 B y Nivel 6....	29
<b>Figura 4.9</b>	Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 5 secciones Rampa 6 - 7, Nivel 7 y Nivel 8 ...	30
<b>Figura 4.10</b>	Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 6 secciones Nivel 5, Nivel 6 y Nivel 7.....	30
<b>Figura 4.11</b>	Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 6 secciones Rampa 7 - 8 A, Rampa 7 - 8 B y Nivel 8.....	30
<b>Figura 4.12</b>	Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 7 sección Nivel 5.....	31
<b>Figura 4.13</b>	Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 8 sección Nivel 4.....	31

<b>Figura 4.14</b> Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 1 sección Nivel 5.....	32
<b>Figura 4.15</b> Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 2 secciones Nivel 5 y Rampa 5 - 6 .....	32
<b>Figura 4.16</b> Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 3 secciones Nivel 5 A y Nivel 5 B.....	33
<b>Figura 4.17</b> Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 3 sección Rampa 5 - 6 original y con falla...	33
<b>Figura 4.18</b> Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 4 secciones Nivel 4, Nivel 5 y Nivel 6.....	34
<b>Figura 4.19</b> Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 4 secciones Nivel 7 y Rampa 6 - 7 .....	34
<b>Figura 4.20</b> Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 4 secciones Nivel 7 y Rampa 6 - 7 con falla	35
<b>Figura 4.21</b> Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 5 secciones Nivel 5 A, Nivel 5 B y Nivel 6..	35
<b>Figura 4.22</b> Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 5 secciones Rampa 6 - 7, Nivel 7 y Nivel 8.	35
<b>Figura 4.23</b> Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 6 secciones Nivel 5, Nivel 6 y Nivel 7.....	36
<b>Figura 4.24</b> Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 6 secciones Rampa 7 - 8 A, Rampa 7 - 8 B y Nivel 8 .....	36
<b>Figura 4.25</b> Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 7 sección Nivel 5 .....	37
<b>Figura 4.26</b> Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 8 sección Nivel 4 .....	37

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.1</b> Definiciones legales de pequeña minería y minería artesanal.....	2
<b>Tabla 1.2</b> Definiciones legales de la mediana minería .....	2
<b>Tabla 2.1</b> Clase de comportamiento de la excavación.....	14
<b>Tabla 2.2</b> Tipo de revestimientos según Soto (2004) .....	19
<b>Tabla 3.1</b> Registros UTFSM terremoto del 27F.....	21
<b>Tabla 4.1:</b> Resistencia a la compresión uniaxial respecto a la profundidad de la andesita para el pique Colin.....	24
<b>Tabla 4.2</b> Clase de Comportamiento de la excavación .....	24
<b>Tabla 4.3</b> Resumen resultados perfil 1 .....	38
<b>Tabla 4.4</b> Resumen resultados perfil 2 .....	38
<b>Tabla 4.5</b> Resumen resultados perfil 3 .....	38
<b>Tabla 4.6</b> Resumen resultados perfil 4 .....	38
<b>Tabla 4.7</b> Resumen resultados perfil 5 .....	39
<b>Tabla 4.8</b> Resumen resultados perfil 6 .....	39
<b>Tabla 4.9</b> Resumen resultados perfil 7 .....	40
<b>Tabla 4.10</b> Resumen resultados perfil 8.....	40
<b>Tabla 4.11</b> Registros de tensiones a lo largo del sismo.....	41
<b>Tabla 4.12</b> Resumen resultados de deformación absoluta acumulada y variación absoluta de tensión .....	46

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

<b>Gráfico 4.1:</b> Resistencia a la compresión uniaxial respecto a la profundidad de la andesita para el pique Colin.....	23
--	----

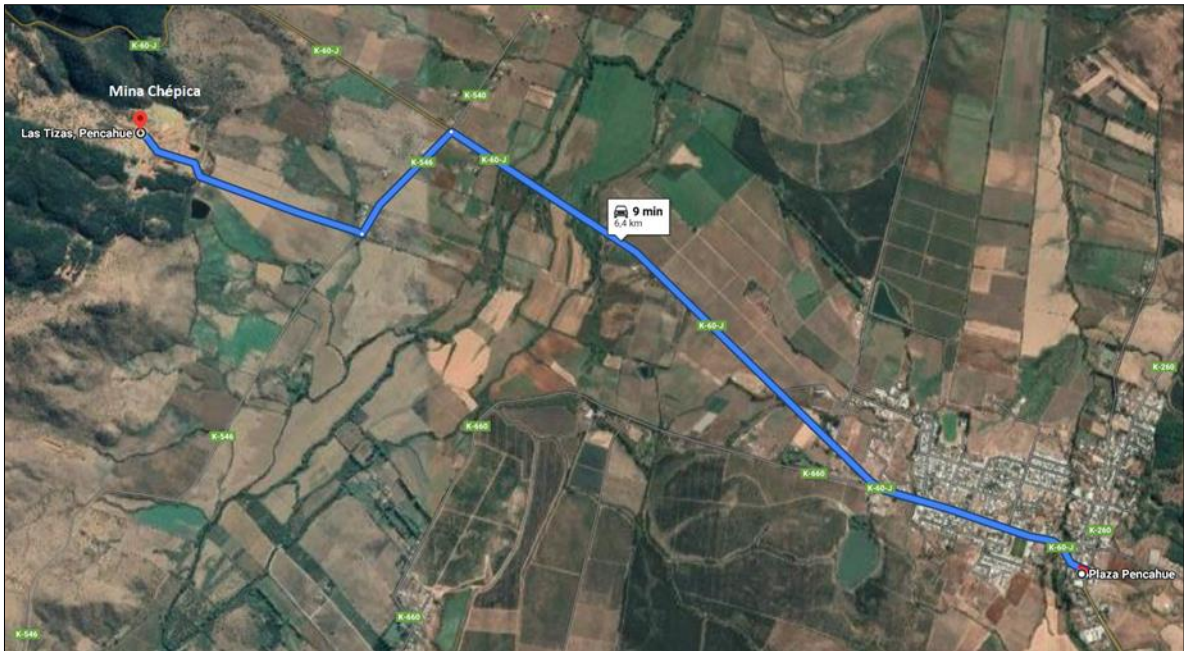
# ÍNDICE DE ANEXOS

<b>Anexo 1</b> Perfiles de sección de pique en RS2.....	50
---	----

# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 Antecedentes

El caso de estudio se enmarca en el análisis dinámico del comportamiento del pique Colín, perteneciente a la Mina Chépica, frente a un evento sísmico severo. Mina Chépica es una faena minera, la cual actualmente es operada por Sociedad Contractual Minera Paicaví S.A., ubicada en la comuna de Penciahue Región del Maule, a unos 6,4 km de la localidad de Penciahue (**Figura 1.1**) y a unos 25 km de la ciudad de Talca.



**Figura 1.1** Mapa de la localidad de Penciahue y del sector de la mina Chépica (Google Maps)

La caracterización de la pequeña y mediana minería a nivel mundial no tiene parámetros universales y uniformes (COCHILCO, 2014). Chile no es la excepción, existiendo 4 definiciones distintas para definir pequeña minería y 3 definiciones distintas para mediana minería (COCHILCO, 2014).

En la **Tabla 1.1** y la **Tabla 1.2** se pueden apreciar las distintas definiciones que existen para pequeña y para mediana minería en Chile, correspondiendo a las definiciones del Servicio Nacional de Geología y Minería de Chile (Sernageomin), del Código de Minería, de la ley de Impuesto a la Renta y de la Empresa Nacional de Minería (ENAMI) para pequeña minería y a las definiciones de Sernageomin, del Instituto Ingenieros de Minas de Chile y ENAMI para mediana minería.

Mina Chépica tiene una producción mensual que ronda entre las 4.000 y 5.000 toneladas por mes, por lo que se podría caracterizar como pequeña minería, utilizando la definición de ENAMI, y como mediana minería, utilizando la definición del Instituto de Ingenieros de Minas de Chile.

**Tabla 1.1** Definiciones legales de pequeña minería y minería artesanal

Sernageomin	Código de minería	Ley de impuesto a la renta	ENAMI
Definición en base a trabajadores y horas trabajadas	Definición en base a trabajadores	(Minería Artesanal) Definición en base a trabajadores	Definición en base a producción
Menor a 80 trabajadores	Menor a 12 trabajadores	Menor a 5 trabajadores	Son los productores que en forma individual venden o benefician mensualmente hasta 10.000 toneladas de minerales o su equivalente en productos mineros
Menor a 200.000 horas trabajadas			

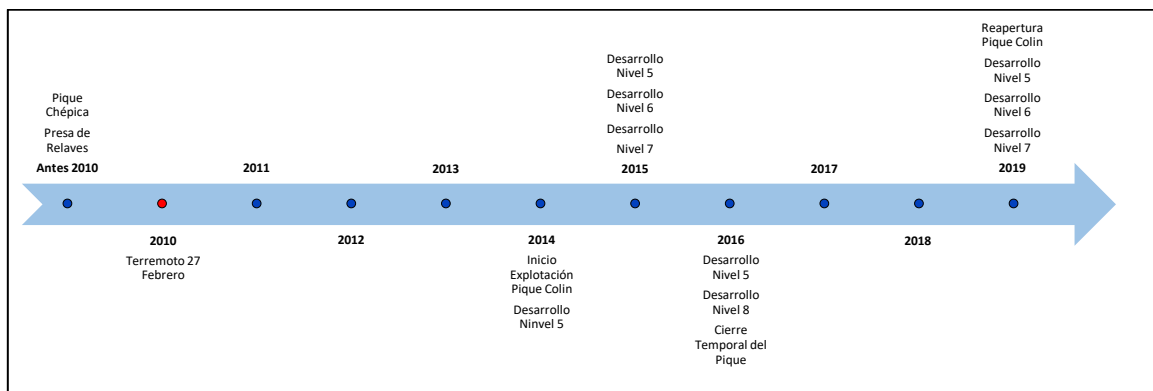
(COCHILCO, 2014)

**Tabla 1.2** Definiciones legales de la mediana minería

Sernageomin	Instituto de Ingenieros de Minas de Chile	ENAMI
Definición en base a trabajadores y horas trabajadas	Definición en base a producción	Definición en base a producción
Entre 80 y 400 trabajadores	Explotación entre 300 y 8.000 toneladas de mineral al día (menos de 50.000 toneladas de cobre fino por año aproximadamente)	Es aquel sector de productores actuales o potenciales, que en forma individual venden o benefician mensualmente más de 10.000 toneladas de minerales o su equivalente en productos mineros
Entre 200.000 horas y 1.000.000 de horas trabajadas		

(COCHILCO, 2014)

La explotación del pique de Colin comenzó en el año 2014, empezando por lo que se conoce como nivel 5, el cual ha sido trabajado durante todos los años en que ha estado operativo el pique. Luego, en el año 2015 se abrieron los niveles 6 y 7. En septiembre de año 2016 se detuvo el trabajo en la mina cuando se había llegado al nivel 8 debido a que se inundó. En el año 2018 se desaguó y el 2019 se reanudó la explotación de los niveles 5, 6 y 7 (**Figura 1.2**).



**Figura 1.2** Línea de tiempo del desarrollo del pique Colin  
(Elaboración propia)

En la **Figura 1.3** podemos ver las principales instalaciones superficiales que conforman a Mina Chépica. Destacando los puntos 5 y 6 que son el acceso al pique Colin y el túnel de ventilación, respectivamente.





Figura 1.3 Principales instalaciones de Mina Chépica

En la **Figura 1.4** se tiene una vista en planta del pique, donde se puede apreciar los distintos niveles de este. En gris oscuro y naranja se tiene el nivel 5, siendo lo de color gris oscuro lo que fue hecho antes de la detención de la mina en 2016 y lo de color naranja lo que se trabajó durante el año 2019 cuando se reanudó la explotación. Lo de color amarillo es la rampa que baja desde el nivel 5, la cual llega al nivel 6, el que se puede apreciar en color azul. Lo de color verde es la rampa que baja desde el nivel 6 hasta el nivel 7, que es el de color rosado. Lo de color celeste es la rampa que baja desde el nivel 7 hasta el nivel 8 que se puede apreciar de color rojo.

En la **Figura 1.5** se puede apreciar la distribución de los niveles desde otras perspectivas. Entre los diferentes niveles existe una distancia aproximada de 10 metros. También se puede observar que los niveles tienen un sentido noroeste. En la **Figura 1.6** se aprecia la distribución de los niveles 4, 5, 6 y 7 respecto a la veta y al acceso al pique.

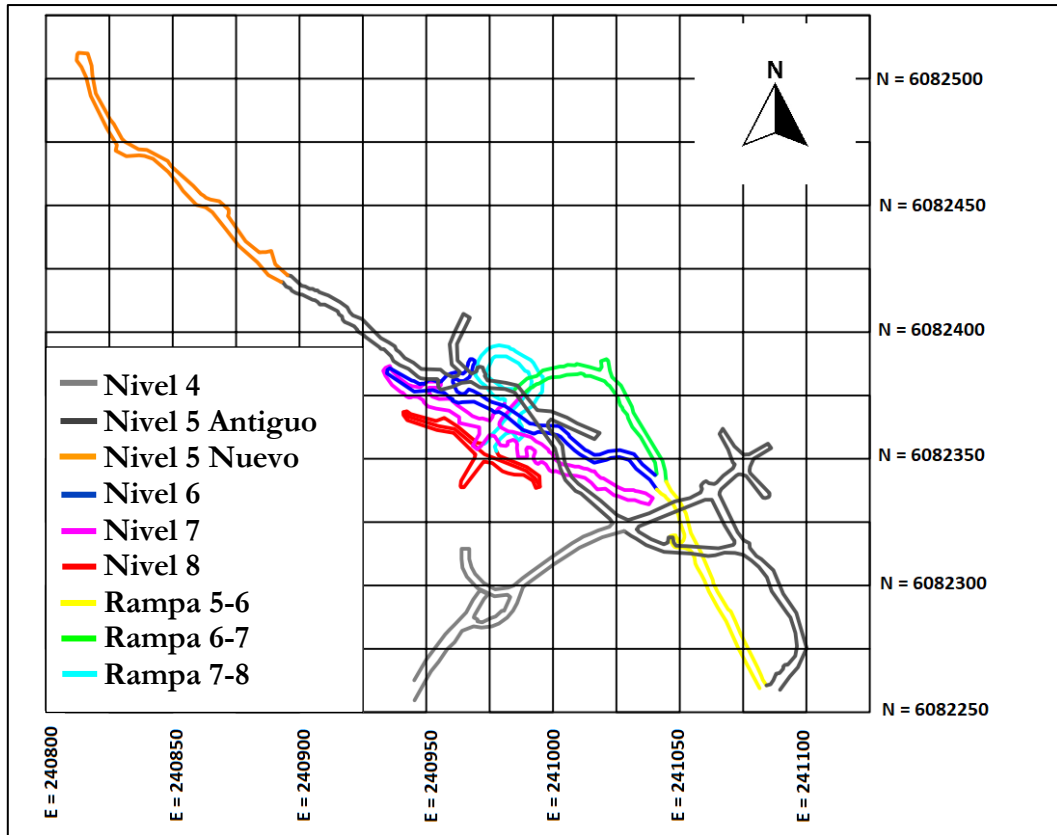


Figura 1.4 Vista en planta de niveles de pique Colin de Mina Chépica  
(Elaboración propia)

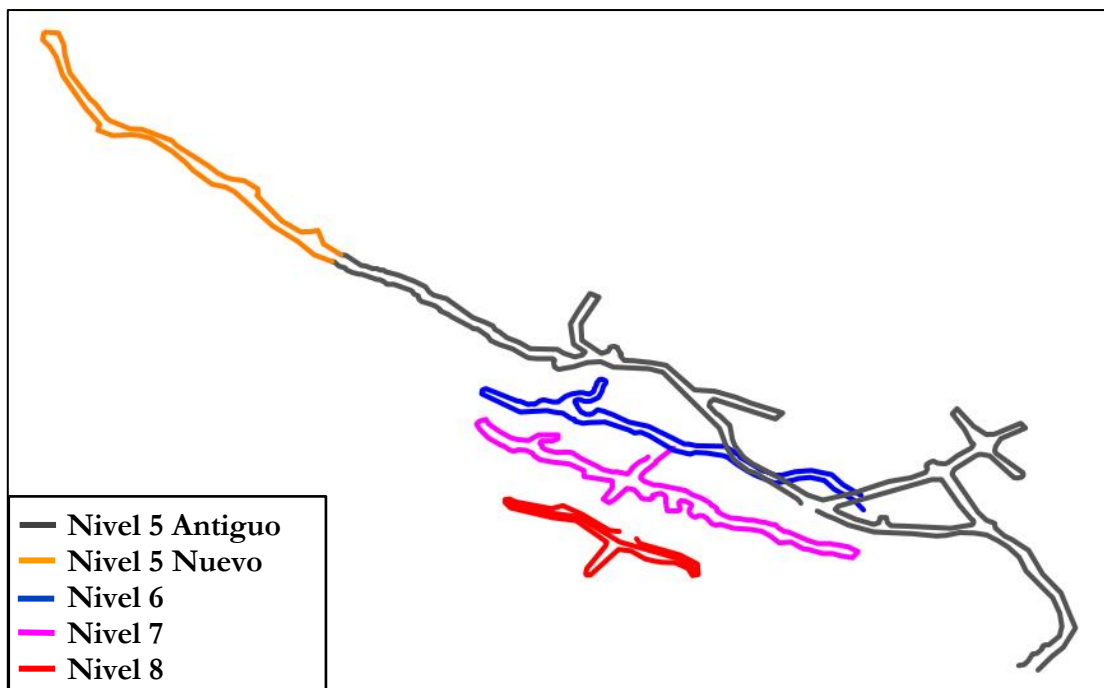
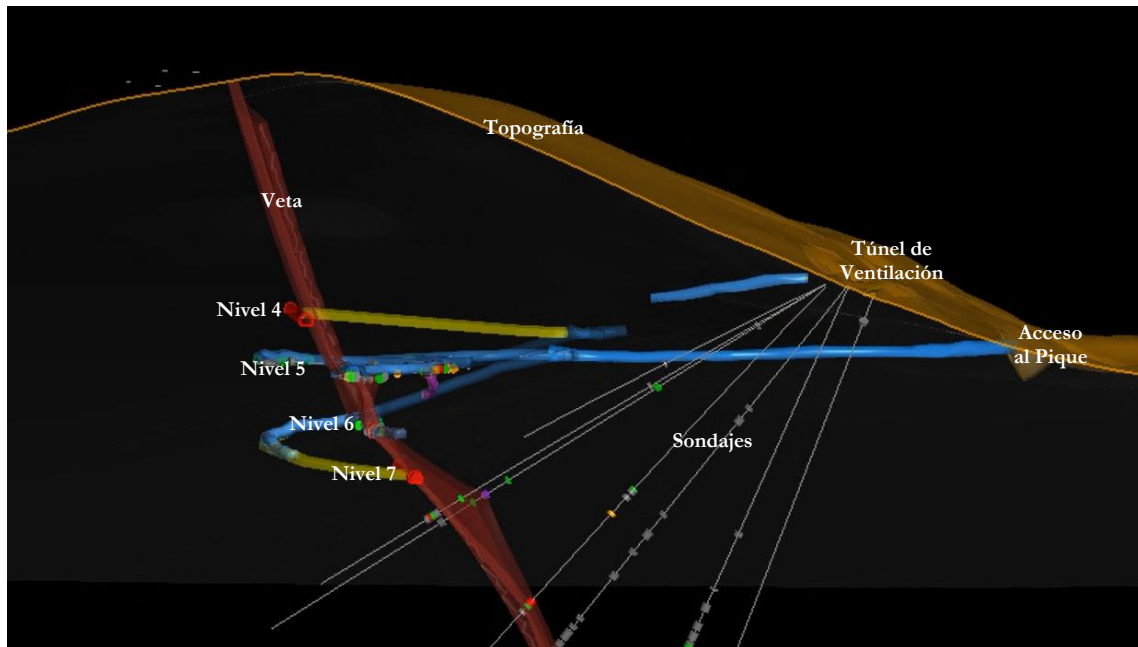


