



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE

ESCUELA DE INGENIERIA

**ANÁLISIS NUMÉRICO DEL  
COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE  
TÚNELES ANTE EVENTOS SÍSMICOS,  
CASO DE ESTALLIDOS DE ROCA EN EL  
TENIENTE**

**NICOLÁS ALVIÑA TORREALBA**

Tesis para optar al grado de

Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:

**MICHEL VAN SINT JAN FABRY**

Santiago de Chile, Diciembre, 2008



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE

ESCUELA DE INGENIERIA

**ANÁLISIS NUMÉRICO DEL  
COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE  
TÚNELES ANTE EVENTOS SÍSMICOS,  
CASO DE ESTALLIDOS DE ROCA EN EL  
TENIENTE**

**NICOLÁS ALVIÑA TORREALBA**

Tesis presentada a la comisión Integrada por los profesores

**MICHEL VAN SINT JAN FABRY**

**DIEGO LOPEZ-GARCIA GONZALEZ**

**SERGIO ENRIQUE GUTIERREZ CID**

**EDUARDO ROJAS VALDIVIA**

**JUAN DIXON ROJAS**

Para completar las exigencias del grado de

Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, Diciembre, 2008

*A mi familia.*

## **AGRADECIMIENTOS**

Quisiera agradecer a toda la gente que me ayudo a completar esta investigación.

En primer lugar a Don Michel Van Sint Jan, quien me guió y colaboró en todo momento, le agradezco además su siempre buena disposición a atender dudas y por todo el apoyo e interés que siempre mostró durante esta investigación.

Se agradece también a los ingenieros de la superintendencia de geomecánica de El Teniente (R.F., R.D., C.S., P.L, A.M.), que ayudaron en diferentes etapas de esta investigación. Un muy especial agradecimiento merece el ingeniero Don Cesar Pardo, quien como tutor designado por parte de la división, aportó no sólo con sus conocimientos y experiencia, si no con su apoyo y constante interés por este trabajo.

Asimismo quisiera agradecer a profesores y compañeros del departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile, quienes supieron ayudar en distintos momentos de esta investigación, tanto con conocimientos teóricos como prácticos, un especial agradecimiento merece el profesor Sergio Gutierrez por sus aportes en la parte inicial de esta investigación.

## INDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS .....	iii
INDICE GENERAL.....	iv
ÍNDICE DE TABLAS .....	viii
INDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMEN .....	xiii
ABSTRACT .....	xiv
1           INTRODUCCIÓN.....	1
1.1       Introducción a los eventos sísmicos .....	1
1.2       Motivación.....	2
1.3       Objetivos y Alcance .....	3
1.4       Metodología de trabajo .....	4
1.5       Revisión Bibliográfica .....	4
2           ANTECEDENTES GENERALES MINA EL TENIENTE .....	9
2.1       Introducción.....	9
2.1.1   Ubicación .....	9
2.1.2   Tipo de yacimiento.....	9
2.1.3   Geología General del yacimiento El Teniente.....	11
2.1.4   Litología.....	13
2.1.5   Estructuras geológicas.....	13
2.1.6   Mena primaria y secundaria.....	14
2.2       Métodos de explotación en roca primaria.....	15
2.2.1   Introducción.....	15
2.2.2   Panel caving.....	16
3           EVENTOS SÍSMICOS EN LA MINERÍA DE EL TENIENTE.....	19
3.1       Introducción.....	19
3.2       Efecto sísmico del caving .....	20
3.2.1   Geometría del caving y sismicidad inducida.....	20
3.2.2   Efectos en el tiempo .....	22

3.2.3	Fases de la minería: caving inicial y en régimen.....	23
3.2.4	Características del macizo; factores geológicos.....	24
3.3	Mecanismo de generación de los eventos sísmicos .....	25
3.4	Parámetros de la fuente sísmica .....	26
3.5	Sismicidad histórica en El Teniente .....	30
3.5.1	Estado actual.....	31
3.6	Estudio de parámetros sísmicos registrados en El Teniente .....	32
3.7	Daños por estallidos de rocas .....	37
4	<b>IMPLEMENTACIÓN Y VERIFICACIÓN DEL MODELO .....</b>	<b>42</b>
4.1	Caracterización del macizo rocoso.....	42
4.1.1	Introducción.....	42
4.1.2	Propiedades Físicas del Macizo Rcoso .....	43
4.2	Modelo Estático.....	44
4.2.1	Implementación del modelo estático.....	44
4.2.2	Verificación .....	45
4.3	Modelo Dinámico.....	49
4.3.1	Implementación del modelo dinámico .....	49
4.3.2	Determinación del tamaño de elemento a utilizar .....	50
4.3.3	Verificación .....	51
4.3.4	Implementación del amortiguamiento.....	56
4.4	Tratamiento de los Bordes .....	56
4.4.1	Comportamiento de disipadores en 1D.....	58
4.4.2	Comportamiento de disipadores en 2D.....	60
4.5	Inclusión de distintos materiales. ....	62
4.6	Contraste de modelo desarrollado con Software comercial .....	65
5	<b>ESTUDIO DE LA RESPUESTA DINÁMICA DEL TÚNEL.....</b>	<b>69</b>
5.1	Estudio de la uniformidad del tren de Ondas.....	69
5.2	Estudio de la influencia de la forma del input .....	75
5.3	Estimación de un sismo equivalente .....	79
5.4	Estudio de la influencia de la forma del túnel .....	80
5.5	Determinación del incremento tensional en el perímetro del túnel.....	86

5.6	Estudio de la ampliaciones en las velocidades del terreno producto del efecto sitio que produce un túnel.....	89
5.7	Estudio del efecto del debilitamiento del macizo en el perímetro del túnel.....	92
5.8	Estudio de posibles frecuencias de resonancia por medio de la ampliación en el efecto de sitio que produce. ....	96
5.9	Estudio de la respuesta ante una configuración tipo El Teniente.....	104
5.10	Determinación cuantitativa de la ampliación del movimiento.....	109
6	CONCLUSIONES .....	112
6.1	Conclusiones Generales .....	112
6.2	Recomendaciones.....	115
6.3	Trabajo futuro .....	116
	REFERENCIAS .....	118
	ANEXOS .....	122
	ANEXO A. MARCO TEÓRICO.....	123
A.1.	Principios de la teoría de la elasticidad.....	123
A.1.1	Esfuerzo .....	123
A.1.2	Deformación .....	123
A.1.3	Constantes elásticas en medios isotrópicos .....	124
A.1.4	Ley de Hooke.....	125
A.2.	El método de los elementos finitos .....	127
A.2.1	Ecuación de equilibrio. Principio de los trabajos virtuales.....	127
A.2.2	Funciones de interpolación .....	128
A.3.	Propagación de ondas en medios elásticos .....	132
A.3.1	Concepto de Rayo .....	132
A.3.2	Refracción sísmica .....	133
A.3.3	Concepto de onda.....	136
A.3.4	Ondas de volumen.....	136
A.3.5	Ondas superficiales. ....	137
A.4.	Solución por medio de la descomposición modal.....	138
A.5.	El método de Newmark para la integración en el tiempo.....	140

ANEXO B.	BREVE RESEÑA DE ACTUALES METODOLOGÍAS DE DISEÑO DE SOPORTES ANTE CARGAS DINÁMICAS .....	142
B.1.	Introducción .....	142
B.2.	Comportamiento dinámico de pernos de anclaje.....	144
B.2.1	Aplicación del concepto energético .....	146
B.2.2	Cálculo energético del sistema de soporte basado e n pernos de anclaje .....	150
B.3.	Comportamiento dinámico de la capa de shotcrete y la malla. ....	153
B.4.	Consideraciones Generales:.....	155
ANEXO C.	GENERACIÓN DE MALLAS POR MEDIO DE <i>DISTMESH</i> .....	157
C.1.	Introducción.....	157
C.2.	Elementos de la metodología.....	157
C.3.	El Algoritmo .....	158
ANEXO D.	MALLAS UTILIZADAS .....	160



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1 Parámetros de atenuación de ppv .....	34
Tabla 4-1 Propiedades mecánicas del macizo rocoso .....	43
Tabla A-1. Equivalencias entre constantes elásticas .....	125

## INDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 Geología general del yacimiento El Teniente .....	10
Figura 2-2 Forma del yacimiento El Teniente.....	11
Figura 2-3 Distribución esquemática de las zonas sometidas diferentes estados tensionales durante la explotación por <i>Panel Caving</i> .....	18
Figura 3-1 Fases de un método de Caving.....	23
Figura 3-2 Formas típicas de espectro de amplitudes propuestas por Brune (1970) .....	29
Figura 3-3 Atenuación de ppv y ppa de sismos durante 2007.....	33
Figura 3-4 Datos utilizados para el ajuste del modelo de atenuación.....	35
Figura 3-5 Correlaciones hechas a partir de estallidos de roca .....	36
Figura 3-6 Correlación entre el momento sísmico y el radio de fractura .....	37
Figura 3-7 Espesor de roca proyectado hacia la galería.....	38
Figura 3-8 Metros promedio dañados en galerías.....	41
Figura 4-1 Esquema para la validación estática 2D .....	47
Figura 4-2 Comparación de tensiones tangenciales en el túnel.....	49
Figura 4-3 Comparación de desplazamientos radiales en el túnel.....	49
Figura 4-4 Esquema del definir el inicio del levante de la onda .....	53
Figura 4-5 Influencia del número de modos a considerar y del tamaño del elemento en la estimación.....	55
Figura 4-6 Esquema del tratamiento de bordes.....	57
Figura 4-7 Secuencia de la incidencia de la onda en el borde; a) Sin Amortiguadores, b) Con Amortiguadores.....	58
Figura 4-8 Comparación de Energías en barras sin y con amortiguadores .....	59
Figura 4-9 Disposición de los amortiguadores en el perímetro del dominio.....	60
Figura 4-10 Verificación del comportamiento de disipadores en 2D.....	61
Figura 4-11 Discretización hecha para simular ensayo de refracción sísmica.....	63
Figura 4-12 Resultados obtenidos de simulación de ensayo de refracción sísmica.....	64
Figura 4-13 Esquema del dominio a utilizar y ejes de control para contrastar ambos modelos.....	66
Figura 4-14 Velocidades obtenidas en 4 ejes característicos en un modelo Ansys y en el modelo desarrollado.....	67
Figura 5-1 Historial de velocidad en distintas verticales alejándose del foco.....	70

Figura 5-2 a), b), c) y d) Historial de velocidades a lo largo de cuatro horizontales, e) Tiempos de velocidades máximas para cada horizontal.....	71
Figura 5-3 Campo de velocidades para distintos tiempos. ....	73
Figura 5-4 Tiempos de pick en distintas horizontales y para distintas rigiezes.....	74
Figura 5-5 Forma de inputs utilizados .....	76
Figura 5-6 Nomenclatura de ángulos usados para un túnel circular y un túnel con forma de herradura. ....	77
Figura 5-7 Velocidades Horizontales y Verticales para un túnel circular ante un input de onda estacionaria (izquierda) y otro de pulso (derecha).....	78
Figura 5-8 Velocidades para túneles de forma herradura (izquierda) y circular (derecha) ante una onda de compresión. ....	82
Figura 5-9 Velocidades para túneles de forma herradura (izquierda) y circular (derecha) ante una onda de Corte. ....	83
Figura 5-10 Amplificación de las velocidades radiales máximas en el borde de un túnel herradura con respecto a un túnel circular.....	85
Figura 5-11 Incremento tensional en perímetro del túnel ante un ondas P y S. ....	87
Figura 5-12 Incremento tensional en la roca circundante a un túnel ante una onda P y S.....	88
Figura 5-13 Velocidades en el perímetro de un túnel circular comparadas con una velocidad de referencia para ondas de compresión y de corte .....	91
Figura 5-14 Zona modelada con propiedades degradadas.....	93
Figura 5-15 Velocidades Horizontales y Verticales para un túnel circular con una zona degradada en su perímetro (izquierda) y con un material homogéneo (derecha). ..	94
Figura 5-16 Amplificación total de velocidades producto de un material degradado en el perímetro del túnel. ....	95
Figura 5-17 Espectros de Fourier para eventos de magnitudes 2.7 y 1.1 .....	97
Figura 5-18 Puntos de cálculo para las velocidades de referencia (velocidades ajenas al efecto de sitio que provoca la excavación).....	98
Figura 5-19 Razón entre ppv en el túnel y ppv de referencia ante una onda P .....	99
Figura 5-20 Razón entre la ppv en el túnel y ppv de referencia ante una onda S. ....	100
Figura 5-21 Amplificación radial total en el perímetro del túnel superponiendo tanto una onda de compresión como una onda de corte. ....	102
Figura 5-22 Amplificación máxima de velocidad radial para cada punto del perímetro y radio de túnel.....	103
Figura 5-23 Amplificación máxima de velocidad radial para cada frecuencia y radio de túnel.....	104

Figura 5-24 Esquema a utilizar para estudiar efecto sobre un túnel de una configuración tipo Teniente.....	105
Figura 5-25 Zoom del modelo a utilizar para estudiar efecto sobre un túnel de una configuración tipo Teniente (suponiendo el frente de socavación en sentido contrario al presentado en la figura 5-24).....	106
Figura 5-26 Razón entre ppv radial del túnel en configuración Tte. y túnel sólo. ....	108
Figura 5-27 Amplificación total de velocidades superponiendo los factores estudiados. ....	111
Figura A-1 Esquema de elemento triangular de deformación constante (TDC).....	130
Figura A-2 Esquema de refracción y reflexión de ondas en dos medios.....	133
Figura A-3 Posibles trayectorias de ondas en la refracción sísmica .....	135
Figura A-4 Esquemas de tiempos de llegada en la refracción sísmica .....	136
Figura B-1 Elipse de falla de un perno sometido a esfuerzo de corte y tracción. ....	145
Figura B-2 Distribución de energías en los refuerzos ante el evento sísmico.....	150
Figura B-3 Gráfico para diseño a rotura de anclaje de techo .....	152
Figura B-4 Velocidad de partícula necesaria para que un bloque corte un anclaje de techo.....	153
Figura B-5 Modelo 1D de sistema Roca-Perno-Shotcrete con dos GDL. ....	154
Figura C-1 Ejemplo de generación de una malla no uniforme por medio de Distmesh, a) función de distancia y de densidad genera un una distribución de nodos, b) Se triangula por medio del algoritmo de Delaunay para luego c) Formar el equilibrio de fuerzas en las barras .....	159
Figura D-1 Mallas utilizadas para estudiar comportamiento de disipadores en 2D, arriba malla con densidad de elementos uniforme y abajo malla con densidad de elementos menor hacia los bordes. ....	160
Figura D-2 Mallas utilizadas para comparar velocidades a lo largo de cuatro ejes en modelo desarrollado (arriba) y modelo en ANSYS (abajo). ....	161
Figura D-3 Malla utilizada para estudiar la uniformidad del tren de ondas. ....	162
Figura D-4 Mallas utilizadas para estudiar la influencia de la forma del túnel, arriba malla con túnel circular, abajo malla con túnel herradura.....	163
Figura D-5 Mallas utilizadas para estudiar posibles frecuencias de resonancia .....	164

Figura D-6 Malla para estudiar la respuesta ante una configuración tipo El Teniente (malla de referencia) .....	165
Figura D-7 Malla para estudiar la respuesta ante una configuración tipo El Teniente (diferentes zoon en la zona de interés de la malla de referencia).....	166
Figura D-8 Malla para estudiar la respuesta ante una configuración tipo El Teniente	167
Figura D-9 Malla para estudiar la respuesta ante una configuración tipo El Teniente (diferentes zoom en la zona de interés) .....	168

## RESUMEN

El proceso minero produce un cambio de tensiones del terreno tal que, eventualmente, éste alcanza la condición de rotura. En el caso de minería profunda en roca dura, la rotura de la roca es violenta y libera mucha energía en forma de ondas sísmicas que pueden producir accidentes al personal, daños en las labores subterráneas y detención de la producción.

Típicamente, el nivel de demanda dinámica sobre el sistema de soporte se determina a partir de evaluar la velocidad de eyección de bloques de roca. Dicha velocidad es función de la máxima velocidad de partícula (PPV) en el contorno de la excavación.

La evidencia empírica demuestra que la PPV en el borde puede ser varias veces mayor que el valor medido hacia el interior del macizo rocoso.

En la presente investigación se estudió en forma numérica la respuesta dinámica de túneles en roca dura con el objetivo de evaluar el factor de amplificación de la PPV entre el borde y puntos alejados de una excavación subterránea. Además, se estudió la influencia de diversos parámetros en dicho factor de amplificación. Si bien la investigación no es específica para un sitio en particular, se apoya en características generales y antecedentes proporcionados por El Teniente, los que se incluyen en la tesis.

Los resultados obtenidos indican que la máxima velocidad de partícula en las paredes de un túnel típico del Nivel de Producción, puede alcanzar unas 20 veces el valor que tendría en el mismo sitio si no se excava el túnel (valor de “campo libre”). Dicho efecto corresponde a la superposición de diversos factores que fueron estudiados por separado y que no necesariamente actúan simultáneamente. Conociendo la importancia relativa de cada factor se pueden planificar medidas para mitigar su efecto o para diseñar el sistema de soporte de acuerdo con la sollicitación prevista.

**Palabras Claves:** Estallidos de Roca, Amplificación dinámica, Comportamiento sísmico de túneles.

## ABSTRACT

The mining process introduces stress changes in the ground such that, eventually, a state of failure can be reached. The failure of hard rock in deep mines usually takes place suddenly and releases large amounts of energy in seismic waves. This phenomena, known as mining induced seismicity, can result in accidents to the personnel, damage to the underground works and interruptions of production.

The dynamic demand on the support system is typically computed assuming a rock ejection velocity, which is in turn a function of the Peak Particle Velocity (PPV) on the border of the excavation.

The empirical evidence shows that the PPV on the border can be several times larger than the PPV within the rock mass away from the excavation.

In this research, the dynamic response of tunnels in hard rock was studied using numerical models in order to evaluate the PPV amplification factor at the border of the tunnel. The influence of several parameters on the PPV amplification was studied separately. Although the research is not site-specific, it uses data and typical rock properties from the El Teniente mine. Such data is included herein.

The results show that the PPV in the Production Level can be up to 20 times larger than the value it would have at the same point had the tunnel not been excavated (the “free field” value). Such large amplification factor is the result of superimposing the influence of several parameters whose contribution is studied independently and who do not necessarily contribute at the same time. Knowing the relative influence of each parameter is useful in order to plan mitigation measures and in order to design the support system.

**Keywords:** Rockburst, Dynamic amplification, seismic behavior of tunnel.

## 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 Introducción a los eventos sísmicos

La redistribución de esfuerzos en el macizo rocoso, resultante del proceso de realizar excavaciones subterráneas, junto con la acumulación de energía de deformación elástica en la roca, puede causar la generación de fracturas y el consecuente movimiento a lo largo de planos de fallamiento. Asimismo, cargas dinámicas producto de ondas sísmicas procedentes de otros eventos, de actividades propias de la minería o incluso de terremotos, pueden también provocar un cambio de las tensiones principales, tanto en dirección como en magnitud, tal que provoque la rotura de la roca. Todo este proceso de rotura se ve acompañado por la liberación de grandes cantidades de energía, parte de la cual se transforma en calor y sonido, pero otra parte importante produce la generación de ondas sísmicas. Mientras mayor es la energía liberada en el proceso de ruptura de la roca, mayor es también la energía radiada en forma de ondas elásticas (sísmicas). Este fenómeno generalmente es denominado como sismicidad inducida por la explotación.

En el caso particular de la minería profunda y en roca dura, la energía liberada en eventos sísmicos puede alcanzar ocasionalmente a producir daños en las labores subterráneas, debido principalmente a la incidencia de estas ondas en zonas de producción o de explotación, o en menor medida, a la generación de estos planos de fallamiento directamente en las zonas mencionadas. En este contexto la mayoría de los daños graves registrados y asociados a estallidos de roca, provienen de la eyección de bloques hacia el interior de las galerías.

Actualmente en la minería de El Teniente se define el fenómeno de Estallido de roca (*Rockburst*) como la “Pérdida de continuidad en el proceso productivo provocada por la ruptura y proyección instantánea del macizo rocoso hacia la galería” (Santander y Bonani, 2004). Esta definición considera que necesariamente deberá producirse proyección de material y una pérdida en la faena minera.



Esto ha generado, que las metodologías de diseño de soporte ante cargas dinámicas estén basadas como parámetro de entrada principalmente en la máxima velocidad de partícula (ppv del inglés *Peak Particle Velocity*) que pudiese afectar las paredes de una excavación. Lo anterior, sin embargo, provoca una disyuntiva, pues la mayoría de las velocidades de partículas que se registran corresponden a mediciones hechas en el macizo rocoso, ajenas al efecto de sitio que provocaría la excavación.

Se buscará por lo tanto en esta investigación, a través de un modelo bidimensional de elementos finitos, estudiar el comportamiento dinámico de un túnel afecto a la incidencia de una onda sísmica, determinando la influencia en la respuesta de diferentes parámetros.

## **1.2 Motivación**

En Chile, el estudio de la geodinámica resulta sumamente importante en la minería, pues a medida que los yacimiento empiecen a profundizarse, se estará en presencia de roca cada vez más dura, y de estados tensionales in situ cada vez mayores, lo que implicaría un potencial sísmico cada vez mayor. Además, al igual que en muchos otros países, no existen procedimientos estandarizados para diseñar el revestimiento de túneles a cargas dinámicas.

Un procedimiento habitual para diseñar el revestimiento de un túnel sometido a estallidos de roca consiste en igualar la energía cinética del volumen de roca de diseño eyectado con una velocidad también de diseño, con la suma de la capacidad de absorción de energía de todos los elementos del sistema de soporte (Anexo B).

Tal proceso de análisis puede mejorarse si se logra considerar la interacción entre los diferentes elementos de soporte y se incorpora adecuadamente la historia de carga de dichos elementos al ser sometidos a una sollicitación dinámica. Así, un aspecto crítico para el diseño sigue siendo el de establecer y caracterizar el historial de velocidad del movimiento del terreno que interactúa con el revestimiento.

Frente a esto, nace la necesidad de parte Codelco-Chile, división de El Teniente, de estudiar el fenómeno del comportamiento dinámico de túneles a través una simulación numérica de la propagación de una onda sísmica desde su fuente hasta las diversas galerías, y así poder al menos evaluar la importancia relativa ante diferentes parámetros.

Se puede llegar a pensar que la complicación adicional involucrada en el análisis dinámico hace que tales análisis carezcan de sentido. Sin embargo, avances en la capacidad de proceso de los computadores y la existencia de modelos computacionales que pueden simular estos fenómenos físicos, han alcanzado un punto tal en la aplicación de principios geodinámicos, que validan su uso como apoyo en la toma de decisiones.

### **1.3 Objetivos y Alcance**

El objetivo principal de esta investigación será estudiar el comportamiento sísmico de túneles a través de modelos numéricos. Esto, a través de estimar cuantitativamente la amplificación de velocidades en el perímetro del túnel, y estudiar la sensibilidad de la respuesta ante diferentes parámetros que se piensa que pueden afectar el comportamiento dinámico del túnel.

La fuente sísmica será modelada como un input de aceleraciones puntual, no siendo parte de esta investigación el modelar el mecanismo de generación, ni determinar formas más realistas de modelar la fuente.

El modelo a desarrollar para estudiar el comportamiento dinámico, consistirá en un modelo de elementos finitos, bidimensional y bajo el supuesto de deformaciones planas, material elástico, homogéneo e isotrópico.

Toda la investigación estará enfocada principalmente en reflejar la realidad de la mina El Teniente, considerando con esto propiedades, geometría, y características de eventos registrados en ese yacimiento.

Se espera que el procedimiento que se desarrolle sea un aporte para que futuras investigaciones puedan mejorar el estándar de diseño de soporte de túneles ante cargas dinámicas, dejando claro con esto que no es objetivo de esta tesis ahondar en metodologías de diseño, sino sólo determinar las sollicitaciones dinámicas que le impondría el terreno al soporte.

## **1.4 Metodología de trabajo**

Primeramente se desarrollarán capítulos introductorios a la mina El Teniente a través de la presentación de algunos antecedentes generales, junto con una investigación, tanto teórica como de datos estadísticos, de la realidad sísmica en El Teniente. Lo anterior con el fin entender y conceptualizar la realidad e importancia de los eventos sísmicos en la minería, y enfocar el modelamiento y la obtención de resultados al yacimiento.

Luego se procederá a la implementación del modelo numérico de elementos finitos bidimensional, al cual se le harán las verificaciones y comparaciones necesarias para asegurar un correcto y confiable funcionamiento. Esta implementación se realizará por completo en ambiente MATLAB, lo que incluye generar las mallas, construir el modelo, encontrar la solución dinámica, y la presentación de resultados. Cabe destacar que la solución se obtendrá por el método de la superposición modal, y la integración en el tiempo por el método de Newmark.

El modelo desarrollado se ocupará para estudiar la influencia de diferentes variables en la respuesta dinámica del túnel, tales como las características del registro, la forma del túnel, frecuencias de excitación, etc. Además se estudiará el efecto que provoca, en la respuesta del túnel, el considerar un material debilitado por la tronadura en el perímetro del túnel, o considerar una configuración de excavaciones como la que se presenta en la minería de El Teniente.

## **1.5 Revisión Bibliográfica**

En el contexto de esta investigación, la *Safety in Mines Research Advisory Comite* (SIMRAC), a través de su informe “*The meaningful use of peak particle velocities at excavation surfaces for the optimisation of the rockburst criteria for tunnels and stopes (2002)*”, presenta una interesante metodología y desarrollo para generar un mayor conocimiento y mejorar los criterios de diseño de soportes ante estallidos de roca.

En la mencionada investigación se desarrolló e implementó un sistema de medición de velocidades de partículas, el cual fue usado para obtener una considerable cantidad de

información acerca de velocidades máximas registradas en distintas minas subterráneas en diferentes áreas geotécnicas. Con esta información, a través de un retro-análisis para determinar un factor de amplificación de las velocidades en el perímetro del túnel y un procedimiento estadístico para estimar la probabilidad de ocurrencia de un valor particular de ppv, se determinaron mejoras en el criterio de diseño de soporte ante estallidos de rocas, el cual junto con los resultados de estimaciones de ppv, fueron aplicados a una nueva metodología de diseño de soporte ante estallido de rocas.

Si bien los últimos puntos abordados por el proyecto mencionado escapan del alcance de esta investigación, los avances con respecto a mediciones de ppvs en el borde de excavaciones subterráneas, entregan un valioso antecedente en cuanto a la obtención de valores empíricos de la amplificación de velocidades producto del efecto de sitio que genera la excavación.

En adición de lo anterior se presenta a continuación una revisión de bibliográfica de dos áreas principales de investigación que podrían aportar al presente trabajo.

#### Estudio empírico de las velocidades en el perímetro de un túnel.

Se han desarrollado múltiples estudios para estimar la velocidad de partícula en el borde un túnel, y en particular para estimar la amplificación de estas con respecto a las velocidades registradas en el macizo rocoso, ajenas al efecto de sitio que provocaría la excavación. La mayoría de estos estudios a partir de mediciones en terreno en diferentes minas, así Durheim et al. (1997), Spottiswoode et al. (1997), Milev et al. (1999) y Cichowicz (2000) determinaron factores de amplificación empíricos por el mencionado efecto de sitio, basados principalmente en un número reducido de observaciones y en áreas geotécnicas restringidas, por lo que difícilmente se pueden generalizar. Asimismo, la SIMRAC obtiene a partir de un número ya mayor de mediciones, factores de amplificación de las velocidades de partícula en el perímetro de la excavación entre 5 y 25 veces la velocidad de partícula en el macizo rocoso, dependiendo esto de múltiples factores, generándose sin embargo ciertas correlaciones, como es que la mayor respuesta de sitio fue obtenida por ondas sísmicas con longitud de ondas de alrededor de 30 mts, que corresponde justamente al porte típico de un panel caving minero. Asimismo la mayor respuesta de sitio fue

obtenida por ppv bajo los 0.1 m/s, teniendo ppv altos una baja amplificación de las velocidades. Sin embargo, a partir de estos resultados y de procedimientos estadísticos para estimar la probabilidad de ocurrencia de ppvs, se estimó que la velocidad de 3m/s corresponde a un adecuado valor como requerimiento para el diseño de los soportes ante eventos sísmicos.

A diferencia de los trabajos mencionados, McGarr A. (1997) propone, basado en observaciones de daños en excavaciones subterráneas ante estallidos de roca, un criterio de diseño sobre la base de estimar la velocidad de eyección de la roca. Las observaciones efectuadas por McGarr A., sugerirían que es la flexión el más probable mecanismo de falla de la roca, debido al pandeo producto de la acumulación de energía de compresión en la roca.

Desarrolló entonces la siguiente expresión para estimar tal velocidad de eyección de la roca:

$$v_e = \left( 3 + \frac{1-v^2}{2} \right)^{1/2} \frac{S}{\sqrt{\rho \cdot E}}$$

Donde S es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca, y v, ρ y E son el módulo de Poisson, la densidad y el módulo de Young de la roca respectivamente. De la expresión presentada, se estimó que para minas subterráneas de oro en Sudáfrica (E=77 MPa), se tendrían velocidades de eyección de la roca cercanas a 26 m/s, valor muy superiores a los 3 m/s recomendados por la SIMRAC, velocidades muy dependiente sin embargo, de la rigidez y propiedades de cada macizo, por lo que debiera ser analizado caso a caso.

Por otro lado Van Sint Jan M. (2006), obtuvo por un análisis simple, determinando deformaciones unitarias tanto para la roca como para los pernos, que la velocidad mínima necesaria para producir la rotura de los pernos debe ser de por lo menos 1.1 m/s, teniéndose por otro lado velocidades máximas registradas cercanas a 0.2 m/s, lo que implicaría necesariamente una amplificación de velocidades en el perímetro del túnel. Asimismo, a través de modelos numéricos, se intentó replicar la eyección de un bloque de roca, para lo cual fue necesario amplificar el registro de velocidades de la estación más

cercana que se disponía, en valores de entre 20 y 60 veces según la dirección de análisis, obteniéndose con esto velocidades de eyección de la roca cercanas a 6.2 m/s.