Figura 1.5 Distribuciones de los niveles de Chépica  
(Elaboración propia)



**Figura 1.6** Distribución de niveles 4, 5, 6, 7 y de veta en 3D  
(Base de datos Mina Chépica)

## 1.2 Descripción del problema

Si bien las estructuras subterráneas suelen ser menos vulnerables a eventos sísmicos que las estructuras superficiales, de igual forma es necesario poder garantizar la seguridad de estas ante los movimientos del terreno (Pérez & Avilés, 2014). Siendo Chile un país de alta demanda sísmica es de suma importancia que las estructuras que existen puedan garantizar su estabilidad frente a eventos sísmicos de magnitudes severas. Si bien las estructuras subterráneas en rocas, como los piques mineros, suelen sufrir menos daños que las estructuras que están sobre el terreno, debido a que al estar en roca el efecto de sitio es más tenue que en zonas de suelos de depósitos no consolidados, igual pueden ocurrir condiciones que generen zonas donde el túnel sufra excesivas deformaciones lo que puede generar derrumbes.

El 27 de febrero del 2010 Chile fue afectado por el evento sísmico más grande que le haya ocurrido en los últimos 20 años (también conocido como terremoto del 27-F). Dicho evento sísmico tuvo una magnitud de 8,8  $M_w$ , y su epicentro estuvo situado en el mar a 8 km al poniente de Curanipe en la comuna de Cauquenes, zona central de Chile, 90 km al norte de Concepción y a 340 km de Santiago aproximadamente.

En esa ocasión la Mina Chépica no sufrió ningún colapso grave en ninguno de los piques que estaban operativos en ese momento, a pesar de ser la faena minera metálica más cercana al epicentro, a unos 100 km aproximadamente. Aunque igual se presentaron agrietamientos del coronamiento de

la presa de relaves y algunas caídas de bloques pequeño al interior del pique Chépica. Posteriormente en el año 2014 se empezó a trabajar en el pique Colin, él cuál tiene características de calidad de roca similar a la de los piques que existían cuando ocurrió el terremoto del 27-F. Por lo que queda la interrogante de si el pique Colin será capaz de soportar un sismo de similares características al del 27-F, como si lo soportaron los piques que ya había en Mina Chépica.

### **1.3 Solución propuesta**

Para aportar en esclarecer el comportamiento de la problemática planteada anteriormente, se propone realizar un estudio de la respuesta sísmica del pique mediante modelamiento numérico y análisis del comportamiento de sus deformaciones durante un sismo severo tanto global, como localmente. Para esto se plantea la recopilación de datos del terreno de manera de poder definir las condiciones geotécnicas en distintos puntos del pique; poder definir tramos y estimar sus características geotécnicas para cada uno de estos; poder calcular y estimar las deformaciones en cada uno de los tramos definidos, como para el pique en toda su extensión, utilizando modelos analíticos y numéricos para el cálculo de deformaciones; y así finalmente poder evaluar la estabilidad del pique frente a un evento sísmico severo y dar recomendaciones que se pudiesen aplicar a fin de mejorar la estabilidad en zonas de deformaciones excesivas.

### **1.4 Objetivos**

#### **1.4.1 Objetivo general**

- Evaluar la respuesta sísmica en un pique de mediana minería considerando modelamiento numérico y un análisis dinámico en dos dimensiones.

#### **1.4.2 Objetivos específicos**

- Determinar propiedades del macizo rocoso (estática y dinámica), a través de revisión bibliográfica, mapeo geomecánico y ensayos de laboratorio en testigos.
- Cuantificar deformaciones y esfuerzos en la estructura del túnel a través de metodologías analíticas.
- Realizar análisis estático y dinámico de las deformaciones y esfuerzos en el túnel a través de metodologías numéricas.
- Identificar las zonas susceptibles a sufrir deformaciones excesivas de acuerdo con los estándares nacionales e internacionales frente a eventos sísmicos.

- Establecer las zonas susceptibles a sufrir deformaciones excesivas de acuerdo con los estándares nacionales e internacionales frente a eventos sísmicos.

## **1.5 Alcances**

El proyecto considerará que los túneles irregulares poseen geometría de herradura de 3 metros de diámetros, aun sabiendo que, en algunas zonas, debido al avance no continuo, este es más amplio y no cumple con la forma cabalmente debido a los explosivos.

Para este proyecto se asume que las características geotécnicas y geomecánicas del macizo rocoso del pique Colin serán iguales a las del macizo rocoso del pique Chépica, ya que solo se cuenta con información de las características de este pique. Al pertenecer ambos piques al mismo sector geológico se espera que no haya una gran diferencia entre las características geotécnicas y geomecánicas de ambos piques.

Para el modelamiento numérico se realizaron 8 perfiles distribuidos de tal manera de poder analizar la interacción de los distintos niveles existentes en el pique Colin. Dichos perfiles se modelan a través de método de elementos finitos. Para los bordes de estos perfiles se fija que los límites laterales no tendrán desplazamiento vertical y el límite inferior no tendrá desplazamientos. En cuanto a la condición dinámica se define que los bordes laterales transmitirán las ondas.

Los datos para simular el evento sísmico de los modelos numéricos son obtenidos de la Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos (RENADIC), específicamente del acelerógrafo ubicado en la Universidad Técnica Federico Santa María. De esta fuente se usaron los datos del terremoto del 27 de Febrero de 2010 en Chile.

## **1.6 Metodologías y herramientas utilizadas**

Para la obtención de los resultados del caso de estudio se realizaron varias actividades que se describen a continuación.

La primera etapa corresponde al levantamiento de información. Para el desarrollo del análisis del comportamiento de las deformaciones sísmicas del caso de estudio es necesario poseer datos sobre parámetros geotécnicos y geomecánicos del macizo rocoso donde está emplazado el caso de estudio, parámetros sísmicos, de algún evento sísmico similar al que se quiere aplicar en el caso de estudio, y parámetros estructurales de las estructuras subterráneas del caso de estudio.

Los parámetros geotécnicos, geomecánicos y estructurales fueron obtenidos de informes de estudios previos realizados en la mina y trabajos realizados en terreno como mapeos geotécnicos. Luego con los datos obtenidos del levantamiento de información se procedió a realizar caracterizaciones geotécnicas de la calidad del macizo rocoso y se discretizó el pique en tramos con el fin de comparar

los resultados obtenidos mediante *software* con los obtenidos con cálculos analíticos; para esta caracterización se calcularon las clases de comportamiento de túneles de Hoek (Perri, 2012). Para el caso de los antecedentes sísmicos estos fueron obtenidos de la Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos (RENADIC).

Posteriormente, para tener un primer acercamiento a las deformaciones en 2D se realizó un cálculo de las deformaciones mediante métodos analíticos para secciones transversales de cada uno de los tramos que fueron definidos durante la caracterización de comportamiento sísmico. Para los cálculos analíticos se utilizaron expresiones de cálculo de deformación, tanto de campo libre como de interacción suelo-estructura, utilizada en diseño sísmico de suelos. Para obtener los resultados finales se realizó un análisis de deformaciones en 2 dimensiones, utilizando el *software* RS2 de Rocscience, para cada uno de los tramos definidos del pique. Una vez hecho esto se procede al trabajo de análisis de deformaciones y esfuerzos, estáticos y dinámicos.

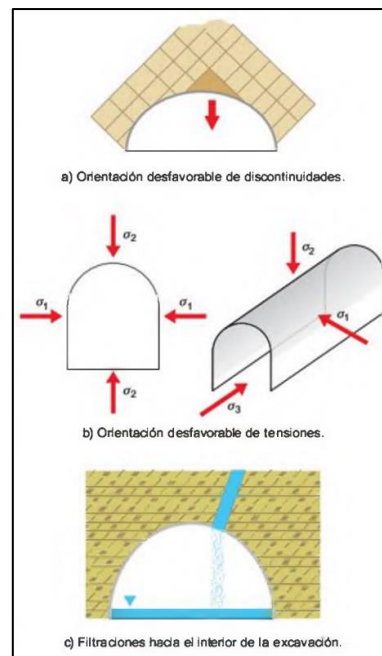
## 2 MARCO TEÓRICO

### 2.1 Caracterización del macizo rocoso

Tal como lo menciona Terzaghi: “la geología más que ningún otro factor determina el grado de dificultad y el coste de una excavación subterránea” (González, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002). Es por esto por lo que es de gran importancia poder realizar una buena caracterización del macizo rocoso para poder realizar un diseño adecuado de los túneles. Gonzáles et al. (2002) mencionan que los factores geológicos que pueden dar lugar a problemas de estabilidad en túneles son: estructuras, discontinuidades, resistencia de la roca matriz, condiciones hidrogeológicas y estado tensional.

Existen parámetros que permiten relacionar los factores antes mencionados con la calidad que puede presentar el macizo rocoso. Algunos de esos parámetros son GSI (*Geological Strength Index*), RMR (*Rock Mass Rating*), Q de Barton, entre otros. La obtención de estos parámetros es de mucha ayuda a la hora de estudiar la estabilidad de un pique.

Como la Mina Chépica extrae material de una veta, existen zonas del pique que pueden presentar *sets* de discontinuidades o zonas que sean más susceptibles a deformaciones, por lo que como primer paso para el estudio de deformaciones es de suma importancia poder contar con una adecuada caracterización del macizo rocoso. En la **Figura 2.1** se puede apreciar tres condiciones naturales de inestabilidad que pueden ocurrir en excavaciones de túneles en roca, como podría ser el pique Colín de Mina Chépica.



**Figura 2.1** Condiciones naturales de inestabilidad en excavación de túneles en roca (González et al., 2002)

### 2.1.1 Estructuras geológicas

Las estructuras geológicas son uno de los factores que más influye en la estabilidad de los túneles (González et al., 2002). En la **Figura 2.2** se puede ver un caso en el que las estructuras geológicas pueden afectar la estabilidad de un túnel, en este caso, muestra como la orientación de la estructura puede cambiar considerablemente como afecta al túnel. En el caso del túnel paralelo a la estructura, esto produce que la distribución de tensiones sea desfavorable para el túnel y facilita el flujo de agua hacia el túnel. Por el contrario, en el caso del túnel perpendicular a la estructura las condiciones de distribución de tensiones y de flujo de agua resultan favorable para la estabilidad del túnel.

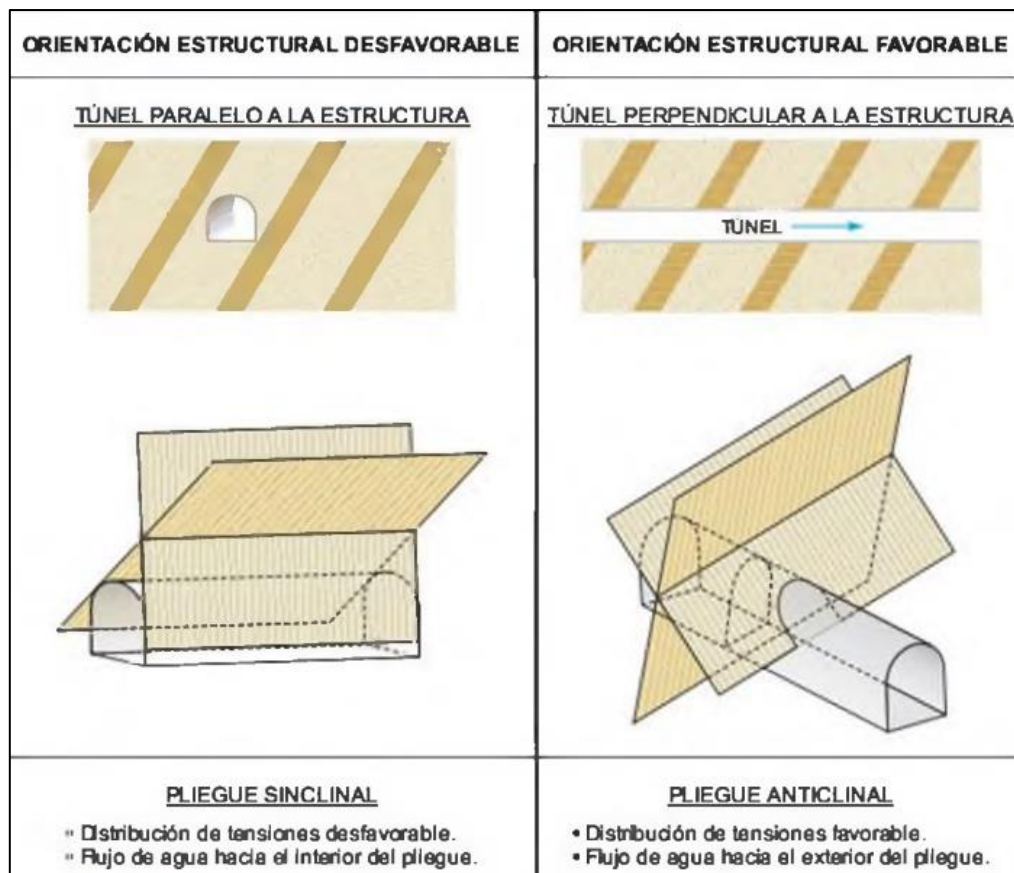


Figura 2.2 Influencia de la estructura geológica en la estabilidad de un túnel (González et al., 2002)

Brady & Brown (2004) mencionan y describen como principales estructuras geológicas a:

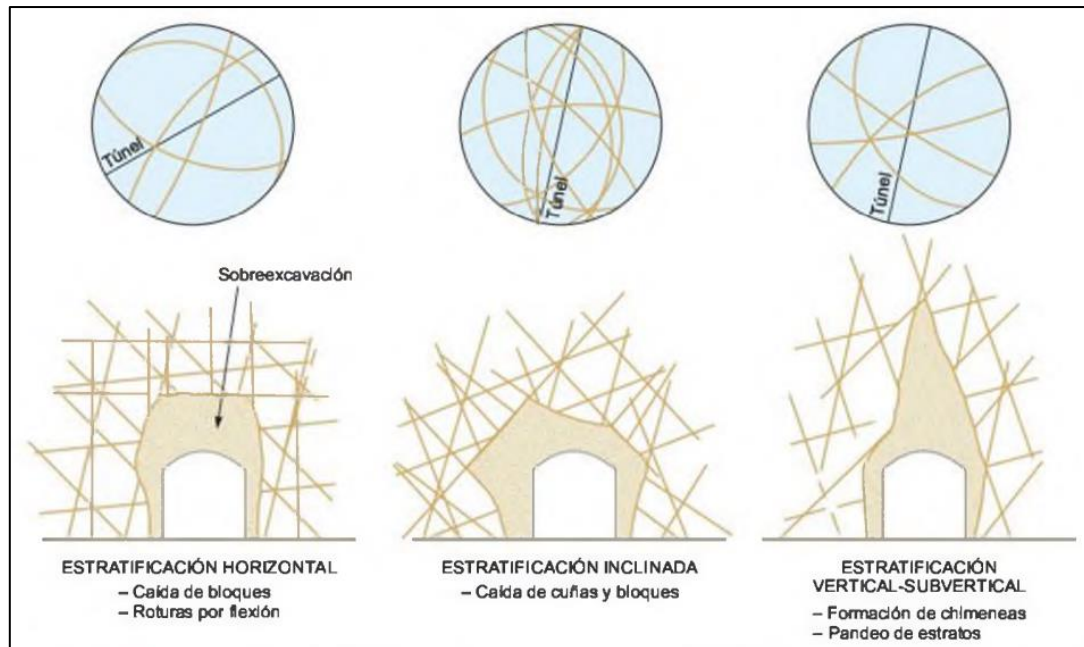
- Planos de estratificación: son planos que dividen las rocas sedimentarias en estratos. Estos representan interrupciones que ocurrieron en el curso de la sedimentación del macizo rocoso. Los planos de estratificación pueden contener material de separación de diferente granulometría de los sedimentos que conforman el macizo rocoso, o material que puede haber sufrido un leve metamorfismo.