#### Modelación numérica de la respuesta dinámica del macizo.

Es un hecho que hay muchos aspectos de la fuente sísmica, y de la misma geometría de la falla que se desconocen, pero se hace un esfuerzo por mantener hipótesis sobre estos factores dentro de valores razonables. Uno de estos supuestos es que la fuente sísmica es modelada como una función simple, supuesto ocupado por Hildyard M.H. y Young R.P. (2002), al modelar un medio fracturado a través de ensayos experimentales a escala, y compararlo con resultados obtenidos de modelos numéricos de diferencias finitas, en donde la fuente sísmica fue representada por un historial de velocidades (o presión) en un punto del dominio. Además para la implementación de las condiciones de borde, ocuparon los llamados bordes absorbentes, introducidos por Lysmer y Kuhlemeyer (1969), que proponen amortiguadores viscosos en el perímetro del dominio en función de la velocidad de propagación de la onda, esto para que se asegure la no reflexión de ondas incidentes.

Fueron calibrados así, los modelos numéricos con los modelos experimentales en diferentes escalas, para determinar velocidades de propagación de la onda en un medio fracturado en función de la frecuencia y amplitud de las fracturas. Sin embargo se menciona, que para una realista modelación de la propagación de ondas en un medio fracturado, es importante que se incluya las propiedades mecánicas de la fractura en vez de simplemente considerar una discontinuidad de desplazamientos ya sea si la grieta esta abierta o cerrada. Por lo que se torna especialmente delicado modelar el comportamiento de las fracturas, ya que es importante incluir la tensión-dependencia que existe en las propiedades de las fracturas alrededor de los túneles, debido a la variabilidad que hay en el campo tensional del contorno de las excavaciones.

Pese a estas limitaciones, los modelos desarrollados permitieron calcular la velocidad de propagación de la onda cerca de las excavaciones subterráneas en función de la frecuencia y amplitud de fracturas, obteniendo resultados muy similares a los entregados por métodos experimentales.

Una importante conclusión es que para explosiones pequeñas, las ondas que viajan cerca de túneles se pueden modelar correctamente por un medio elástico continuo, especialmente ondas de baja amplitud, no así ondas de mayor amplitud, las cuales producirían una desangulación mayor en grietas, impidiendo con esto un correcto modelamiento como un medio elástico continuo, siendo necesario la introducción explícita de las grietas.

Se han desarrollado sin embargo, modelos numéricos que permiten la inclusión de grietas en forma implícita, en uno de los cuales Hao H. et al (2002) modeló un macizo rocoso como un medio continuo, donde el efecto de las fracturas se tradujo en un escalamiento de las propiedades de la roca fracturada, lo que derivó en un material de roca equivalente, cuyas propiedades fueron obtenidas tanto por ensayos de campo, como por ensayos de laboratorio. Además la acumulación anisotrópica de daños, es simulada por una degradación continua de una rigidez y resistencia equivalente de la roca durante el proceso de carga, y son calculadas usando funciones exponenciales dependiendo de las deformaciones unitarias en las tres direcciones.

Los resultados que se obtienen con este modelo anisotrópico fueron comparados con un modelo de propiedades isotrópicas y con ensayos experimentales, obteniendo un muy buen ajuste para en los valores de ppv, ppa e historial de aceleraciones en el modelo anisotrópico, asimismo el modelo isotrópico presentó también casi el mismo ajuste para las mediciones de ppv, lo que indicaría que en un modelo de propiedades equivalentes, lineales, e isotrópicas, la obtención de velocidades no se vería mayormente afectada por el agrietamiento del macizo.

## **2 ANTECEDENTES GENERALES MINA EL TENIENTE**

### **2.1 Introducción**

#### **2.1.1 Ubicación**

La mina El Teniente, se encuentra ubicada en plena cordillera de los Andes, específicamente en la sexta región, en la comuna de Machalí, a 37 km. al nororiente de Rancagua, la cual, con más de 2400 kilómetros de galerías subterráneas se ha convertido en la mina de cobre subterránea más grande del mundo.

Las primeras explotaciones de orden industrial comenzaron en 1905. En la actualidad es una de las Divisiones operativas de la Corporación Nacional del Cobre, con una producción anual de 435.658 toneladas métricas de cobre fino y de 3.919 toneladas métricas de concentrado de molibdeno.

Sus coordenadas geográficas son 35°05' de latitud sur y a 70°21' de longitud oeste, a una altitud media de 2.100 m.s.n.m. Regionalmente, este centro minero está a 37 km. en línea recta al este de la ciudad de Rancagua, Chile.

El acceso hasta la mina se realiza por la carretera del cobre “Presidente Eduardo Frei Montalva”, que une Rancagua con la localidad de Colón Alto (43 km.). Desde Colón al interior de la mina los accesos pueden ser, por un túnel de 8 km. de largo a través de un ferrocarril eléctrico que comunica Colón Alto con el nivel Ten-8 (el más profundo de la mina); o bien por superficie, por medio de transporte terrestre mediante caminos a distintos sectores de la mina entrando por los diferentes accesos habilitados.

#### **2.1.2 Tipo de yacimiento**

El yacimiento de la mina El Teniente es un pórfido cuprífero, con subproducto de molibdeno, que tiene una forma textural diseminada, es decir, el mineral se distribuye en forma más o menos uniforme en un gran cuerpo de roca.



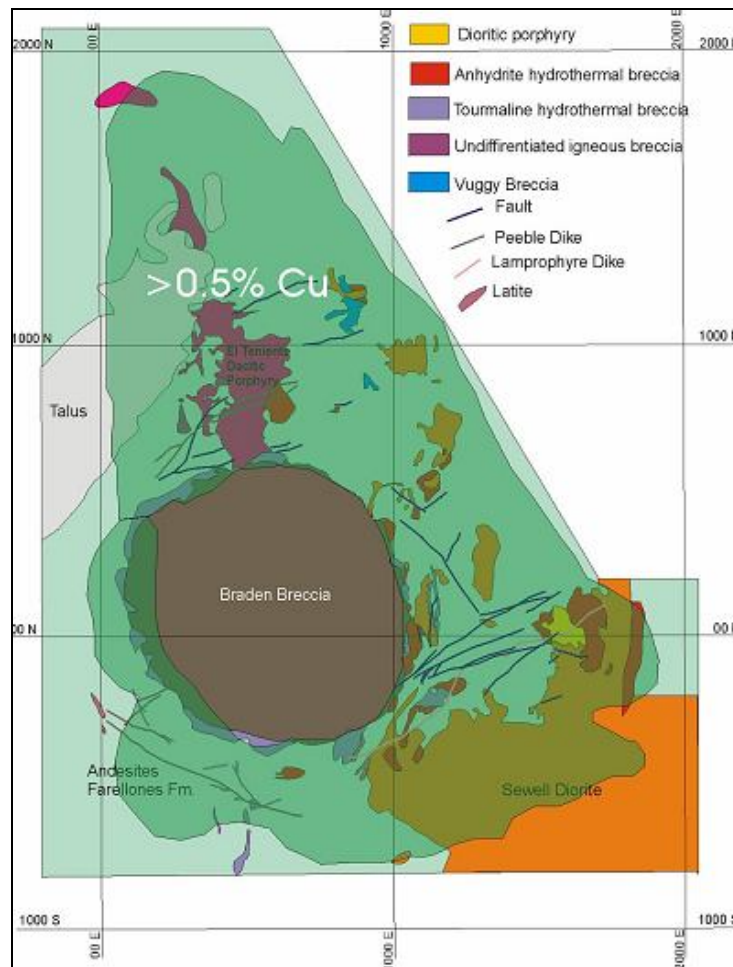


Figura 2-1 Geología general del yacimiento El Teniente

El yacimiento está conformado por un cuerpo central estéril, de geometría similar a un cilindro en posición vertical, denominado Pipa, con 1,0 a 1,2 km de diámetro, rodeado de mineralización en una extensión radial variable entre 400 y 800 mts. La roca predominante es Andesita, llamada también complejo máfico EL Teniente (CMET), en el lado Norte existe un cuerpo de Dacita de extensión Norte-Sur, y en el lado Sureste un gran cuerpo de Diorita, también existen pequeñas intrusiones de Diorita en el lado Noreste y Este. (Figura 2-1).

Como características generales del yacimiento, se puede mencionar que posee un área mineralizada de cerca de 2.000.0000 de metros cuadrados, con una extensión vertical de más de 1.800 metros desde la superficie, y una cubierta estéril de 50 a 150 metros.

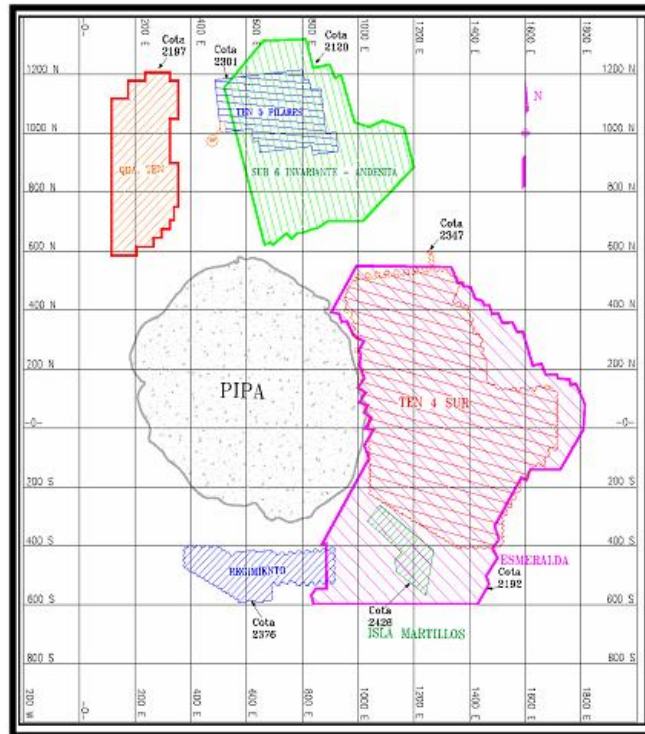


Figura 2-2 Forma del yacimiento El Teniente

### 2.1.3 Geología General del yacimiento El Teniente

La explotación del yacimiento es subterránea debido a su forma aproximadamente vertical y su enterramiento, además de consideraciones climáticas. Los minerales económicos presentes son predominantemente sulfuros, razón por la cual se utiliza el proceso metalúrgico de flotación.

#### a) Geometría del yacimiento

El cuerpo mineralizado tiene una forma irregular, pero mirado en planta, se puede aproximar a la forma de una media luna en torno a la pipa, en su disposición espacial tiene

la forma de un cilindro vertical, cuyas dimensiones son de largo 2.5 a 3 km., ancho 1.5 km., y en la parte más alta supera el kilómetro (figura 2-2).

La chimenea volcánica (o Pipa) no tiene importancia económica y no tiene relación con la mineralización, ya que se trata de un evento post – mineralización que destruyó parte de la mineralización que se encontraba consolidada. La pipa por su ubicación, dimensión y estabilidad es usada para construir en ella la mayoría de las instalaciones de infraestructuras permanentes tales como oficinas, talleres mecánicos, salas de chancado, piques de acceso y servicio.

#### b) Geología – zonas

El yacimiento de El Teniente junto con el pórfido de Río Blanco – Los Bronces (situado a unos 100 Km al norte) pertenece a la faja andina del plioceno y constituyen un cluster cronológico y espacial.

La excepcional magnitud de este depósito porfídico lo ubica en la categoría de mega-depósito lo que contrasta con la falta de otros yacimientos porfídicos significativos de similar edad en los Andes Meridionales.

En este tipo de yacimiento se distinguen verticalmente tres zonas típicas de mineralización bien definidas:

- Zona Oxidada o Lixiviada: está constituida por una serie de diversos tipos de minerales oxidados (limonita) sin valor económico producto de lixiviación, meteorización y oxidación de sulfuros primarios de fierro y cobre. Normalmente se encuentran en superficie de cubiertas limoníticas, debido a que el cobre migra. Además, estas cubiertas pueden actuar como indicadores en etapas de exploración minera.
- Zona de Enriquecimiento Secundario: el enriquecimiento supérgeno ha elevado la ley de mineral convirtiendo esta zona en la más importante del yacimiento por sus altas leyes (1,8% de cobre en promedio). En esta zona se encuentran los sulfuros secundarios, que son producto de la migración del cobre desde la parte superior del yacimiento, encontrándose minerales como la calcosina y covelina.

- Zona Primaria: está compuesta por sulfuros primarios de cobre como calcopirita, bornita, gangas de cuarzo, yeso, anhidrita, piritita y turmalina. También se encuentra Molibdenita en pequeña cantidad, como subproducto. Las alteraciones más importantes son de tipo potásica, sericítica y propilítica. Las leyes de cobre bajan en promedio en un 50% con respecto a la existente en los sulfuros secundarios (zona de enriquecimiento secundario).

#### **2.1.4 Litología**

Las rocas mineralizadas son, principalmente, andesitas terciarias que pertenecen a la formación Farellones. Esta formación está intruida por el pórfido dacítico, pórfido diorítico, diorita, diorita cuarcífera y además afectada por alteración hidrotermal potásica. En la parte central del yacimiento se emplaza una megaestructura denominada chimenea Braden (diatrema) y posteriormente en torno a esta mega estructura se sitúa una Brecha Marginal.

#### **2.1.5 Estructuras geológicas**

El yacimiento El Teniente se encuentra emplazado en una compleja zona distrital de fallas de rumbo. Esta zona de cizalle, es definida por dos sistemas de fallas conjugados con rumbos N60°E y N50°W y manteos subverticales respectivamente. Ambos sistemas están constituidos por fallas de rumbo, por lo tanto, el último movimiento relativo de la falla ocurrió principalmente paralelo al rumbo de ella. A la escala mina, estos sistemas se caracterizan típicamente por zonas con espesores entre 20 m y 400 m respectivamente. El fallamiento de rumbo presenta varias subdivisiones y trazos irregulares, con arreglo de estas estructuras en zonas particulares, identificadas por nombres locales como Fallas Riedel y Fallas Noroeste.

Ambos sistemas de falla, según datos de terreno, estuvieron activos antes, durante y después de la formación del yacimiento y, antes de que el emplazamiento de la Chimenea Braden fuera definido, en gran medida por la presencia previa de ellos.

Con el emplazamiento de los cuerpos intrusivos y de la Chimenea Braden, se originó un fracturamiento sucesivo que afectó tanto a la chimenea como a las rocas encajadoras preexistentes. Este fracturamiento corresponde al tipo Stockwork y aloja gran parte de la mineralización, alcanzando una frecuencia máxima de 40 vetillas por metro lineal en las cercanías de los intrusivos.

### **2.1.6 Mena primaria y secundaria**

La mineralización puede dividirse en una zona de mineral secundario, correspondiente a la zona de enriquecimiento secundario, cercana a la superficie y de baja competencia mecánica, para pasar en profundidad a un mineral primario, de alta competencia, sometido a tensiones elevadas, que entrega una fragmentación más gruesa, y exhibe ruptura frágil.

#### **a) Mena Primaria**

La mineralización que hoy se conoce se originó por la cristalización, en los poros y fracturas de las rocas, de soluciones calientes (hidrotermales) con contenido Cobre, Molibdeno, Hierro, Azufre y otros elementos formadores de los minerales. Este proceso, denominado primario por el hecho que las soluciones tienen su origen profundo (hipógeno), es el que forma el yacimiento; ocurre a profundidad de entre 1 a 5 Km, en condiciones de altas presiones confinantes y elevadas temperaturas (250-500° C), y es también responsable de la alteración de la roca.

La alteración primaria de las rocas, en general produce una cristalización de los minerales, con la adición de sulfuros y anhidratos. La Anhidrita (sulfato de calcio anhidro) es un mineral duro y compacto que está presente hasta en un 5 a 10% del volumen, rellenando poros y fracturas. De esta manera, la roca queda totalmente sellada, dando como resultado un macizo duro, cohesivo y de baja permeabilidad, constituyendo un material difícil de extraer y de ley más baja que el secundario.

Cuando se comenzó a explotar esta zona se empezaron a usar mayores cargas de explosivo, como asimismo a cambiar la geometría y dimensiones de la explotación, debido a la dificultad que implicaba realizar la minería en roca de mayor dureza. El proceso minero, junto con los elevados estados tensionales de la roca más profunda, trajo consigo un

aumento en la sismicidad. Fue necesario entonces introducir nuevas metodologías de diseño y explotación minera para mantener este nuevo problema bajo control.

#### b) Mena Secundaria

Es el último proceso de formación de materiales, activo hasta hoy, que consiste en la filtración de aguas superficiales en el macizo rocoso, la cual, debido a su carácter oxidante, provoca efectos de oxidación (sulfuros) y disolución. El último proceso sacó buena parte de la Anhidrita que había, convirtiéndola en yeso, el cual pasa a integrar las sales del agua fluvial dejando la roca reblandecida.

El cobre desciende en soluciones ácidas y se deposita (cristaliza) cuando encuentra condiciones favorables, constituyendo la zona de mena secundaria o enriquecimiento secundario. De esta manera, tenemos que la mena secundaria es un material poroso, relativamente blando y con un contenido de cobre más alto que el original (primario), constituyéndose en un mineral de bajo costo de extracción y de alta ley.

El mineral secundario de mayor profundidad en la mina se presenta a en la parte norte de la misma, ya que el flujo de agua sigue la pendiente hacia la Quebrada Teniente (al Noreste), dando una vuelta alrededor de la Chimenea Braden (impermeable).

## **2.2 Métodos de explotación en roca primaria**

### **2.2.1 Introducción**

Los métodos de explotación por hundimiento pueden definirse como un conjunto de operaciones mineras destinadas a cortar la base de sostenimiento de un bloque o panel de mineral (asegurando que no queden puntos de apoyo), logrando que la base inferior de dicho bloque o panel se comporte como una viga simplemente apoyada y, gracias a la acción de las fuerzas externas, principalmente la gravitacional, se produzca el desprendimiento sucesivo de fragmentos de roca mineralizada, los que al ser extraídos, permiten que se eleve progresivamente el techo de la cavidad que forma tal desprendimiento. Así, a medida que se desprenden fragmentos de roca mineralizada, estos son manipulados y transportados de acuerdo al diseño minero y sistema de manejo de

materiales del sector productivo en cuestión (Cavieres, P.,1999), proceso conocido por *Caving*

Los métodos han ido evolucionando de manera condicionada al medio en que se desarrollan. Por ejemplo, el cambio de mena secundaria a primaria se tradujo en cambios importantes en la metodología del hundimiento. En un principio el *Caving* se utilizaba en mineral secundario, que corresponde a un material ubicado en la porción superior del yacimiento, el cual presenta además mayor ley, menor rigidez, baja dureza y fragmentación más fina, comparado con la mena primaria ubicada a mayor profundidad.

Posteriormente, el método de Hundimiento por Bloques (*Block Caving*) usado en material secundario, dió paso al Hundimiento por Paneles (*Panel Caving*), desarrollado en material primario. Este método ha evolucionado notablemente, existiendo una gama de variantes.

### **2.2.2 Panel caving**

El Panel Caving es un método de explotación masivo, donde se socava mediante perforación y tronadura la base de un panel de producción, con un frente de avance comúnmente llamado frente de hundimiento o socavación, y es planificado coordinadamente con el área que se va agotando. El diseño minero incluye un Nivel de Hundimiento o Socavación (UCL, *Under Cut Level*) y un Nivel de Producción (NP), además de Sub-Niveles de Ventilación y transporte.

El método presenta ventajas principalmente relacionadas con los niveles de explotación y producción, sin embargo dentro de las desventajas está la gran subsidencia que genera, además del riesgo de ocurrencia de colgaduras<sup>1</sup>, las que eventualmente pueden generar *airblasts*<sup>2</sup>.

---

<sup>1</sup> Situación en que no caen nuevos bloques, mientras que se extraen los que ya han caído.

<sup>2</sup> Caída de un gran bloque de roca desde una altura importante. Fenómeno que se puede producir, al generarse un gran vacío entre el techo del panel, y la base desde donde se extrae el mineral debido a una colgadura.

Otro importante efecto negativo de este método de minería es el riesgo de generar una excesiva sismicidad inducida, siendo el estallido de roca su expresión máxima, si la actividad minera (socavación y extracción) no es bien conducida.

La extracción minera, más específicamente el secuenciamiento operacional de explotación, genera una serie de cambios en la condición geomecánica del macizo rocoso. Es por esta razón que el desplazamiento del frente de socavación genera una modificación en la distribución espacial de los esfuerzos inducidos que afectan el entorno de las excavaciones, originando zonas diferenciadas a nivel de estados tensionales, entre éstas se distinguen 3 zonas principales, las que se ilustran esquemáticamente en la figura 2-3.

- **Zona de Pre-Minería:** en esta zona el macizo rocoso se encuentra alejado de la minería asociada al avance del frente de socavación, por lo que no “siente” el efecto del frente de socavación, debido a esto el macizo rocoso, y en particular el estado tensional no es afectado por las alteraciones producidas por la minería extractiva.
- **Zona de Transición (o zona de *Abutment Stress*):** es la zona del macizo rocoso en donde el estado tensional presenta continuos cambios en cuanto a magnitud y orientación. En esta zona, el “desviador de tensiones” ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) aumenta y las tensiones rotan. Esto sucede como consecuencia del avance de la actividad minera y puede producir la rotura del macizo rocoso.
- **Zona de Relajación:** en esta zona el macizo rocoso se encuentra bajo la zona hundida y fuera del efecto generado por el frente de socavación. En ella se produce una disminución paulatina de las tensiones principales, pudiendo provocar esta nueva condición de tensiones el inicio del fracturamiento de la roca por tracción (Celis, M., 2001)



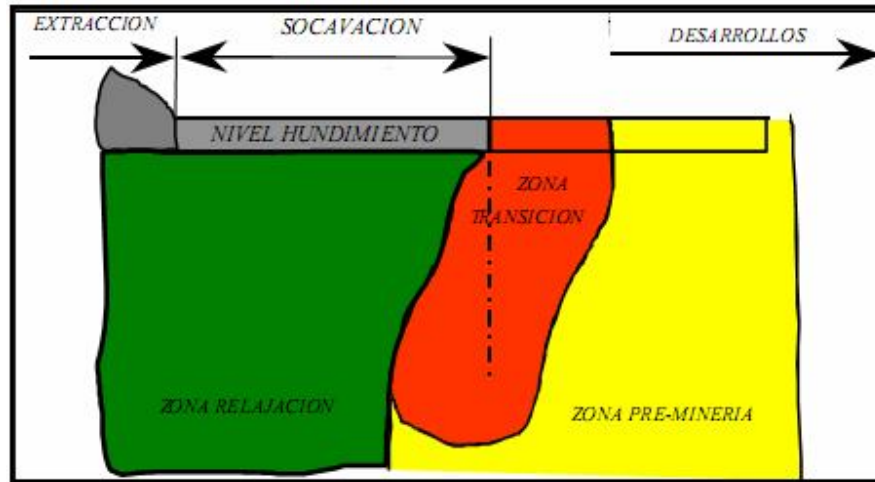


Figura 2-3 Distribución esquemática de las zonas sometidas diferentes estados tensionales durante la explotación por *Panel Caving*

Una de las razones básicas para la evolución del método de Panel Caving (en sus variantes), es que debido a su secuencia operacional, la zona de Transición ubicada en la vecindad del frente de socavación, afecta la estabilidad de las labores bajo su influencia como el NP y zonas bajo éste. Con el propósito de mejorar esta condición, en El Teniente se han desarrollado las variantes del método, las cuales no eliminan la zona de Abutment Stress pero si la alejan del frente de producción, donde el personal y equipos transitarán durante la vida útil de la mina.

Considerando la secuencia operacional de explotación, hasta la fecha se reconocen cuatro variantes de panel caving, que son el panel caving con hundimiento convencional, el panel caving con hundimiento previo, el panel caving con hundimiento avanzado y finalmente el panel caving con hundimiento avanzado al límite.

### 3 EVENTOS SÍSMICOS EN LA MINERÍA DE EL TENIENTE

#### 3.1 Introducción

La actividad sísmica es parte de la respuesta del macizo rocoso frente a la socavación inducida; producto de esta socavación se produce un cambio en el estado tensional del macizo, y en consecuencia, se producen desplazamientos y eventualmente la rotura de la roca.

En el caso de la sismicidad asociada a procesos de fractura, una variable crítica es el área de la fractura generada, ya que esta influirá en la magnitud de los eventos. El lugar dentro del macizo rocoso donde se lleva a cabo el proceso de estabilización de las tensiones, se denomina volumen activo, el cual corresponde a un volumen en proceso de fracturamiento, con micro fracturas o fracturas no conectadas, pero aún sin proceso de desplome. Este volumen depende principalmente de la extracción, socavación e incorporación de nuevos puntos de extracción de material (bateas). En consecuencia a mayor volumen de roca a quebrar debido a la altura de columna de roca y área basal se tendrá mayor volumen activo, lo que generará un aumento de sismicidad inducida.

La cantidad de eventos depende del volumen activo (y por ende de la velocidad de extracción), y su magnitud depende de la geometría y tamaño de este volumen, además de las condiciones cinemáticas<sup>3</sup> y de las propiedades de las rocas.

A continuación se detallan algunas de las consideraciones que se deben tener en cuenta para minimizar el efecto que genera el volumen activo sobre la sismicidad:

- El avance del frente de hundimiento se debe hacer perpendicular a la dirección de menor deformación, minimizando la expansión del volumen activo y disminuyendo la tasa y magnitud de los eventos sísmicos.

---

<sup>3</sup> Condiciones cinemáticas en que se encuentre el macizo entorno de la cavidad existente, ya sea si la cavidad esta conectada o no a una superficie libre (nivel ya explotado), o posee una cara libre creada por una alta tasa de socavación.

- El frente de hundimiento gatilla el deslizamiento o apertura de estructuras, en forma paralela a éste.
- Un frente de hundimiento muy extenso podría crear condiciones favorables para la generación de un proceso de ruptura en una gran extensión.

### **3.2 Efecto sísmico del caving**

Globalmente, el método de *caving* busca un desarme controlado de un volumen de macizo, es decir, de un arreglo potencial de bloques, partiendo por la destrucción (tronadura) de algunos bloques de la base del arreglo para crear la cara libre y la cavidad que posibiliten la liberación y movimiento de otros bloques, ahora destrabados, incluidos en el macizo del entorno de la cavidad así creada. Las posteriores socavaciones y extracciones deberán ser tales que definan una demolición controlada del resto de los arreglos potenciales de bloques que conforman el macizo de interés convirtiéndolo en un material fragmentado, susceptible de ser transportado.

La definición de los bloques efectivamente formados y de sus posteriores movimientos dependerán de la condición estructural del macizo, de la geometría de las cavidades generadas por la minería (socavación y extracción), las características mecánicas de las estructuras geológicas y de la matriz de roca, y de la geometría de esos bloques.

Se describe a continuación el proceso de *caving* y la influencia que tienen en éste algunos de los parámetros de minería y macizo, y como estos parámetros determinan las características de la sismicidad inducida asociada al desarrollo del *caving* (Dunlop, R., 2001).

#### **3.2.1 Geometría del caving y sismicidad inducida.**

La minería modifica las condiciones de equilibrio de un volumen de macizo rocoso en un entorno de la explotación. Esto genera en ese volumen activo, un proceso de restablecimiento de las condiciones de equilibrio (estabilización de las tensiones), que incluye procesos de deformación y ruptura del macizo rocoso, las que pueden llevar

asociada la generación de eventos sísmicos. Es decir, la distribución espacial de la sismicidad inducida da cuenta de una estimación del desarrollo mínimo que haya alcanzado este volumen activo.

Una vez concluido los movimientos generados en el volumen activo, una parte de ese volumen retoma una condición de equilibrio (estado tensional en un equilibrio estable), definiéndose así el volumen activo final neto para un instante dado.

En términos de los procesos involucrados en esta mecánica del caving, el proceso global minero incluye los siguientes subprocesos:

- Proceso minero: incluye la socavación, extracción, apertura de bateas y todo otro proceso ligado a la pérdida de las condiciones de equilibrio del macizo.
- Proceso de activación: proceso inducido por las fuerzas existentes y que resulta en la deformación y ruptura del macizo, dando lugar al volumen activo.
- Proceso de restauración: respuesta del macizo tratando de detener los movimientos inducidos por la activación, pudiendo ser elástica o irreversible como es el caso las rupturas. La geometría del macizo y las propiedades mecánicas de éste condicionan el proceso. Un volumen de macizo restaurado implica que no se induce sismicidad en él. En un instante dado, el volumen activo neto será el volumen activado menos el volumen restaurado en su condición de equilibrio.

Ahora bien, el único proceso activo es la minería. Si ésta se detiene, el macizo tiende a una estabilización de las tensiones, y por ende del volumen activo, trayendo consigo una disminución de la actividad sísmica. La actividad sísmica dependerá entonces de varios procesos y condicionantes pero, en promedio durante un cierto periodo de tiempo, debe seguir la minería.

De esta forma, es posible plantear que un cambio en los parámetros de minería permite modificar la respuesta del macizo sujeto a explotación, en particular su respuesta sísmica, posibilitando su conducción.

### 3.2.2 Efectos en el tiempo

Los efectos temporales en el desarrollo del caving en el macizo rocoso están asociados a dos aspectos principales. El primero es el efecto temporal incluido en los parámetros de la minería, es decir los ciclos mineros. El segundo son los tiempos de respuesta del macizo a la perturbación de sus condiciones de equilibrio generada por la minería.

Estos dos efectos, superpuestos, pueden ser observados en cualquier información incluida en la respuesta del macizo, por ejemplo en la frecuencia sísmica asociada a un área en producción. Las variaciones temporales de la frecuencia estarán determinadas tanto por las variaciones temporales de los parámetros mineros como por las características propias de la respuesta del macizo.

Si se considera para un instante dado una cavidad generada por la minería, y creciente en el tiempo, entonces los procesos de deformación y de ruptura del macizo en el entorno de la cavidad son tales que se producen movimientos de partes del macizo hacia la cavidad, siendo los de mayor relevancia los verticales, dado el efecto gravitacional. El motor del proceso lo constituye la actividad minera a través de la perturbación de las condiciones de equilibrio del macizo. Esta perturbación se traduce en la disponibilidad de energía para la deformación y ruptura de éste, es decir para los movimientos de partes del macizo que buscan restaurar sus condiciones de equilibrio.

La evolución temporal de estos movimientos es producida de acuerdo a ciclos, suponiendo un cierto nivel de energía disponible, hay una primera fase denominada de “activación” en el que los procesos de deformación y ruptura tendrán una dificultad de ocurrencia creciente. Su tasa de deformación será decreciente, hasta eventualmente detenerse dados los niveles crecientes de energía requeridos para su ocurrencia y los niveles decrecientes de energía que efectivamente se encuentren disponibles en el macizo. Para luego pasar a una fase de relajación del macizo, lo que significaría retomar la formación, liberación y movimiento de bloques, que impliquen la continuación del proceso de fragmentación del macizo en bloques. De esta forma, se produciría la aceleración de los procesos de deformación y ruptura del macizo.

Lo anterior, usando conceptos de mecánica de rocas, correspondería a la fluencia del macizo, en donde la deformación inicial (deformación elástica), decreciente en una primera instancia por la limitada energía, aumenta en el tiempo producto del fracturamiento y otros fenómenos (deformación inelástica), no siendo necesario para tiempos mayores introducir mayor energía para observar mayor deformación, destrabaduras, liberación y movimiento de bloques.

Los ciclos de activación y relajación del macizo se repiten mientras continúe la minería, motor que genera la perturbación de las condiciones de equilibrio de partes del macizo y sus consecuencias como deformaciones y rupturas.

Teóricamente, y de acuerdo a las características descritas para ambas fases, la fase de activación debería en principio ser una fase de menor actividad sísmica dada la tendencia decreciente de los procesos de deformación y ruptura. Por el contrario, la fase de relajación del macizo debería ser la de mayor actividad sísmica dada la aceleración de esos procesos. Sin embargo, la fase de activación generará eventos de magnitudes muchos mayores debido a los niveles de energía más altos que pueden estar involucrados en los procesos de ruptura.

### 3.2.3 Fases de la minería: caving inicial y en régimen

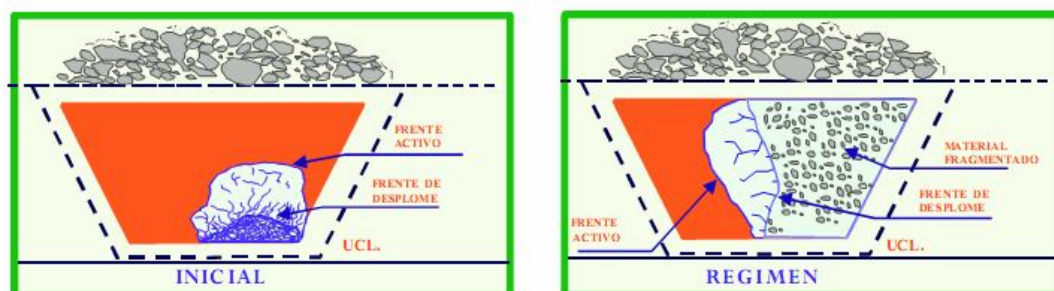


Figura 3-1 Fases de un método de Caving

La fase inicial del caving es la etapa durante la cual los procesos de deformación y ruptura de la roca ante la perturbación minera, producen el colapso del macizo ubicado sobre una zona en extracción hasta generar una conexión significativa a un nivel

superior ya explotado. Luego de esta conexión, la explotación por un caving en régimen permanente queda definida cuando la geometría del volumen activo que se genera (frente activo y de desplome) es invariante en la medida que las características del macizo se mantengan relativamente similares, y sólo se traslada en la medida que se desarrolla la minería (hundimiento y extracción).

Los ciclos temporales en la respuesta del macizo a la minería, incluida la respuesta sísmica, deben reflejarse tanto en las fases de caving inicial y caving en régimen permanente. Las características de estas dos etapas del caving indicarían el registro de un mayor número de eventos sísmicos, incluyendo en la fase de caving inicial eventos de mayores magnitudes. Este hecho se relaciona con los niveles más altos de energía involucrados en la generación de la ruptura del macizo en las condiciones ya planteadas, efecto que haría aumentar tanto el número de eventos registrados como las magnitudes máximas, y por lo tanto, niveles más altos en la energía radiada por esas rupturas. Por lo tanto, dado que se desea que la respuesta sísmica del macizo deba ser conducida por la minería aplicada, la situación descrita implica que los parámetros mineros deben quedar sujetos a mayores restricciones durante la fase de caving inicial que en la de régimen.

Esta situación ha llevado a diversos planteamientos que principalmente buscan reducir la duración de esta fase de mayor registro de sismicidad, accediendo a un alivio parcial de las restricciones de extracción que permiten la conducción de la actividad sísmica.

Las ideas básicas apuntan a una selección adecuada de la zona de inicio de la explotación y a distintos esquemas mineros que apunten a un adelantamiento de la conexión al nivel superior hundido, creando al mismo tiempo posibilidades de producción.

#### **3.2.4 Características del macizo; factores geológicos.**

Las características de la respuesta del macizo a la minería desarrollada están condicionadas por los factores geométricos y geológico-estructurales del macizo en explotación. Estas características condicionarán los procesos de deformación y ruptura del macizo, la evolución del volumen activo, y por lo tanto los parámetros de la

sismicidad inducida. De acuerdo a un modelo de bloques del macizo, estas características juegan un papel importante en la definición de la “blocosidad” del macizo, por lo tanto, en la formación, liberación y movimiento de bloques de macizo como respuesta a la minería.

Se supone que el único factor estructural que tiene influencia en los procesos de deformación y ruptura del macizo es la densidad de estructuras, sin importar la orientación de estas y su comportamiento mecánico.

### **3.3 Mecanismo de generación de los eventos sísmicos**

El mecanismo de origen de los eventos sísmicos se encuentra principalmente asociado a rupturas de corte y en menor grado a componentes de tracción. Estas rupturas del macizo rocoso se generarían por una condición de inestabilidad geomecánica.

El tipo de mecanismo de falla, así como su ubicación, influenciará el modo en que la energía será liberada en forma de ondas sísmica, y el grado de fracturamiento que habrá en el macizo rocoso cercano. En este sentido, se distinguen 3 áreas de origen de los eventos, con sus respectivos mecanismos de generación.

- a) **Eventos en el Caving:** Los eventos sísmicos ocurridos en esta zona, responden a una caída de esfuerzos como consecuencia de la influencia del frente de hundimiento, donde el esfuerzo principal secundario decrece y una combinación de fallas por corte y tracción ocurre simultáneamente dentro del volumen de origen.
- b) **Eventos en área producción:** Estos están asociados a los altos esfuerzos en pilares, que como resultados de la configuración de túneles y zanjas, presentan alta razón de excavación y han sido afectados por eventos sísmicos durante su desarrollo.
- c) **Eventos profundos:** Ocurren donde el macizo rocoso experimenta una menor influencia de los esfuerzos inducidos por la minería. Los eventos parecen ser el resultado de fracturas inestables localizadas alrededor de los sistemas de traspaso o a una liberación combinada de energía tectónica e inducida por la minería. Modelos numéricos sugieren un mecanismo primeramente de corte.



### 3.4 Parámetros de la fuente sísmica

Es necesario, ya descrito el efecto sísmico del caving y los mecanismos de generación de los eventos sísmicos, hacer una breve introducción al tema geofísico, con tal de entender los conceptos y teorías que hay detrás de la sismología. Se presenta a continuación, una breve reseña de conceptos básicos que definen la fuente sísmica, y que permitirán más adelante, estudiar algunos de los parámetros registrados en El Teniente.

En general, un sismo es resultado de la relajación de tensiones originados por la acumulación de energía de deformación. Cuando estos esfuerzos superan la resistencia de la roca, se inicia la ruptura de la fuente, propagándose una parte de la energía en forma de ondas sísmicas.

Una medida del porte del fallamiento o ruptura, ha sido introducida por Aki K. (1966), este valor es el momento sísmico escalar, el cual es una cantidad que combina el área de ruptura y la deformación inelástica de la falla con una medida de la resistencia de las rocas:

$$M_o = \mu \cdot A \cdot \Delta\bar{u} \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde

$\mu$  = Es el módulo de Corte de la roca (Segundo coeficiente de Lamé)

$A$  = Es el área de ruptura a lo largo de la falla donde ocurrió el sismo.

$\Delta\bar{u}$  = Es del desplazamiento promedio de  $A$

$M_o$  es pues una medida de la deformación inelástica irreversible en el área de ruptura y tiene una relación directa con la energía liberada. Para efectos de estudios, el momento es la medida más utilizada, dado que tiene menores limitaciones que otras magnitudes, que usualmente alcanzan un valor máximo o valor de saturación.

Usualmente se mide el momento directamente de los sismógrafos, dado que el tamaño de las ondas de períodos grandes es proporcional al momento sísmico, esto se puede apreciar en la ecuación 3, en la que el momento sísmico esta definido en función del parámetro  $\Omega_o$ ,

que es el valor de la asíntota al tender la frecuencia a cero en el espectro de frecuencias de la fuente (figura 3-2).

La relación propuesta por Hiroo Kanamori (1979), es la usada por los geofísicos de la división, y ésta liga el momento sísmico (en  $[N \cdot m]$ ) con la magnitud de momento (*moment magnitude*) ‘m’ mediante la siguiente ecuación:

$$m = \frac{2}{3} \cdot \log_{10}(M_o) - 6.01 \quad (\text{Ec. 2})$$

Además, de un análisis espectral es posible obtener parámetros de la fuente, una vez supuesto el modelo de falla. Es el caso de la determinación del área de ruptura, en donde es necesaria la consideración de un modelo en el que se establezcan las relaciones entre los elementos que definen la fuente y los datos que se reciben en la superficie.

El primer modelo de fractura propuesto para representar la fuente sísmica fue propuesto por Keilis-Borok (1959). Este considera una falla circular y en él se estableció la primera relación entre los esfuerzos aplicados en la fuente y el desplazamiento sobre la falla (vector deslizamiento). Además está implícito el estudio de parámetros en el campo lejano, ya que asumen un desacople de ondas P y S (desfasadas), por lo que se obtienen espectros de amplitudes para ambas ondas por separado. Según este modelo, el momento sísmico escalar  $M_o$  se obtiene como el promedio de los momentos de las ondas P y S, determinados en cada caso según:

$$M_{p/s} = \frac{4 \cdot \pi \cdot d \cdot \rho \cdot v_{p/s}^3}{KR_{0,\phi}} \cdot \Omega_o \quad (\text{Ec. 3})$$

Siendo ‘d’ la distancia hipocentral, ‘ $\rho$ ’ la densidad de la roca, y ‘ $KR_{0,\phi}$ ’ una función correctora por efecto local.

Para estimar el tamaño de la ruptura y de la dislocación, en El Teniente se ha adoptado un modelo de falla circular como el propuesto por Madariaga R. (1976), que relaciona la función temporal del desplazamiento con el esfuerzo efectivo, modelando la fuente en el campo cercano y en el lejano. El radio de la falla  $r_M$  es función de la frecuencia esquina  $f_c$ . De acuerdo a Madariaga:

$$r_M = \frac{v_{p/s} \cdot k_{p/s}}{2 \cdot \pi \cdot f_{e_{p/s}}} \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde ' $v_{p/s}$ ' es la velocidad de la onda P o S y ' $f_{e_{p/s}}$ ' es la frecuencia esquina en el espectro de amplitudes de la onda P o S. El valor de k para la onda P y para la onda S es respectivamente 1.16 y 1.32 (Mendecki A., 1997):

El área de ruptura, suponiendo un modelo de falla circular, se puede determinar entonces por medio de la relación básica  $A = \pi \cdot r_M^2$ .

Por otro lado el parámetro energía radiada es una estimación de la energía total radiada por la fuente como ondas elásticas. La energía sísmica es proporcional a la integral del cuadrado del espectro de velocidades en el campo lejano y puede ser por lo tanto derivada de las formas de ondas registradas.

La estimación de este parámetro utilizada por el sistema sísmico de la división es la siguiente (Mendecki, A.):

$$E_c = 4 \cdot \pi \cdot \rho \cdot v_{p/s} \cdot S_v \quad (\text{Ec. 5})$$

Siendo  $S_v$  la integral del cuadrado del espectro de velocidad de la fuente.

La energía radiada total se obtiene de la suma de las energías calculadas para las ondas P y S. En general, esta energía radiada está en un rango del 0,1% al 5% de la energía total usada en generar la ruptura.

El desplazamiento promedio de la dislocación  $\Delta \bar{u}$ , se obtiene de la relación que liga esta

$$\text{con el momento sísmico y el área de ruptura (Aki, K.): } \Delta \bar{u} = \frac{M_o}{\mu \cdot A}$$

Asimismo, la dislocación  $\Delta \bar{u}$  puede relacionarse con la caída de esfuerzos  $\Delta \sigma$ , que es la diferencia entre los esfuerzos de cizalle que actúan sobre el plano de falla. Sse estima que aunque depende fuertemente del modelo de fuente utilizado, provee una estimación adecuada y un elemento de comparación para eventos registrados por un mismo sistema. Según Brune (1970)

$$\Delta\sigma = \frac{7 \cdot M_0}{16 \cdot r_M^3} \quad (\text{Ec. 6})$$

Por otro lado la radiación de un sismo en campo lejano a partir de una dislocación o falla plana como la planteada dependerá entre otros parámetros de la derivada del momento sísmico. Esta es la señal producida por la fuente y que se propaga con la velocidad de las ondas P o S. Desde el punto de vista de la caracterización de la fuente sísmica, lo que nos interesa es justamente la señal  $M(t)$ . La que por simplicidad se describe en el dominio de las frecuencias, donde los desplazamientos  $u_p$  o  $u_s$  serán directamente proporcionales al espectro de Fourier de  $\dot{M}$ , que es  $\dot{M}(\omega) = \Omega(\omega) = i\omega M(\omega)$ . El valor absoluto de esta transformada  $\Omega(\omega)$  es llamado generalmente “espectro de la fuente del sismo”. La forma más simple de este espectro está dada por el modelo de Brune, representado en la figura 3-2 (Madariaga, R., 1989). En este modelo, llamado también de Omega cuadrado ( $\omega^2$ ), el espectro de la fuente comprende una parte plana o constante a baja frecuencia que es directamente proporcional a  $M_0$  (ecuación 3), y alta frecuencia el espectro decae de manera inversamente proporcional a  $\omega^2$  (figura 3-2)

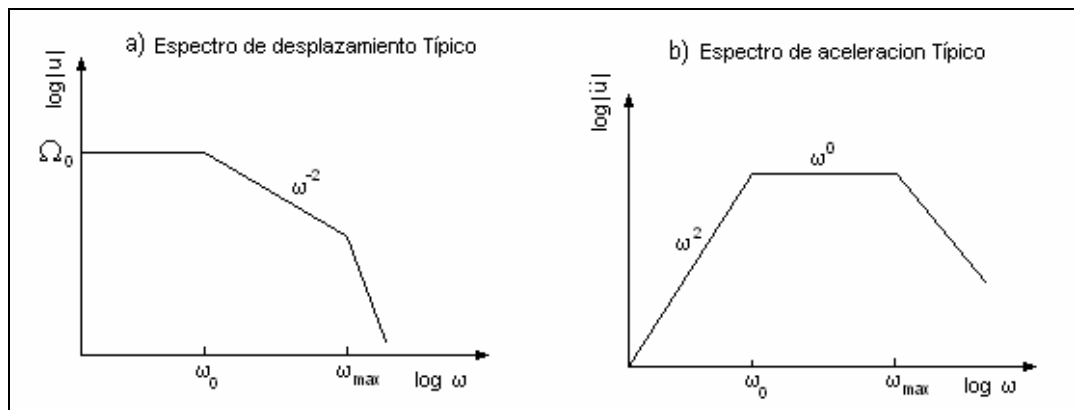


Figura 3-2 Formas típicas de espectro de amplitudes propuestas por Brune (1970)

Las dos asíntotas en frecuencias bajas del espectro de desplazamientos típico propuesto por Brune (figura 3-2a), se cortan en una frecuencia característica, frecuencia de corte o frecuencia esquina ( $\omega_0$ ). Madariaga demuestra también que la frecuencia esquina es

inversamente proporcional a la duración de la fuente o a la dimensión característica de la falla, así se ha demostrado que para cualquier modelo de falla:

$$\omega_o \approx N \cdot \frac{V_s}{L}$$

Donde N es un valor numérico cercano a 2.3 y L es la dimensión característica de la falla.

Veamos ahora el espectro de aceleración, como la aceleración es la segunda derivada del desplazamiento, basta multiplicar el espectro de Brune por  $\omega^2$  para obtener el espectro de aceleración. En la figura 3-2b se muestra la forma esquemática de este espectro, se observa que este posee una meseta o parte plana delimitada por la frecuencia esquina por el lado de las bajas frecuencias, y una frecuencia de corte llamada  $\omega_{\max}$ .

### 3.5 Sismicidad histórica en El Teniente

A mediados de la década de los setenta, en proceso de agotarse la zona de mineral secundario luego de unos 60 años de extracción, se comenzó a explotar el mineral primario. Quedó en evidencia la incompatibilidad de los anteriores diseños mineros y de manejo de materiales con la nueva situación. Paralelamente, se constató que la aplicación del mismo método de caving induce sismicidad en la zona primaria, observándose la ocurrencia de daños asociados a eventos sísmicos de altas magnitudes.

A comienzos de los años ochenta, y siguiendo la práctica usual de las minas con sismicidad inducida, se instaló un sistema sísmico, local y analógico, equipado con acelerómetros distribuidos en torno al frente de hundimiento de un sector. El análisis de la información buscaba una primera caracterización de la respuesta sísmica del macizo rocoso que permitieran comprender la ocurrencia de eventos de magnitudes mayores.

En 1989, se profundizó la explotación con un sector denominado Sub6, completamente emplazado en mineral primario. Continuando con el mismo esquema de diseño y explotación, se registró una sismicidad de magnitudes relevantes y estallidos de rocas con daños en una escala mayor a la registrada anteriormente. Considerando que en esos años, el estudio de los estallidos de roca se encontraba en una etapa inicial, y ante la

incertidumbre respecto de las condiciones seguras en esta área, la explotación se detuvo a comienzos de 1992 en el mencionado sector.

Paralelamente a este fenómeno inusitado de sismicidad, se actualizó la tecnología de monitoreo, instalándose en 1992 un sistema digital, con cobertura de todo el yacimiento. Su información permitió integrar en un solo proceso la sismicidad inducida, los parámetros de la minería aplicada y las características del macizo rocoso sujeto a explotación. Se relacionó la sismicidad con el fracturamiento del macizo generado por el método minero de caving en un macizo rocoso dado. Esto sirvió de guía para la toma de las primeras acciones para reducir la problemática de estallidos de roca, las cuales apuntaban a controlar las geometrías de explotación y las tasas de minería aplicadas como es la velocidades de extracción, lográndose el objetivo de entender la problemática de la sismicidad y reabriendo el sector Sub6 en condiciones experimentales, para continuar con su explotación.

### **3.5.1 Estado actual.**

Actualmente el sistema de monitoreo sísmico instalado en El Teniente cuenta con cerca de 65 sensores distribuidos en los distintos sectores productivos. Estos sensores incluyen geófonos triaxiales (37), de frecuencia propia 4,5 Hz y 14 Hz, geófonos uniaxiales (20) de 15 Hz y acelerómetros triaxiales (8) de 2,3 kHz. El sistema opera las 24 horas, 365 días al año. Este conjunto de sensores están ubicados en zonas en donde se piensa que está, o se producirá, la mayor cantidad de actividad sísmica, como son el frente de avance de la minería, zona donde hay una columna de roca que empezará su fragmentación por la extracción, o zonas puntuales como son pilares de roca muy solicitados..

Los parámetros principales que entrega el sistema para cada evento son estimaciones del momento sísmico escalar y la energía radiada, además de la localización del foco sísmico (Dunlop, R.).

En el periodo de operación del sistema, se han registrado alrededor de 550.000 eventos sísmicos en un rango de magnitudes momento que cubre desde -2 a 3.

El análisis de la información apunta fundamentalmente a estimar en mejor forma la respuesta del macizo a la minería y el riesgo sísmico asociado. Con este objetivo, se analiza la evolución espacial y temporal de la sismicidad, su localización, magnitudes y otros parámetros sísmicos. Se emiten recomendaciones a la operación de la mina de manera de ajustar los parámetros (geometrías y tasas) de la minería en desarrollo para disminuir el riesgo de eventos mayores.

Actualmente, se trabaja en la extensión de la red sísmica de la mina, mejorándose los modelos de respuesta del macizo rocoso para una mejor estimación de los niveles de riesgo sísmico presentes en la explotación.

### **3.6 Estudio de parámetros sísmicos registrados en El Teniente**

Con el fin de caracterizar la sismicidad de El Teniente, en cuanto a magnitud de eventos, energías liberadas, frecuencias esquina, velocidades y aceleraciones máximas u otros parámetros relevantes, es necesario primero contar con información acerca de eventos registrados en la mina.

Para esto, durante el desarrollo de esta Tesis, se estudió información facilitada por profesionales del área de geofísica de la división, entregada asimismo por el sistema de monitoreo sísmico de El Teniente, consistente en una serie de información estadística de eventos sísmicos desde el año 1995, incluido también en algunos casos informes con información de los daños registrados en los eventos en que se produjeron daños.

Cabe destacar que si bien es mucha la información recopilada, esta debió ser filtrada y analizada teniendo en cuenta ciertos factores a considerar a la hora sacar conclusiones, factores en los cuales nos detendremos en su debido momento.

Para partir y sobre la base a todos los eventos sísmicos registrados con magnitud mayor a la unidad en la mina durante el año 2007, se estudio la variación (atenuación) de la velocidad y aceleración máxima de partícula (ppv y ppa) observada en diferentes estaciones (geófonos y acelerómetros respectivamente) en función del cociente ( $\eta$ ) entre la magnitud del evento registrado y el cuadrado de la distancia estimada al foco del evento (figura 3-3).

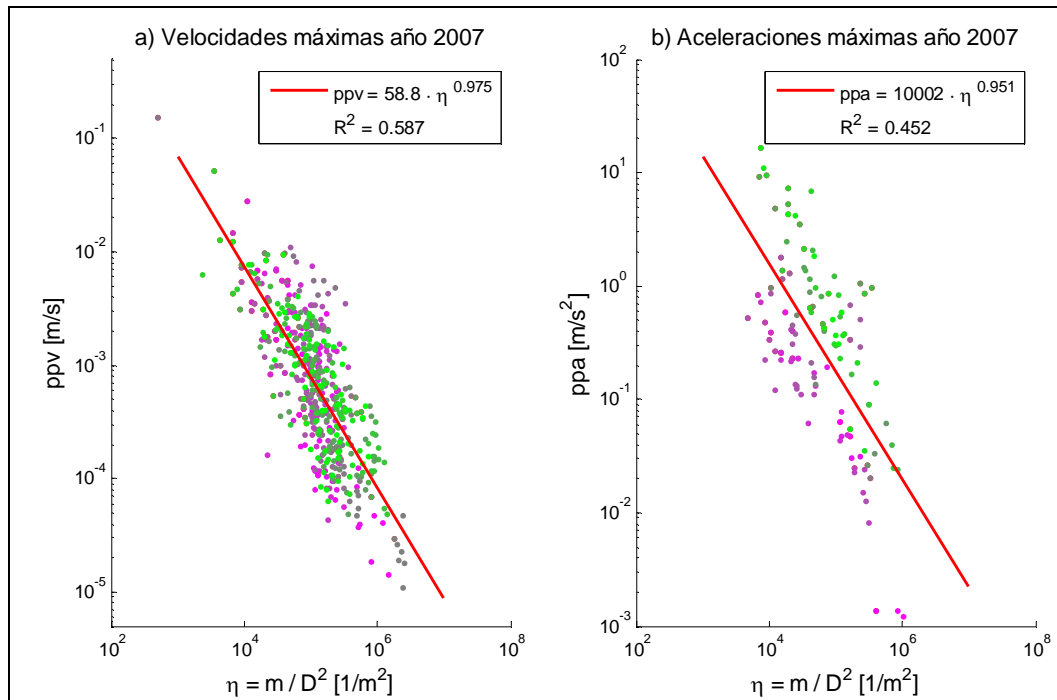


Figura 3-3 Atenuación de ppv y ppa de sismos durante 2007

Como es de esperar se genera una relación inversa entre el parámetro  $\eta$  y la medición, pero se observa también un ajuste potencial entre ambas magnitudes, con un mejor ajuste eso si en el caso las velocidades máximas. Esta correlación también la estudiaron Ambraseys y Hendron (1968), pero para el caso de tronaduras. En su trabajo se menciona que la velocidad de partícula para distancias pequeñas debiese ser inversamente proporcional al cubo de la distancia, debido básicamente a la, en teoría, propagación esférica de la onda en las cercanías del evento, pero para distancias mayores se podría suponer una propagación de la onda en forma planar o cilíndrica, siendo ahora inversamente proporcional al cuadrado de la distancia. Asimismo la medición será directamente proporcional a la cantidad de explosivo dispuesto, lo que generaría un paralelo entre la cantidad de explosivo dispuesto en la tronadura y la magnitud de un evento sísmico.

Un análisis similar al presentado, en cuanto a determinar una relación entre las velocidades de partícula máximas registradas (ppv), la magnitud del evento ( $m$ ) y la distancia entre el



lugar de la medición y el foco del evento (D), fue hecho por los profesionales de la división a partir de una regresión múltiple de las mediciones de estos parámetros en la mina, lo que permite establecer un modelo de atenuación exponencial como el que se presenta en la siguiente expresión:

$$ppv = \frac{\exp(\gamma \cdot D + \alpha \cdot m + \delta)}{D} \quad (\text{Ec. 7})$$

Donde  $\gamma$  es el coeficiente de atenuación del medio y  $\alpha$  y  $\delta$  son parámetros determinados por el ajuste, todos estos parámetros se presentan en la tabla 3-1 donde N es el número de ppv's registradas en cada sector.

Tabla 3-1 Parámetros de atenuación de ppv

Sector	N ppv	$\gamma$	$\alpha$	$\delta$
Esmeralda	2864	-0.002	2.49	-3.97
Reno	626	-0.002	2.18	-2.82
4Sur	1360	-0.001	1.73	-2.75

La anterior expresión (Ec. 7) se desarrolló con la idea es estimar el valor de ppv en los lugares dañados por estallidos de rocas, por lo que se estudió para cada sector productivo (Esmeralda, Reno y 4Sur) y para eventos con magnitud mayor o igual a 1.5. La figura 3-4 muestra las ppv medidas y los ajustes para tres rangos de magnitudes entre 1.5 y 3.0.

Lo anterior nos ayudará más adelante a homologar nuestro modelo al comportamiento registrado en la mina, esto a través de obtener una magnitud equivalente para un inputs dado, determinando la atenuación de las velocidades máximas en la distancia.

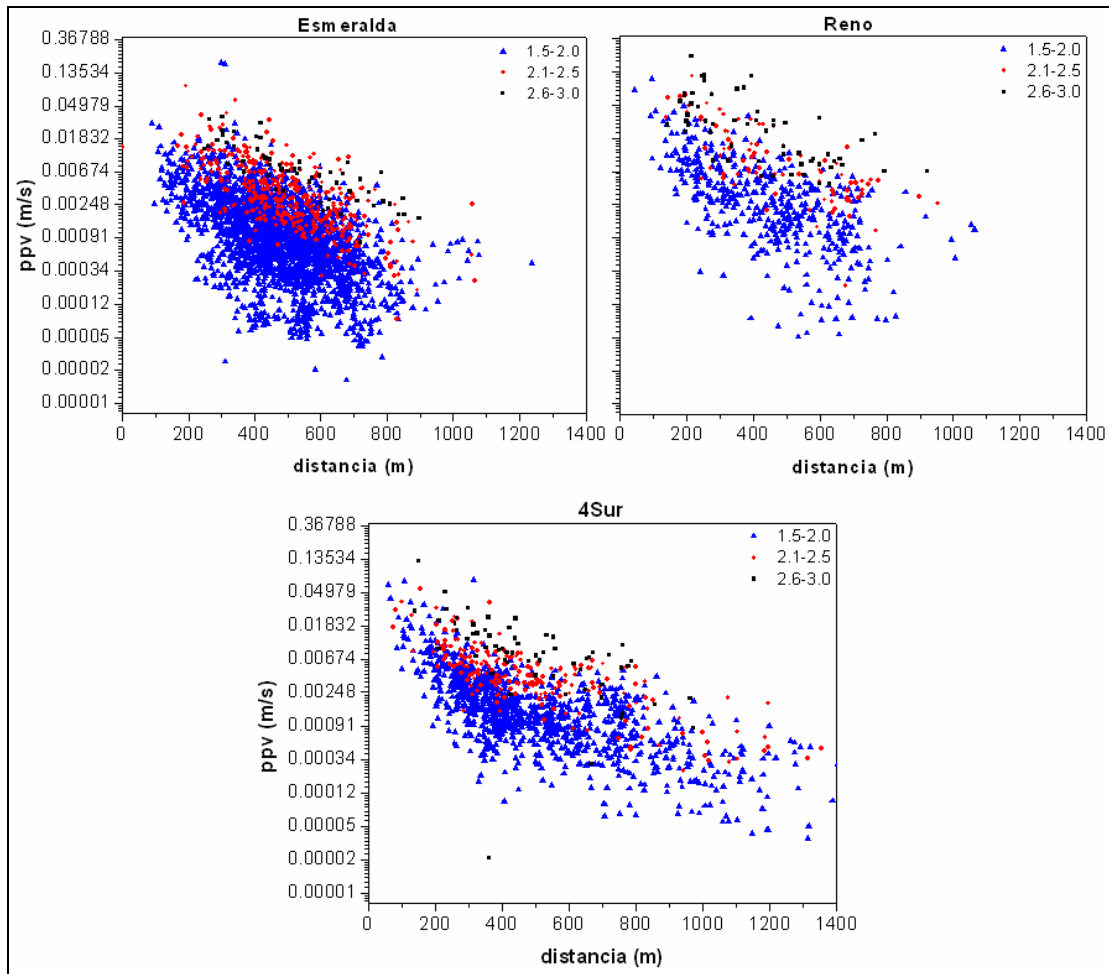


Figura 3-4 Datos utilizados para el ajuste del modelo de atenuación.