- Pliegues: son estructuras donde los estratos cambian su posición debido a la flexión causada por la aplicación de fuerzas tectónicas post-sedimentación. Los efectos principales de los pliegues son que cambia la orientación local de los estratos y puede cambiar algunas de sus propiedades, como reducción de la resistencia al corte.
- Fallas: son fracturas en las cuales se ha producido un desplazamiento de corte identificable. Las fallas pueden abarcar grandes áreas mineras o pueden tener una extensión local relativamente limitada a una escala de metros.
- Zonas de Cizallamiento: son bandas de material, de hasta varios metros de espesor, en las que anteriormente se produjo una falla de cizallamiento local de la roca. Representan zonas de alivio de tensión en el macizo rocoso.
- Diques: son intrusiones largas y estrechas de rocas ígneas generalmente de grano fino con lados empinados o verticales y aproximadamente paralelos. Pueden variar en ancho de unos pocos centímetros a varios metros y pueden aparecer como enjambres de diques. Los diques también pueden tener una longitud considerable.
- Diaclasas: son la estructura geológica más comunes en las rocas. Las diaclasas son roturas de origen geológico a lo largo de las cuales no ha habido desplazamiento visible. Un grupo de diaclasas paralelas se denomina conjunto de diaclasas, y los conjuntos de diaclasas se cruzan para formar un sistema de diaclasas.
- Vetas: también conocidas como diaclasas cementadas, son rellenos minerales de diaclasas o fisuras. Generalmente son de origen ígneo, pero también pueden resultar de procesos sedimentarios. Se asocian comúnmente con cuerpos de mineral metalíferos y se ha encontrado que tienen grandes influencias en la capacidad de fragmentación y fragmentación de los yacimientos como en la mina El Teniente, Chile.

### 2.1.2 Discontinuidades

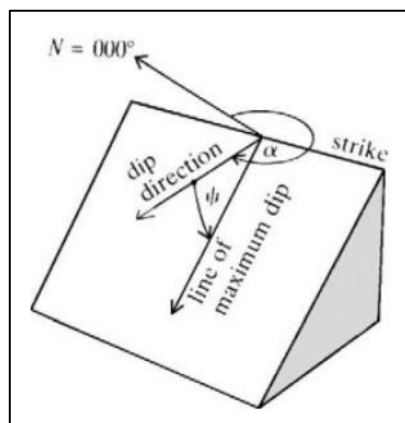
Las discontinuidades influyen principalmente en las zonas donde estas interceptan con el túnel (González et al, 2002). Uno de los principales problemas que ocurren con las discontinuidades, son las sobreexcavaciones, las cuales se pueden producir dependiendo de la orientación de las discontinuidades y de la intersección que tengan con el túnel (González et al, 2002), en la **Figura 2.3** se puede apreciar un ejemplo.



**Figura 2.3** Influencia de las discontinuidades en la estabilidad de un túnel. Ejemplos de sobreexcavaciones producidas en un túnel de trasvase (González et al, 2002)

Brady y Brown (2004) describen las siguientes características importantes de las discontinuidades:

- Orientación: la orientación, o posicionamiento de una discontinuidad en el espacio, se describe por el buzamiento (*dip*) de la línea de máxima declinación en la superficie discontinuidad medido desde la horizontal, y la dirección de buzamiento (*dip direction*) o de azimut de esta línea, medida desde el norte verdadero (ver **Figura 2.4**).



**Figura 2.4** Definición de *dip direction* ( $\alpha$ ) y *dip* ( $\psi$ ) (Brady & Brown, 2004)

- Espaciamiento: es la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes, y generalmente se expresa como el espaciado medio de un conjunto particular de diaclasas o fracturas. El espaciado de las discontinuidades determina el tamaño de los bloques que

forman el macizo rocoso. El espaciamiento de las discontinuidades es un factor utilizado en muchos esquemas de clasificación de macizos de rocosos.

- Persistencia: es el término utilizado para describir la extensión o tamaño de área de una discontinuidad dentro de un plano. Es uno de los parámetros del macizo rocoso más importantes, pero uno de los más difíciles de determinar. La persistencia de las discontinuidades tendrá una gran influencia en la resistencia al corte desarrollada en el plano de la discontinuidad y en las características de fragmentación, capacidad de excavación y permeabilidad del macizo rocoso.
- Rugosidad: es una medida de la irregularidad de la superficie inherente y la ondulación de la discontinuidad en relación con su plano medio. La rugosidad de la pared de una discontinuidad tiene una influencia potencialmente importante en su resistencia al corte. La importancia de la rugosidad disminuye con el aumento de la apertura, el grosor del relleno o el desplazamiento de corte previo.
- Abertura: es la distancia perpendicular que separa las paredes de roca adyacentes de una discontinuidad abierta en la que el espacio intermedio está lleno de aire o agua.
- Relleno: es el término utilizado para describir el material que separa las paredes de roca adyacentes de las discontinuidades. Tales materiales pueden ser calcita, clorita, arcilla, limo, gubia de falla, brecha, cuarzo o pirita, por ejemplo. Los materiales de relleno tendrán una gran influencia en la resistencia al corte de las discontinuidades.

### **2.1.3 Resistencia de la matriz rocosa**

Perri (2012) relaciona la resistencia de la matriz rocosa con la “Clase de comportamiento de la excavación”, que es como se espera que se comporte la roca circundante a un túnel en base a su resistencia del macizo rocoso, expresado en parámetros como RMR de Bieniawsky, Q de Barton, RSR de Wikham o GSI de Hoek, entre otros, a las dimensiones de la excavación y a su profundidad. Perri (2012) divide las Clases de comportamiento en 5, que van desde A hasta E, de acuerdo con su mayor o menor estabilidad respectivamente. También sugiere para cada clase de comportamiento un tipo de revestimiento primario para darle estabilidad a la excavación.

#### *2.1.3.1 Clase de comportamiento de la excavación*

Para definir esta clase de comportamiento propuesta por Perri (2012) primero es necesario identificar el nivel de cobertura que tiene la excavación(H), que es equivalente a la profundidad a la que está la excavación. Luego es necesario calcular el “Índice de competencia de la excavación” (IC), para esto

es necesario conocer el estado de sollicitación natural de la excavación ( $\gamma H$ ), que se puede calcular como la densidad del macizo rocoso por la cobertura, y la resistencia no confinada del macizo rocoso ( $\sigma_{cm}$ ). Con esta información podemos calcular el IC con la siguiente fórmula:

$$IC = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \quad (1)$$

Con este parámetro podemos definir la Clase de comportamiento de acuerdo con lo definido en la **Tabla 2.1**.

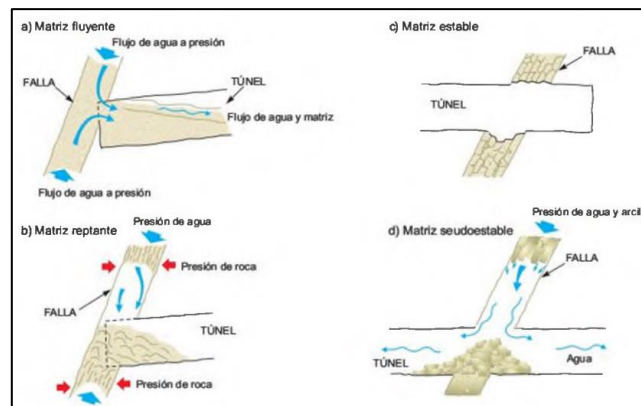
**Tabla 2.1** Clase de comportamiento de la excavación

Clase	Comportamiento	Cobertura Alta	Cobertura Baja
		IC	GSI
A	Estabilidad al frente Estabilidad en la cavidad Eventuales inestabilidades	>0,45	60
B	Estabilidad al frente Cavidad algo inestable	0,30 – 0,45	40 – 60
C	Frente próximo al equilibrio Cavidad inestable	0,20 – 0,30	30 – 50
D	Frente inestable Cavidad inestable	0,15 – 0,20	20 – 40
E	Inestabilidad generalizada	<0,15	<20

(Perri, 2012)

#### 2.1.4 Condiciones hidrogeológicas

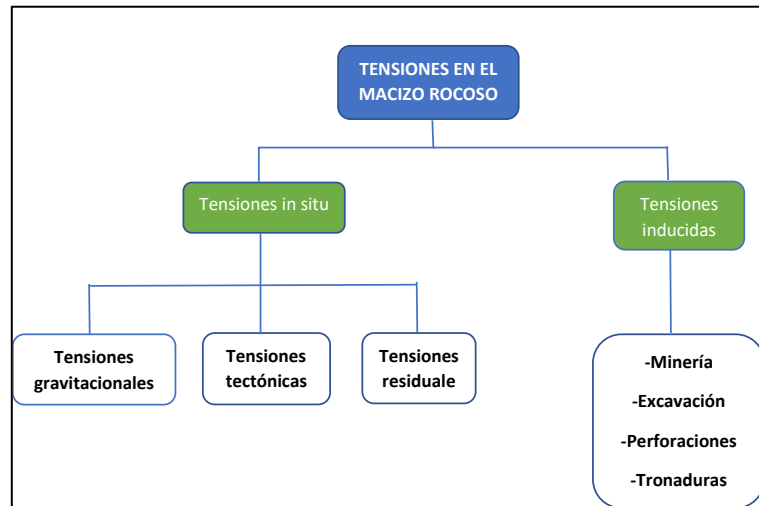
Los túneles producen el efecto de un gran dren el cual capta los flujos de agua de los acuíferos que intercepta, y esto produce, entre otras cosas, debilitamiento del macizo rocoso y problema con materiales arcillosos (González et al, 2002). Según González et al. (2002) en los macizos rocosos la transmisión de agua tiene lugar preferentemente a través de las fracturas, a diferencia de los suelos en donde esta ocurre principalmente dependiendo de la granulometría. En la **Figura 2.5** se puede apreciar como algunas condiciones geológicas pueden afectar la estabilidad del túnel cuando influyen sobre fallas que interceptan al túnel.



**Figura 2.5** Estabilidad de las rocas de falla en un túnel  
(González et al., 2002)

### 2.1.5 Estado tensional

Existen dos tipos de tensiones que pueden actuar sobre una excavación subterránea, tensiones naturales, o *in situ*, e inducidas, como concuerdan González et al. (2002) y Aguilera, Villalobos C. & Villalobos J. (2018) (ver **Figura 2.6**).



**Figura 2.6** Clasificación de las tensiones sobre los macizos rocosos (Aguilera et al., 2018)

## 2.2 Diseño sísmico de túneles

En el seminario de geotecnia de 2019, se expuso una charla llamada “el riesgo sísmico en infraestructura subterránea”. En esta exposición se mencionó entre otras cosas sobre la deformación que ocurre en estructuras subterráneas a causa de eventos sísmicos. Estas deformaciones pueden ser transitorias o permanentes; las deformaciones permanentes es la que produce mayor daño en estructuras subterráneas. Según Pérez & Avilés (2014) las estructuras subterráneas suelen ser menos vulnerables a eventos sísmicos que las estructuras superficiales, pero de igual forma es necesario garantizar la seguridad de estas ante los movimientos del terreno.

Los efectos producidos por sismos en estructuras subterráneas se evalúan de forma distinta a como se evalúan en obras superficiales (Pérez & Avilés, 2014). Según González (2016) el análisis y diseño sísmico para estructuras subterráneas utiliza principalmente propuestas que se centran en los desplazamientos y deformaciones tanto de la estructura como del medio en el cual se encuentra.

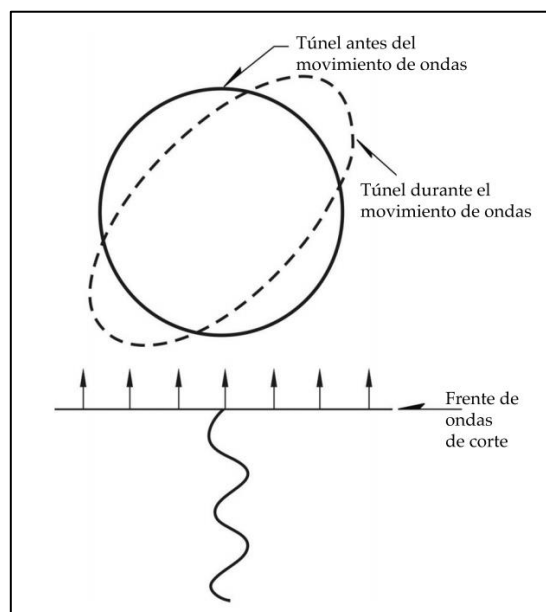
## 2.2.1 Propuestas de diseño de estructuras subterráneas

### 2.2.1.1 Propuesta sobre la deformación del terreno

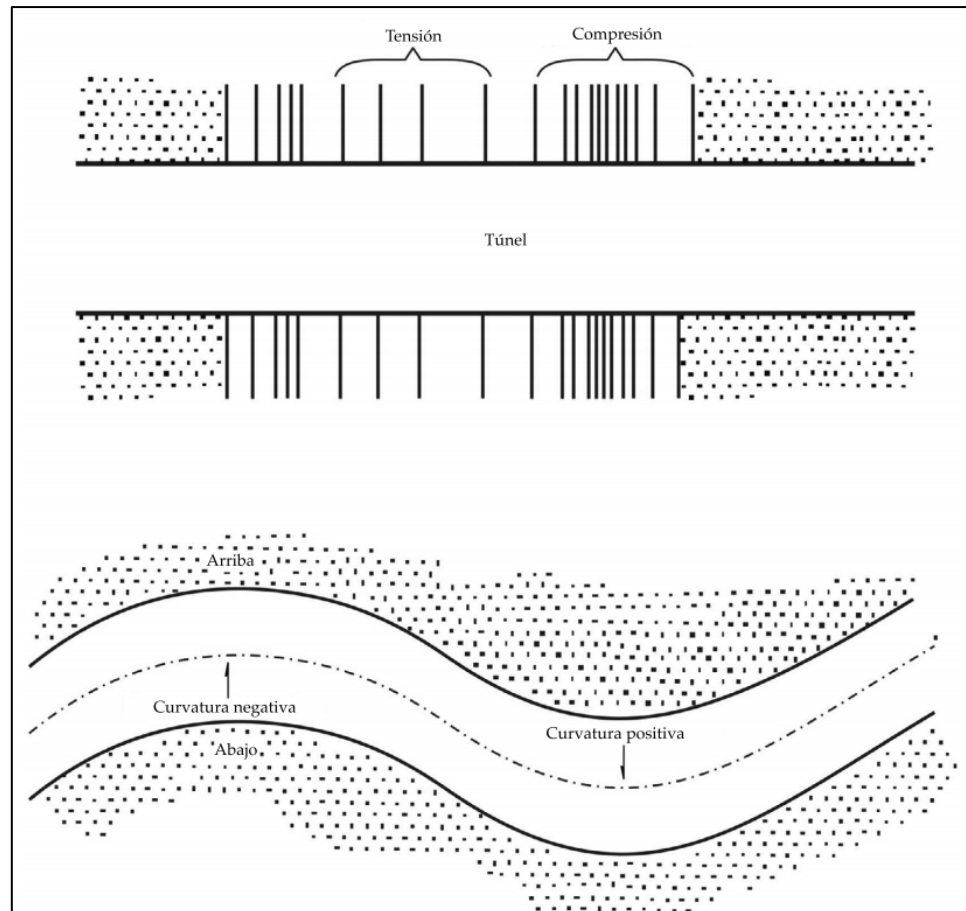
González (2016) menciona que la estructura de un túnel interactúa como un conjunto junto al medio que lo rodea al enfrentarse a un sismo, es por esto por lo que es necesario que las estructuras del túnel sean diseñadas para acomodarse a las deformaciones impuestas por el suelo.

Pérez & Avilés (2014) y González (2016) mencionan 3 tipos de deformación que puede llegar a sufrir la estructura del túnel dependiendo de la naturaleza y dirección de las ondas que se propagan por el medio:

- Deformación de ovalamiento: deformación en la sección circular de un túnel causada por un frente de ondas que genera desplazamientos perpendiculares al eje longitudinal del túnel (ver **Figura 2.7**).
- Deformación axial: compresión o tracción a lo largo del eje de un túnel, que se producen por un frente de ondas que genera desplazamientos en dirección longitudinal al eje (ver **Figura 2.8** parte superior).
- Deformación de flexión: se produce por un frente de ondas que se propaga paralelo al eje longitudinal del túnel, pero genera desplazamientos perpendiculares al eje (ver **Figura 2.8** parte inferior).



**Figura 2.7** Deformación de Ovalamiento en sección circular de túnel  
(Pérez & Avilés, 2014)



**Figura 2.8** Deformaciones axiales y flexionantes a lo largo del eje del túnel  
(Pérez & Avilés, 2014)

Para el diseño de túneles Pérez & Avilés (2014) proponen dos métodos para calcular las deformaciones máximas que podría soportar un túnel antes de presentar fallas. Estos métodos son el de campo libre y el de interacción suelo estructura.

#### 2.2.1.2 Método de deformación de campo libre

Este es el enfoque de diseño más sencillo, ya que ignora la interacción del túnel con el suelo circundante y luego se diseña el túnel para que pueda acomodarse a las deformaciones que impone el suelo (Pérez & Avilés, 2014).

Pérez & Avilés (2014) y González (2016) concuerdan en que este método genera una buena aproximación cuando el túnel es más flexible que el terreno circundante, pero en caso contrario, cuando el túnel es más rígido, la estimación puede ser demasiado conservadora.

La deformación axial ( $\epsilon_{máx}$ ) y deformante ( $K_{máx}$ ) se calculan con las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_{m\acute{a}x} = \frac{V}{c_{\varepsilon}C} \quad (1)$$

$$K_{m\acute{a}x} = \frac{A}{(c_{\kappa}C)^2} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{m\acute{a}x} + K_{m\acute{a}x} \quad (3)$$

Usando los valores de velocidad (V) y aceleración (A) máximas para el terreno, y la velocidad efectiva de propagación (C), además de los coeficientes de deformación y curvatura ( $c_{\varepsilon}$  y  $c_{\kappa}$ ).