Otro análisis nos permite relacionar la frecuencia esquina o de corte, directamente con la magnitud de los eventos sísmicos. Así, para eventos de magnitud cercana a 3, el valor de la frecuencia de esquina es de alrededor de 10 Hz, mientras que para eventos de magnitud 1 el valor de la frecuencia de esquina es del orden de 50 Hz. Lo anterior lo podemos ver en la figura 3-5a, la cual es una recopilación de informes preliminares de la mina desde 1995, realizados inmediatamente después de producirse un estallido de roca.

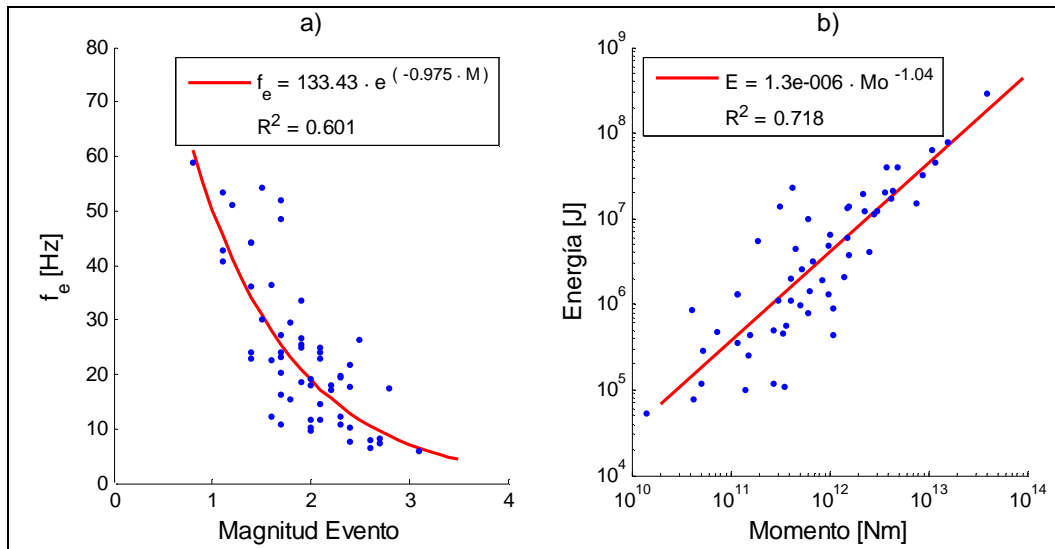


Figura 3-5 Correlaciones hechas a partir de estallidos de roca

Se aprecia entonces una relación exponencial entre la magnitud del evento y la frecuencia esquina, corroborándose lo dicho anteriormente. Teniéndose presente que lo anterior es a base de mediciones sólo de estallidos de rocas, pero cayendo en la tentación de extrapolar lo anterior para magnitudes mayores, se puede llegar a pensar que eventos de mayor magnitud como son terremotos, en general tendrían frecuencias esquinas muy bajas, lo que significa a su vez un contenido de frecuencias menores y por lo tanto longitudes de onda mayores. Otra forma de ver lo anterior es que a medida que aumenta la magnitud del evento, el rango de frecuencias participantes disminuye, explicado por el hecho de la dificultad de movilizar grandes cantidades de energía a frecuencias altas. Luego, a menor cantidad de energía y por ende de masa participante, los sistemas son representados por frecuencias mayores. Es el caso de los microsismos, en que se tiene poca participación de masa, lo que permite que el sistema dinámico conformado por el terreno participante sea más rígido, por lo tanto, tenga mayores frecuencias.

Por otro lado la figura 3-5b, nos presenta la existencia de un correlación de la energía liberada con respecto al Momento sísmico  $M_0$ . Debido básicamente a como se definió, el momento es una medida del área de ruptura, teniendo entonces un sismo de mayor Momento sísmico un área de ruptura mayor, manteniendo constante las demás variables

que intervienen en el cálculo del Momento, y por consiguiente mayor cantidad de energía liberada. De las líneas anteriores se deduce que no necesariamente siempre un sismo de mayor magnitud proviene de una falla de mayor área, ya que también interviene el desplazamiento de esta, aún así se ha observado que ambos parámetros, área y momento en general tiene cierta correlación.

Lo descrito anteriormente podemos verlo en la figura 3-6, en la que se presenta para los datos recopilados a partir de estallidos de roca, el momento sísmico en relación al radio de la falla calculado según el modelo de Madariaga R., este último como medida del área de ruptura. Esta relación, si bien tiene cierta correlación, presenta un  $R^2 = 0.36$ , muy bajo por lo demás. Lo que estadísticamente nos dice que hay un porcentaje importante de la varianza del momento que depende de los parámetros de desplazamiento y deformabilidad de la roca.

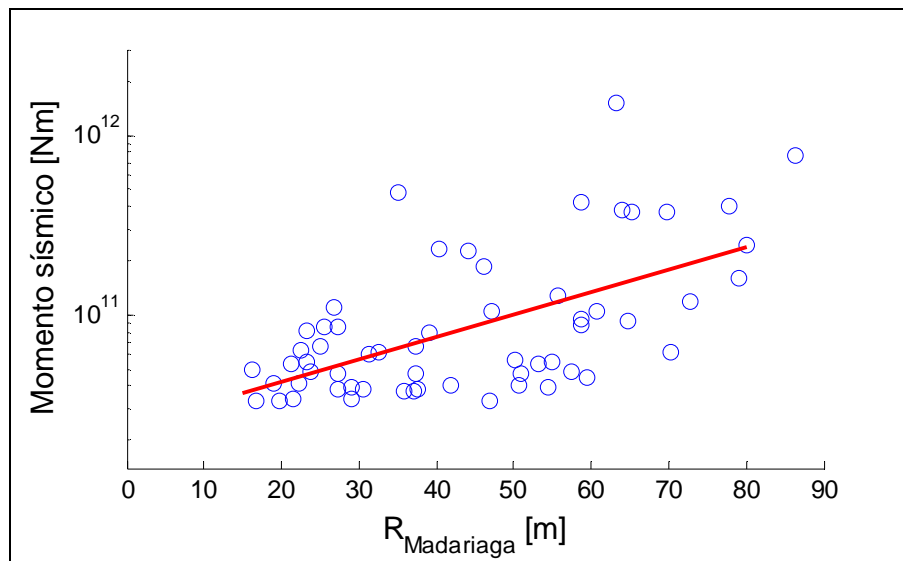


Figura 3-6 Correlación entre el momento sísmico y el radio de fractura

### 3.7 Daños por estallidos de rocas

Gran parte de la energía liberada en un estallido de roca se propaga en forma de ondas sísmicas las que viajan a través del macizo rocoso. Cuando la onda sísmica llega a una superficie libre, parte de la energía de esta onda se disipa y otra se refleja nuevamente

hacia la roca. Cuando la onda incidente es una tensión de compresión, la onda reflejada corresponde a tracción, si la tracción de la onda reflejada superara la resistencia del medio, genera una proyección de rocas en forma violenta y en capas sucesivas hasta que dicha tracción se iguala a la resistencia de la roca (Santander y Bonani). Esta situación se observa en la figura 3-7, donde se puede apreciar las sucesivas capas agrietadas por la onda de tracción reflejada. Estas capas de roca son las que al ser proyectadas inducen importantes esfuerzos dinámicos sobre la fortificación.

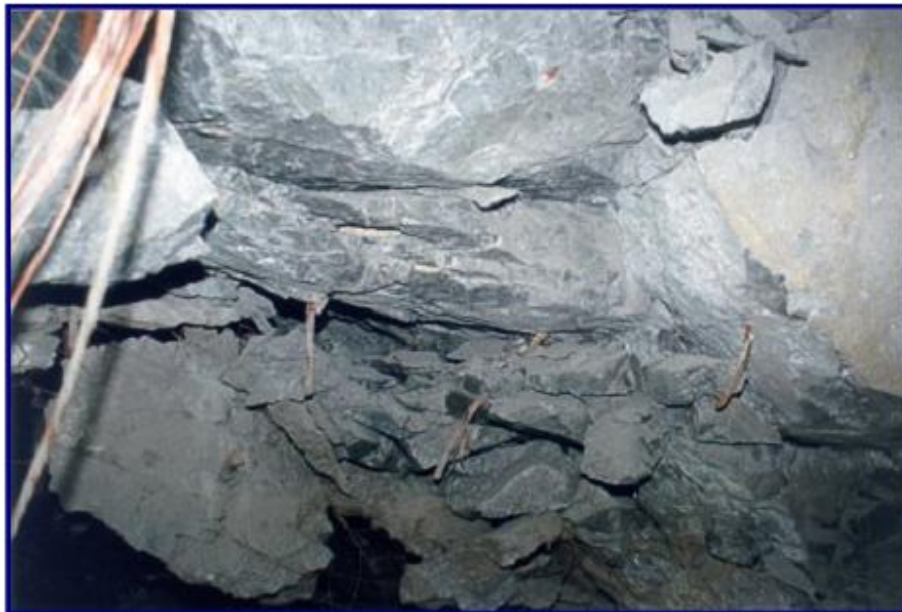


Figura 3-7 Espesor de roca proyectado hacia la galería.

Ahora, para enfocarse en lo que a daños producidos por la actividad sísmica se refiere, hay que considerar dos ámbitos, primero la mencionada falla del macizo rocoso en la vecindad de las excavaciones, y por otro lado las fallas de la fortificación misma dispuesta en las excavaciones.

Esta investigación, al no tratarse directamente del estudio de la fortificación, no se detendrá mayormente en estudiar el último ámbito, el cual es visto en el anexo B. No así las fallas del macizo rocoso, donde en general, es posible establecer que el daño generado por un evento sísmico depende tanto de factores internos como externos al macizo rocoso.

Entre los factores internos es posible mencionar la calidad geotécnica del macizo rocoso en el contorno de la excavación, particularmente en términos de su resistencia cohesiva, la distribución espacial de las distintas unidades litológicas y la condición estructural (discontinuidades, planos de diaclasas y otras). Por otro lado, entre los factores externos al macizo rocoso, están la influencia del frente de socavación (que lleva al macizo a un estado tensional más desfavorable), la razón de excavación entre niveles ubicados a distinta cota, y la sollicitación misma producto de algún evento sísmico o en general ante una carga dinámica.

Dado los factores mencionados, se han podido clasificar los daños como leves moderados y fuertes, según el grado de sobre-excavación y material expelido respecto de la sección transversal de la labor afectada (Santander y Bonani):

- Daño leve, es aquel en el que se puede observar un planchoneo y caída de bloques, que causa algo de sobre-excavación. El material caído no cubre más del 25% de la sección de la labor afectada y la fortificación muestra signos de daño, pero al menos el 80% de ella mantiene su capacidad de trabajo.
- Daño moderado, es aquel en el que se puede observar un planchoneo y caída de bloques, que causa una notoria sobre-excavación. El material caído cubre menos del 50% de la sección de la labor afectada y la fortificación está dañada, pero al menos el 50% de ella mantiene su capacidad de trabajo.
- Daño fuerte, es aquel en el que se puede observar un planchoneo severo y caída de bloques, que causa una importante sobre-excavación. El material caído cubre más del 50% de la sección de la labor afectada, produciéndose en algunos casos agrietamientos y levantamientos de piso. Además la fortificación está muy dañada, pero al menos el 50% de ella mantiene su capacidad de trabajo.

Respecto a los daños generados por estallidos de roca, es muy importante tener en cuenta que éstos pueden ser ligados a dos efectos totalmente distintos en cuanto a su concepción. Un primer tipo de daño es aquel causado por la incidencia directa de la onda sísmica provocada por el evento, la cuál inducirá la vibración de partículas en todo su trayecto, incluyendo los bordes del túnel, y por consiguiente la potencial eyección de material. Otro

tipo de daño es el que se podría llegar a generar en un túnel dentro del radio de influencia de la ruptura misma, ya que como se vio en la figura 3-6, en un modelo de ruptura circular, el radio del fallamiento puede llegar varias decenas de metros, así este desplazamiento relativo entre planos provocará daños en túneles y galerías que obviamente no se deberán a la incidencia misma de la onda sísmica. Distinguir entre ambos tipos de generación de daños no es trivial en la práctica, teniéndose hasta hoy la imposibilidad de discriminar los daños según su origen.

A continuación se presentará información basada en daños registrados en El Teniente, ante lo cual cabe destacar que en general el estándar de recopilación de información base, tanto antes como después de generado un estallido de roca, ha ido variando desde los primeros informes a los cuales se tuvo acceso hasta la fecha. Esta no estandarización en el catastro de daños a lo largo de los años, es básicamente debido a la experiencia ganada durante estallidos de rocas recientes, en donde el conocimiento y entendimiento de este fenómeno aportó a la realización de un retroanálisis y por ende apuntó a la obtención de registros más exactos.

Asimismo, los daños registrados tras un estallido de rocas, no representan necesariamente el potencial de daño de cada evento, ya que estos eventos, al tener una ubicación espacialmente diferente, o incluso una cota distinta, pueden variar en cuanto a daños producidos, ya que eventos cercanos a la cota del nivel de hundimiento o producción (niveles con mayor densidad de túneles) tienen mayor probabilidad de producir daños. Por otro lado, si bien en los informes preliminares preparados después de estallidos de rocas se presenta el tipo de fortificación existente, esta información es genérica y no discrimina el tipo de daño que tuvo cada tipo de fortificación. Dicho lo anterior, cabe pensar que la información recopilada en cuanto a metros de galerías dañados es poco relevante o contraproducente, al tener esta una dependencia con muchos parámetros de los cuales no se tiene mayor información y no permite obtener una visión clara del fenómeno, lo que a su vez podría llevar a tomar conclusiones erróneas.

Aún así, y basado en la misma base de datos de informes preliminares de estallidos de rocas, se presenta un resumen de los daños registrados para diferentes rangos de magnitud (figura 3-8).

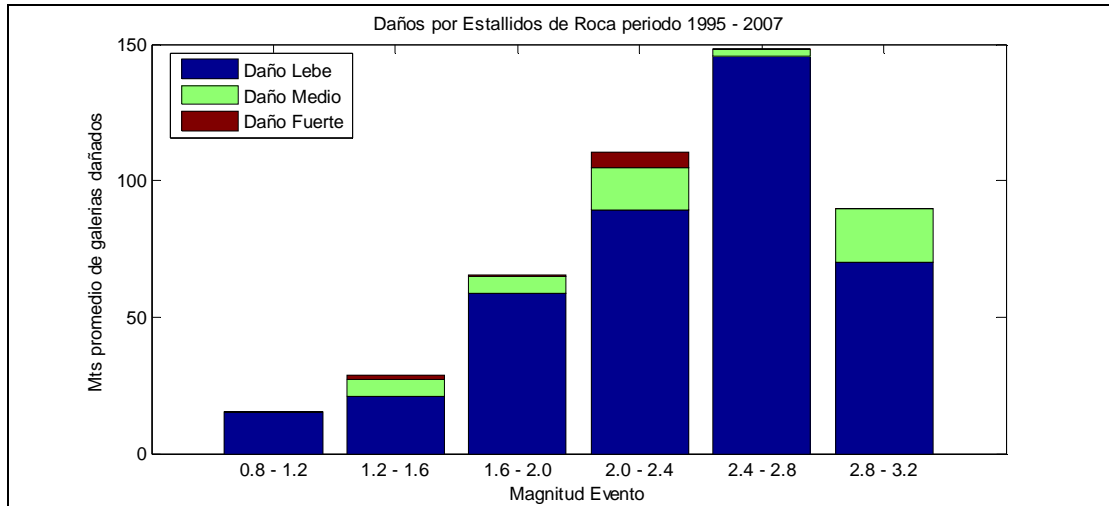


Figura 3-8 Metros promedio dañados en galerías.

A pesar de las precauciones a tener en cuenta, mencionadas con respecto a la imposibilidad de discriminar el origen del daño (incidencia de la onda o proximidad a la fuente), los resultados observados de la figura 3-8 nos podrían llevar a pensar que eventos de baja magnitud en general no producen mayores daños, debido obviamente a la baja magnitud y energía liberada.

Pero por otro lado, al observar los eventos de magnitudes altas ( $m > 3$ ), se aprecia que no generan tantos daños relevantes como eventos de magnitudes un poco menores, esto puede ser debido a que al presentarse en forma mucho menos seguida, puede que estos eventos estén a distancias mayores, y por lo tanto frecuencias altas serían amortiguadas. Así, estos eventos de mayor magnitud y con un contenido de frecuencias bajas, y por lo tanto longitudes de ondas altas, puede que no afecten mayormente a túneles de diámetro bastante menor a las longitudes de onda partícipes. Efecto análogo es el que se aprecia en el caso de terremotos, los cuales por la distancia de la fuente, presenta sólo bajas frecuencias y longitudes de ondas grandes, no afectando tampoco a las estructuras subterráneas.



## **4 IMPLEMENTACIÓN Y VERIFICACIÓN DEL MODELO**

### **4.1 Caracterización del macizo rocoso**

#### **4.1.1 Introducción**

La utilización de métodos numéricos para evaluar el comportamiento del macizo rocoso implica disponer de cierta información geomecánica, en cantidad y calidad suficiente, para justificar el empleo de dicha herramienta. Fundamentalmente esta información se refiere a los siguientes parámetros:

- Distribución o zonificación de diferentes calidades mecánicas en el dominio del macizo rocoso por modelar. Tradicionalmente se ha intentado delimitar las unidades de roca según su denominación genérica desde el punto de vista geológico. Sin embargo, esta clasificación no coincide necesariamente con las propiedades mecánicas de ellas debido a los procesos de desintegración y/o alteración a que pueden estar sometidas en terreno. En definitiva, la caracterización geomecánica requiere de otros índices significativos que pueden obtenerse directamente de los antecedentes de sondajes (RQD), por mediciones geofísicas u otros parámetros ilustrados en la literatura para calificar la calidad de las rocas “in situ”
- Una vez definida la zonificación del macizo rocoso, es necesario asignar valores numéricos a las propiedades de dichas rocas, además de los criterios de ruptura y las relaciones tensión-deformación. Así, se identifican estos parámetros de la roca intacta como cohesión, ángulo de fricción, resistencia de tracción y las constantes elásticas. El RQD o resultados de ensayos geofísicos pueden ser utilizados para estimar el valor de estos parámetros a la escala del macizo rocoso.
- Es necesario además definir las orientaciones de las debilidades estructurales en el macizo rocoso, es decir, las orientaciones según las cuales se producirán las deformaciones mayores

#### 4.1.2 Propiedades Físicas del Macizo Rocoso

Para nuestro análisis, por tratarse de un modelo bajo las hipótesis de un material elástico, continuo e isotrópico, se supondrá un macizo rocoso con propiedades mecánicas iguales al promedio de las que se encuentran en las distintas áreas que componen la mina El Teniente,

Tabla 4-1 Propiedades mecánicas del macizo rocoso

Parámetro Geotécnico	Unidad Geológica		
	CMET Hw	CMET C	CMET Fw
Peso Unitario $\gamma$ [tn/m <sup>2</sup> ]	2,78	2,76	2,78
Res. comp. uniaxial (R.I.), $\sigma_{ci}$ [Mpa]	134	124	114
Parámetro $m_i$ (R.I.)	7,5	7,5	7,6
Módulo de Young (R.I.), $E$ [GPa]	48	44,5	47,3
Índice de resistencia geológica <b>GSI</b>	80 a 85	75 a 85	70 a 80
Parámetro $m_b$ máximo	3,91	3,58	3,11
Parámetro $m_b$ residual	1	1	1
Parámetro $s_{peak}$	0,1431	0,1084	0,0622
Parámetro $s_{residual}$	0	0	0
Parámetro $a$	0,5	0,501	0,501
Res. comp. uniaxial (M.R.), $\sigma_c$ [Mpa]	47,5	39,1	29,3
Resistencia en tracción (M.R.), $\sigma_t$ [Mpa]	4,9	3,8	2,3
Módulo de Young (M.R.), $E$ [GPa]	43,2	39,2	38,6
Razón de Poisson, $\nu$	0,2	0,2	0,21

$m_b$ ,  $s$ ,  $a$ : Parámetros de resistencia de Hoek-Brown

R.I.: Roca Intacta      M.R.: Macizo Rocoso.

En la tabla 4-1, se presentan las propiedades del macizo rocoso para tres zonas del sector Esmeralda ubicadas en Andesita primaria, o en el también denominado Complejo Máfico El Teniente (CMET). Estas propiedades se calcularon usando la versión más reciente del método generalizado de Hoek-Brown, existente a la fecha de hacer el estudio

correspondiente (Karzulovic, A., 2006) y se consideran representativas de la mina para efectos de realizar el presente estudio

De la Tabla 4-1 y a modo de resumen, podemos determinar un coeficiente de Poisson de 0.20 y una densidad promedio de  $2.75 \text{ tn/m}^3$ . Por otro lado, debido a que el módulo de Young que se presenta corresponde a la condición estática, se derivó un módulo dinámico a partir de la velocidad de onda de compresión registrada en El Teniente; esta corresponde a  $5.500 \text{ m/s}$  aproximadamente, y es ampliamente usada por los geofísicos de la división. De la anterior velocidad de propagación y por la ecuación A17 obtenemos un módulo dinámico de aproximadamente  $70 \text{ GPa}^4$ .

## **4.2 Modelo Estático**

### **4.2.1 Implementación del modelo estático**

Para la implementación del modelo estático se siguió la siguiente secuencia:

1. Definir las propiedades Elásticas del material según lo dispuesto en la sección 4.1.
2. Definir las propiedades geométricas del dominio a analizar dependiendo de cada problema a analizar.
3. Generar la grilla y conectividad de elementos finitos con la metodología descrita en el anexo C.
4. Generar la Matriz de Rigidez de la estructura por el método de colocación de la matriz de rigidez individual de cada elemento calculada según lo descrito en el anexo A2.
5. Generar el Vector de Cargas Estáticas sobre la Estructura según lo descrito en el anexo A2.
6. Restringir desplazamientos de grados de libertad según el caso a analizar.

---

<sup>4</sup>  $70 \text{ GPa} \approx 7.000.000 \text{ tn/m}^2$ .

## 7. Solución del Problema Estático

### 4.2.2 Verificación

#### Verificación con un modelo estático 1D

Para determinar la validez de un análisis estático unidimensional, se comparó la deformación de una barra sometida a carga axial con la deformación teórica dada por la ley de Hooke, para luego comparar la deformada de una barra sometida a una carga en sentido transversal con lo que se obtiene con la teoría de la elasticidad.

#### a) Barra sometida a carga axial:

Para este caso se modeló una barra rectangular de área unitaria (1x1) y largo 10 mts empotrada en uno de sus extremos<sup>5</sup>. Para determinar lo dependiente del modelo para distintas variables como es el tamaño de la discretización, el modulo de elasticidad o la carga aplicada, se procedió a discretizar el dominio en elementos de 0.125, 0.25 y 0.5 mts (H/2, H/4, H/8), asimismo se sometió a distintas cargas axiales, y esto a su vez para distintos módulos de elasticidad del material. Para todos estos casos se determinó la deformación del elemento y se comparó con la deformación teórica dada por la ley de Hooke. Según esto se comprobó en el modelo de elementos finitos que la calidad de los resultados en cuanto a deformación axial en el caso estático es independiente tanto del módulo de elasticidad del material como de la fuerza aplicada, no así del tamaño del elemento, en donde se tuvieron errores de 0.15%, 0.20% y 0.30% para elementos de tamaño 0.125, 0.25 y 0.5 mts respectivamente. Con lo que se observa que, en general, los errores son despreciables y se puede considerar para el caso axial que los resultados son muy buenos.

#### b) Barra sometida a carga flexural:

---

<sup>5</sup> En este caso y en adelante, cuando se refiera a una barra 1D, en realidad es un modelo en 2D pero una de sus dimensiones es considerablemente mayor a la otra, para este caso un dominio de 1x10.

Para este caso se modeló nuevamente una barra de área unitaria y largo 10 mts, simplemente apoyada en sus dos extremos.

Así se determinaron en forma análoga a lo anterior, la dependencia de factores como la discretización, el material o la fuerza aplicada con respecto a la deformada que entrega la teoría de la elasticidad. Según esto se comprobó, al igual que en el ejercicio anterior, que en el modelo de elementos finitos la deformación flexural en el caso estático es independiente tanto del módulo de elasticidad del material como de la fuerza aplicada, no así del tamaño del elemento, en donde se tuvieron errores de 1.98%, 12.71% y 38.96% para elementos de tamaño 0.125, 0.25 y 0.5 mts respectivamente. En este caso se observa, como era de esperar, la dependencia de la calidad de los resultados con la discretización hecha, y a diferencia del caso anterior los errores ya no son despreciables para mallas más gruesas, pero si se observa la rápida convergencia a un buen resultado con el refinamiento de la malla.

#### Verificación con un modelo estático 2D

Luego de hacer un análisis en una dimensión el paso lógico es pasar a 2 dimensiones, para esto y dado el contexto, se realizó un MEF de un túnel circular en un medio elástico, sometido a un campo de presiones biaxiales como el mostrado en la figura 4-1.

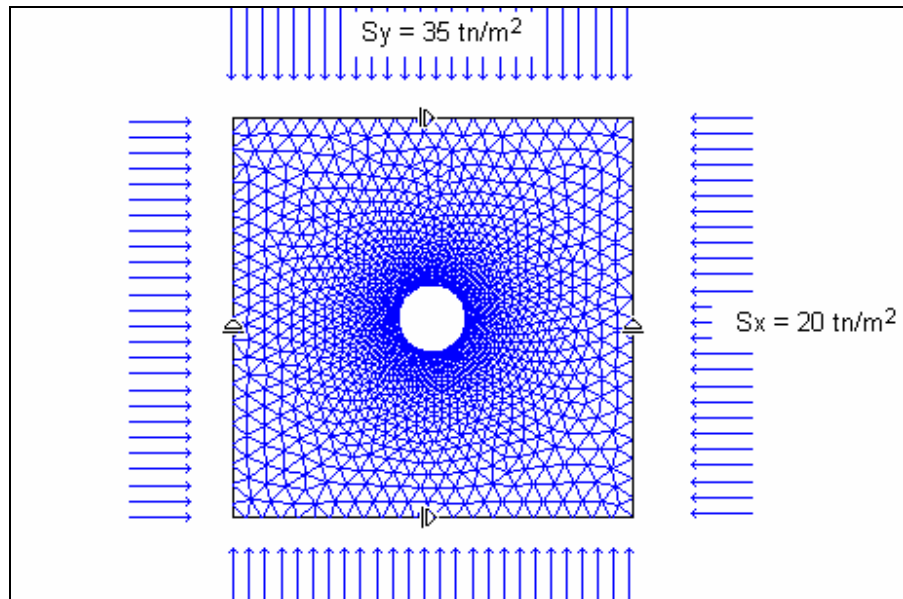


Figura 4-1 Esquema para la validación estática 2D

Se modeló entonces un dominio cuadrado de 24x24 mts, y un túnel circular de 2 mts de radio, este se vinculó mediante apoyos deslizantes en los puntos medios de cada cara, ya que dada la simetría del problema estos apoyos no interferirían en la respuesta.

Además, se discretizó el dominio en forma variable, refinando más la malla en el perímetro del túnel, y tomando en esta zona el tamaño del elemento de  $D/10$ ,  $D/15$  y  $D/20$ , donde  $D$  representa el diámetro del túnel. Para validar el modelo, los resultados se compararon con la teoría de la elasticidad, dadas por las ecuaciones de Kirsh, que indican las tensiones y deformaciones en el túnel ante un campo de presiones biaxial:

$$\begin{aligned}
\sigma_r &= \frac{1}{2}(\sigma_v + \sigma_h) \left( 1 - \left( \frac{a}{r} \right)^2 \right) - \frac{1}{2}(\sigma_v + \sigma_h) \left( 1 - 4 \left( \frac{a}{r} \right)^2 + 3 \left( \frac{a}{r} \right)^4 \right) \cos(2\theta) \\
\sigma_\theta &= \frac{1}{2}(\sigma_v + \sigma_h) \left( 1 + \left( \frac{a}{r} \right)^2 \right) + \frac{1}{2}(\sigma_v + \sigma_h) \left( 1 + 3 \left( \frac{a}{r} \right)^4 \right) \cos(2\theta) \\
\tau_{r\theta} &= \frac{1}{2}(\sigma_v + \sigma_h) \left( 1 + 2 \left( \frac{a}{r} \right)^2 - 3 \left( \frac{a}{r} \right)^4 \right) \sin(2\theta) \\
\delta_r &= \frac{-r}{2E} \left( (\sigma_v + \sigma_h)(1 + \nu) \left( \frac{a}{r} \right)^2 + (\sigma_v - \sigma_h) \left( (1 + \nu) \left( \frac{a}{r} \right)^4 - 4(1 - \nu^2) \left( \frac{a}{r} \right)^2 \right) \cos(2\theta) \right) \\
\delta_\theta &= \frac{-r(1 + \nu)}{2E} \left( (\sigma_v - \sigma_h) \left( 2(1 - 2\nu) \left( \frac{a}{r} \right)^2 + \left( \frac{a}{r} \right)^4 \right) \sin(2\theta) \right)
\end{aligned}$$

(Ecs. 8)

Finalmente se presenta en las figuras 4-2, y 4-3 los resultados para las tensiones tangenciales  $\sigma_\theta$  y las deformaciones radiales  $\delta_r$  de los modelos desarrollados y los valores que se obtendrían teóricamente. Como se observa, no hay mayores variaciones en cuanto al tamaño del elemento utilizado, ya que tanto para tensiones como desplazamientos se obtienen resultados bastante similares en cuanto a forma y magnitud, obteniéndose errores máximos de 17 y 7% para desplazamientos y tensiones respectivamente. Como ya se dijo, estos errores son relativamente independiente del tamaño de elemento utilizado, lo que hace pensar que el refinar más la malla utilizada no nos llevaría necesariamente a reducir los errores, que por lo demás son bastante bajos.

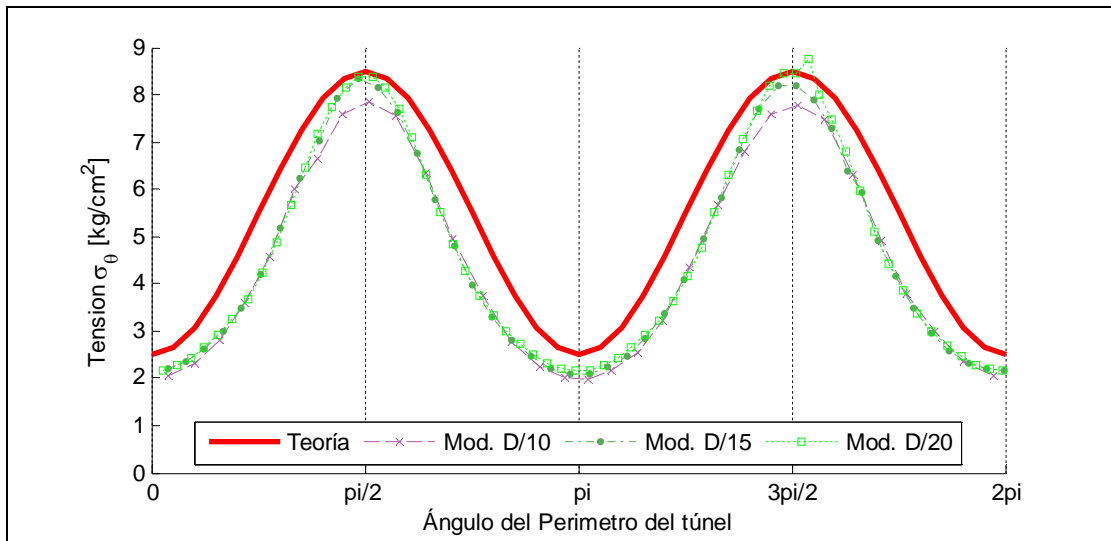


Figura 4-2 Comparación de tensiones tangenciales en el túnel.

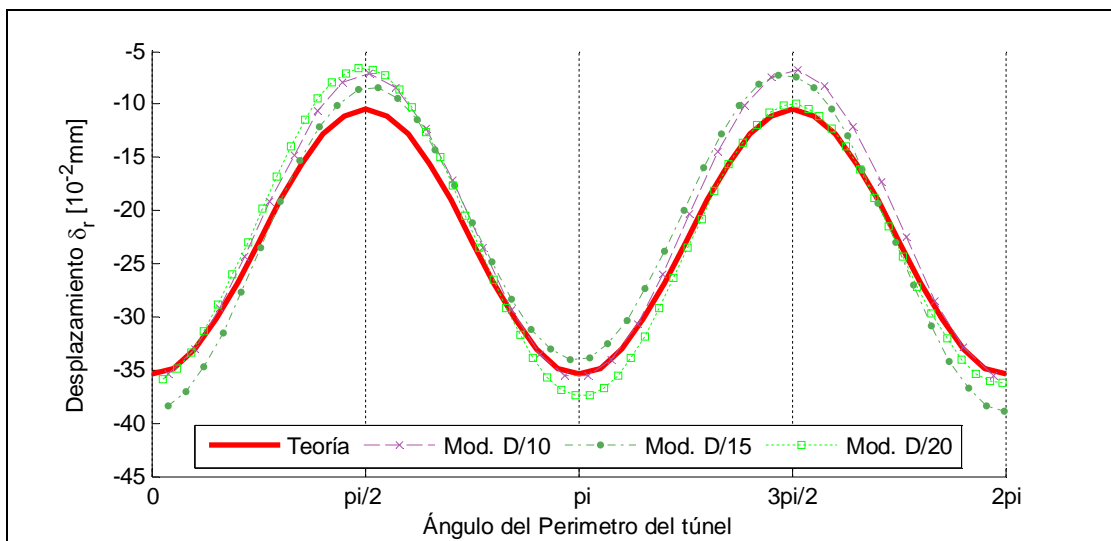


Figura 4-3 Comparación de desplazamientos radiales en el túnel.

### 4.3 Modelo Dinámico

#### 4.3.1 Implementación del modelo dinámico

Para la implementación del modelo dinámico se siguió la siguiente secuencia:



1. Definir las propiedades Elásticas del material según lo dispuesto en la sección 4.1.
2. Definir las propiedades geométricas del dominio a analizar dependiendo de cada problema.
3. Generar la grilla y conectividad de elementos finitos con la metodología descrita en el anexo C.
4. Generar las matrices de rigidez y de masa de la estructura por el método de colocación de la matriz de rigidez y de masa individual de cada elemento calculado según lo descrito en el anexo A2.
5. Determinar la matriz de amortiguamiento “no clásico” si es que lo hubiese.<sup>6</sup>
6. Restringir desplazamientos de grados de libertad según el caso a analizar.
7. Determinar modos y frecuencias de vibrar de la estructura según lo descrito en el anexo A4.
8. Generar historial de cargas o aceleraciones sobre los nodos según el caso a estudiar.
9. Pasar el problema a coordenadas modales.
10. Generar Matriz de amortiguamiento modal según sea el caso.
11. Determinar la respuesta modal por el método de integración en el tiempo de Newmark.
12. Determinar la respuesta en el tiempo de la estructura.

#### **4.3.2 Determinación del tamaño de elemento a utilizar**

Por la motivación de esta investigación se sabe que el problema a modelar implica la presencia altas frecuencias, las cuales para ser detectadas necesitan elementos de pequeño

---

<sup>6</sup> Para el caso de amortiguadores viscosos, como se verá más adelante.

tamaño. Esto es equivalente a decir que para detectar los máximos y mínimos de una onda sinusoidal el tamaño del elemento debe ser de por lo menos un cuarto de la longitud de onda  $\lambda$ , otros estudios (Kuhlemeyer y Lysmer, 1973) muestran que para una representación precisa de la transmisión de ondas a través de un modelo numérico, el tamaño del elemento debe ser menor del 10 al 12 por ciento de la longitud de onda asociada con el componente de frecuencias más alto de la onda incidente (es decir, la fuente).

Así, como lo indica la ecuación 9, si se tienen altas frecuencias  $f$  para una misma velocidad  $v$  de onda, se obtienen longitudes de onda menores, las que a su vez obligan a utilizar un tamaño de elemento menor.

$$\lambda = \frac{v}{f} \quad (\text{Ec. 9})$$

Como se verá más adelante, las frecuencias más altas y de importancia relativa, andan como máximo alrededor de 300 Hz, asimismo como se concluyó en la sección 4.1, un material con módulo de Young de 70 GPa tendría una velocidad de propagación de onda de compresión de 5500 m/s, lo que daría en primera instancia una longitud de onda de un poco más de 18 metros. Ahora, si queremos elementos de un tamaño de entre 10 y 12% de la longitud de onda, como proponen Kuhlemeyer y Lysmer, debemos utilizar elementos de a lo más 1.8 mts. Este requisito será más que satisfecho dado que en general se usarán elementos 0.5 a 0.8 mts para las zonas de estudio.

### 4.3.3 Verificación

Para este caso se modeló una barra de área unitaria y 50 mts de largo empotrada en uno de sus extremos y con el otro extremo sometido a un input de aceleraciones, el cual en forma preliminar será un pulso unitario. Se eligió un pulso con el propósito de determinar numéricamente la velocidad de la onda, tanto de compresión como de corte, para así compararla con la velocidad teórica de propagación de la onda la cual para el caso de una barra en 1D es en cada caso:

$$v_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \text{ (Compresión)} \quad (\text{Ec. 10})$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \text{ (Corte)} \quad (\text{Ec.11})$$

Donde G y E son los módulos de Young y de corte respectivamente (ver tabla A-1)

Antes de sacar conclusiones acerca de resultados obtenidos con el modelo, es necesario responder ciertos problemas de implementación, con el fin asegurarnos una buena calidad en el análisis.

a) El Problema de definir la llegada de la onda.

Si bien el instante de llegada es único, en problemas numéricos, y más que nada en problemas en donde el dominio esta discretizado, para detectar la llegada de la onda de forma relativamente simple, hay que definir un rango o umbral en el cual se puede afirmar que se inició el levante de la onda. En este caso, se torna delicado el definir en forma general un rango, ya que al graficar el historial de desplazamientos horizontales de un punto dado (figura 4-4), se observa un cierto ruido antes de que precisamente se observe el levante. Para que este ruido no lleve a tomar un falso inicio de levante de la onda, es preciso estudiar con detalle el umbral a definir. Lo anterior se puede observar en la figura 4-4, en la cual se muestran tres acercamientos en la zona de inicio del levante, el umbral a utilizar es directamente proporcional a la amplitud de la onda, y esta a su vez de la fuerza o aceleración máxima aplicada, por lo que difícilmente se podría generalizar.

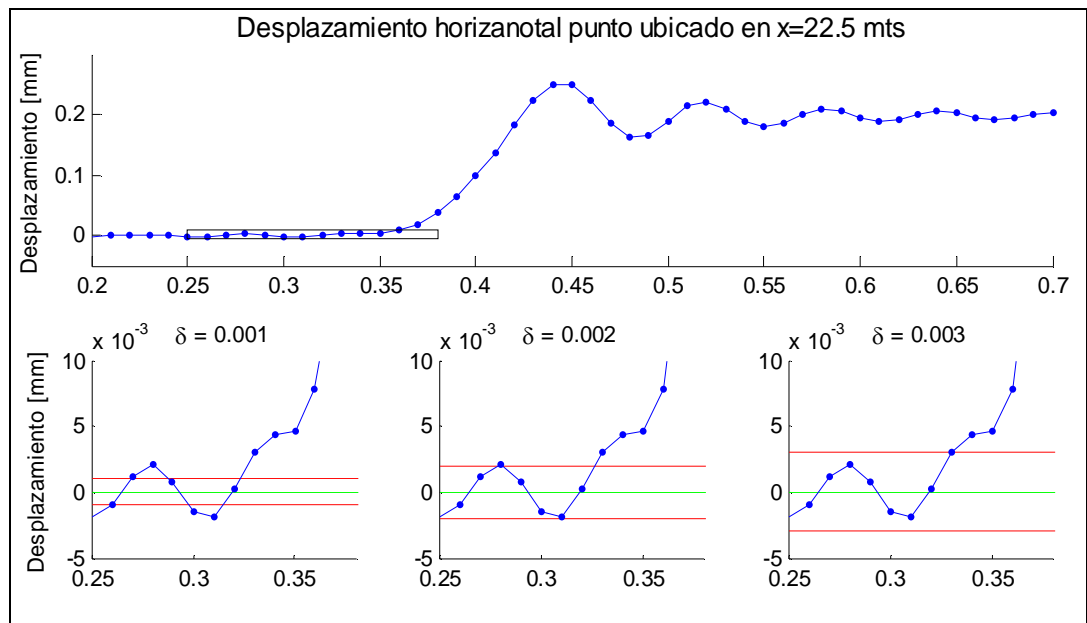


Figura 4-4 Esquema del definir el inicio del levante de la onda

Lo indicado sería entonces analizar caso a caso qué tolerancia o umbral utilizar; en nuestro ejemplo de la figura 4-4, el umbral indicado sería  $\delta = 0.003$ , ya que así no se detectaría alguna interferencia antes del verdadero levante como pasa con las otras tolerancias mostradas. Este umbral seguramente no serviría para el caso de un pulso de mayor energía, en el cual el ruido inicial sería de mayor amplitud y se detectarían puntos erróneos, asimismo para pulsos de menor energía, tampoco serviría, ya que detectaría con retardo el levante de la onda.

b) El problema del acoplamiento Corte-Flexión

Dado que los esfuerzos de corte están necesariamente acoplados a la flexión de los elementos, para modelar una onda de corte pura se optó en este caso por restringir los desplazamientos longitudinales de los nodos, para que así sólo tengan desplazamientos transversales. Con este procedimiento se logró determinar la velocidad de propagación de la onda de corte con errores despreciables, como los que se aprecian en la figura 4-5b (menores al 2%). Esto traerá consigo discrepancias en cuanto al comportamiento del error con respecto al tamaño del elemento, efecto que se analizará más adelante.

c) El problema del número de modos a considerar y del tamaño del elemento

Resuelto en cierta forma el problema de definir el instante de llegada de la onda, y dado que el problema dinámico se resolverá por descomposición y reducción modal (Anexo A4), el problema es encontrar qué número de modos es conveniente y económico considerar, con tal propósito en la figura 4-5 se presenta como varía el error de la estimación de la velocidad de onda, tanto de corte como de compresión, con respecto al número de modos considerados y al tamaño del elemento.

Se observa de la figura 4-5 que, en general, en ambos casos el error permanece constante para un número mayor a 100 modos. Pero por otro lado, ambos tipos de ondas presentan una tendencia disímil en cuanto al tamaño del elemento. Como es de esperar, para ondas de corte entre menor es el tamaño del elemento menor es el error, comportamiento que no siguen las pruebas con ondas de compresión, en las que los modelos con tamaños menores entregan errores mayores.

Es posible que el resultado anterior se deba a que si bien se está modelando una onda de compresión, cuando se determinan los modos de vibrar no se discrimina por modos de flexión y modos de compresión propiamente tal. Así al refinar la malla, y por ende tener un modelo más flexible flexuralmente, puede que modos de flexión pasen a tener mayor periodo que modos de compresión, lo que hace que estos puedan quedar fuera de los 'n' primeros y por ende no ser considerados. Este efecto no se aprecia en el caso de la onda de corte, ya que al estar restringiendo longitudinalmente los nodos estamos eliminando los modos de compresión e incluyendo sólo modos de corte puro. Sin embargo este efecto es casi despreciable ya que aún así los errores obtenidos son menores al 2%.

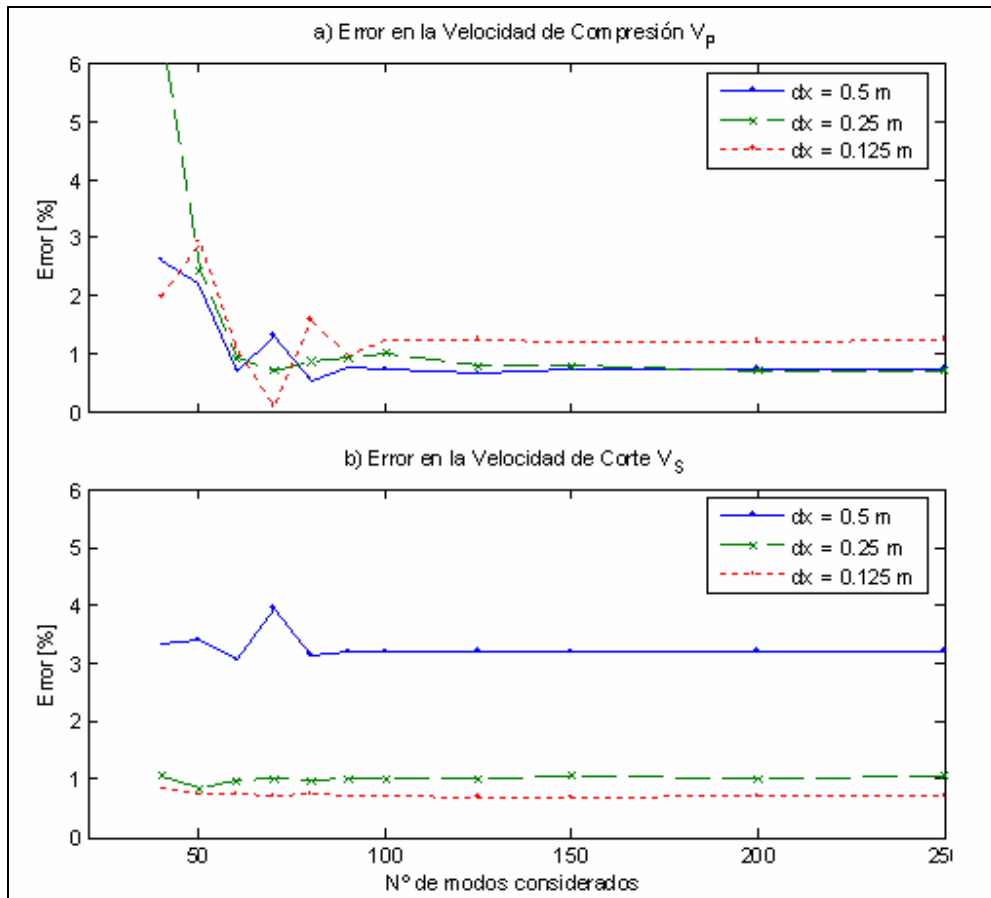


Figura 4-5 Influencia del número de modos a considerar y del tamaño del elemento en la estimación.

A modo de conclusión del problema analizado, podemos decir que para este caso 100 modos a considerar es un número suficiente para obtener una buena estimación de la respuesta tanto en corte como en compresión. Tal como se mostró, un tamaño de elemento de 0.25 m, es también suficiente para obtener buenos resultados.

En términos generales se puede decir que, tal como se mostró, el problema dinámico en 1D ya está resuelto, ya que obtenemos resultados muy aceptables con la teoría. Cabe destacar sin embargo que la calidad y veracidad de los modelos es solamente referencial a la velocidad de onda, ya que es el único término dinámico que se puede determinar teóricamente en forma simple.

#### **4.3.4 Implementación del amortiguamiento**

Los sistemas dinámicos naturales contienen un cierto grado de amortiguamiento de la energía de vibración en el sistema; de otra forma el sistema oscilaría indefinidamente cuando está sujeto a fuerzas externas. El amortiguamiento es debido, en parte, a la pérdida de energía como resultado de la fricción interna y/o al desplazamiento a lo largo de las estructuras. Para un análisis dinámico, el amortiguamiento debe intentar reproducir las pérdidas de energía en el sistema natural. En suelos y rocas, el amortiguamiento natural se origina principalmente en la histéresis y es independiente de la frecuencia, pero si es dependiente de la magnitud de la deformación unitaria.

En programas numéricos que operan en el dominio del tiempo, como el usado en este caso, normalmente se utiliza el amortiguamiento modal para proporcionar un amortiguamiento aproximadamente independiente de la frecuencia sobre un rango restringido de frecuencias. Los coeficientes típicos respecto al amortiguamiento crítico que se incorporan mediante este método son del 2 al 5% en suelos y menores del 0.2% para rocas (Lorig L., 1997), es por ende este último valor el que se usará como amortiguamiento modal en los modelos a desarrollar.

#### **4.4 Tratamiento de los Bordes**

La restricción del tamaño del elemento a utilizar, fuerza a reducir el dominio para no tener un costo computacional muy grande; así se crea un nuevo problema, y es el de reproducir lo más fielmente el material que se reemplaza, o dicho con otras palabras que no se introduzcan efectos de borde no deseados que puedan traer consigo errores en los resultados.

Se crea entonces la necesidad de que para un análisis dinámico los bordes sean, como se les llama en la literatura, silenciadores o absorbentes, esto quiere decir que cualquier tren de ondas incidentes no sea reflejada, o en su defecto sea reflejada con la menor energía y amplitud posible.

Para implementar tal efecto, y como propusieron Lysmer y Kuhlemeyer (1969), es necesario incluir en las fronteras de nuestro dominio amortiguadores viscosos, de manera que la fuerza entregada por el amortiguador sea igual y contraria a la generada en el borde, permitiendo la propagación de energía desde el interior del modelo hacia el exterior pero no en sentido inverso. Para implementarlo es necesario descomponer una onda incidente en una onda perpendicular al borde y una tangencial al borde, así esta podrá ser “absorbida” por amortiguadores dispuestos en la frontera como se muestra en la figura 4-6

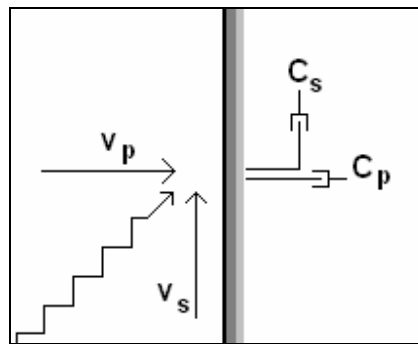


Figura 4-6 Esquema del tratamiento de bordes.

El coeficiente de amortiguamiento por unidad de área en dirección perpendicular  $C_p$  y tangencial  $C_s$  puede calcularse respectivamente a partir de la siguiente ecuación:

$$C_p = \alpha \cdot \rho \cdot v_p \quad (\text{Ecs. 12})$$

$$C_s = \beta \cdot \rho \cdot v_s$$

Donde  $\rho$  es la densidad de masa del material,  $v_p$  y  $v_s$  son la velocidad de la onda de compresión y de corte respectivamente y  $\alpha$  y  $\beta$  son parámetros adimensionales a determinar.

Es importante detenerse y comentar sobre estos últimos parámetros, ya que son dependientes del modelo utilizado y provienen de una iteración para obtener el óptimo, ya que un valor muy grande absorbería más energía de la incidente y por otro lado un valor muy pequeño, no absorbería lo suficiente. Ciertos autores proponen usarlos igual a la unidad, pero en nuestro caso particular se concluyó que el valor que produce un silenciamiento satisfactorio para ambos casos es 0.5.



#### 4.4.1 Comportamiento de disipadores en 1D

Los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  mencionados en la sección anterior se encontraron utilizando un modelo unidimensional de una barra en el aire, pero vinculada por elementos uniaxiales de rigidez despreciable, esto para evitar modos de cuerpo rígido y evitar posibles problemas numéricos. Así se procedió a iterar para distintos valores y determinar, por inspección visual del comportamiento de la respuesta, qué valor produciría un “silenciamiento” de la onda incidente.

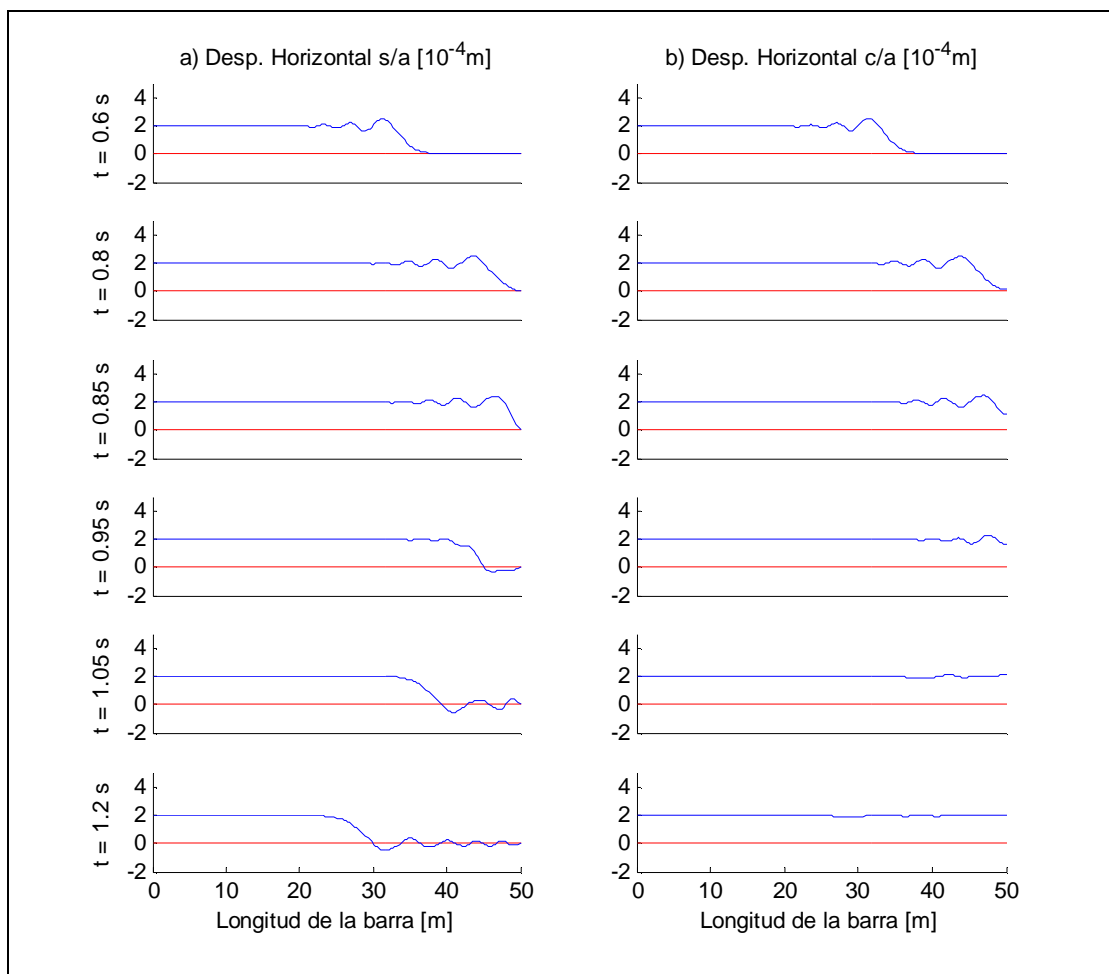


Figura 4-7 Secuencia de la incidencia de la onda en el borde; a) Sin Amortiguadores, b) Con Amortiguadores.

La figura 4-7 se presenta dos secuencias para distintos instantes en la propagación de la onda a través de la barra, primero (figura 4-7a) el desplazamiento horizontal de los puntos del modelo de la barra empotrada en su extremo, y luego (figura 4-7b) el mismo caso, pero ahora con amortiguadores en su extremo con el fin de que no “rebote” la onda incidente.

Se aprecia de la secuencia y como era de esperar, que en el primer caso la onda incidente en el extremo de la barra es reflejada completamente y por el contrario, para el segundo caso, la amplitud de la onda reflejada se puede considerar despreciable comparada con la amplitud original de la onda (menos del 7%); efecto idéntico se obtiene haciendo el mismo análisis pero ante la presencia de una onda de corte, para la cual el factor  $\beta$  mencionado es también de 0.5

Otra forma de apreciar el efecto y la efectividad de los amortiguadores en una dimensión, es viendo ahora como parámetro de “cuan bien silencian la onda incidente” la energía total del sistema, tanto cinética como energía potencial. Así si graficamos para el caso de una barra de 400 mts con  $v_p=2400$  m/s, el historial de energía total del sistema para ambas barras (sin y con amortiguadores en uno de sus extremos) se obtienen los resultados presentados en la figura 4-8.

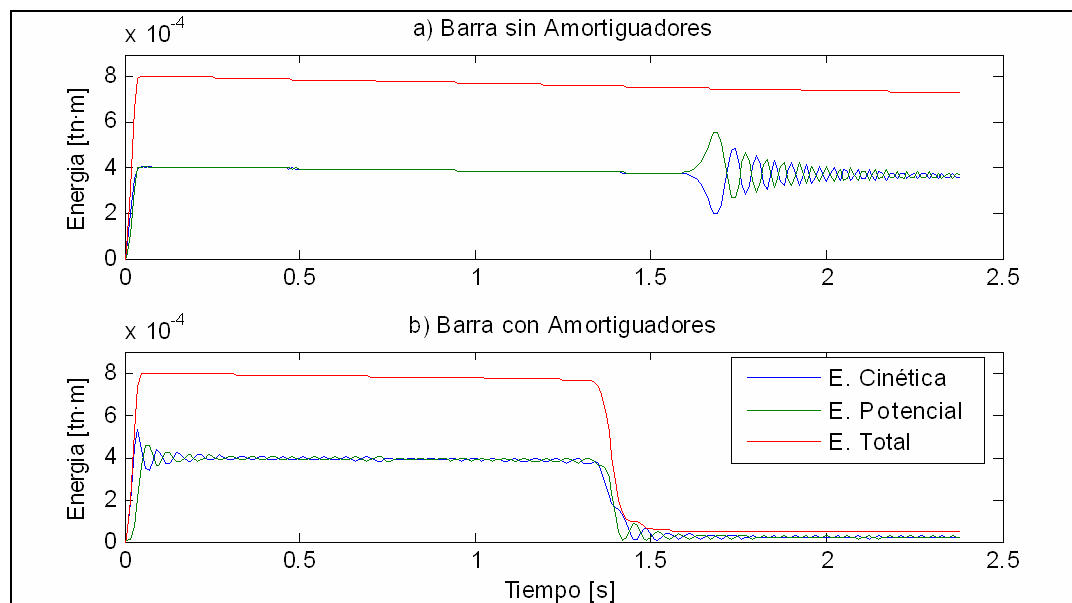


Figura 4-8 Comparación de Energías en barras sin y con amortiguadores

Se aprecia entonces la casi total absorción de la energía incidente en el borde de la barra, lo que por un lado nos indica el buen comportamiento de los amortiguadores viscosos dispuestos en el borde de la barra y, por otro lado, el correcto comportamiento energético del modelo, cabe destacar que hay un pequeño decaimiento de la energía total debido al amortiguamiento modal dispuesto según lo señalado en la sección 4.3.4.

#### 4.4.2 Comportamiento de disipadores en 2D

Una vez resuelto el problema de las condiciones de borde en el caso 1D, es necesario comprobar la generalización de lo propuesto, ahora en el caso 2D. Para esto se ocupó un dominio al cual se le implementó, en las fronteras, amortiguadores como los descritos en la figura 4-6 y en la configuración indicada en la figura 4-9.

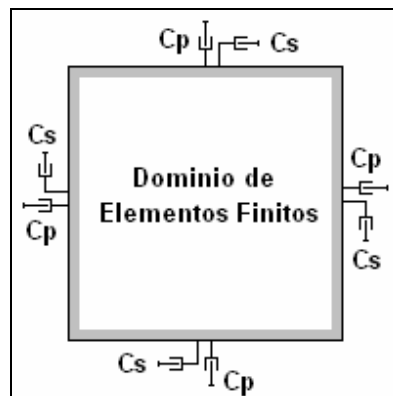


Figura 4-9 Disposición de los amortiguadores en el perímetro del dominio.

La metodología usada para comprobar la eficacia de los coeficientes de amortiguamiento propuesto, fue determinar el historial de energía de un área de control producto de un pulso de aceleraciones impuesto en el centro de ésta.

En dicho historial de energía, el posible rebote de ondas en los bordes (si es que lo hubiese) debería reflejarse en un incremento de la energía medida luego de un tiempo tal que la onda rebote y vuelva a llegar al área de control. Por ende el no detectarse un reingreso de energía implicaría efectivamente una disipación de la energía.