Para la deformación por ovalamiento se utilizan las siguientes expresiones:

$$\gamma_{m\acute{a}x} = \frac{V_s}{C_s} \quad (4)$$

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{\gamma_{m\acute{a}x}}{2} \quad (5)$$

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{\gamma_{m\acute{a}x}}{2} (1 - \nu_s) \quad (6)$$

### 2.2.1.3 Método de interacción suelo – estructura

Este método considera a la cavidad a la hora de calcular las deformaciones y también la interacción que pueda haber entre el terreno y cualquier revestimiento con el que cuente la cavidad (Pérez & Avilés, 2014). Las principales expresiones que se usan en este método son las siguientes para deformación axial y flexionante:

$$\varepsilon_{ax} = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{E_c A_c} \quad (7)$$

$$\varepsilon_{flex} = \frac{rM_{m\acute{a}x}}{E_c I_c} \quad (8)$$

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{ax} + r\varepsilon_{flex} \quad (9)$$

Y para la deformación por ovalamiento se utilizan las siguientes expresiones:

$$\gamma_{m\acute{a}x} = \frac{V_s}{C_s} \quad (10)$$






$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_1 \gamma_{m\acute{a}x} \quad (11)$$

## 2.2.2 Revestimientos

Muchas veces, los túneles pueden contar con secciones que presentan, debido a diferentes condiciones, condiciones de inestabilidad lo que las hace propensas a derrumbes o estallidos de roca. Es por esto por lo que muchas veces se hace necesario colocar revestimiento dentro del túnel, con la finalidad de darle más estabilidad. Soto (2004) describe los siguientes tipos de revestimientos visto en la **Tabla 2.2**:



Tabla 2.2 Tipo de revestimientos según Soto (2004)

Nombre	Descripción	Ilustración
Bulones	El bulonado o empernado es un sistema de sostenimiento que puede ser provisional o definitivo. Los bulones normalmente son barras de acero de 25 a 32 mm. de diámetro y de 3 a 4 m. de longitud y tienen como función unir los estratos alrededor de la sección excavada para formar una bóveda natural.	
Cerchas	Son vigas de acero con sección en H y curvadas a la sección transversal del túnel. Cuando el material del túnel es poco compacto, se pueden poner tablonces o planchas de acero entre las cerchas para evitar caídas.	
Hormigón Proyectado	Esta técnica de revestimiento se puede usar solo o en complemento con bulones o cerchas. Se prepara una mezcla de árido, cemento y agua, la cual se aplica a través de una manguera gruesa con una pistola en su extremo, donde se dispara la mezcla fuertemente contra la roca, de manera que esta pueda introducirse en las grietas y fisuras y formar sobre la superficie de la roca una capa fuertemente adherida.	
Preanillos de Hormigón	Consiste en la aplicación de hormigón encofrado entre dos cerchas o en cavidades hechas en la roca, y placas acuchilladas que quedan incorporadas en el hormigón.	
Dovelas	Son anillos circulares segmentados, normalmente de hormigón más o menos armado. Tienen la ventaja de que inmediatamente después de que se han colocado proporcionan una fuerte estructura de soporte.	

(Elaboración propia)

### 2.3 Métodos computacionales de análisis

Es común encontrarse con problemas complejos en la práctica de la ingeniería, y muchas veces las soluciones analíticas simplificadas no son suficientes para encontrar la solución adecuada, por lo que, en tales casos se puede hacer uso de modelos computacionales que facilitan la obtención de las soluciones (Aguilera et al., 2018). Brady & Brown (2004) dividen los métodos computacionales de análisis de estrés en dos categorías: métodos diferenciales y métodos integrales.

La característica de los métodos integrales de análisis de tensiones es que un problema se especifica y se resuelve en términos de valores de superficie de las variables de campo de tracción y desplazamiento (Brady & Brown, 2004).

### **2.3.1 Método de elementos de contornos (BEM)**

El método de elementos de contornos o BEM (del inglés *Boundary Element Method*) es el más conocido de los métodos integrales de análisis (Aguilera et al., 2018). Aguilera et al. (2018) explica el método de la siguiente manera:

“Este método define inicialmente un medio infinito, isótropo, homogéneo y elástico, el cual se complementa con volúmenes finitos que describen materiales de diferentes características a las del medio infinito inicial. Estos volúmenes se desarrollan por medio de elementos de fuerzas ficticias, las cuales simulan la reacción de un material distinto al medio inicial a través de fuerzas aplicadas en los contornos del volumen.”

### **2.3.2 Método de elementos finitos (FEM)**

El método de elementos finitos o FEM (del inglés *Finite Element Method*) es una de las herramientas numéricas más utilizadas en ingeniería de materiales, incluyendo la mecánica de rocas (Aguilera et al., 2018). La base del método de elementos finitos es la definición de un dominio problemático que rodea una excavación y la discretización del dominio en un conjunto de elementos discretos e interactivos (Brady & Brown, 2004). La discretización del dominio consiste en la división de éste en un número finito de elementos geométricos simples y contiguos, de formas regulares, los cuales se encuentran sujetos a un estado tensional definido a priori y a las condiciones de borde en los límites del dominio, para luego puede ser aproximado por una función polinómica evaluada en los nodos (Aguilera et al., 2018).

RS2 es un *software* de análisis de elementos para modelar pendientes, diseño de túneles y soportes, excavaciones superficiales y subterráneas, diseño de cimientos, terraplenes, consolidación, filtración de agua subterránea y entre otros.

### **2.3.3 Método de diferencia finitas**

El método de diferencias finitas es un método de carácter general que permite la resolución aproximada de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales definidas en recintos finitos. Es de una gran sencillez conceptual y constituye un procedimiento muy adecuado para la resolución de una ecuación bidimensional.

### 3 METODOLOGÍA

#### 3.1 Levantamiento de la información

##### 3.1.1 Parámetros geomecánicos y geotécnicos

Para poder modelar el pique a través de *software* y para realizar los cálculos analíticos se deben conocer las propiedades geomecánicas y geotécnicas del macizo rocoso en el cual se encuentra el pique de Colin. Para obtener esta información se revisó informes de estudios realizados a material del Pique Chépica I que es aledaño al Pique Colin y que se ubica en el mismo tipo de macizo rocoso (FF GeoMechanics, 2014), además de otros trabajos de memoria realizados en el pique (Guajardo, 2020).

##### 3.1.2 Parámetros sísmicos

Uno de los objetivos del estudio es poder evaluar la estabilidad del pique frente a un evento sísmico severo. Para esto es necesario contar con información de un sismo que se utiliza como base para modelar el evento sísmico. En este caso se utilizará el terremoto ocurrido la madrugada del 27 de febrero del año 2010, el cual es considerado uno de los eventos sísmicos más grandes de los últimos 20 años en Chile, del cual se posee información de zonas cercanas al caso de estudio y medido en roca, lo que proporciona un registro muy similar al primigenio del sismo. De acuerdo con los parámetros medidos por acelerógrafo la Universidad Técnica Federico Santa María (UTFSM) los datos de ese sismo son los que aparecen en la **Tabla 3.1**:

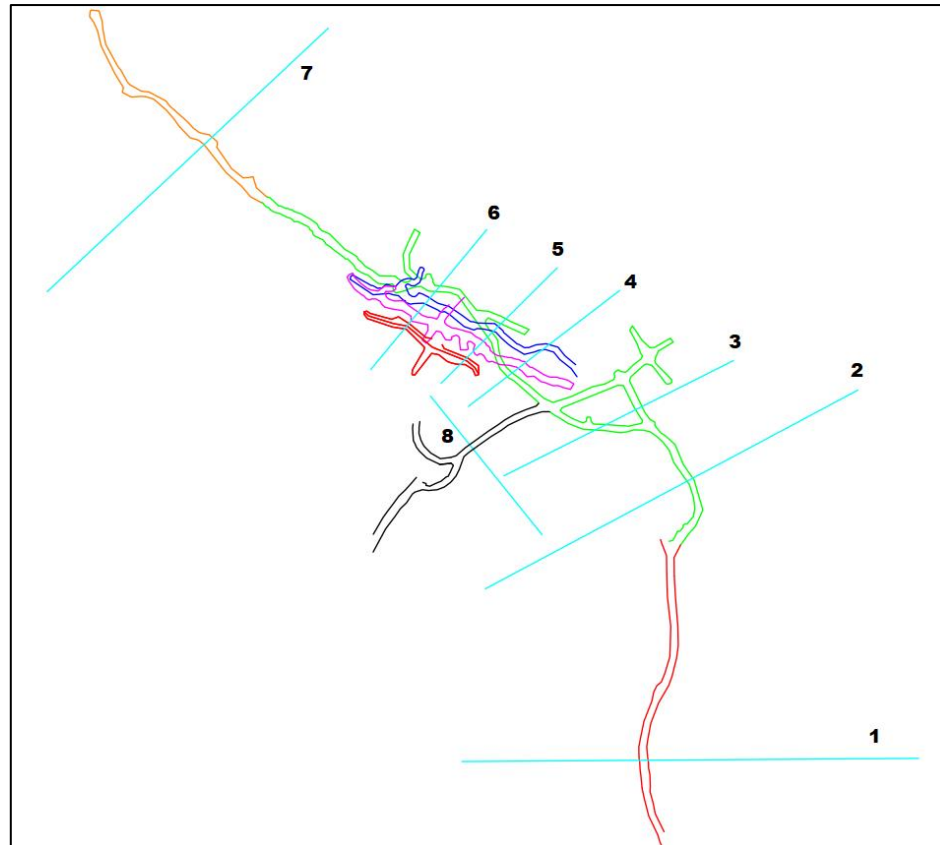
**Tabla 3.1** Registros UTFSM terremoto del 27F

Valparaíso UTFSM Magnitud 8.8 M <sub>w</sub>	Valor máximo registrado		
	Longitudinal	Vertical	Transversal
Aceleración [cm/s <sup>2</sup> ]	128,95	69,05	285,35
Velocidad [cm/s]	7,38	9,37	16,02
Desplazamiento [cm]	2,48	2,39	2,41

(Boroschek, Soto, & León, 2010)

#### 3.2 Caracterización geotécnica

Como primer acercamiento a la respuesta que posee el pique en diferentes zonas, se calculó que clase de comportamiento de la excavación tendrían de acuerdo con lo postulado por Giancarlo Perri (2012). Las zonas a las cuales se les realizó este cálculo son las mismas que se utilizaron en el *software* RS2 para poder realizar las respectivas comparaciones. En la **Figura 3.1** se puede apreciar la distribución de los perfiles utilizados en el estudio. Estos se eligieron de manera de poder tomar los distintos niveles del pique en distintas partes.



**Figura 3.1** Distribución de los perfiles de estudio  
(Elaboración propia)

### 3.3 Cálculo analítico de deformaciones

Para tener un primer acercamiento a las deformaciones que podría sufrir el pique debido al sismo de estudio se realizó un cálculo de las deformaciones mediante los métodos de criterio sísmico (ver capítulo 2.2.1) para las secciones transversales de cada uno de los tramos que fueron definidos durante la caracterización geotécnica.

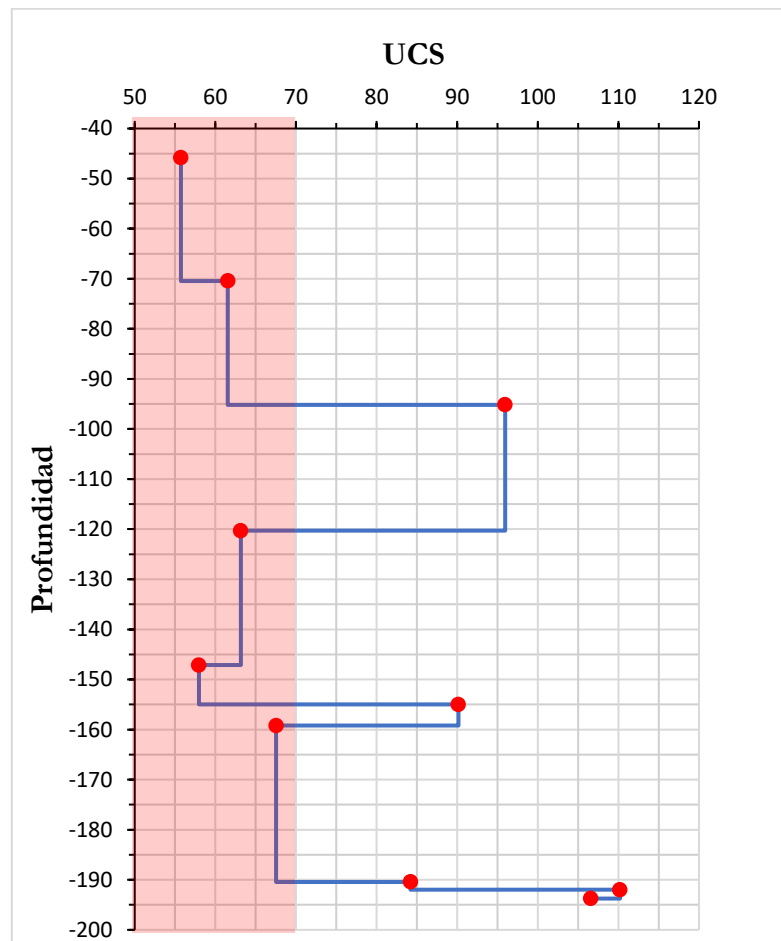
### 3.4 Cálculo de deformaciones mediante métodos numéricos

Para el desarrollo de esta etapa primero se realizó un análisis de deformaciones en 2 dimensiones, utilizando el *software* RS2, para cada uno de los tramos definidos del pique; una vez hecho esto se procede al trabajo de análisis de deformaciones y esfuerzos, estáticos y dinámicos. En el **Anexo 1** se ven los distintos perfiles que se utilizaron.

## 4 RESULTADOS Y ANÁLISIS

### 4.1 Resistencia a la compresión uniaxial por profundidad

Además de la información promedio de resistencia a la compresión uniaxial (UCS) para la andesita que se tenía de los informes realizados por *FF GeoMechanics* se contaba con la información de los valores de distintos puntos utilizados, por lo que se decidió establecer la resistencia a la compresión por profundidad de manera que esta sea más representativa para los cálculos. En el **Gráfico 4.1** y **Tabla 4.1** se puede ver los valores, y se puede apreciar que hay zonas de calidad media a zonas de calidad alta respecto a la resistencia a la compresión uniaxial. A priori se podría esperar que las zonas de calidad bajo 70 [MPa] podrían ser las zonas que al estar en contacto con los túneles sean las zonas donde se puedan generar derrumbes u otras dificultades frente a un sismo de magnitud considerable.



**Gráfico 4.1:** Resistencia a la compresión uniaxial respecto a la profundidad de la andesita para el pique Colin.  
(Elaboración propia)

**Tabla 4.1:** Resistencia a la compresión uniaxial respecto a la profundidad de la andesita para el pique Colin.

Profundidad [m]	UCS [MPa]
45,85 – 70,45	55,73
70,45 – 95,15	61,56
95,15 – 120,3	95,96
120,3 – 147,15	63,16
147,15 - 155	57,95
155 – 159,2	90,16
159,2 – 190,43	67,55
190,43 - 192	84,22
192 – 193,75	110,21
<193,75	106,59

(Elaboración propia)

## 4.2 Clase de comportamiento de la excavación

El resultado del cálculo de la clase de comportamiento de la excavación, calculada según lo visto en el capítulo 2.1.3.1, se resume en la **Tabla 4.2**.

**Tabla 4.2** Clase de Comportamiento de la excavación

Perfil	Tramo	Clase de comportamiento de la excavación	Cobertura [m]	Límite de cobertura [m]	IC
1	Nivel 5	B	19,5	30	19,62
2	Nivel 5	A	64	30	5,98
2	Rampa 5-6	A	66	30	10,97
3	Nivel 5	A	71	30	5,95
3	Rampa 5-6	A	83,5	30	5,06
4	Nivel 4	A	42,5	30	9,00
4	Nivel 5	A	72	30	5,87
4	Nivel 6	A	90,5	30	4,67
4	Rampa 6-7	A	97,5	30	6,76
4	Nivel 7	A	101,5	30	6,49
5	Nivel 5	A	76	30	5,56
5	Nivel 6	A	90,5	30	4,67
5	Rampa 6-7	A	96,5	30	6,83
5	Nivel 7	A	101	30	6,52
5	Nivel 8	A	113	30	5,83
6	Nivel 5	A	78	30	5,42
6	Nivel 6	A	91,5	30	4,62
6	Nivel 7	A	101	30	6,52
6	Rampa 7-8 A	A	110,5	30	5,96
6	Rampa 7-8 B	A	114	30	5,78
6	Nivel 8	A	111	30	5,94
7	Nivel 5	A	72	30	5,87
8	Nivel 4	A	51	30	7,50

(Elaboración propia)

Se puede apreciar que solo el primer perfil en su nivel 5 presenta una cobertura bajo el límite por lo que su clase de comportamiento está determinado por su GSI más que por su IC, siendo este la única sección del pique que presenta una clase B. En el resto de los perfiles, al tener una cobertura

alta, su clase de comportamiento esta principalmente determinado por su IC, el cual para todas las secciones tiene un valor que supera el límite entre las clases A y B, haciendo que todos tengan clase A, lo que significa que poseen un comportamiento en general estable en condiciones estáticas, y se recomienda para revestimiento una capa de concreto proyectado de espesor moderado, con pernos, para aquellas zonas que podrían generar caídas de bloques debido a sistemas de fallas locales.