Así en un dominio de 80x120 mts se definen además distintas áreas de control de diferentes tamaños (10x10, 20x20, 30x30 y 40x40 mts), esto con el fin de determinar también si afecta la distancia de la zona de control con el borde

El análisis descrito se hace también para dos mallas, las cuales si bien tienen una densidad de elementos igual en las mencionadas áreas de control, en una de ellas baja la densidad hacia los bordes, con esto se pretende también determinar la influencia de utilizar elementos de mayor tamaño fuera de la zona de interés.

Ambas mallas se presentan en la figura D-1 del anexo D, y los resultados en la figura 4-10. Se desprende entonces de la figura 4-10, que independiente del tamaño del área de control utilizada, en general se obtiene una disipación casi total de la energía, ya que no se observa incremento luego del primer pick alcanzado, o dicho en otra forma esta no reingresaría al área de control, esto nos permite entonces afirmar un correcto funcionamiento de los disipadores ahora en 2D.

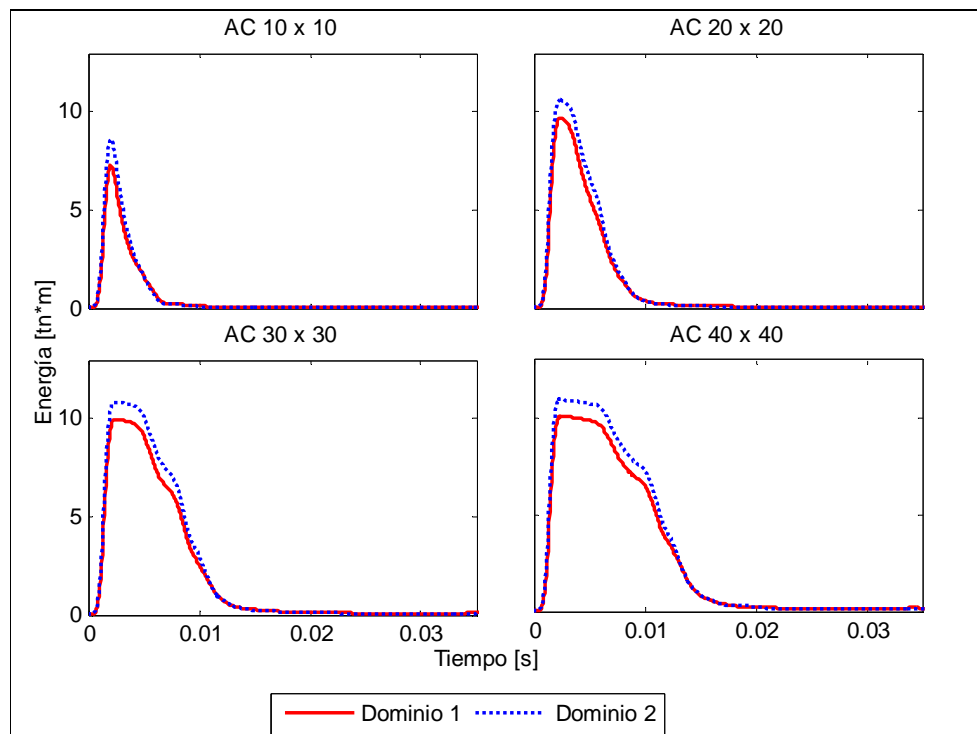


Figura 4-10 Verificación del comportamiento de disipadores en 2D.

Asimismo se observa que el comportamiento, en cuanto a energía se refiere, es prácticamente el mismo para ambas discretizaciones del dominio. Lo cual ayudará en cálculos futuros a reducir el número de elementos en zonas de bajo interés y así obtener mallas menos pesadas computacionalmente; esto gracias a que se comprobó que en general el comportamiento energético dentro de una zona de malla regular no depende mayormente de la discretización fuera de ésta.

Cabe destacar que en este análisis, y en general para los siguientes casos, para obtener una respuesta satisfactoria por el método de la superposición modal, fue necesario recurrir al cálculo de una gran cantidad de modos, lo cual implica un costo computacional gigante. Por ejemplo, para el caso recién analizado, se tienen más de 8000 elementos en el caso al usar la malla con discretización gradual, y más de 19 mil elementos para el caso de la malla completamente regular. Lo anterior nos muestra, por un lado la importante reducción de elementos que implica el bajar la densidad de elementos hacia los bordes y por otro, el considerable número de modos que tendría el sistema completo (de hecho son infinitos para un medio continuo), aún así para este caso fue necesario calcular 1200 modos para que los resultados obtenidos en cuanto a energía en general converjan.

Adicionalmente a lo anterior, para este caso y los siguientes a analizar, puesto que el dominio no está vinculado directamente sino que a través de elementos axiales de rigidez despreciable, genera en forma natural tres modos de vibrar de frecuencia nula, o dicho en otras palabras, tiene modos de cuerpo rígido. Dado que dichos movimientos son totalmente ficticios, los tres modos de menor frecuencia son eliminados de la superposición modal, para no introducir desplazamientos que pertenecen al movimiento de cuerpo rígido.

#### **4.5 Inclusión de distintos materiales.**

El siguiente paso en la línea de esta investigación es verificar el buen comportamiento en cuanto a la inclusión de diferentes materiales, esto por un lado por la necesidad de introducir un material de menor rigidez producto de la tronadura del mismo y por otro, lado modelar de mejor forma la del caving mismo.

Para esto, se propone contrastar el comportamiento del modelo desarrollado con lo que se obtendría teóricamente en un ensayo de refracción sísmica, del cual se obtienen velocidades de propagación de las que se refractan en capas de materiales de distinta rigidez. La teoría del ensayo de refracción sísmica se presenta en el anexo A3.

Para representar lo antes descrito se utilizó un dominio como el presentado en la figura 4-10, en el cual a los primeros 6 metros de profundidad se le asignó un material con velocidad de propagación de onda de compresión de  $v_{p1}=273$  m/s ( $E=1\cdot 10^4$  tn/m<sup>2</sup>), simulando un primer estrato de suelo horizontal, y luego al material subyacente se le asignó una rigidez tal que  $v_{p2}=611$  m/s ( $E=5\cdot 10^4$  tn/m<sup>2</sup>). Asimismo el fondo se empotró simulando ya un estrato de roca profunda y a los bordes derecho e izquierdo se le asignaron disipadores viscosos como los descritos en la sección 4.4. Luego se introdujo un pulso en el punto A y se a continuación determinó el historial de velocidades horizontales en puntos distanciados cada 5 metros, los cuales hacen la labor de “geófonos”.

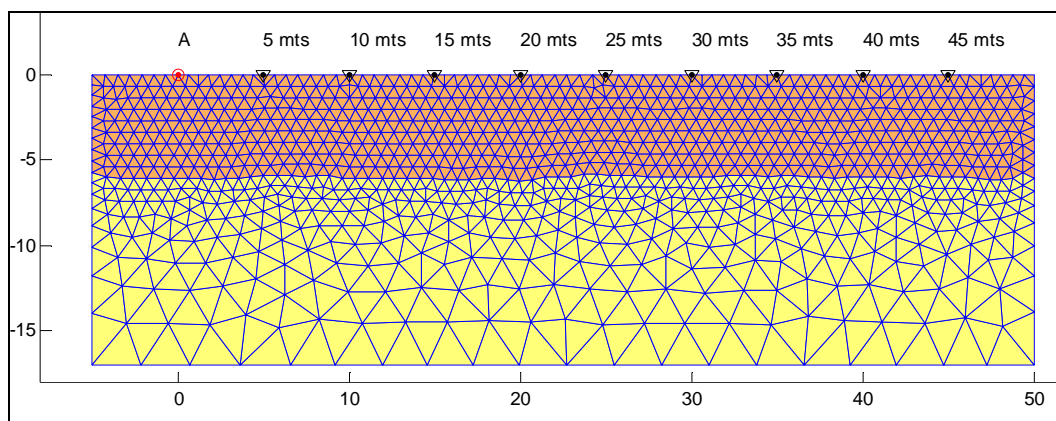


Figura 4-11 Discretización hecha para simular ensayo de refracción sísmica.

Como es de esperar, el tiempo de llegada a los primeros geófonos se comporta linealmente, representando la onda que viaja por la superficie con  $v_{p1}$ , luego la onda que sigue el camino ACDG de la figura A-3 empieza a tener un tiempo de llegada menor, pues el tramo en que viaja por el material con  $v_{p2}$  es mayor (por lo que empieza a tomar ventaja con respecto a la que viaja por la superficie). Tal efecto se aprecia en la figura 4-12, donde el quiebre que se produce en las curvas expuestas representa el punto (distancia y tiempo) en

que la onda que hace el recorrido más largo, pero a mayor velocidad promedio, empieza a llegar antes que aquella que viaja por la superficie.

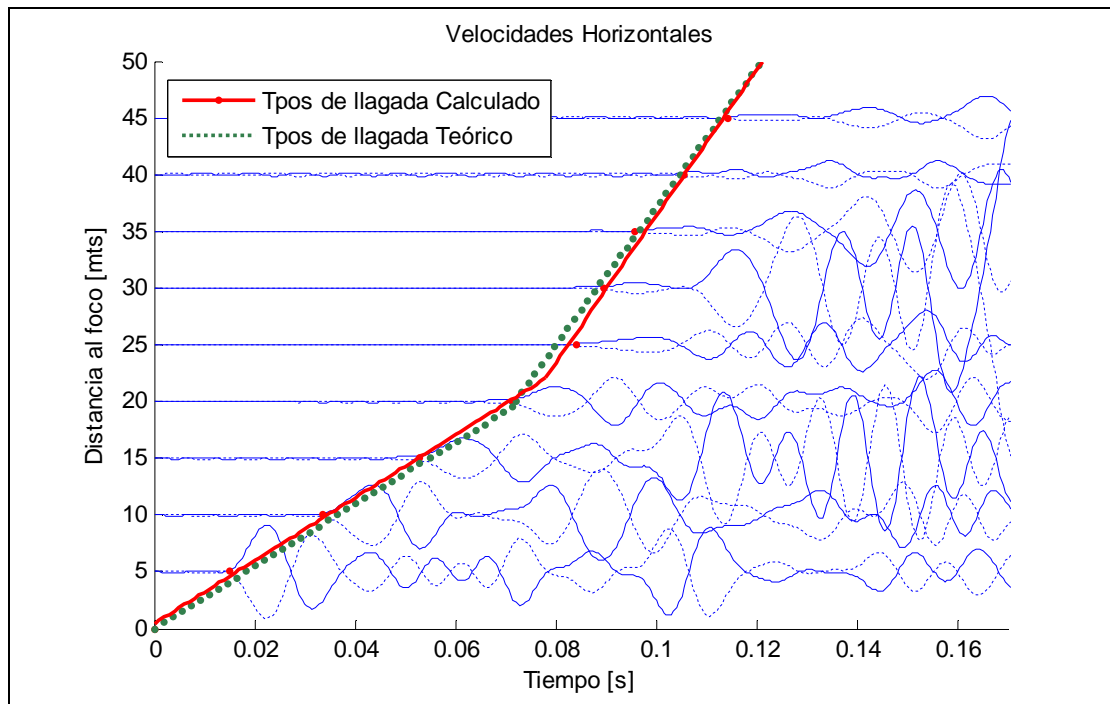


Figura 4-12 Resultados obtenidos de simulación de ensayo de refracción sísmica

Si bien la curva generada por los tiempos de llegada de la onda en cada geófono discrepa levemente de la teórica, estos errores apenas superan el 5% para el caso más desfavorable, que es el del geófono ubicado 25 mts.

Comportamiento bastante satisfactorio si se piensa además, que estos tiempos de llegada fueron determinados en forma visual, debido al problema descrito de definir la llegada de la onda y por la presencia también de ruido en geófonos distantes.

Además, se puede observar que la distancia al quiebre de la curva calculada tiene un pequeño rezago con respecto a la teórica, ya que según lo dispuesto en el anexo A3, dicho quiebre se produciría en  $x_c=19,4$  mts, un poco menor a los 22 mts en que se produce el quiebre de la curva calculada. Con esto, si se tratase de un problema real, en donde a partir de las curvas de llegada de la onda calculada se quisiera determinar la altura del estrato, la

altura que se obtendría según la misma ecuación A16 del anexo A3, sería de 6.8 mts (Ec. 13), algo superior a los 6 mts considerados realmente.

$$x_c = 2H_1 \sqrt{\frac{v_{p2} + v_{p1}}{v_{p2} - v_{p1}}}$$

$$H_1^{\text{Obs}} = \frac{x_c^{\text{Obs}}}{2} \sqrt{\frac{v_{p2} - v_{p1}}{v_{p2} + v_{p1}}} = 6.8 \text{ mts} \quad (\text{Ec. 13})$$

Tal discrepancia de 13% es bastante satisfactoria si se considera nuevamente que los tiempos de llegada fueron determinados en forma visual, y que se trata de una experimentación numérica.

Además por las pendientes de ambas curvas podemos determinar qué velocidad de propagación de onda tendría cada estrato. Así obtenemos que para el primer estrato se obtiene una velocidad de propagación de onda  $v_p$  de 277.1 m/s, y para el segundo estrato de 646 m/s, errores de 1.3% y 5.7% respectivamente.

#### 4.6 Contraste de modelo desarrollado con Software comercial

Para contrastar el modelo desarrollado se utilizó el programa *ANSYS 10.0 Multiphysics*. Este programa trabaja con elementos finitos, y posee una vasta biblioteca de elementos, tanto en 2D como en 3D, además es capaz de modelar estructuras lineales y no lineales, en régimen de cargas permanentes y transientes. El programa puede ser utilizado a través de una interfaz gráfica o a través de un pseudo-código en el cual se establecen todos los comandos (ANSYS Inc., 2004).

Como se mencionó, la implementación de los bordes absorbentes nace de la necesidad de reducir el dominio sin introducir con esto efectos de bordes no deseados. Pues bien, una de las ventajas que se obtiene al trabajar con *ANSYS* es la mayor rapidez con la cual resuelve un problema individual en un análisis transiente, es por esto que se optó a modo de verificación contrastar los resultados que se obtienen de un modelo con amortiguadores en el perímetro y resuelto por el método de la superposición modal, con otro de dimensiones



bastante mayores y restringiendo los desplazamiento en todo su perímetro, y resuelto en forma transiente.

La forma en que se desea contrastar ambos modelos consiste en comparar las velocidades de partícula que se tendrían ante la propagación de una onda producto de un pulso de aceleración, este pulso tendrá forma de campana invertida como el que se propone en la sección 5.2 y en dirección horizontal, tal que se propague una onda de compresión en el sentido del pulso, y una onda de corte en el sentido transversal al pulso. Las velocidades serán determinadas en cuatro ejes característicos, dispuestos de forma tal que se puedan observar cuatro efectos distintos; la propagación de una onda de compresión, el frente del tren de ondas de compresión, la propagación de una onda de corte, y el frente del tren de ondas de corte, ambos modelos se presentan en la figura D-2 del anexo D, pero en forma esquemática en la figura 4-13 se presenta la configuración de los ejes mencionados.

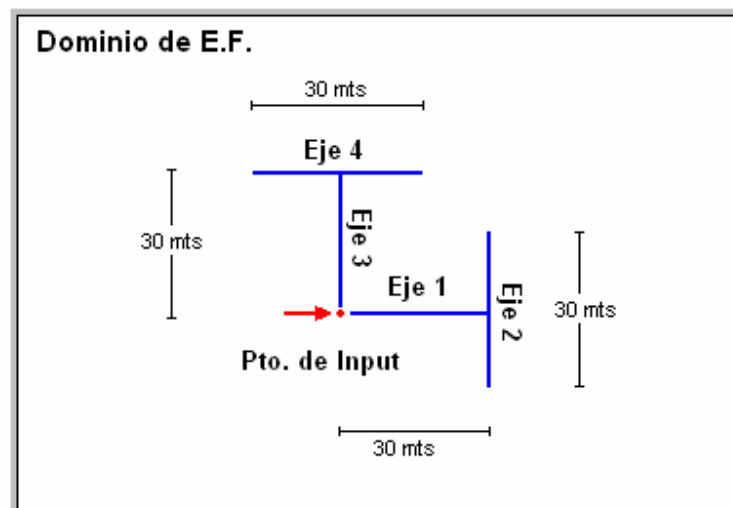


Figura 4-13 Esquema del dominio a utilizar y ejes de control para contrastar ambos modelos.

Los resultados que se obtiene se pueden apreciar en la figura 4-14, en la que primero se presenta, para cada eje característico la velocidad horizontal máxima registrada a lo largo del tiempo, para luego mostrar en un gráfico de contornos el historial de velocidades

horizontales a lo largo del eje para el caso del modelo en *ANSYS* y el caso del modelo desarrollado.

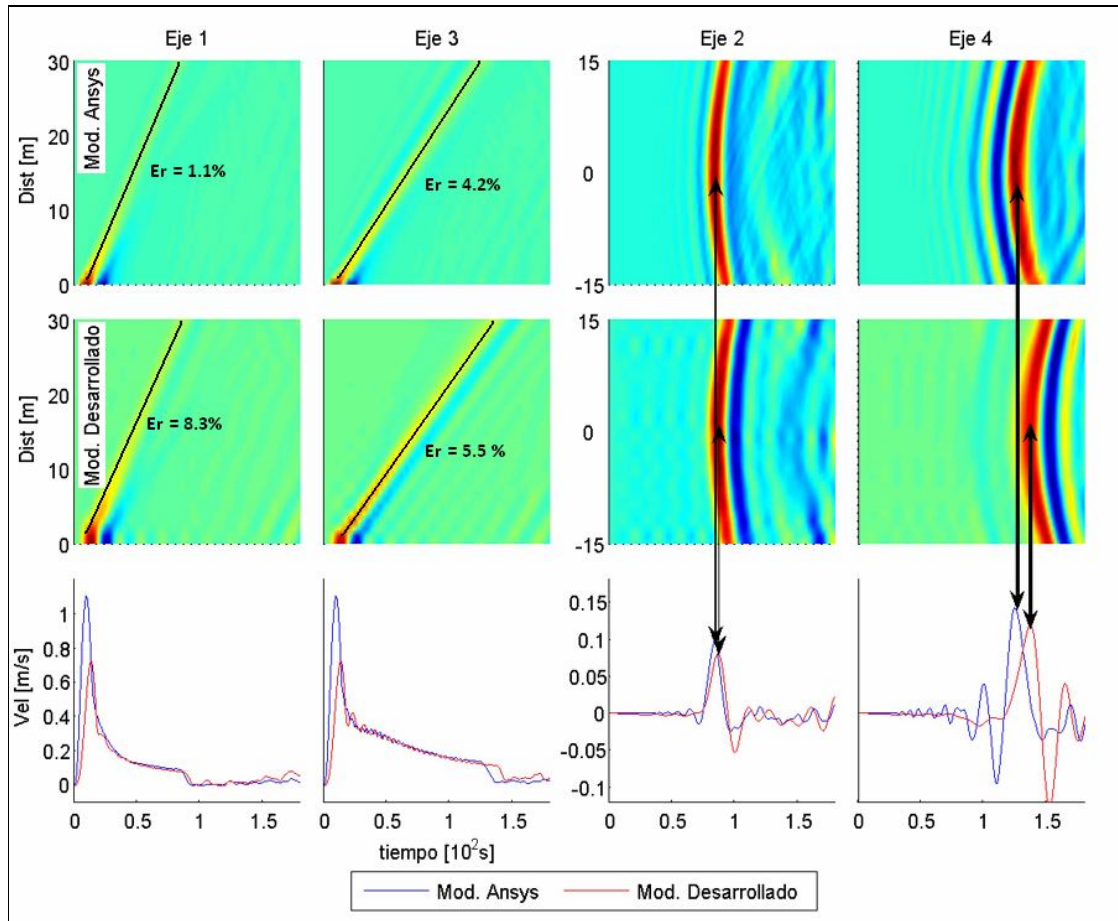


Figura 4-14 Velocidades obtenidas en 4 ejes característicos en un modelo Ansys y en el modelo desarrollado

Al observar la figura 4 -14, vemos que si bien para los ejes 1 y 3 las velocidades máximas obtenidas en el modelo desarrollado difieren en un 30% a las que se obtienen con el modelo en *ANSYS*, esto es sólo para tiempos muy bajos y en puntos cercanos al input, ya que a medida que se propaga la onda ambas curvas se traslapan, obteniéndose para puntos alejados (más de 10 metros) velocidades casi iguales en ambos métodos.

Por otro lado, de las pendientes de las curvas obtenidas de la propagación de la onda en los ejes 1 y 3, podemos estimar el error cometido en la estimación de la velocidad de onda, tanto de compresión como de corte. Se observa que en general los errores cometidos en tal estimación son bastante bajos, aunque levemente mayores para el modelo desarrollado. Aún así, estos errores están en un rango más que satisfactorio, no superando el 8% en el caso de la velocidad de compresión, y de un 5.5% para el caso de la onda de corte. Sin embargo, al observar el frente de llegada de la onda de corte en el eje 4, se aprecia un retardo en la llegada de ésta, esto posiblemente debido a diferencias numéricas entre ambos modelos en como comienza a moverse la onda para los primeros instantes, siendo ya en estado transiente las velocidades casi las mismas.

De lo anterior, podemos concluir, que ambos modelos tienen un comportamiento muy parejo, entregando resultados similares, tanto en forma como en magnitud. Se desprende entonces un hecho muy interesante acerca del comportamiento de nuestro modelo, y es que un dominio dado vinculado nada más por amortiguadores en el perímetro (y resortes de rigidez despreciable), al cual además se le eliminan los modos de cuerpo rígido, tiene un comportamiento casi idéntico en cuanto a velocidades que un modelo de dimensiones mucho mayores (4 veces más grande), que se vincula por el contrario, restringiendo los desplazamientos en el perímetro. Este hecho es no menor pues le da más confiabilidad al modelo desarrollado y en particular al comportamiento de los bordes absorbentes desarrollados.

## **5 ESTUDIO DE LA RESPUESTA DINÁMICA DEL TÚNEL**

El comportamiento dinámico de un túnel, o en general de cualquier estructura afecta a un sismo, dependerá de múltiples factores, los que se pueden clasificar en dos grupos; primero los que dependen de la estructura misma, como es la forma de ésta, sus materiales, sus modos propios de vibrar. Por otro lado están los factores que dependen de la excitación sobre la estructura, como pueden ser la forma de excitación, duración, contenido de frecuencias, etc.

Se estudiará entonces en este capítulo, cada una de las variables que se piensa que afectarían, o de las cuales dependería el comportamiento dinámico de un túnel.

### **5.1 Estudio de la uniformidad del tren de Ondas**

Si se supone que un evento sísmico ocurre lo suficientemente alejado de un túnel, tal que el frente de ondas incidente tenga una forma relativamente plana, se aseguraría entonces que puntos ubicados en un rango de alturas comparables con su diámetro, tengan el mismo comportamiento ante la incidencia de esta onda. Es necesario entonces, antes de modelar el comportamiento dinámico de un túnel ante la incidencia de una onda, definir primero qué se considera lo suficientemente alejado, o dicho en otras palabras, determinar primero cuán influyente es el factor distancia al foco en el comportamiento del medio. Esto enfocado a la idea de que independientemente de la magnitud del evento, el comportamiento será distinto si se tiene la fuente muy próxima al túnel a estudiar. Así, se pretende determinar a qué distancia el frente de un tren de ondas toma una forma uniforme, tal que se pueda suponer que la distancia al foco ya deja de ser influyente en cuanto a la forma del tren de ondas

Dicho lo anterior y a modo de representar la propagación de la onda, se tomó el dominio que se presenta en la figura D3 del anexo D, el cual se consideró para este caso con un módulo de elasticidad de  $E = 10 \text{ GPa}$ . Se tomaron líneas de referencia, verticales distanciadas horizontalmente cada 5 mts, y líneas horizontales distanciadas cada 5 mts en la vertical. En el foco, ubicado en coordenadas  $[-25,0]$ , se introdujo un registro de

aceleraciones en forma de pulso de compresión en dirección  $x > 0$ , y se determinaron las velocidades en cada una de las verticales y horizontales de referencia.

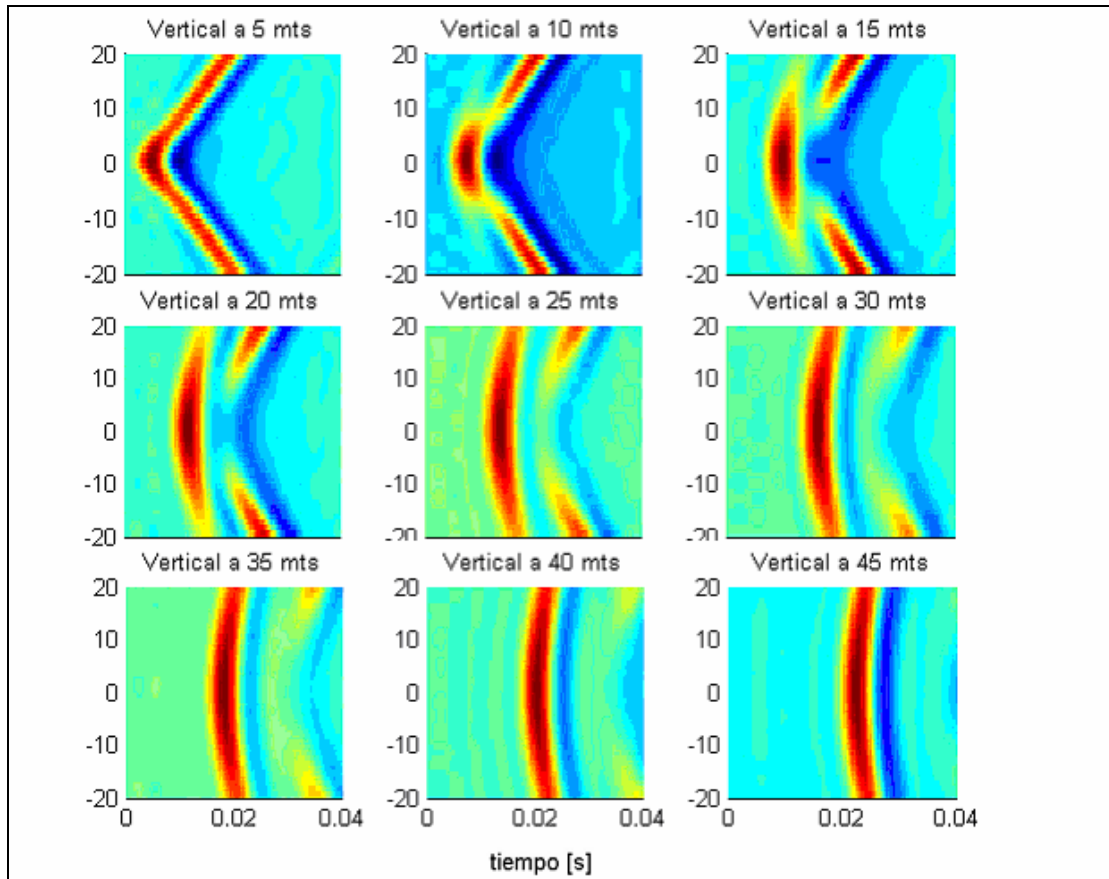


Figura 5-1 Historial de velocidad en distintas verticales alejándose del foco.

En la figura 5-1 se presenta en forma esquemática, para cada vertical, la magnitud de la velocidad horizontal registrada en cada instante. Se observa claramente que en los primeros metros el tiempo de llegada de la onda a una misma vertical es muy variable, no así ya a los 25 mts, donde si bien no se aprecia una llegada uniforme en el rango de altura  $\pm 20$  mts, sí es bastante uniforme en el rango de  $\pm 10$  mts. Por lo tanto, considerar el foco a 25 mts del túnel sería suficiente si pensamos en túneles de no más de 2 mts de radio, que es nuestro caso.

Cabe destacar que en las figuras 5-1, 5-2, y 5-3, no se presenta la magnitud las velocidades, sino más bien la forma en la que ésta se propaga, que es el fin del presente acápite.

Adicionalmente, se presenta en la figura 5-2 otro esquema del historial de velocidades, pero ahora medidas a lo largo de 4 horizontales ubicadas en distintas alturas, partiendo de la línea central hasta la horizontal ubicada a 15 metros por sobre el foco.

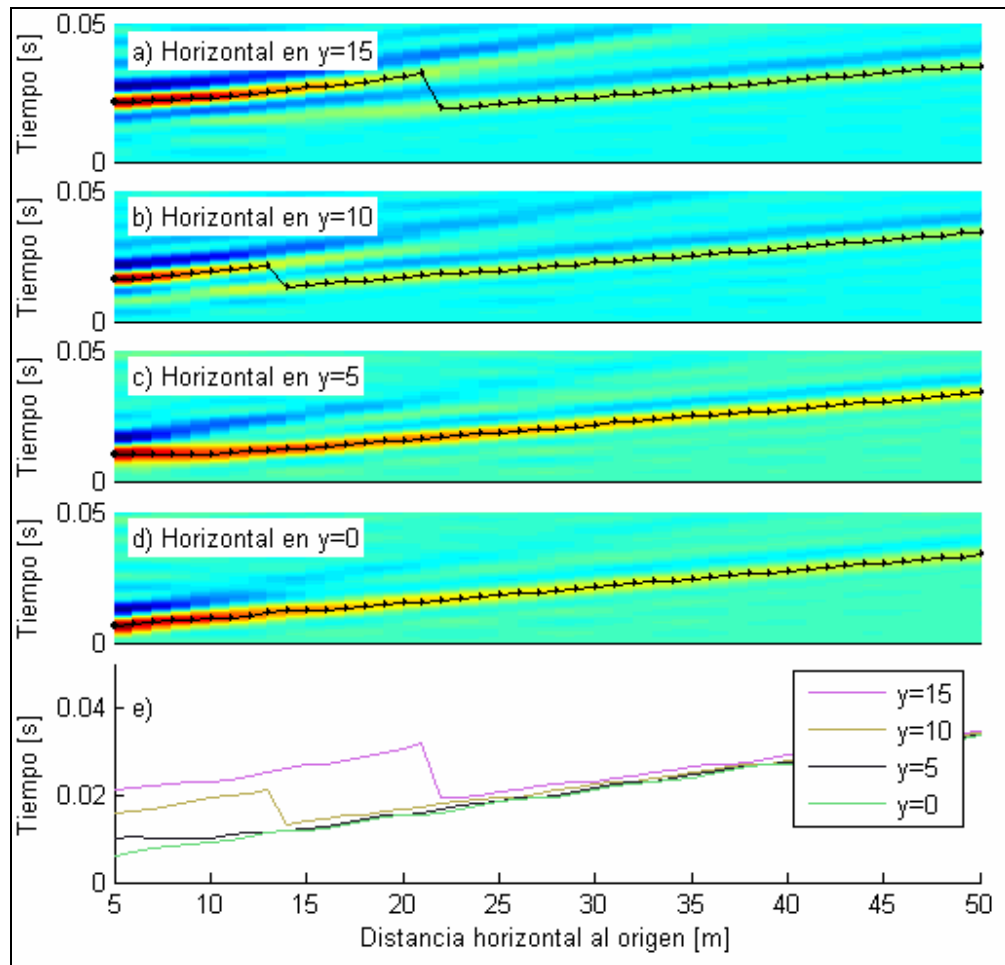


Figura 5-2 a), b), c) y d) Historial de velocidades a lo largo de cuatro horizontales, e)

Tiempos de velocidades máximas para cada horizontal

Recordando el problema de detectar el instante de llegada de la onda, en cada uno de estos historiales se destaca el punto en el cual se produce la velocidad máxima a lo largo de la horizontal, así se tendría una noción de cómo discrepan estos instantes de velocidad máxima en cada horizontal, tales curvas se presentan también la figura 5-2e.

Se observa entonces (figura 5-2e), que el tiempo en que se produce la velocidad máxima en las diferentes horizontales discrepa bastante para los primeros metros, pero a medida que se aleja de la fuente, el frente de la onda toma una distribución cada vez más uniforme, siendo el instante de velocidad máxima casi coincidente para las distintas alturas ya pasados los 22 mts.

Esto debido a que la curva de la horizontal a 15 mts por sobre el foco, que en un principio presenta algo de rezago en sus máximos, empieza a presentar un segundo cuerpo de ondas, que pertenecen precisamente a la onda de compresión. La contribución de la onda S al movimiento de la partícula es mayor que la de onda P, la cual es muy débil en los primeros metros debido a la poca proyección que tiene sobre la horizontal, no así la onda de corte, que es la que produce el máximo y la que se detecta como la primera en llegar en los primeros metros.

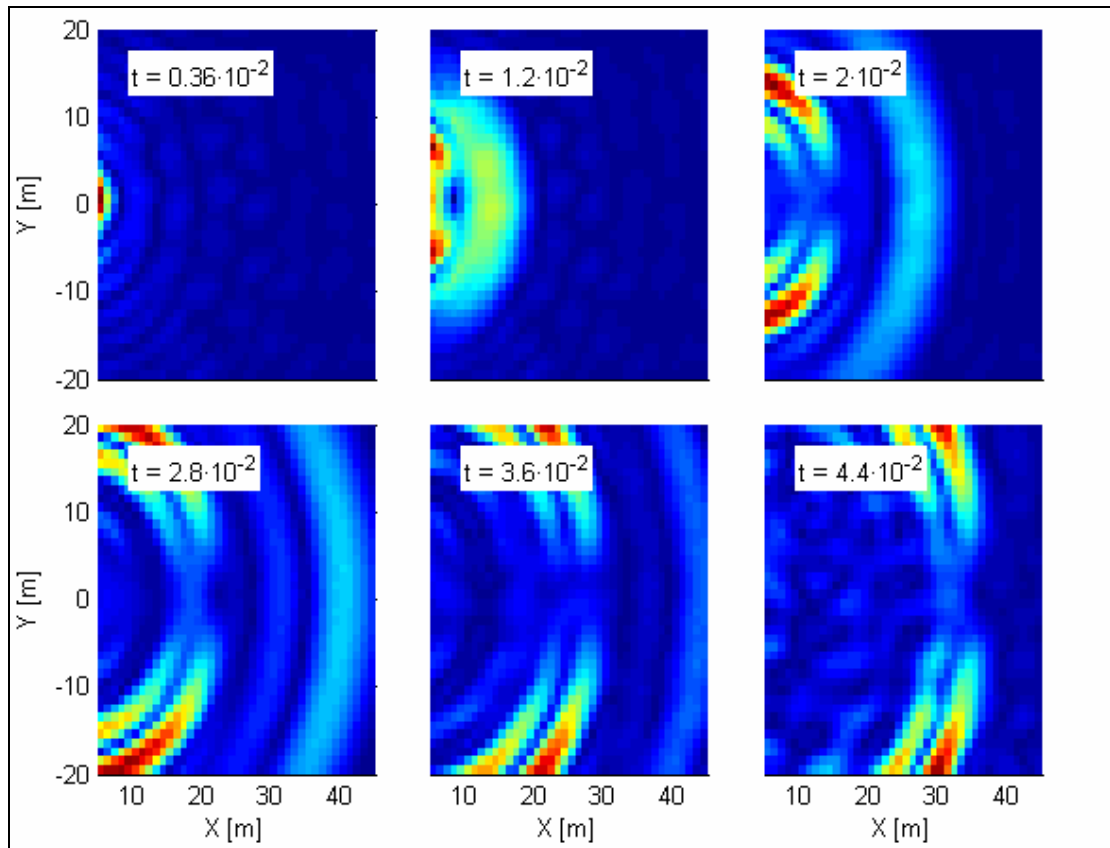


Figura 5-3 Campo de velocidades para distintos tiempos.

En la figura 5-3, se presenta complementariamente a las otras figuras el campo de velocidades para distintos tiempos. Se aprecia que en una franja central siempre va a predominar la onda primaria (compresión), no así en alturas un poco más alejadas, en donde se observa que para un tiempo pequeño predomina la onda secundaria (corte). Pero a medida que nos alejamos del foco en la horizontal, esta onda secundaria se debilita, pasando a predominar la onda primaria. Tal efecto se aprecia en el quiebre de las curvas en la figura 5-2. Tuviste que

Resumiendo, podemos decir que si de velocidades se trata, se observa que para tiempos pequeños, ondas primarias predominan en la franja central, y en puntos más alejados en altura del foco, la onda que predomina es la de corte, y por lo tanto con cierto rezago con respecto a la onda primaria. Pero a medida que se propagan ambas ondas, la onda de corte,



se aleja cada vez más de la franja central, predominando la onda de compresión en una mayor altura y por lo tanto se tiene el frente del tren de ondas más uniforme. Por lo anterior entonces, se deduce que la uniformidad del frente del tren de ondas va a depender directamente de la altura en que queramos tal uniformidad; en este caso, en forma conservadora estamos mirando hasta las horizontales a  $\pm 15$  mts, en donde como se mencionó se alcanza una uniformidad a los 22 mts del foco.

Tal distancia puede llegar a pensarse que es dependiente también de la velocidad de propagación de la onda, pero un estudio adicional nos permite afirmar que en general para materiales de diferentes rigideces, en que si de velocidad horizontal se trata, el punto en que la velocidad que produce la onda primaria supera en magnitud a la onda secundaria es siempre el mismo (figura 5-4). Basado en lo anterior podemos afirmar que para un túnel distanciado en 50 metros de la fuente sísmica, que será en general la configuración de los modelos que se desarrollarán a continuación, se tendría una llegada del frente de tren de ondas que se puede considerar plano y por lo tanto su comportamiento dinámico (sólo en cuanto a forma) ya será independiente del factor distancia.

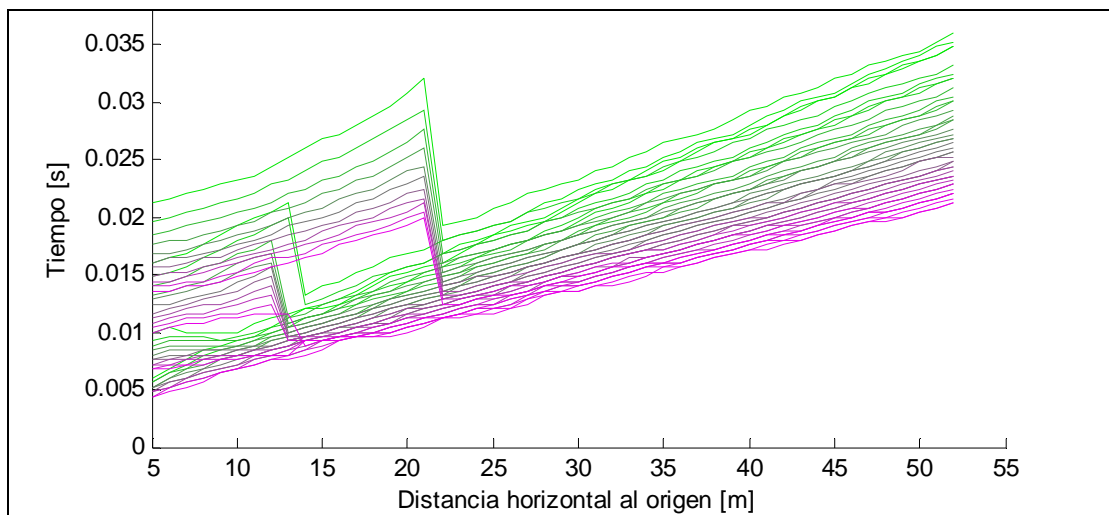


Figura 5-4 Tiempos de pick en distintas horizontales y para distintas rigideces.

## 5.2 Estudio de la influencia de la forma del input

Siempre se ha intentado estudiar parámetros que definan la fuente sísmica (sección 3.4) y asimismo estudiar cómo estos parámetros afectan el comportamiento de una estructura. Estos parámetros nacen de estudiar información obtenida generalmente por una red sísmica, la que entrega básicamente la serie de tiempo correspondiente a la velocidad o aceleración local de las partículas del medio a las cuales se encuentran acoplados los sensores. Por lo tanto, la única información de la cual se dispone para ocupar de input, en cualquier modelo que intente reflejar el comportamiento de una estructura ante un sismo, es precisamente la de estos registros de velocidades o aceleración, corregidos por múltiples factores a fin de estimar el historial real de la fuente. Dada la cantidad de variables que definen la fuente sísmica, existe una infinidad de registros posibles. Una alternativa para simplificar esta infinidad de posibles input es utilizar registros sintéticos, o artificiales, que busquen en alguna forma representar un promedio, un máximo, o simplemente buscar algún efecto particular en la estructura. En este contexto, existen múltiples registros de estallidos de roca, los cuales varían en duración, valores máximos registrados, contenido de frecuencias, etc. Es por lo tanto difícil definir un promedio para ocuparlo de entrada en nuestro modelo, pero para efectos de este estudio, al querer estudiar en forma genérica el comportamiento dinámico de un túnel, se puede considerar excitaciones de forma simple con una fuente alejada de la zona de estudio. Dicha excitación puede tener variadas formas, pero se consideraron en forma simplificada una excitación con forma de un pulso de aceleración, de tipo campana y de frecuencia equivalente a 200 Hz, y una onda estacionaria sinusoidal, también con frecuencia a también de 200 Hz (figura 5-1). La amplitud de estos pulsos se determinó según lo que se presentará en la sección 5.3. Es sin embargo necesario determinar cuán influyente es el comportamiento de un túnel ante cada uno de estos inputs. Para esto se modeló un medio de propiedades según lo dispuesto en la sección 4.1, al cual se le agregó un túnel de radio 2 metros (figura D4 anexo D), y se determinaron las velocidades en su perímetro ante la incidencia de una onda de compresión y ante la incidencia de una onda de corte, ambas

ondas originadas ya sea por un input de forma de pulso, o una onda estacionaria de amplitud y frecuencia según la figura 5-5.

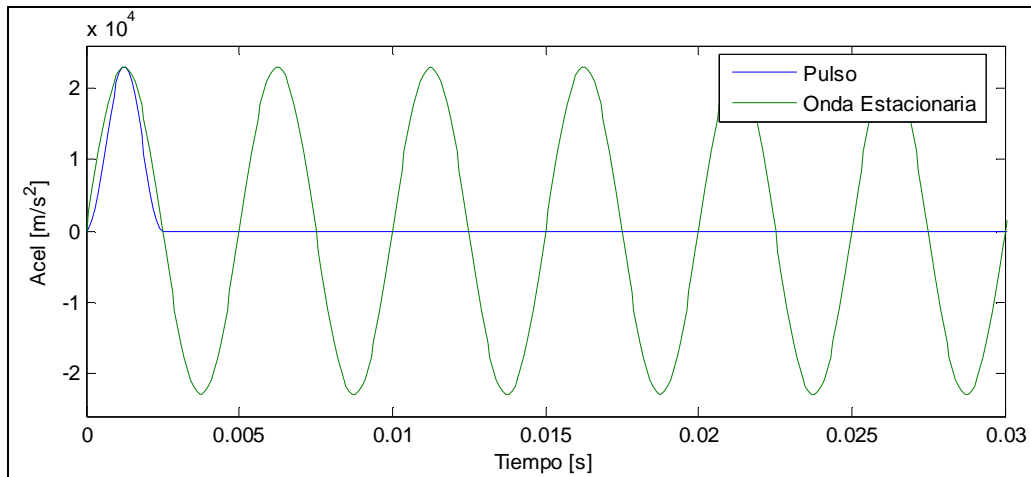


Figura 5-5 Forma de inputs utilizados

Los resultados se presentan en la figura 5-7, pero antes es importante detenerse para explicar su formato y en general de las siguientes figuras que se usarán. Primero se usará como nomenclatura de los puntos del perímetro de cada túnel la configuración de ángulos presentada en la figura 5-6, tanto para un túnel circular como para un túnel con forma de herradura, en donde el diámetro  $0-180^\circ$  será siempre perpendicular a la dirección de propagación de la onda, dirección que a su vez será paralela al diámetro  $270^\circ-90^\circ$  (En el caso de un túnel aislado la fuente se supondrá 50 mts a la izquierda).

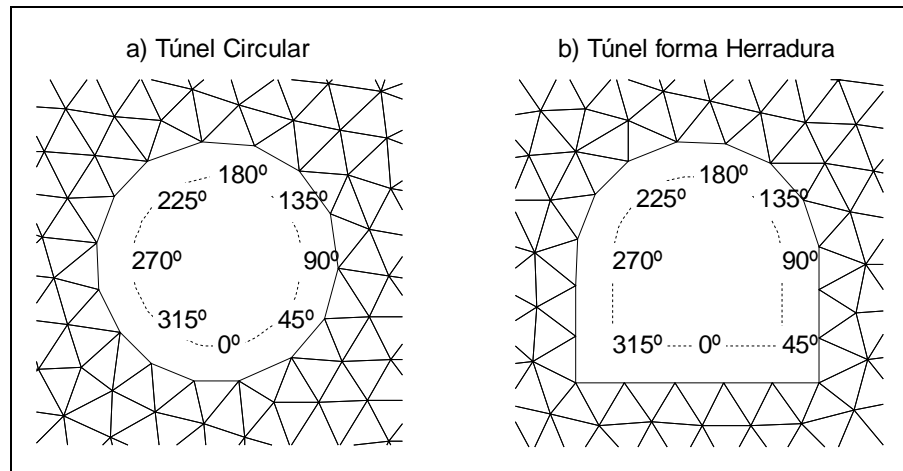


Figura 5-6 Nomenclatura de ángulos usados para un túnel circular y un túnel con forma de herradura.

Dicho lo anterior, se presenta en la parte central de la figura 5-7 un gráfico de contornos que representa el historial de velocidades en función del ángulo en el perímetro del túnel y del tiempo (ángulo según nomenclatura presentada en la figura 5-6). Asimismo en la parte superior e inferior de este gráfico se aprecian las velocidades máximas y mínimas respectivamente para cada punto del perímetro del túnel, y en la parte derecha e izquierda del gráfico de contornos se presenta ahora las velocidades máximas y mínimas, pero ahora para cada instante de tiempo, independiente del punto del perímetro en que ocurriese.

Cabe destacar que sólo se presentan las velocidades horizontales para el caso de una onda de compresión y las velocidades verticales para una onda de corte, esto debido a que son estas velocidades las que precisamente controlan los máximos.

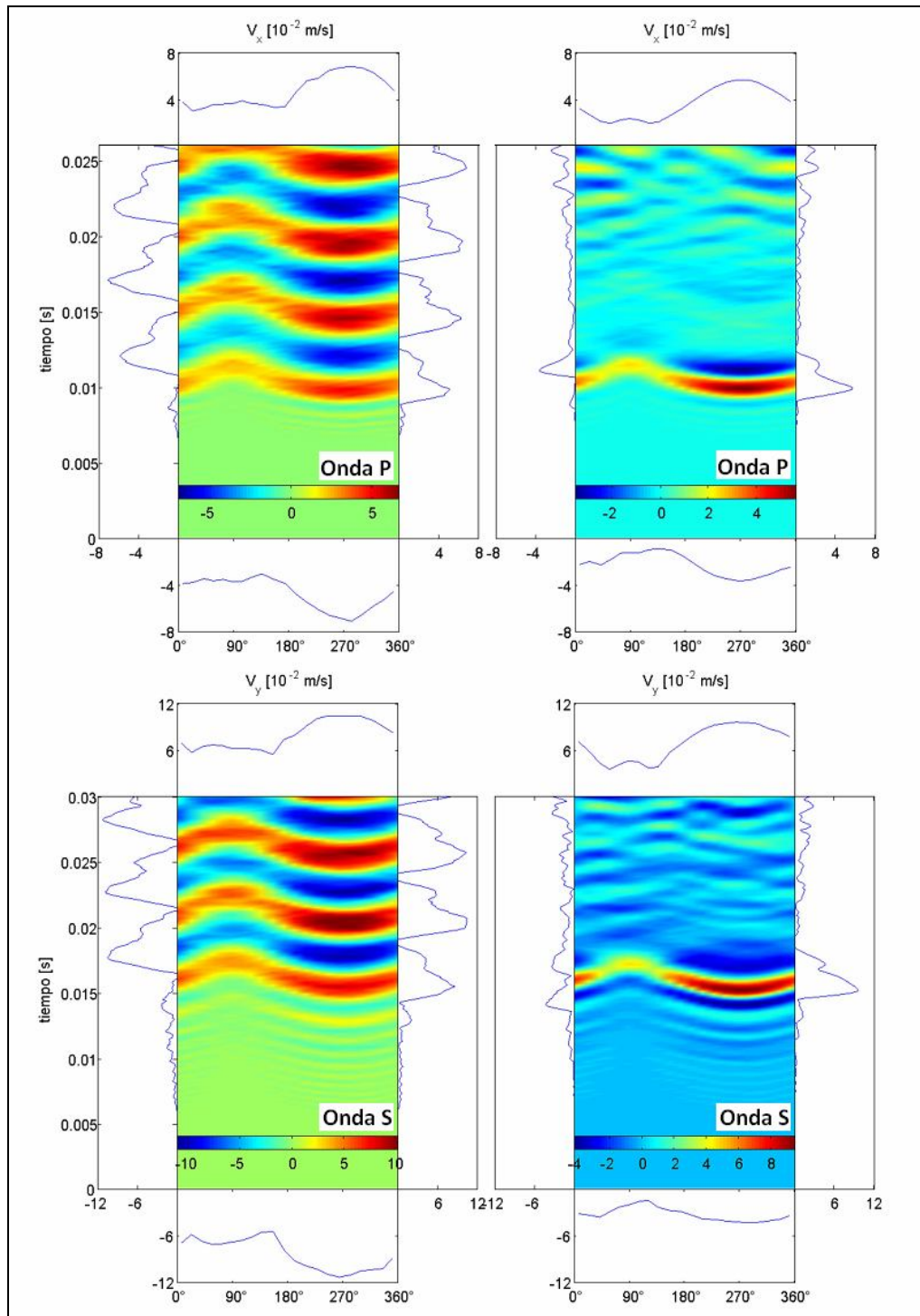


Figura 5-7 Velocidades Horizontales y Verticales para un túnel circular ante un input de onda estacionaria (izquierda) y otro de pulso (derecha)

Primeramente se puede observar de la figura 5-7 que las velocidades máximas que se obtienen en el perímetro del túnel ante la incidencia de una onda de compresión, en general difieren un 20%, teniéndose velocidades mayores al utilizar un input de onda estacionaria. Se observan diferencias aún mayores para las velocidades mínimas (negativas), las que no son comparables ya que obviamente ante un input en forma estacionaria las velocidades negativas registrarán un comportamiento análogo a las positivas, y por lo tanto bastante mayores a las determinadas ante un input con forma de pulso.

Por otro lado, al observar el comportamiento del túnel ante la incidencia de una onda de corte, se aprecia un comportamiento similar al caso de la onda de compresión en cuanto a la diferencia en las velocidades máximas, ya que para el caso de un input de onda estacionaria se obtienen ppv un 11% mayor a las registradas para el caso del input con forma de pulso. Para ambos casos, onda P y onda S, la diferencia obtenida en cuanto a la forma del input se debe al estado de régimen que se alcanza ante una excitación de onda estacionaria, ya que el movimiento del túnel se acopla con la excitación y por lo tanto se comportaría como un movimiento armónico<sup>7</sup>. A diferencia de lo anterior, un input con forma de un pulso es simplemente una onda que pasa, disturba el equilibrio para luego volver al estado original. Así, cada uno de los inputs representará físicamente algo distinto, por lo que se deben utilizar dependiendo de qué efecto en particular se desee estudiar en cada caso. Para los siguientes casos, en donde se desea estudiar el comportamiento de un túnel ante la incidencia de una onda, será suficiente utilizar por lo tanto un input de aceleraciones con forma de pulso, y por el contrario, cuando se desee estudiar la sensibilidad de la respuesta con la frecuencia excitadora, lo mejor será utilizar un input con forma de onda estacionaria.

### **5.3 Estimación de un sismo equivalente**

Para formular una equivalencia entre el modelo desarrollado y sismos reales registrados en El Teniente, es necesario establecer un registro sintético que se pueda homologar con un

---

<sup>7</sup> Posibles frecuencias de resonancia ante un input con forma de onda estacionaria se estudiarán en la sección 5.7.

sismo real, para esto se establecerá en forma general un input escalado tal que produzca velocidades máximas de partículas (ppv) como las que produciría un sismo de magnitud 2.0.

Asimismo este input para casos particulares que se estudiarán a continuación corresponderá en forma simplificada a un pulso de aceleraciones con forma de campana invertida, cuya amplitud se estimó a partir de iteraciones hechas en el modelo, tal que la ppv registrada en un material con propiedades como las concluidas en la sección 4.1 y a una distancia de 50 mts, sea justamente la que se tendría con un sismo de magnitud 2.0, una ppv de 0.05 m/s. Este procedimiento se basa en las expresiones de atenuación presentadas en la sección 3.6 y tomando un promedio ponderado de los parámetros presentados en la tabla 3-1. Lo anterior es bajo el supuesto de que la regresión es válida para distancias pequeñas, supuesto que no es menor, dado que el grueso de los valores medidos en El Teniente corresponden a distancias focales muy por sobre los 50 metros. Así, con todo esto se llegó a un input de aceleraciones de amplitud  $2.3 \cdot 10^4 \text{ m/s}^2$ , que es el mismo input presentado en la figura 5-5.

Hay que mencionar sin embargo, que la amplitud del pulso de aceleraciones fue determinada para una forma y frecuencia dada. Siendo lo más probable que frecuencias distintas, u otras formas de la excitación, produzcan velocidades máximas de partícula distintas a la estimada en este caso, y por lo tanto equivaldría a un sismo de diferente magnitud. No obstante, se utilizó en las simulaciones que se presentan a continuación una amplitud de aceleraciones constante, con el fin de mantener esta variable fija y no agregar más parámetros al análisis.

#### **5.4 Estudio de la influencia de la forma del túnel**

Para un futuro modelamiento de la configuración de túneles en 2D, se necesita definir la forma del túnel, ya que si bien la mayoría de estos tienen forma de herradura, puede darse el caso también de túneles circulares. Es necesario entonces saber si el hecho de tener un túnel circular o de forma de herradura influye mayormente en las velocidades máximas del perímetro del túnel.

Para esto se ocupó un dominio de 120x80 mts, en el cual se analizaron los dos casos mencionados, con un foco a 50 mts de un túnel de 2 mts de radio (figura 5-6 y figura D4 del Anexo D).

Se presenta en las figuras 5-8 y 5-9 las velocidades de los puntos en el perímetro del túnel para cada caso.

Para este estudio se introdujo un pulso aceleraciones como el descrito en la sección 5.3 con el fin de estudiar el comportamiento dinámico de un túnel, ya sea de forma circular o de herradura, esto tanto para la incidencia de una onda de compresión, como para una onda de corte.

Al observar el comportamiento de los túneles ante la incidencia de una onda tanto de compresión como de corte puede pensarse que la forma del túnel no influye mayormente en cuanto a velocidades máximas en su perímetro, ya que ambos casos; túnel circular y túnel herradura, presentan un comportamiento muy similar, tanto en magnitudes como en forma de las velocidades en su perímetro, lo anterior tanto para velocidades horizontales como para velocidades verticales.



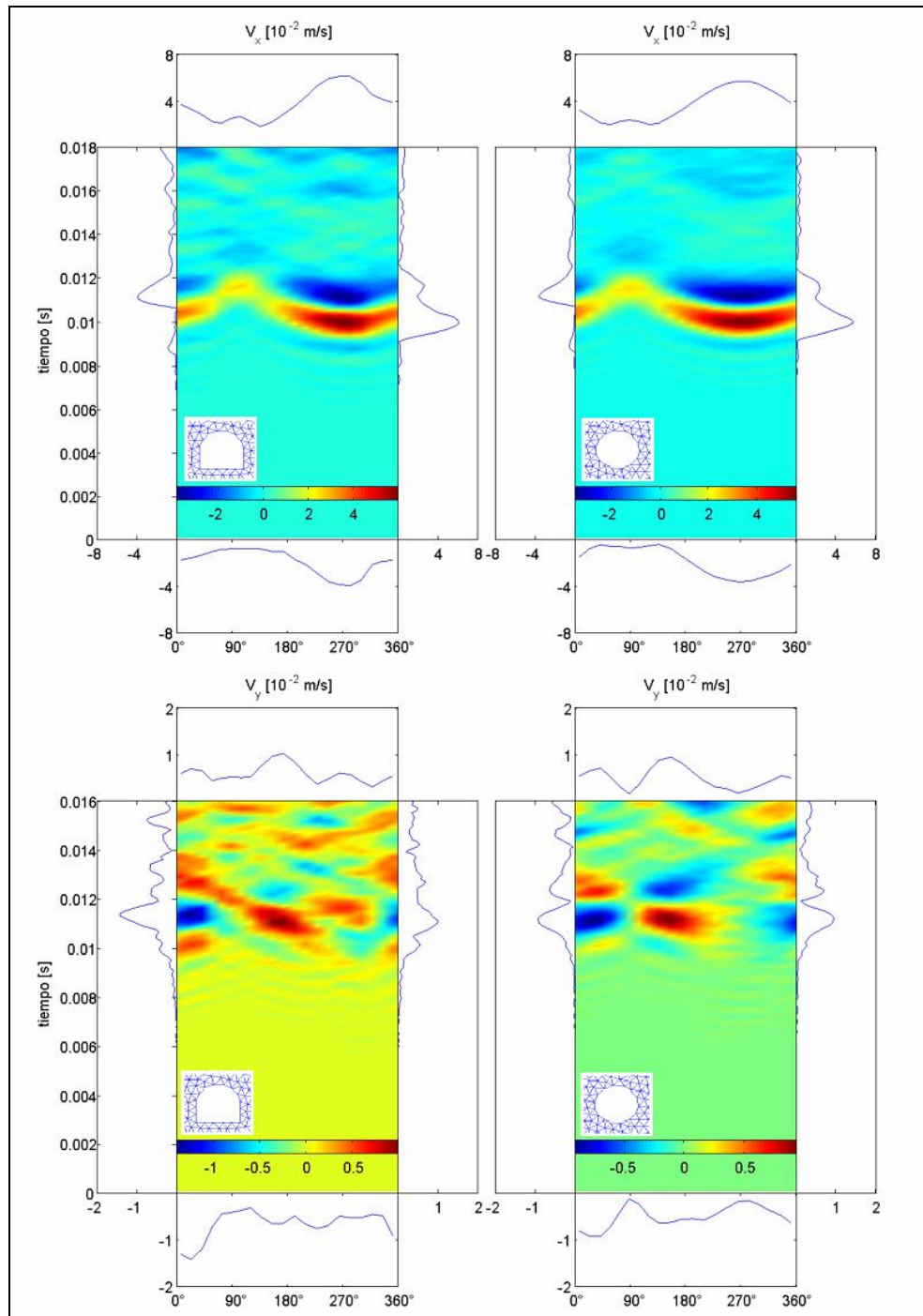


Figura 5-8 Velocidades para túneles de forma herradura (izquierda) y circular (derecha) ante una onda de compresión.