### 4.3 Deformaciones máximas según criterio de diseño sísmico

#### 4.3.1 Método de campo libre

Para los cálculos de método de campo libre se obtuvo los siguientes resultados como máximas deformaciones que podría provocar el sismo:

Máxima deformación axial y flexionante:

$$\varepsilon_{m\acute{a}x} = 1,47 \cdot 10^{-5}$$

$$K_{m\acute{a}x} = 3,1 \cdot 10^{-7}$$

Y para el cálculo de la deformación de ovalamiento se tiene:

$$\gamma_{m\acute{a}x} = 2,95 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta d = 4,4 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

#### 4.3.2 Método de interacción suelo – estructura

Para los cálculos de método de interacción suelo - estructura se obtuvo los siguientes resultados:

Máxima deformación axial y flexionante:

$$\varepsilon_{ax} = 7,3 \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{flex} = 3,1 \cdot 10^{-7}$$

Y para el cálculo de la deformación de ovalamiento se tiene:

$$\gamma_{m\acute{a}x} = 2,95 \cdot 10^{-5}$$

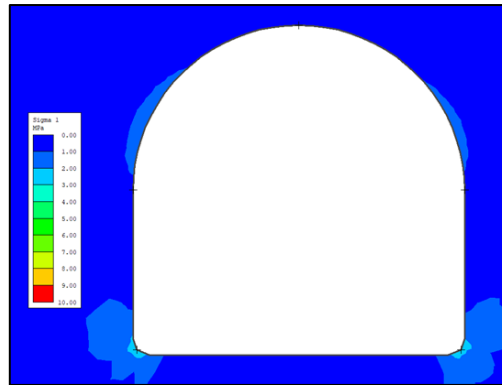
$$\Delta d = 2,8 \cdot 10^{-10} \text{ cm}$$

### 4.4 Resultados tensionales estáticos

A continuación, se muestran los resultados obtenidos, y su análisis, del modelamiento estático. En el capítulo 4.6 se dará un registro de los valores máximos para cada sección de los distintos perfiles.

#### 4.4.1 Perfil 1

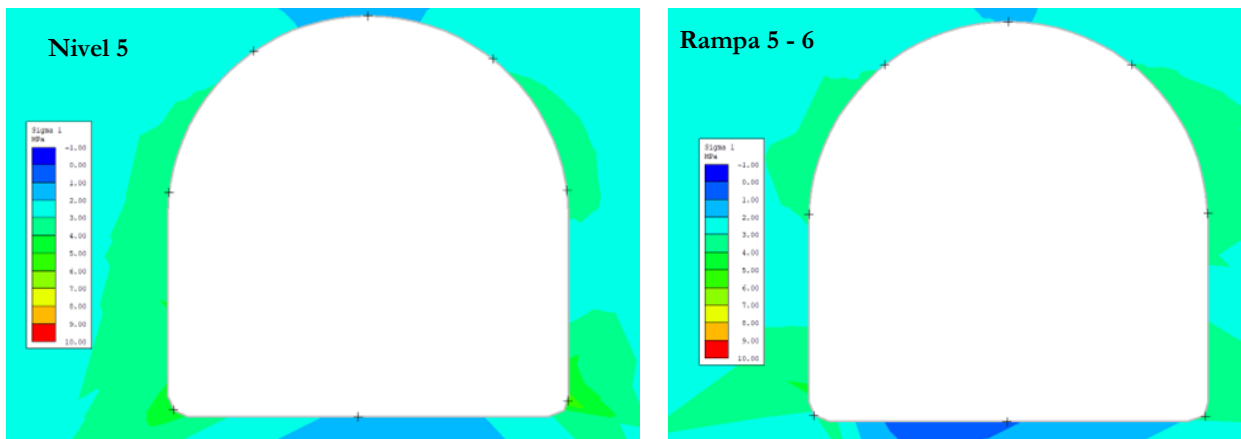
El perfil 1 solo muestra una sección de túnel que corresponde al acceso al pique Colin en el nivel 5. En la **Figura 4.1** se puede apreciar que la máxima tensión presentada en el caso estático no excede al valor crítico por lo que es estable estáticamente.



**Figura 4.1** Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 1 sección Nivel 5  
(Elaboración Propia)

#### 4.4.2 Perfil 2

En el perfil 2 se muestra la continuación del nivel 5 y la rampa que baja desde el nivel 5 al nivel 6 (rampa 5 - 6) (ver **Figura 4.2**). En este perfil se puede apreciar que las tensiones en el caso estático al igual que en el perfil 1 tampoco superan las tensión critica para generar una falla.



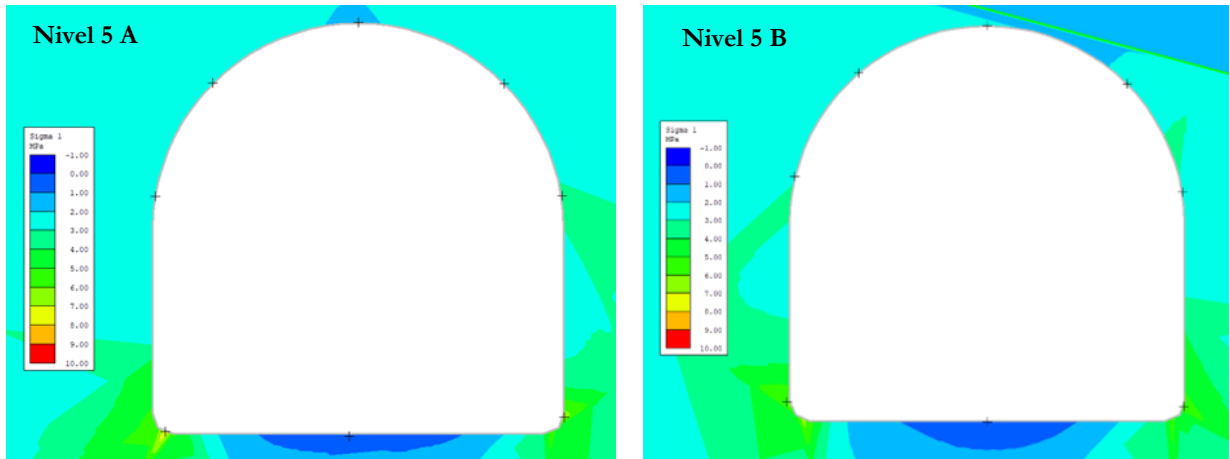
**Figura 4.2** Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 2 secciones Nivel 5 y Rampa 5 - 6  
(Elaboración Propia)

#### 4.4.3 Perfil 3

En el perfil 3 se muestra la parte donde el nivel 5 se divide en 2 y la continuación de la rampa 5 - 6. En la **Figura 4.3** se pueden ver los resultados de las dos secciones del nivel 5, denominadas secciones 5 A y 5 B, donde se puede apreciar que las tensiones alrededor de las secciones de túneles

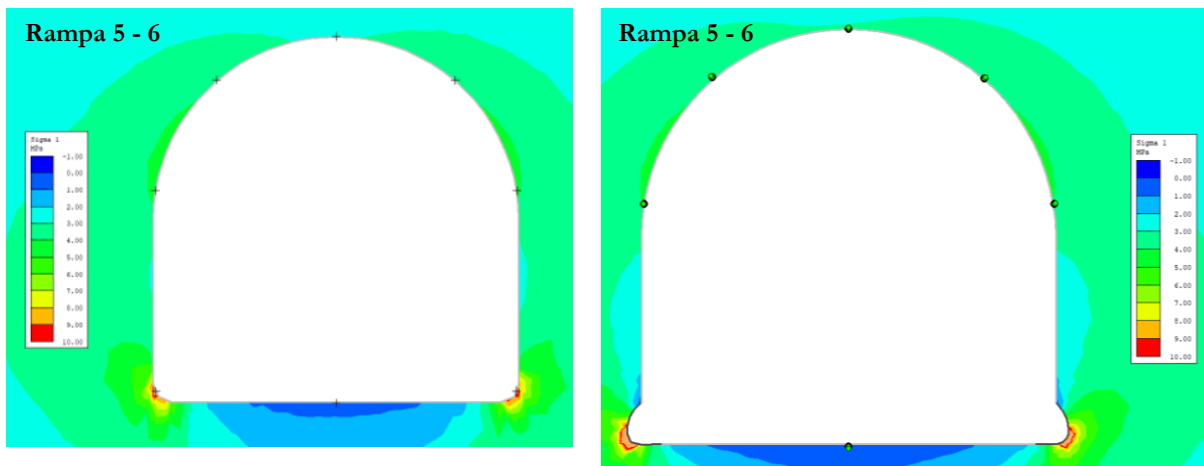


son un poco mayor a las del perfil 2 teniendo zonas donde los valores llegan a los 6 o 7 [MPa]. Con estos valores se deduce que es estable estáticamente.



**Figura 4.3** Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 3 secciones Nivel 5 A y Nivel 5 B (Elaboración propia)

Al ver la sección de la rampa 5 - 6 (ver **Figura 4.4**, lado izquierdo) se puede apreciar que en las esquinas inferiores hay más tensión de carga, valores que están en el límite de resistencia a la tracción, por lo que es recomendable que esta zona pudiera contar con revestimiento. Al realizar un nuevo análisis simulando que esta sección no contase con material en las zonas donde es probable que falle por tracción, se puede ver que se sigue propagando las zonas donde supera el valor crítico hacia las esquinas. Según este resultado pareciera que esta falla no afecta al techo o las paredes del túnel.

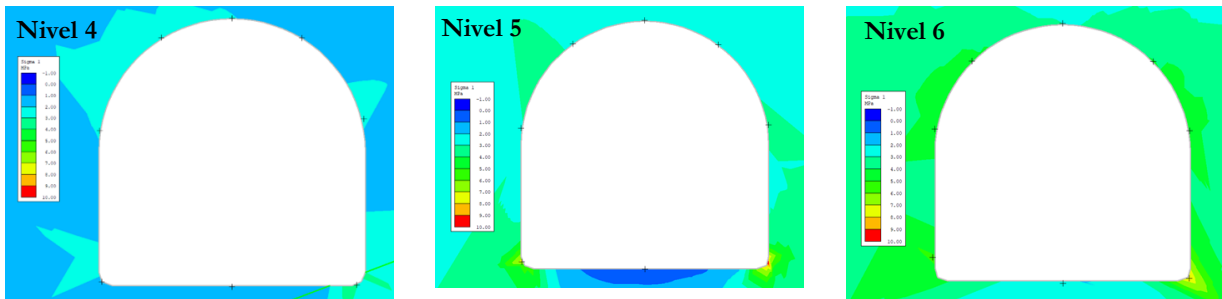


**Figura 4.4** Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 3 sección Rampa 5 - 6 original y con falla. (Elaboración propia)

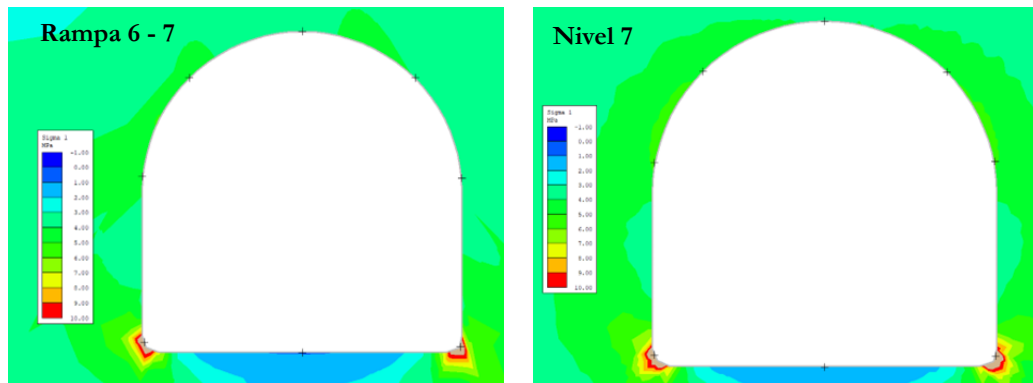
#### 4.4.4 Perfil 4

En el perfil 4 se muestra la zona de sureste de la parte central del pique Colin, donde se pueden ver las secciones de túneles de los niveles 4, 5, 6 y 7, y parte de la rampa que va del nivel 6 al 7 (rampa 6 -

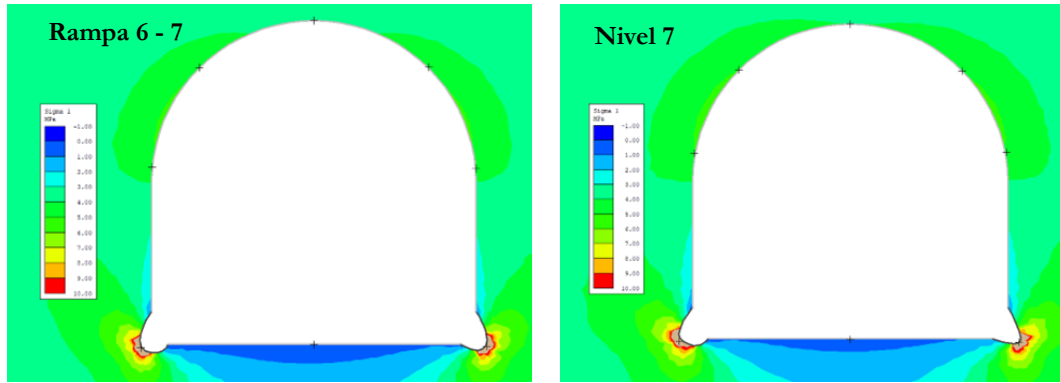
7). En la **Figura 4.5** se pueden ver los resultados de los niveles 4, 5 y 6, donde se aprecia que alrededor de las secciones no hay niveles tensionales que podrían suponer que se genere alguna falla. En la **Figura 4.6** se puede ver que el nivel 7 y la rampa 6 - 7 tienen tensiones similares a las de la rampa 5 - 6 del perfil 3, mostrando que pueden generar fallas en las esquinas inferiores del túnel. Al realizar otro análisis considerando fallas en las esquinas inferiores de las secciones antes mencionadas (ver **Figura 4.7**) se puede apreciar que ocurre lo mismo que ocurría en el caso de la rampa 5 - 6 del perfil 3, lo que significa que estas zonas requieren de revestimiento, a pesar de que pareciera que este tipo de falla no afecta las paredes y el techo del túnel.



**Figura 4.5** Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 4 secciones Nivel 4, Nivel 5 y Nivel 6  
(Elaboración propia)



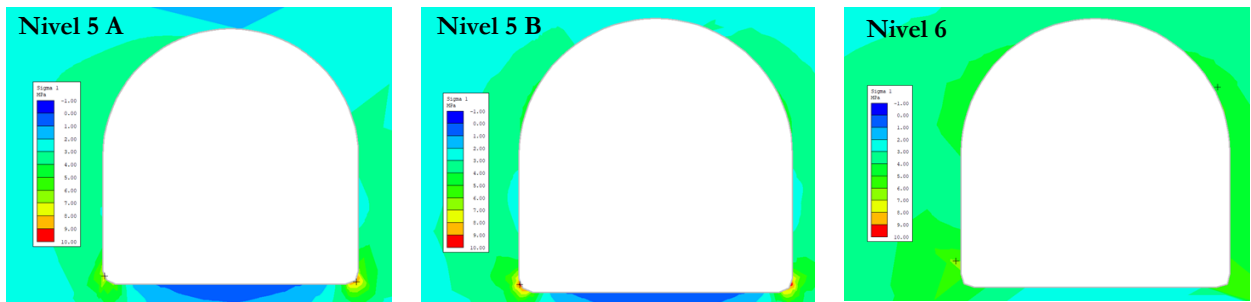
**Figura 4.6** Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 4 secciones Nivel 7 y Rampa 6 - 7  
(Elaboración propia)



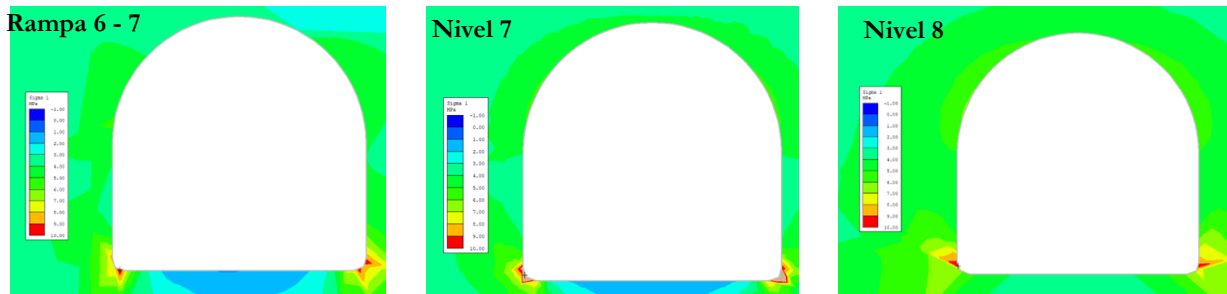
**Figura 4.7** Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 4 secciones Nivel 7 y Rampa 6 - 7 con falla (Elaboración propia)

#### 4.4.5 Perfil 5

El perfil 5 es de la parte central del pique Colín que muestra la parte más sureste del nivel 8 y que muestra una parte donde el nivel 5 tiene un pequeño desvío (sección nivel 5 B). En este perfil también se observan secciones de los niveles 5 (A), 6, 7 y de la rampa 6 - 7. Como se puede ver **Figura 4.8** los niveles 5 A, 5 B y 6 estas secciones presentan la concentración de tensiones en la esquina inferior izquierda y en la parte derecha del techo de las secciones. Se puede ver que estos niveles tensionales van aumentando con la profundidad, teniendo el nivel 6 mayores niveles de tensiones que es los niveles 5 A y 5 B. En las siguientes secciones, que podemos ver en la **Figura 4.9**, podemos ver que en la rampa 6 - 7 y el nivel 8 se mantiene estable, pero ya en el nivel 7 podemos ver que aparece zonas de tensión que superan la crítica en la esquina inferior.



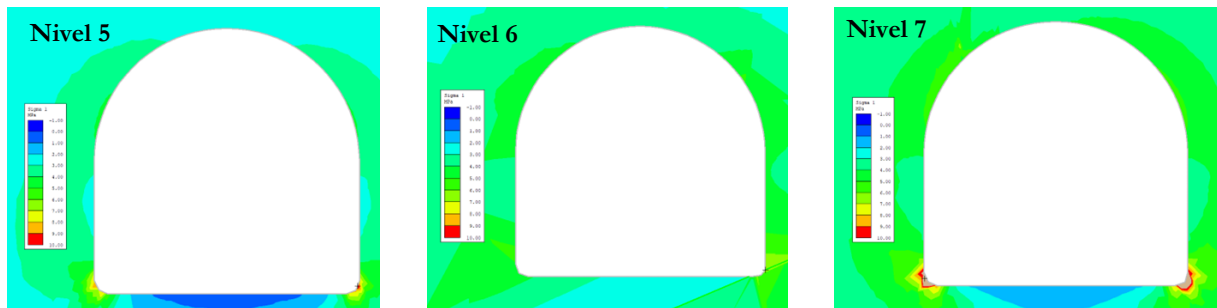
**Figura 4.8** Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 5 secciones Nivel 5 A, Nivel 5 B y Nivel 6 (Elaboración propia)



**Figura 4.9** Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 5 secciones Rampa 6 - 7, Nivel 7 y Nivel 8 (Elaboración propia)

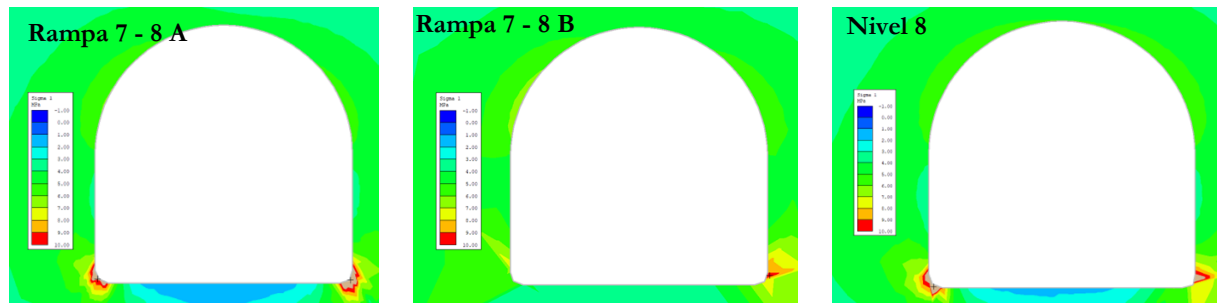
#### 4.4.6 Perfil 6

El perfil muestra la zona más noroeste de la parte central del pique Colin. Este perfil muestra secciones de los niveles 5, 6, 7 y 8, además de dos secciones de la rampa que vaya del nivel 7 al 8, esta rampa baja en espiral y este perfil la corta en dos secciones (rampa 7 - 8 A y rampa 7 - 8 B). Los niveles 5, y 6 que se pueden ver en la **Figura 4.10** (imagen izquierda y central), no presentan niveles tensionales de los cuales podamos esperar alguna falla. El nivel 7 (ver **Figura 4.10**, imagen derecha) presenta niveles tensionales en las esquinas inferiores que podrían provocar fallas de tracción.



**Figura 4.10** Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 6 secciones Nivel 5, Nivel 6 y Nivel 7 (Elaboración propia)

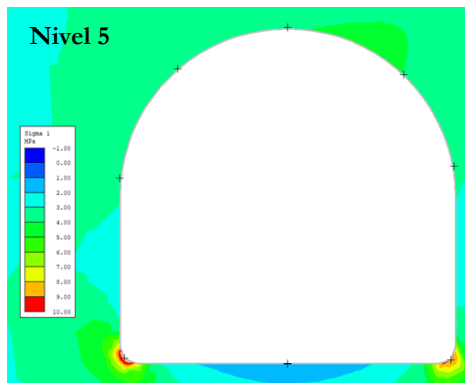
En las secciones que se ven en la **Figura 4.11** se puede apreciar que la primera parte de la rampa 7 - 8 A y el nivel 8 presentan niveles tensionales que podrían generar fallas. La rampa 7 - 8 B no parece mostrar niveles tensionales que puedan generar fallas.



**Figura 4.11** Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 6 secciones Rampa 7 - 8 A, Rampa 7 - 8 B y Nivel 8 (Elaboración propia)

#### 4.4.7 Perfil 7

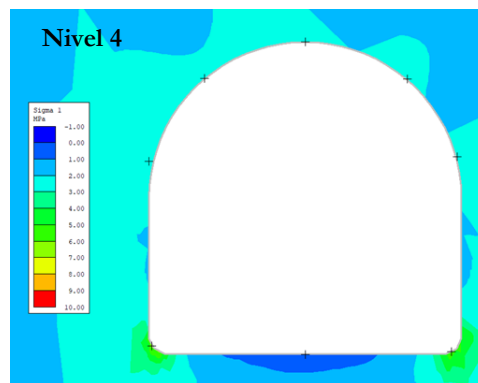
El perfil 7 solo presenta una sección, que corresponde al nivel 5, a la parte más reciente de este. En la **Figura 4.12** se pueden ver sus resultados tensionales, los cuales no sobrepasan los niveles que pueden generar fallas.



**Figura 4.12** Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 7 sección Nivel 5  
(Elaboración propia)

#### 4.4.8 Perfil 8

El perfil 8 muestra una sola sección, que corresponde al nivel 4, este perfil es casi perpendicular a los otros, excepto el perfil 1. En la **Figura 4.13** se puede ver que la sección del nivel 4 de este perfil presenta niveles tensionales bajos por lo que probable que no falle.



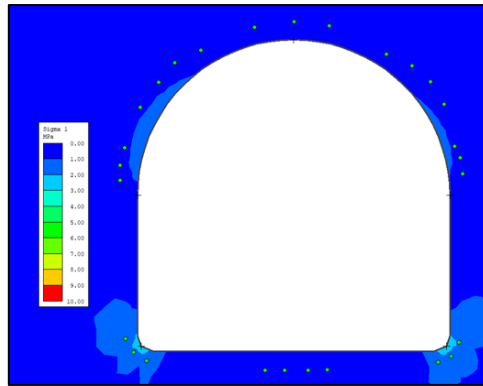
**Figura 4.13** Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 8 sección Nivel 4  
(Elaboración propia)

### 4.5 Resultados tensionales dinámicos

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para el modelamiento y análisis dinámico en dos dimensiones.

#### 4.5.1 Perfil 1

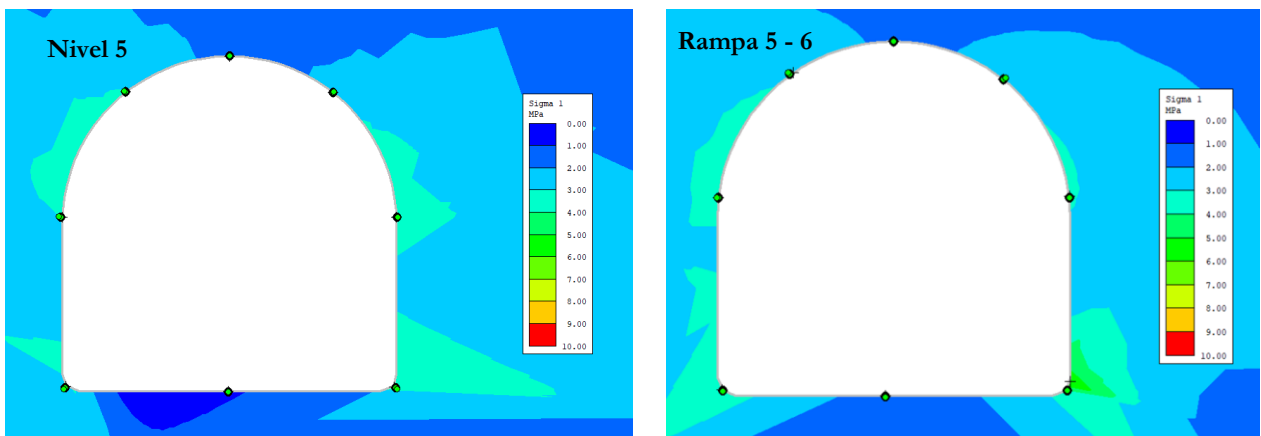
En la **Figura 4.14** se puede apreciar que debido a la sollicitación por sismo las tensiones mayores se concentran en las esquinas inferiores del túnel, pero los valores de los niveles tensionales no superan la tensión máxima de tracción o compresión que soporta el macizo rocoso, por lo que no debería generar fallas por tracción o compresión. Luego, se podría esperar que frente a un evento sísmico como el del 27-F no se vea afectada esta sección aún si no cuenta con algún método de revestimiento.



**Figura 4.14** Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 1 sección Nivel 5  
(Elaboración Propia)

#### 4.5.2 Perfil 2

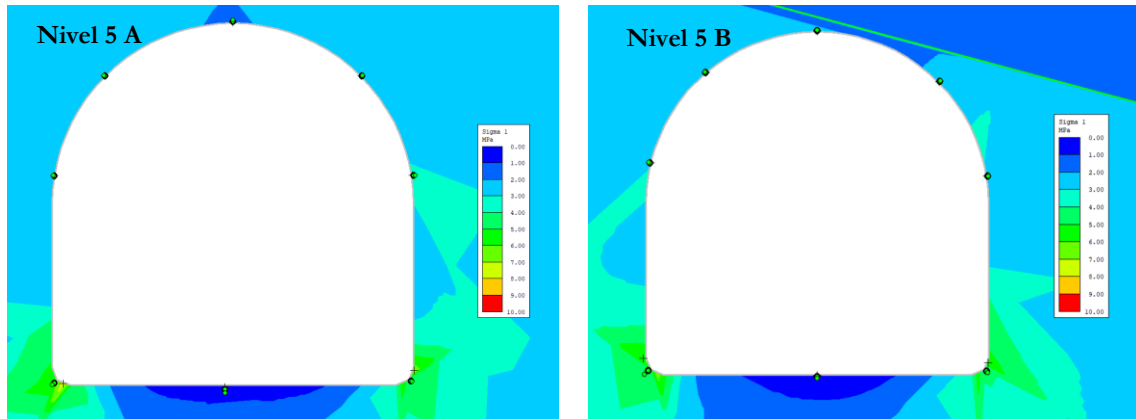
En el perfil 2 se muestra la continuación del nivel 5 y la rampa que baja desde el nivel 5 al nivel 6 (rampa 5 - 6) (ver **Figura 4.15**). En este perfil se puede apreciar que las secciones de túnel que tiene presentan mayor carga tensional que las apreciadas en la sección de túnel del perfil 1, pero aun así estas no se acercan al límite de resistencia a la tracción o a la compresión, por lo que es esperable que al igual que el caso anterior, no haya problemas frente a un sismo como el del 27-F.



**Figura 4.15** Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 2 secciones Nivel 5 y Rampa 5 - 6  
(Elaboración Propia)

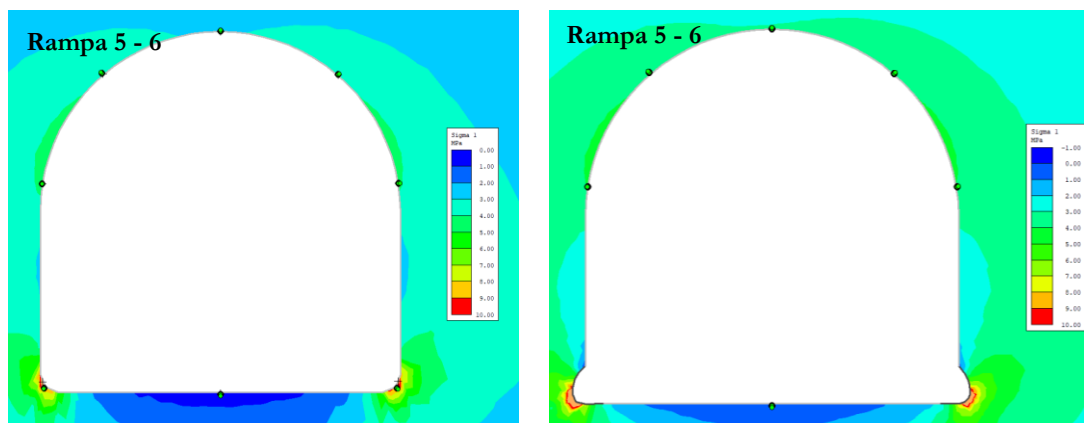
### 4.5.3 Perfil 3

En la **Figura 4.16** se pueden ver los resultados de las dos secciones del nivel 5, denominadas secciones 5 A y 5 B, donde se puede apreciar que las tensiones alrededor de las secciones de túneles son un poco mayor a las del perfil 2 teniendo zonas donde los valores llegan a los 6 o 7 [MPa]. Con estos valores se espera que el túnel en estas zonas no presente inconvenientes frente a un sismo similar al del 27-F.



**Figura 4.16** Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 3 secciones Nivel 5 A y Nivel 5 B (Elaboración propia)

Al ver la sección de la rampa 5 - 6 (ver **Figura 4.17**, lado izquierdo) se puede apreciar que en las esquinas inferiores hay más tensión de carga, valores que están en el límite de resistencia a la tracción, por lo que es recomendable que esta zona pudiera contar con revestimiento o soporte de apoyo para poder prevenir problemas frente a un sismo como el del 27F. Al realizar un nuevo análisis simulando que esta sección falló en las zonas donde era probable que fallara por tracción, se puede ver que se sigue propagando las zonas donde falla hacia las esquinas. Según este resultado pareciera que esta falla no afecta al techo o las paredes del túnel durante el evento sísmico.

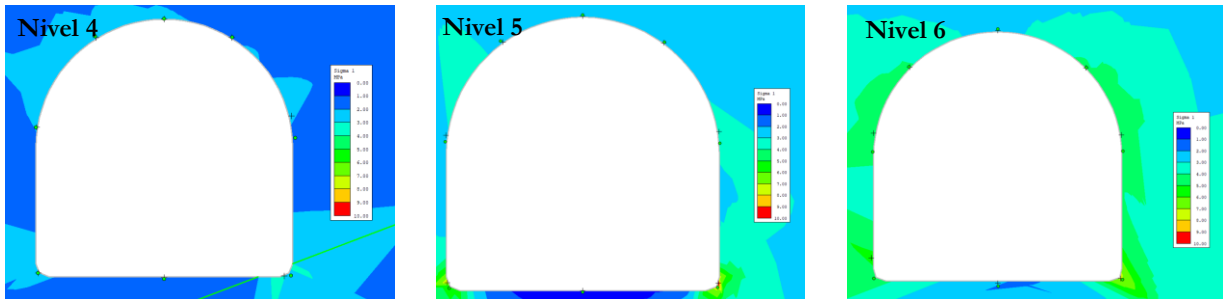


**Figura 4.17** Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 3 sección Rampa 5 - 6 original y con falla.

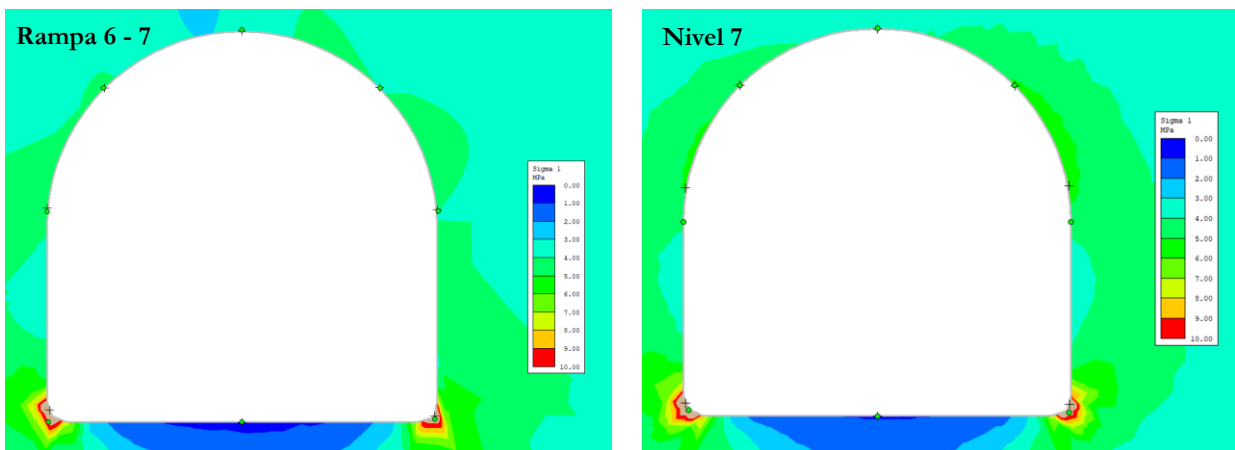
(Elaboración propia)

#### 4.5.4 Perfil 4

En la **Figura 4.18** se pueden ver los resultados de los niveles 4, 5 y 6, donde se aprecia que alrededor de las secciones no hay niveles tensionales que podrían suponer que se genere alguna falla. En la **Figura 4.19** se puede ver que el nivel 7 y la rampa 6 - 7 tienen tensiones similares a las de la rampa 5 - 6 del perfil 3, mostrando que pueden generar fallas en las esquinas inferiores del túnel. Al realizar otro análisis considerando fallas en las esquinas inferiores de las secciones antes mencionadas (ver **Figura 4.20**) se puede apreciar que ocurre lo mismo que ocurría en el caso de la rampa 5 - 6 del perfil 3, lo que significa que estas zonas requieren de revestimiento, para no verse muy afectados en caso de un sismo similar al del 27F, a pesar de que pareciera que este tipo de falla no afecta las paredes y el techo del túnel.

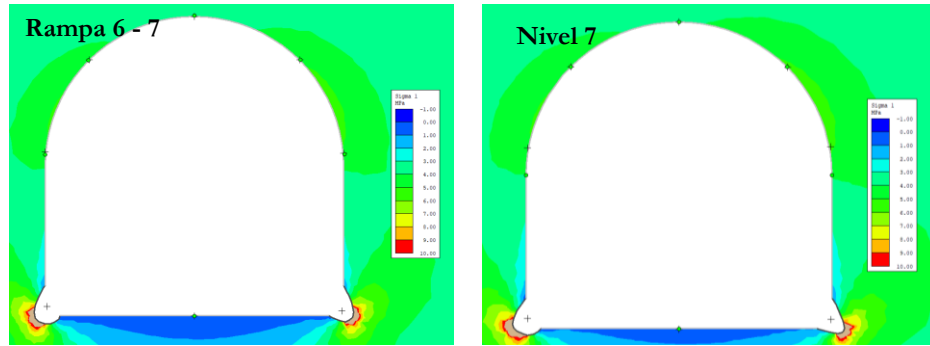


**Figura 4.18** Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 4 secciones Nivel 4, Nivel 5 y Nivel 6 (Elaboración propia)



**Figura 4.19** Resultados de tensiones Sigma 1 del Perfil 4 secciones Nivel 7 y Rampa 6 - 7 (Elaboración propia)

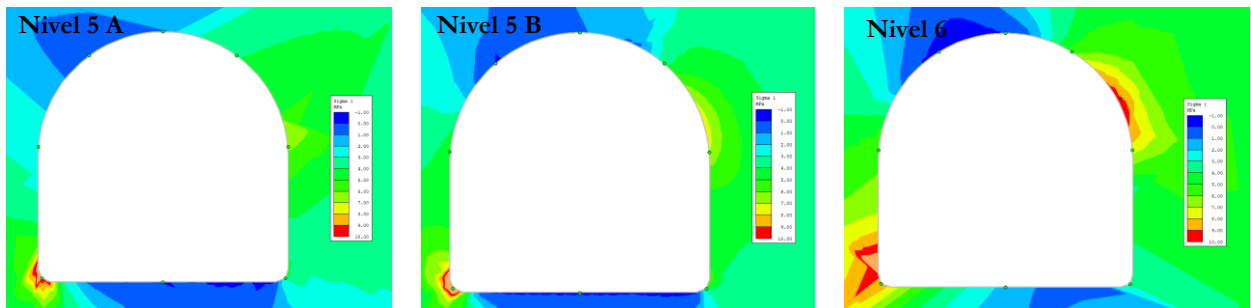




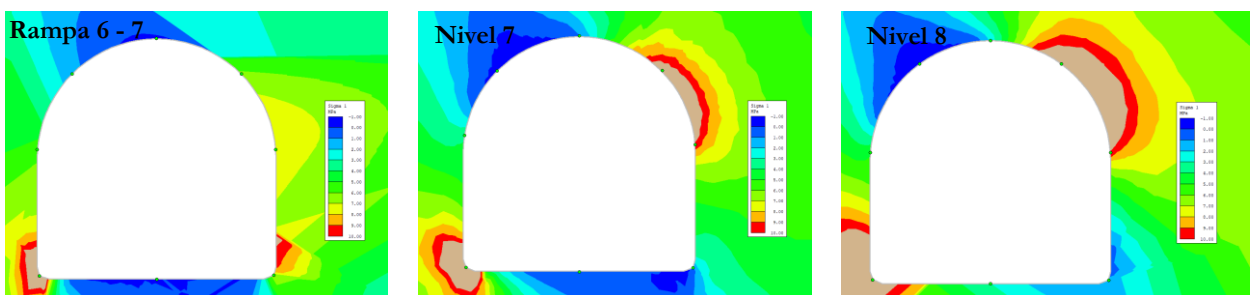
**Figura 4.20** Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 4 secciones Nivel 7 y Rampa 6 - 7 con falla  
(Elaboración propia)

#### 4.5.5 Perfil 5

Como se puede ver **Figura 4.21** los niveles 5 A, 5 B y 6 estas secciones presentan la concentración de tensiones en la esquina inferior izquierda y en la parte derecha del techo de las secciones. Se puede ver que estos niveles tensionales van aumentando con la profundidad, teniendo el nivel 6 mayores niveles de tensiones que es los niveles 5 A y 5 B, llegando a tener una alta concentración en el techo, pero que aún no genera falla. En estas secciones es importante reforzar las esquinas inferiores. En las siguientes secciones, que podemos ver en la **Figura 4.22**, podemos ver que en la rampa 6 - 7 se mantiene lo de tener fallas en las esquinas inferiores del túnel, pero ya en los niveles 7 y 8 podemos ver que aparecen fallas en el techo, lo que podría generar caídas de bloques o estallidos de rocas. Es por esto por lo que sería recomendable que se refuerce el techo en estos niveles.



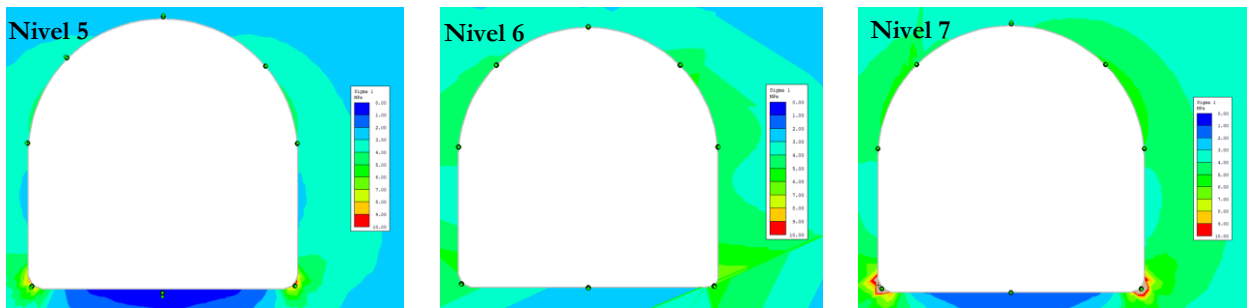
**Figura 4.21** Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 5 secciones Nivel 5 A, Nivel 5 B y Nivel 6  
(Elaboración propia)



**Figura 4.22** Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 5 secciones Rampa 6 - 7, Nivel 7 y Nivel 8  
(Elaboración propia)

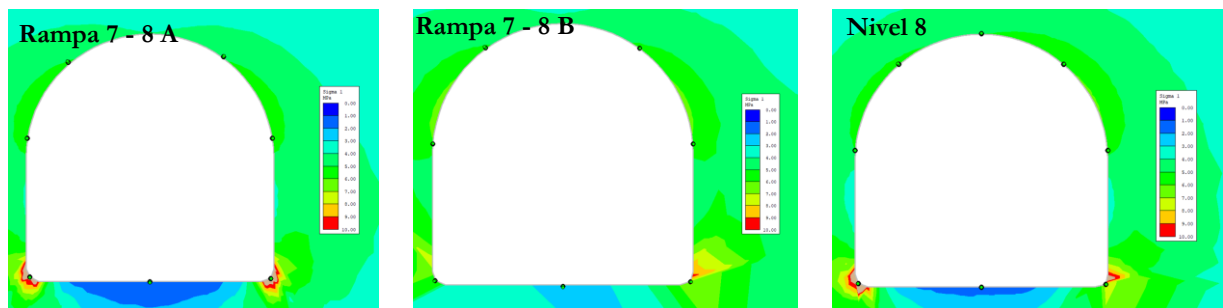
#### 4.5.6 Perfil 6

Los niveles 5, y 6 que se pueden ver en la **Figura 4.23** (imagen izquierda y central), no presentan niveles tensionales de los cuales podamos esperar alguna falla. El nivel 7 (ver **Figura 4.23**, imagen derecha) presenta niveles tensionales en las esquinas inferiores que podrían provocar fallas de tracción.



**Figura 4.23** Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 6 secciones Nivel 5, Nivel 6 y Nivel 7 (Elaboración propia)

En las secciones que se ven en la **Figura 4.24** se puede apreciar que la primera parte de la rampa 7 - 8 A y el nivel 8 presentan niveles tensionales que podrían generar fallas. La rampa 7 - 8 B no parece mostrar niveles tensionales que puedan generar fallas.



**Figura 4.24** Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 6 secciones Rampa 7 - 8 A, Rampa 7 - 8 B y Nivel 8 (Elaboración propia)

#### 4.5.7 Perfil 7

En la **Figura 4.25** se pueden ver sus resultados tensionales, los cuales no sobrepasan los niveles que pueden generar fallas.

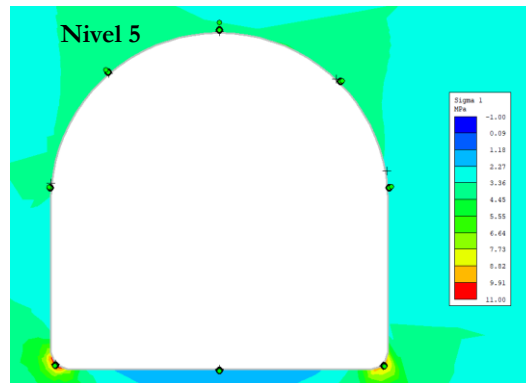


Figura 4.25 Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 7 sección Nivel 5  
(Elaboración propia)

#### 4.5.8 Perfil 8

En la **Figura 4.26** se puede ver que la sección del nivel 4 de este perfil presenta niveles tensionales bajos por lo que probable que no falle frente a un sismo severo como el del 27-F.

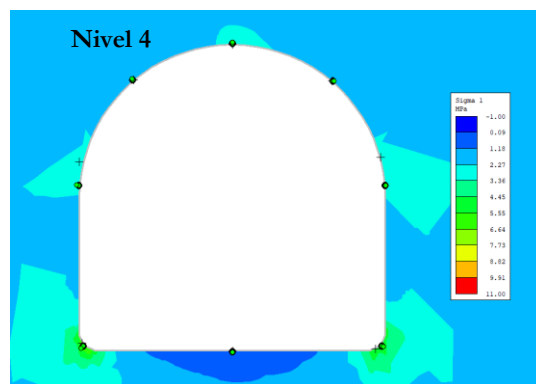


Figura 4.26 Resultados de tensiones Sigma 1 de Perfil 8 sección Nivel 4  
(Elaboración propia)

### 4.6 Resumen de resultados de métodos numéricos

Se registro los siguientes datos para los puntos de máxima tensión de cada sección. Según los resultados las deformaciones máximas identificadas son mayores a las que se esperaban según los cálculos analíticos. También se aprecia que para algunos casos al pasar del estado estático al dinámicos algunos puntos reducen su tensión, esto principalmente ocurre en secciones en donde debido al sismo las esquinas opuestas al punto de registrado aumentaron el nivel de tensión, esto se debe a la orientación de sismo.

4.6.1 Perfil 1

Tabla 4.3 Resumen resultados perfil 1

Sección	Estado	Tensión máxima identificada [MPa]	Tensión máxima admisible [MPa]	Deformación máxima identificada
Nivel 5	Estático	2,38	10,96	$2,52 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	2,35		$2,56 \cdot 10^{-4}$
	Diferencial	-0,03		$4 \cdot 10^{-6}$

(Elaboración propia)

4.6.2 Perfil 2

Tabla 4.4 Resumen resultados perfil 2

Sección	Estado	Tensión máxima identificada [MPa]	Tensión máxima admisible [MPa]	Deformación máxima identificada
Nivel 5	Estático	5,40	10,96	$4,49 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	5,74		$4,86 \cdot 10^{-4}$
	Diferencial	0,34		$3,7 \cdot 10^{-5}$
Rampa 5-6	Estático	4,22	10,96	$3,63 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	3,57		$2,88 \cdot 10^{-4}$
	Diferencial	-0,65		$-7,5 \cdot 10^{-5}$

(Elaboración propia)

4.6.3 Perfil 3

Tabla 4.5 Resumen resultados perfil 3

Sección	Estado	Tensión máxima identificada [MPa]	Tensión máxima admisible [MPa]	Deformación máxima identificada
Nivel 5 A	Estático	7,76	10,96	$6,76 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	7,76		$6,76 \cdot 10^{-4}$
	Diferencial	0		0
Nivel 5 B	Estático	5,9	10,96	$5,51 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	5,9		$5,51 \cdot 10^{-4}$
	Diferencial	0		0
Rampa 5-6	Estático	11,75	10,96	$1,09 \cdot 10^{-3}$
	Dinámico	11,75		$1,09 \cdot 10^{-3}$
	Diferencial	0		0

(Elaboración propia)

4.6.4 Perfil 4

Tabla 4.6 Resumen resultados perfil 4

Sección	Estado	Tensión máxima identificada [MPa]	Tensión máxima admisible [MPa]	Deformación máxima identificada
Nivel 4	Estático	3,28	10,96	$2,99 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	3,24		$2,92 \cdot 10^{-4}$
	Diferencial	-0,04		$-7 \cdot 10^{-6}$
Nivel 5	Estático	10,18	10,96	$9,44 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	9,89		$9,14 \cdot 10^{-4}$
	Diferencial	-0,29		$-3 \cdot 10^{-5}$
Nivel 6	Estático	7,6	10,96	$6,08 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	7,21		$5,66 \cdot 10^{-4}$
	Diferencial	-0,39		$-4,2 \cdot 10^{-5}$

Sección	Estado	Tensión máxima identificada [MPa]	Tensión máxima admisible [MPa]	Deformación máxima identificada
Rampa 6-7	Estático	12,41	10,96	$1,23 \cdot 10^{-3}$
	Dinámico	12,83		$1,28 \cdot 10^{-3}$
	Diferencial	0,42		$5 \cdot 10^{-5}$
Nivel 7	Estático	13,36	10,96	$1,27 \cdot 10^{-3}$
	Dinámico	12,79		$1,21 \cdot 10^{-3}$
	Diferencial	-0,57		$-6 \cdot 10^{-5}$

(Elaboración propia)

#### 4.6.5 Perfil 5

Tabla 4.7 Resumen resultados perfil 5

Sección	Estado	Tensión máxima identificada [MPa]	Tensión máxima admisible [MPa]	Deformación máxima identificada
Nivel 5 A	Estático	8,03	10,96	$7,14 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	13,33		$1,27 \cdot 10^{-3}$
	Diferencial	5,3		$5,56 \cdot 10^{-4}$
Nivel 5 B	Estático	9,22	10,96	$8,55 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	13,92		$1,37 \cdot 10^{-3}$
	Diferencial	4,7		$5,15 \cdot 10^{-4}$
Nivel 6	Estático	6,24	10,96	$5,54 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	11,5		$1,18 \cdot 10^{-3}$
	Diferencial	5,26		$6,26 \cdot 10^{-4}$
Rampa 6-7	Estático	10,07	10,96	$9,53 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	12,64		$1,31 \cdot 10^{-3}$
	Diferencial	2,57		$3,57 \cdot 10^{-4}$
Nivel 7	Estático	13,79	10,96	$1,38 \cdot 10^{-3}$
	Dinámico	28,78		$3,10 \cdot 10^{-3}$
	Diferencial	14,99		$1,72 \cdot 10^{-3}$
Nivel 8	Estático	10,02	10,96	$9,36 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	23,37		$2,47 \cdot 10^{-3}$
	Diferencial	13,35		$1,53 \cdot 10^{-3}$

(Elaboración propia)

#### 4.6.6 Perfil 6

Tabla 4.8 Resumen resultados perfil 6

Sección	Estado	Tensión máxima identificada [MPa]	Tensión máxima admisible [MPa]	Deformación máxima identificada
Nivel 5	Estático	9,53	10,96	$8,79 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	9,37		$8,62 \cdot 10^{-4}$
	Diferencial	-0,16		$-1,7 \cdot 10^{-5}$
Nivel 6	Estático	6,49	10,96	$5,67 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	6,37		$5,53 \cdot 10^{-4}$
	Diferencial	-0,12		$-1,4 \cdot 10^{-5}$
Nivel 7	Estático	11,38	10,96	$1,14 \cdot 10^{-3}$
	Dinámico	12,33		$1,2 \cdot 10^{-3}$
	Diferencial	0,95		$6 \cdot 10^{-5}$
Rampa 7-8 A	Estático	11,70	10,96	$1,03 \cdot 10^{-3}$
	Dinámico	11,18		$9,79 \cdot 10^{-4}$
	Diferencial	-0,52		$-5,1 \cdot 10^{-5}$

Sección	Estado	Tensión máxima identificada [MPa]	Tensión máxima admisible [MPa]	Deformación máxima identificada
Rampa 7-8 B	Estático	9,33	10,96	$8,41 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	8,98		$8 \cdot 10^{-4}$
	Diferencial	-0,35		$-4,1 \cdot 10^{-5}$
Nivel 8	Estático	10,88	10,96	$9,91 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	11,42		$1,05 \cdot 10^{-3}$
	Diferencial	0,54		$5,9 \cdot 10^{-5}$

(Elaboración propia)

#### 4.6.7 Perfil 7

**Tabla 4.9** Resumen resultados perfil 7

Sección	Estado	Tensión máxima identificada [MPa]	Tensión máxima admisible [MPa]	Deformación máxima identificada
Nivel 5	Estático	10,85	10,96	$1,06 \cdot 10^{-3}$
	Dinámico	10,28		$1 \cdot 10^{-3}$
	Diferencial	-0,57		$6 \cdot 10^{-5}$

(Elaboración propia)

#### 4.6.8 Perfil 8

**Tabla 4.10** Resumen resultados perfil 8

Sección	Estado	Tensión máxima identificada [MPa]	Tensión máxima admisible [MPa]	Deformación máxima identificada
Nivel 4	Estático	6,19	10,96	$5,88 \cdot 10^{-4}$
	Dinámico	6,59		$6,32 \cdot 10^{-4}$
	Diferencial	0,4		$4,4 \cdot 10^{-5}$

(Elaboración propia)

### 4.7 Estudio del comportamiento del sismo en las secciones

Al examinar los registros de las tensiones a lo largo del sismo para los puntos de máxima tensión de cada sección (ver **Tabla 4.11**) se puede apreciar que los mayores valores de tensiones se dan entre los 25 y 50 segundos del registro sísmico, por lo que se espera que las zonas del pique que fallan lo hagan en este periodo del evento sísmico. También se puede apreciar que la mayoría registra un gráfico similar al producido por el registro sísmico original usado en el estudio con excepción de los registros del perfil 2. Con la información registrada se puede decir que las ondas S llega a las secciones de pique en el segundo 25 del evento sísmico.

Tabla 4.11 Registros de tensiones a lo largo del sismo

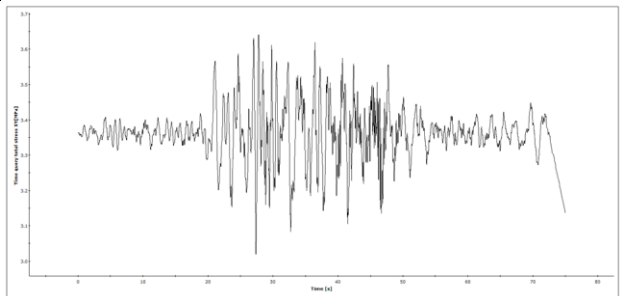
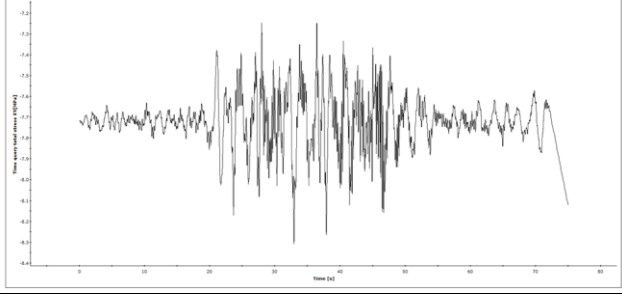
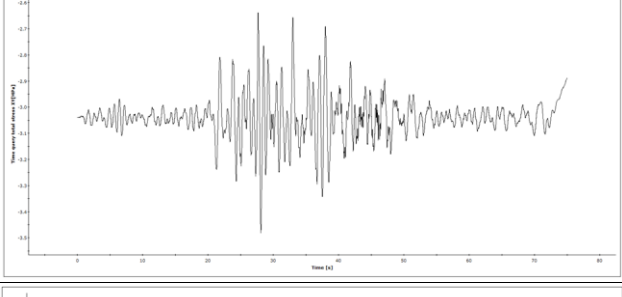
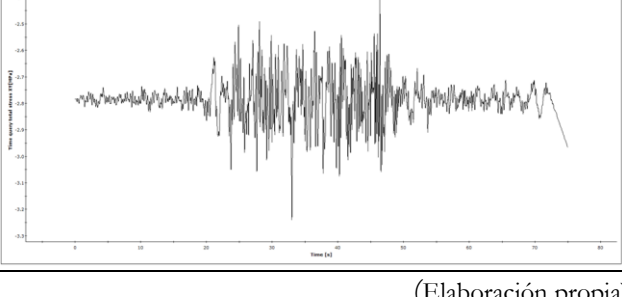
Perfil	Sección	Registro
1	Nivel 5	
2	Nivel 5	
2	Rampa 5-6	
3	Nivel 5 A	
3	Nivel 5 B	

Perfil	Sección	Registro
3	Rampa 5-6	
4	Nivel 4	
4	Nivel 5	
4	Rampa 6-7	
4	Nivel 7	



Perfil	Sección	Registro
5	Nivel 5 A	
5	Nivel 5 B	
5	Nivel 6	
5	Rampa 6-7	
5	Nivel 7	

Perfil	Sección	Registro
5	Nivel 8	
6	Nivel 5	
6	Nivel 6	
6	Nivel 7	
6	Rampa 7-8 A	

Perfil	Sección	Registro
6	Rampa 7-8 B	
6	Nivel 8	
7	Nivel 5	
8	Nivel 4	

(Elaboración propia)

Al realizar un análisis de los datos viendo la variación absoluta de tensión durante el sismo y viendo la deformación absoluta acumulada durante el evento sísmico se obtienen los resultados de la **Tabla 4.12**. Se puede ver que los puntos de máxima variación absoluta de tensión en su mayoría coinciden con el *pick* de aceleración del sismo usado para correr los modelos, a los 46 segundos de ocurrencia del sismo.

**Tabla 4.12** Resumen resultados de deformación absoluta acumulada y variación absoluta de tensión

Perfil	Sección	Momento de máxima variación absoluta de tensión [s]	Deformación acumulada al final del evento sísmico
1	Nivel 5	42	0,14
2	Nivel 5	46	1,89
2	Rampa 5-6	46	1,46
3	Nivel 5 A	46	0,08
3	Nivel 5 B	36	0,07
3	Rampa 5-6	46	0,13
4	Nivel 4	46	0,07
4	Nivel 5	40	0,40
4	Nivel 6	46	0,35
4	Rampa 6-7	33	0,18
4	Nivel 7	46	0,21
5	Nivel 5 A	46	5,35
5	Nivel 5 B	46	3,34
5	Nivel 6	46	2,94
5	Rampa 6-7	46	1,54
5	Nivel 7	46	10,73
5	Nivel 8	46	1,87
6	Nivel 5	46	0,29
6	Nivel 6	46	0,21
6	Nivel 7	33	0,47
6	Rampa 7-8 A	33	0,20
6	Rampa 7-8 B	27	0,46
6	Nivel 8	33	0,79
7	Nivel 5	28	0,50
8	Nivel 5	33	0,46

(Elaboración propia)

## 5 CONCLUSIONES

Con los resultados obtenidos podemos recomendar que es necesario reforzar los niveles 7 y 8 y la rampa que los une. Para estos niveles es necesario reforzar tanto las paredes como el techo, al menos en la parte sureste de estos niveles. Para la parte noroeste de estos niveles se recomienda que se refuerce las paredes, sobretodo en la parte inferior. Para los niveles superiores y las rampas que los conectan se recomienda también reforzar las paredes, al menos para los sectores que estén a más de 100 metros de profundidad, que son los sectores que mostraron niveles tensionales que pudiesen fallar. De acuerdo con esto podemos ver que a más profundidad están los túneles más probabilidades de fallar tienen y que las fallas sean cada vez más graves, por lo que es recomendable que, si se llegase a desarrollar un nuevo nivel que sea más profundo, sea necesario establecer algún tipo de refuerzo.

A pesar de que en el rango de 95 – 120 metros de profundidad aprox. el GSI tiene un valor alto, que debería significar que el macizo rocoso es competente en esta zona, esta zona es la que presenta las zonas susceptibles a sufrir fallas, lo que demuestra que la profundidad afecta bastante a que se den zonas de susceptibles a sufrir altos niveles de deformación.

Se recomienda realizar estudio de las características geotécnicas del pique Colín para corroborar si son similares a las del pique Chépica, ya que esa información fue la utilizada en este estudio debido a la falta de información del pique Colín y a la cercanía de ambos piques asumiendo que comparten características. También se sugiere realizar otros estudios considerando otros sismos base más fuertes para ver qué ocurriría en caso de sismos de magnitud mayor a la del terremoto del 27 F.

## 6 REFERENCIAS

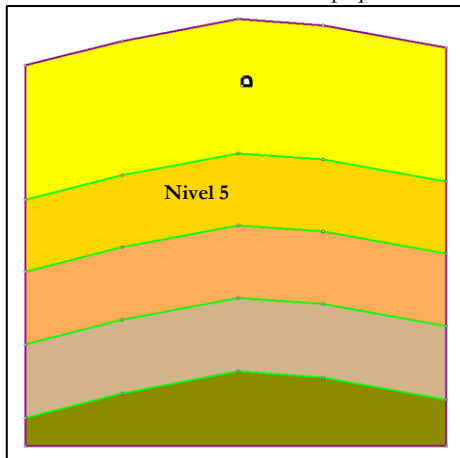
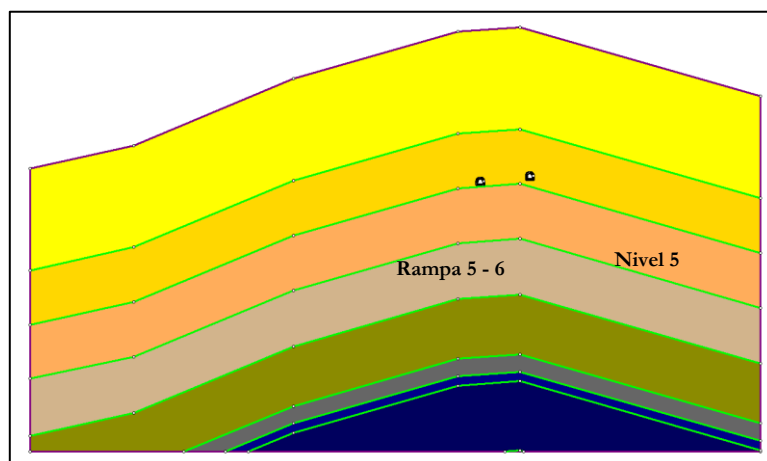
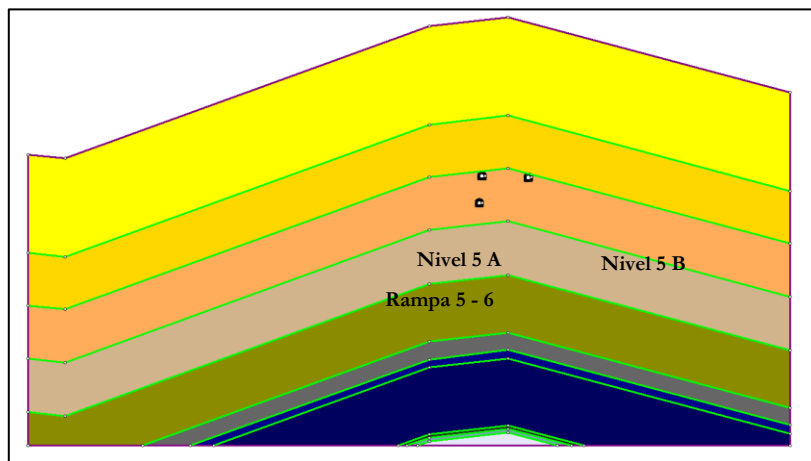
- Aguilera, L., Villalobos C., S., & Villalobos J., F. (2018). *Metodología para la evaluación del potencial de estallido de roca y diseño de soporte dinámico en túneles mediante modelamiento numérico*. Universidad Católica de la Santísima Concepción. Concepción: Simposio de Habilitación Profesional.
- Alviña Torrealba, N. (2008). *Análisis numérico del comportamiento dinámico de túneles ante eventos sísmicos. Caso de estallido de rocas en el Teniente (Tesis de Magister)*. Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago.
- Boroschek, R., Soto, P., & León, R. (2010). *Registros del Terremoto del Maule Mw = 8.8 27 de Febrero de 2010*. Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil. Informe RENADIC.
- Brady, B., & Brown, E. (2004). *Rock Mechanics for underground mining*. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers.
- COCHILCO. (2014). *Monitoreo de la mediana y pequeña minería chilena*. Comisión Chilena del Cobre.
- FF GeoMechanics. (2014). *Ensayos de laboratorio para determinación de propiedades de roca intacta - Mina Chépica 1*. Valparaíso.
- González, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- González, S. (2016). *Análisis del comportamiento de túneles excavados en rocas ante cargas sísmicas mediante modelamiento numérico (Tesis de Pregrado)*. Universidad de Chile, Santiago.
- Guajardo, B. (2020). *Evaluación pseudoestática de la estabilidad física del depósito de relaves de Mina Chépica considerando un sismo severo (Tesis de Pregrado)*. Universidad de Talca, Curicó.
- Pavie, L., & Fernández, F. (2014). *Informe de evaluación de estabilidad geomecánica de rampa de acceso de Mina Chépica 1*. FF GeoMechanics, Valparaíso.
- Pérez, L., & Avilés, J. (Enero-Febrero de 2014). Criterios de diseño sísmico de túneles. *Tecnología y Ciencias del Agua*, V(1), 57-70.
- Perri, G. (2012). *Tópicos de ingeniería de tuneles*. Caracas.

Rivas Saldaña, F. J. (2015). *Geología y condiciones de formación del yacimiento Chépica, región del Maule, Chile (Tesis de Pregrado)*. Universidad de Concepción, Concepción.

Soto, P. (2004). *Construcción de túneles (Tesis de Pregrado)*. Universidad Austral de Chile, Valdivia.

## 7 ANEXOS

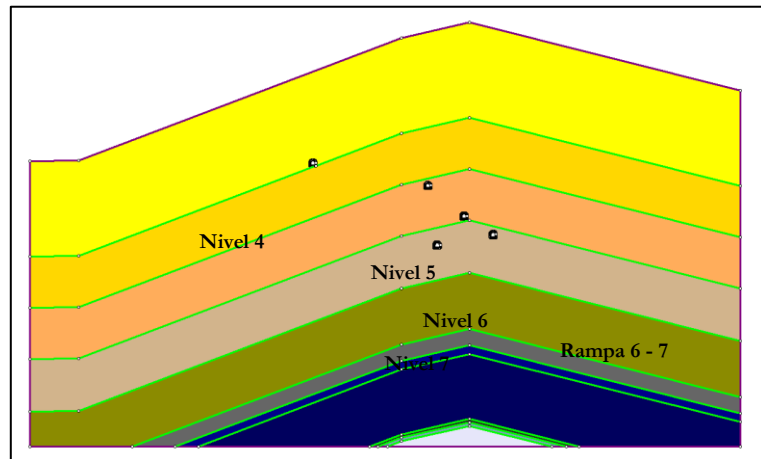
Anexo 1 Perfiles de sección de pique en RS2

Perfil 1 en RS2  
(Elaboración propia)Perfil 2 en RS2  
(Elaboración propia)

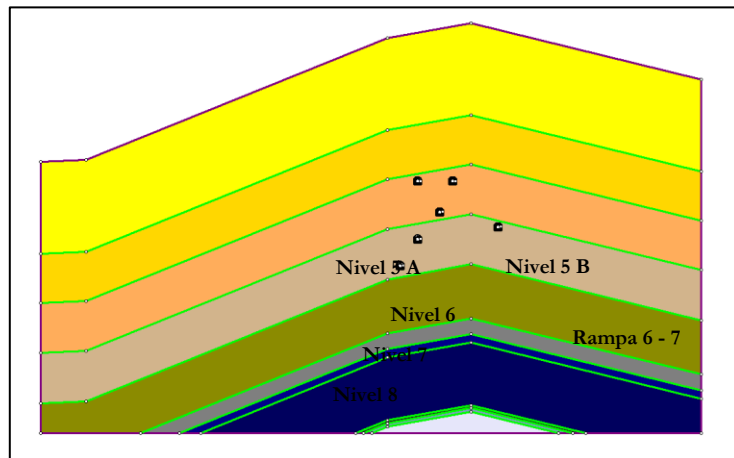
Perfil 3 en RS2



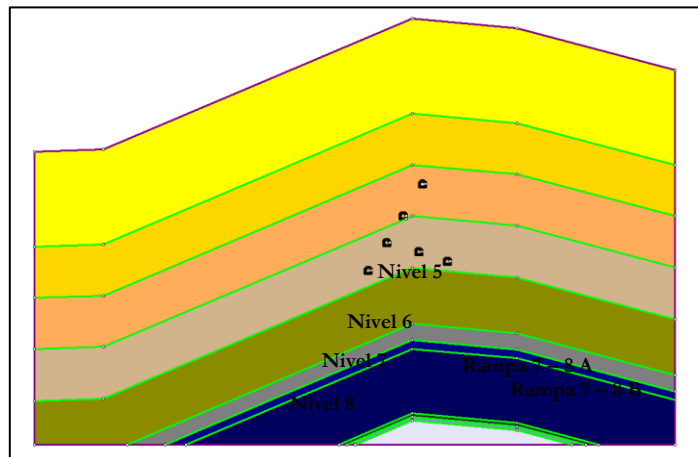
(Elaboración propia)



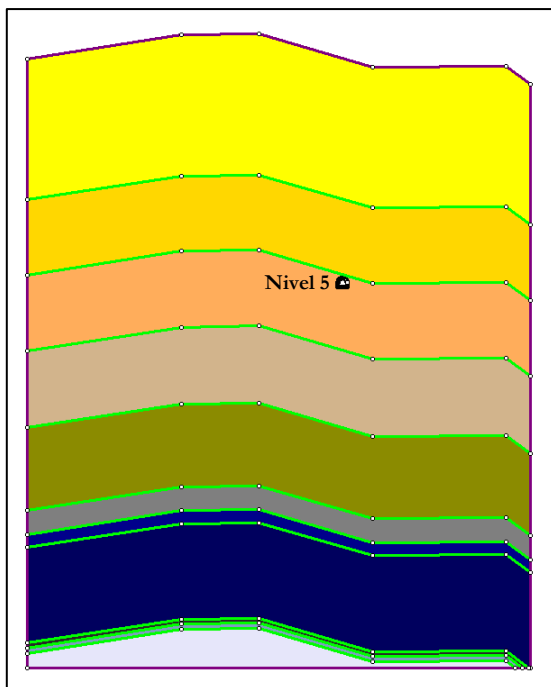
Perfil 4 en RS2  
(Elaboración propia)



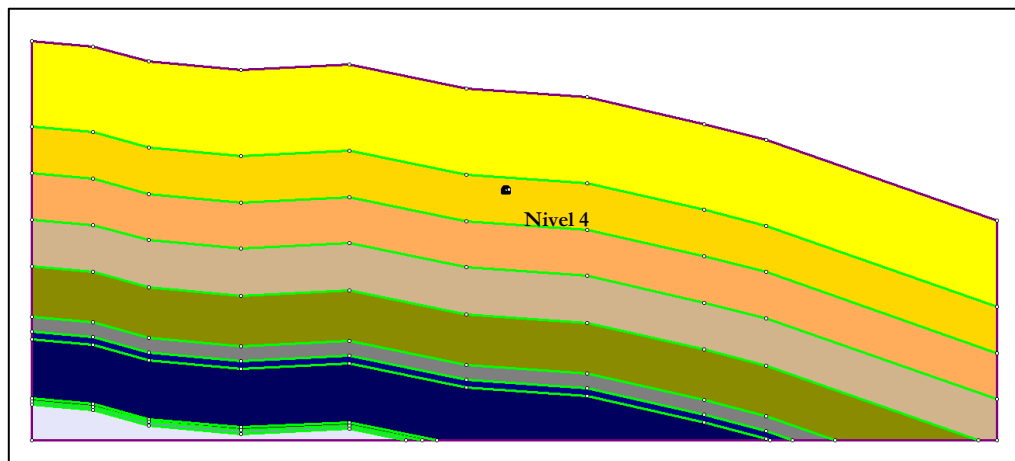
Perfil 5 en RS2  
(Elaboración propia)



Perfil 6 en RS2  
(Elaboración propia)



Perfil 7 en RS2  
(Elaboración propia)



Perfil 8 en RS2  
(Elaboración propia)