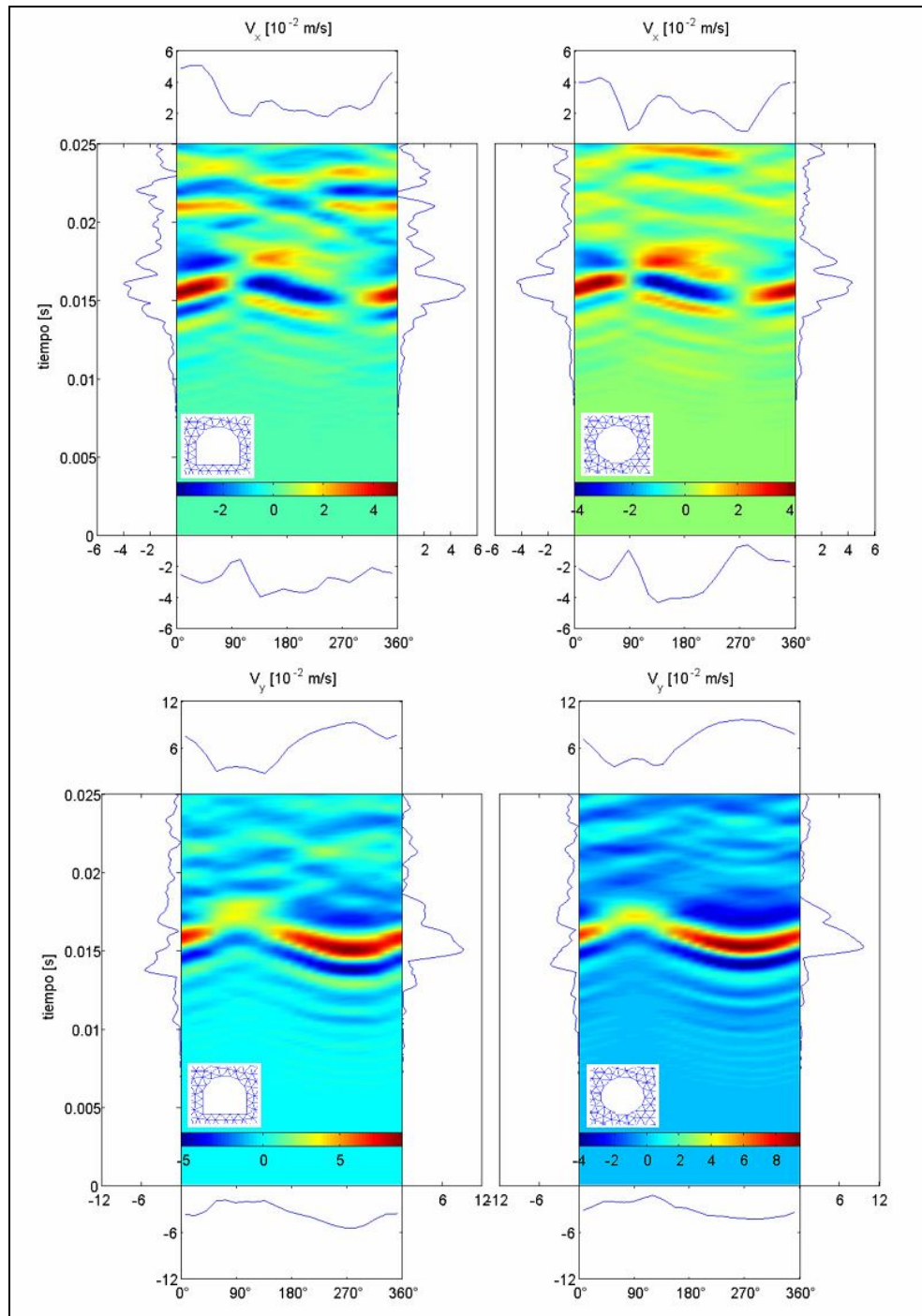


Figura 5-9 Velocidades para túneles de forma herradura (izquierda) y circular (derecha) ante una onda de Corte.

Ahora bien, la posición relativa de la fuente con respecto a la orientación del túnel con forma de herradura puede afectar las velocidades máximas en su perímetro, debido a posibles efectos en sus caras planas o en las singularidades de sus esquinas, para verificar tal efecto se procedió a analizar un túnel herradura en 5 orientaciones distintas, lo que en términos prácticos significaría 5 posiciones diferentes de la fuente sísmica, esto es a los  $180^\circ$ ,  $225^\circ$ ,  $270^\circ$ ,  $315^\circ$  y  $360^\circ$  con respecto a la nomenclatura de ángulos presentada en la figura 5-6.

Para cada una de las orientaciones mencionadas, se procedió a determinar las velocidades horizontales y verticales en el perímetro, tanto para la incidencia de una onda de corte como para la incidencia de una onda de compresión.

A modo de simplificar la obtención de resultados, condensar la información, y sumar los efectos tanto de velocidades horizontales como verticales en cada caso, supondremos primero que ondas de compresión y de corte se pueden superponer (i.e. estamos lo suficientemente cerca de la fuente para tener un traslapo entre ambas señales), y por otro lado sabiendo que lo que nos interesa es la proyección radial de la velocidad (ya que es esta la que provocaría la eyección de los bloques), se proyectarán tanto velocidades verticales como horizontales en sentido radial. El término de la amplificación vendrá por lo tanto de la razón entre la velocidad calculada en el perímetro del túnel en cada orientación dada, con una de referencia, la que en este caso corresponderá a un túnel circular.

Asimismo la amplificación de velocidades producida por la incidencia de una onda de compresión, sería independiente de la amplificación producto de una onda de corte, por ende ambas amplificaciones se deben multiplicar para obtener la amplificación total.

Lo anterior se puede expresar por la siguiente expresión:

$$\text{Amp}_{\text{total}} = \underbrace{\frac{V_x^p \cdot \sin(\theta) + V_y^p \cdot \cos(\theta)}{V_{O_x}^p \cdot \sin(\theta) + V_{O_y}^p \cdot \cos(\theta)}}_{\text{Amp}^p} \cdot \underbrace{\frac{V_x^s \cdot \sin(\theta) + V_y^s \cdot \cos(\theta)}{V_{O_x}^s \cdot \sin(\theta) + V_{O_y}^s \cdot \cos(\theta)}}_{\text{Amp}^s} \quad (\text{Ec.13})$$

Donde el supraíndice indicaría el tipo de onda que provocaría tal velocidad, ya sea de compresión (p), o de corte (s), y el subíndice la dirección de tal velocidad, ya sea

horizontal (x) o vertical (y). El ángulo  $\theta$  está en función del perímetro del túnel, según la convención expuesta en la figura 5-6.

Dicho lo anterior, se presenta en la figura 5-11 la amplificación de velocidades radiales máximas de un túnel herradura según la posición relativa de la fuente, esto con respecto a un túnel de forma circular, que será en adelante la forma con la que se trabajará, y por lo tanto representará velocidades de referencia.

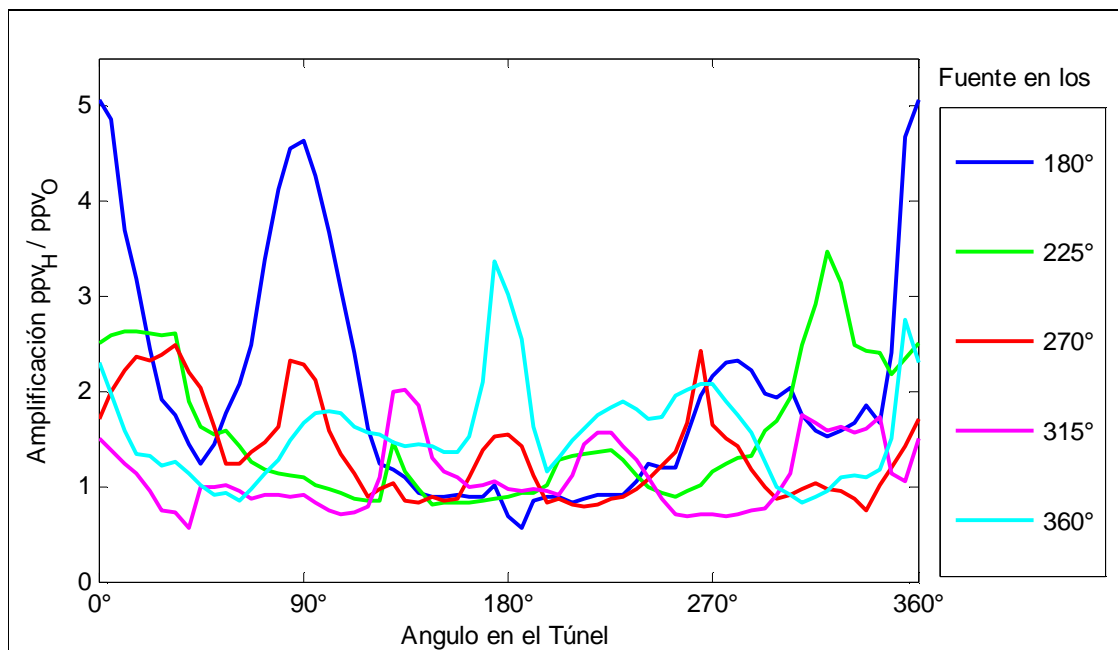


Figura 5-10 Amplificación de las velocidades radiales máximas en el borde de un túnel herradura con respecto a un túnel circular.

Se observa que las velocidades máximas obtenidas están en su mayoría entre 1 y 2 veces las que se obtienen en un túnel circular, muy dependientes sin embargo de la posición relativa de la fuente, ya que para el caso de la fuente a los 180° se obtienen incluso amplificaciones cercanas a 5 para algunos puntos del perímetro. Este efecto es no menor, ya que si bien para estudiar los casos que se presentan a continuación se hará con un túnel circular, deberá tenerse presente, al extrapolar los resultados a un túnel herradura de

orientación dada, que las velocidades máximas deben ser amplificadas por factores del orden de entre 1 y 5.

### 5.5 Determinación del incremento tensional en el perímetro del túnel

Si bien parte de los daños provocados por estallidos de rocas provienen de la eyección de material ya fracturado ante la velocidad de partícula impuesta por la propagación de la onda, hay un daño que se debe al aumento en el estado tensional de la roca. En este sentido, la roca que circunda la excavación puede presentar un estado tensional elevado, tal que el campo de presiones provocado por la incidencia de la onda provoque algún grado de desconfinamiento de la roca, o un aumento en alguna de las tensiones principales tal que se produzca la rotura de la roca, asimismo tensiones de tracción elevadas pueden producir la rotura tal que se formen potenciales bloques.

Por lo tanto se calculó el incremento de las tensiones  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  y  $\tau_{xy}$  justo en el perímetro de un túnel circular de radio 2 metros ante la incidencia de una onda, tanto de compresión como de corte (figura 5-11), producto de un sismo escalado a una magnitud 2.0 y con forma de senoide de frecuencia de 200 Hz.

Adicionalmente a lo anterior, se presenta en la figura 5.12 las tensiones en la roca más profunda, alejada del perímetro del túnel y rotadas en sentido radial y tangencial, lo anterior ocupando el círculo de Mohr según las ecuaciones 14.

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \cdot \cos(2\alpha) - \tau_{xy} \cdot \sin(2\alpha) \\ \sigma_\theta &= \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \cdot \cos(2\alpha) + \tau_{xy} \cdot \sin(2\alpha)\end{aligned}\quad (\text{Ecs. 14})$$

Se observa de las figuras 5-11 y 5-12, que las deformaciones inducidas por el paso de una onda sísmica, provocarían un incremento tensional de casi 1.7 MPa para las tensiones  $\sigma_r$ , incremento no menor si consideramos que la resistencia a la compresión de un macizo rocoso representativo en El Teniente es de 47.5 MPa, y más aún si consideramos que para el mismo macizo rocoso la resistencia a la tracción puede considerarse de 4.9 MPa (resistencias escaladas a partir de la roca intacta, Karzulovic, A.), en cuyo caso pasa a ser un porcentaje importante de la resistencia.

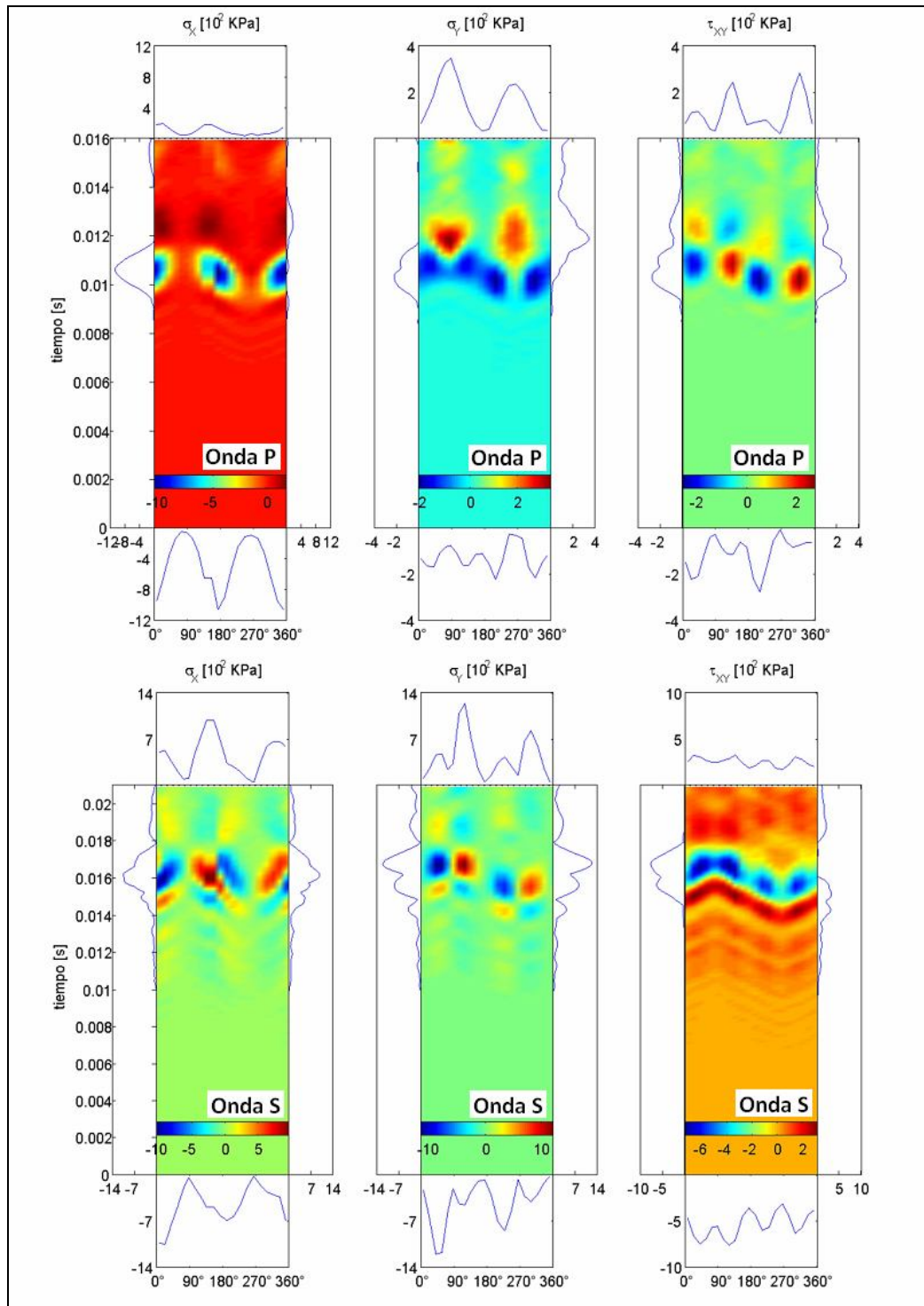


Figura 5-11 Incremento tensional en perímetro del túnel ante un ondas P y S.

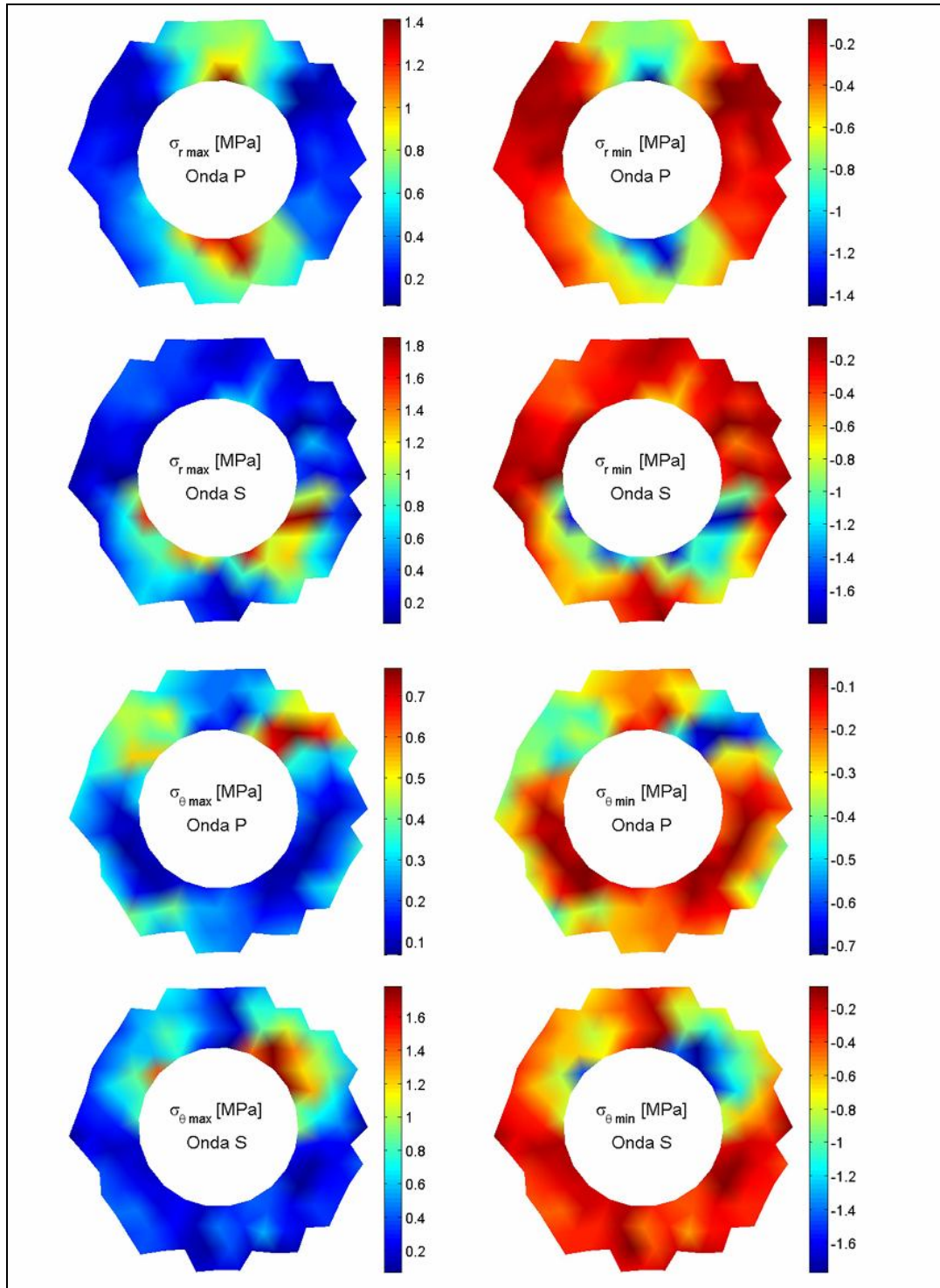


Figura 5-12 Incremento tensional en la roca circundante a un túnel ante una onda P y S.

Si bien este incremento tensional es particular del modelo desarrollado, considerando condiciones ideales y un material siempre en el rango lineal elástico, indica un orden de magnitud, el que posiblemente se vería más abultado al estudiar el comportamiento del medio más profundo. Como primer acercamiento, este incremento tensional debe ser considerado en el análisis de estabilidad, superponiéndolo por lo tanto con las tensiones estáticas producto del campo de presiones al que esté afecta la excavación, para determinar el verdadero estado tensional al que estaría sometida la excavación ante un evento sísmico de magnitud 2.0.

### **5.6 Estudio de la amplificaciones en las velocidades del terreno producto del efecto sitio que produce un túnel.**

Como se ha mencionado (sección 1.5), el efecto de hacer una excavación subterránea provocaría que la velocidad de partícula en el perímetro de esta excavación se amplifique con respecto a las que se tendrían en un terreno inalterado, provocando lo que podemos definir como un **efecto sitio**. Por lo tanto, mediciones de velocidades en zonas del macizo rocoso, alejadas de túneles, no pueden homologarse a las que habría en las paredes de un túnel.

Es intención entonces de esta sección estudiar tal amplificación, para lo cual se compararán las velocidades calculadas en el perímetro de un túnel de radio 2 mts, con las velocidades que se tendría en el centro del túnel pero ahora con un modelo con material continuo sin excavación, esto es, las velocidades que se tendrían en el terreno inalterado o visto desde otro punto de vista, lo que detectaría un geófono dispuesto en lugar del túnel.

Lo anterior primero para un input con forma de pulso en sentido longitudinal para ver el comportamiento ante una onda de compresión, y luego para un pulso en sentido transversal, para ver ahora el comportamiento ante una onda de corte. Los resultados de este análisis se pueden ver en la figura 5-13.

Para el primer caso, donde una onda de compresión incide en el túnel, el valor de la máxima velocidad horizontal de partícula ( $ppv_x$ ) se incrementa aproximadamente 50% en la superficie expuesta a la incidencia de la onda (zona alrededor de los  $270^\circ$ ). La presencia



del túnel representa una discontinuidad de material tal que el valor de  $ppv_x$  disminuye aproximadamente a la mitad en el lado opuesto al de la onda incidente (alrededor del los  $90^\circ$ ).

Por otro lado, podemos ver que las velocidades verticales (velocidades perpendiculares a la dirección de la onda) si presentan una notoria amplificación ante la misma onda de compresión, la que para lo puntos ubicados en ángulos cercanos a los  $180^\circ$  alcanza un factor de amplificación cercano a los 6.5.

Al analizar las velocidades verticales ante la incidencia de una onda de corte sobre el perímetro del túnel, se aprecia un efecto análogo al caso de las velocidades horizontales ante la onda de compresión, y es que hay nuevamente una amplificación de las velocidades cercana al 50%, en las zonas cercanas a los  $270^\circ$ , esto es, en la cara expuesta a la incidencia de la onda.

Asimismo se aprecia ahora una importante amplificación para las velocidades horizontales, las cuales se amplifican en un factor cercano 5.7 en las zonas del túnel con ángulos cercanos a  $0$  y  $180^\circ$ , esto es en el diámetro perpendicular a la dirección de la onda.

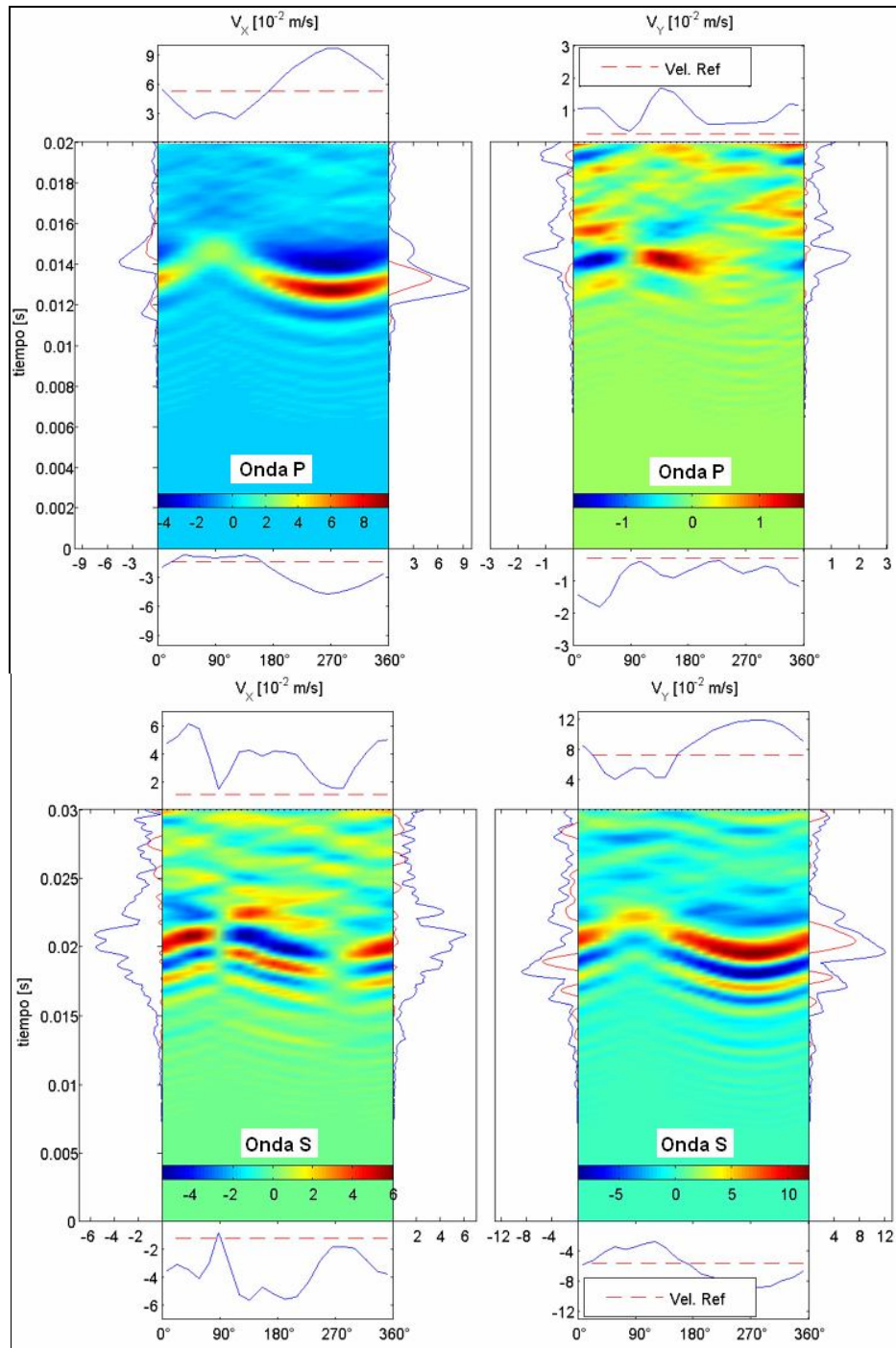


Figura 5-13 Velocidades en el perímetro de un túnel circular comparadas con una velocidad de referencia para ondas de compresión y de corte

### 5.7 Estudio del efecto del debilitamiento del macizo en el perímetro del túnel.

El método constructivo de túneles en roca dura, implica necesariamente la utilización de explosivos. En este ámbito se ha investigado bastante sobre la configuración, secuencia y cantidad de tiros a realizar, sin embargo, la utilización de explosivos, implica necesariamente un fracturamiento y por lo tanto degradación del macizo circundante al túnel, debilitamiento que, dicho sea de paso, dependerá en gran medida del campo de tensiones del macizo rocoso, ya que según la orientación y magnitud de las tensiones principales, será mayor o menor esta degradación.

En este sentido, un material de menor rigidez posiblemente provoque un mayor movimiento del terreno, producto de la mayor flexibilidad que genera en un modelo estructural. Dicho en otras palabras, en un sistema de menor rigidez la energía debe ser convertida en más movimiento para igualar la energía que moviliza un material de mayor rigidez.

El modelo desarrollado para estudiar el efecto mencionado, consiste en reducir las propiedades elásticas del macizo en la vecindad del túnel, para con esto intentar replicar la degradación de este material. Murphy (1972), sobre la base de ensayos de refracción sísmica en túneles de roca, estimó que el espesor de la capa de roca degradada variaba entre 1.2 mts y 2.4 mts (4 – 8 ft), asimismo estimó módulos de elasticidad un 65% menores y un módulo de Poisson un 15% mayor para la zona degradada.

Aceptando los resultados de Murphy y teniendo en cuenta que para estudiar velocidades de partículas no debería haber un mayor error al modelar un macizo fracturado como un medio continuo con propiedades equivalentes (Hao et al), la zona debilitada se modeló como una roca de propiedades de  $E = 23$  [GPa],  $\nu = 0.23$ . Además el espesor de este material menos competente sería de 1.8 mts (6 ft) desde las paredes del túnel. Por otro lado, se podría llegar a pensar que un material más fracturado produciría un amortiguamiento mayor, pero un simple análisis a los gráficos expuestos por Seed HB. et. al. (1986), que relaciona razón de amortiguamiento con deformación unitaria de corte para arenas, permite conservadoramente hacer una semejanza entre una roca fracturada y una arena muy densa, la cual tendría deformaciones unitarias de corte menores a  $10^{-4}\%$ , lo que

da una razón de amortiguamiento menor al 0.5%, lo que se puede considerar despreciable. Así finalmente se tendrá una zona de propiedades degradadas como la expuesta en la figura 5-14.

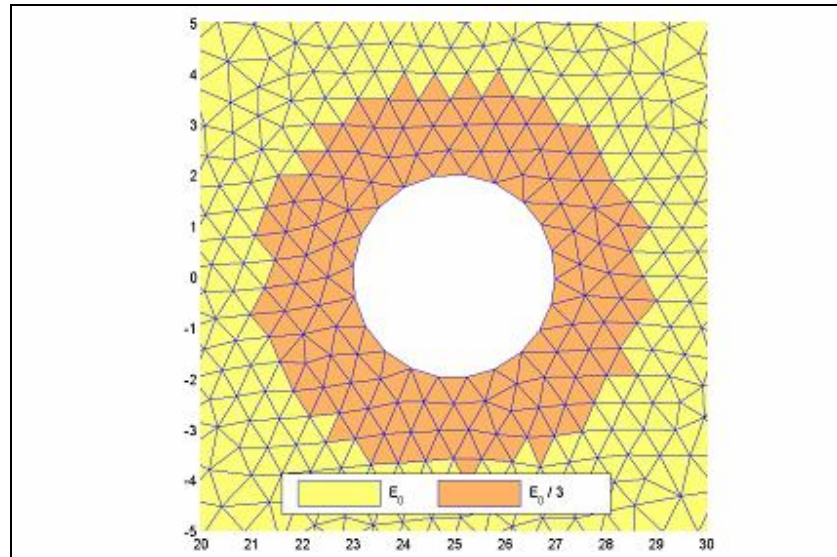


Figura 5-14 Zona modelada con propiedades degradadas.

En la figura 5-15 se presenta una comparación entre las velocidades obtenidas en el perímetro de un túnel con material degradado en su contorno (izquierda), y un túnel con material homogéneo (derecha). Ambos para el caso de un input de aceleraciones con forma de pulso. Se presenta además sólo las velocidades horizontales para el caso de una onda de compresión y las velocidades verticales para una onda de corte, esto debido a que son estas velocidades las que precisamente registran los máximos (ver figura 5-13)

Se observa entonces, que la forma de la llegada de la onda al túnel es prácticamente la misma tanto para el caso con material degradado, como para el caso sin material degradado, sin embargo se aprecia una amplificación de las velocidades para el primer caso, obteniéndose incluso para el caso de las velocidades verticales ante una onda de corte, una amplificación de alrededor del 67% para ángulos cercanos a los 270°.

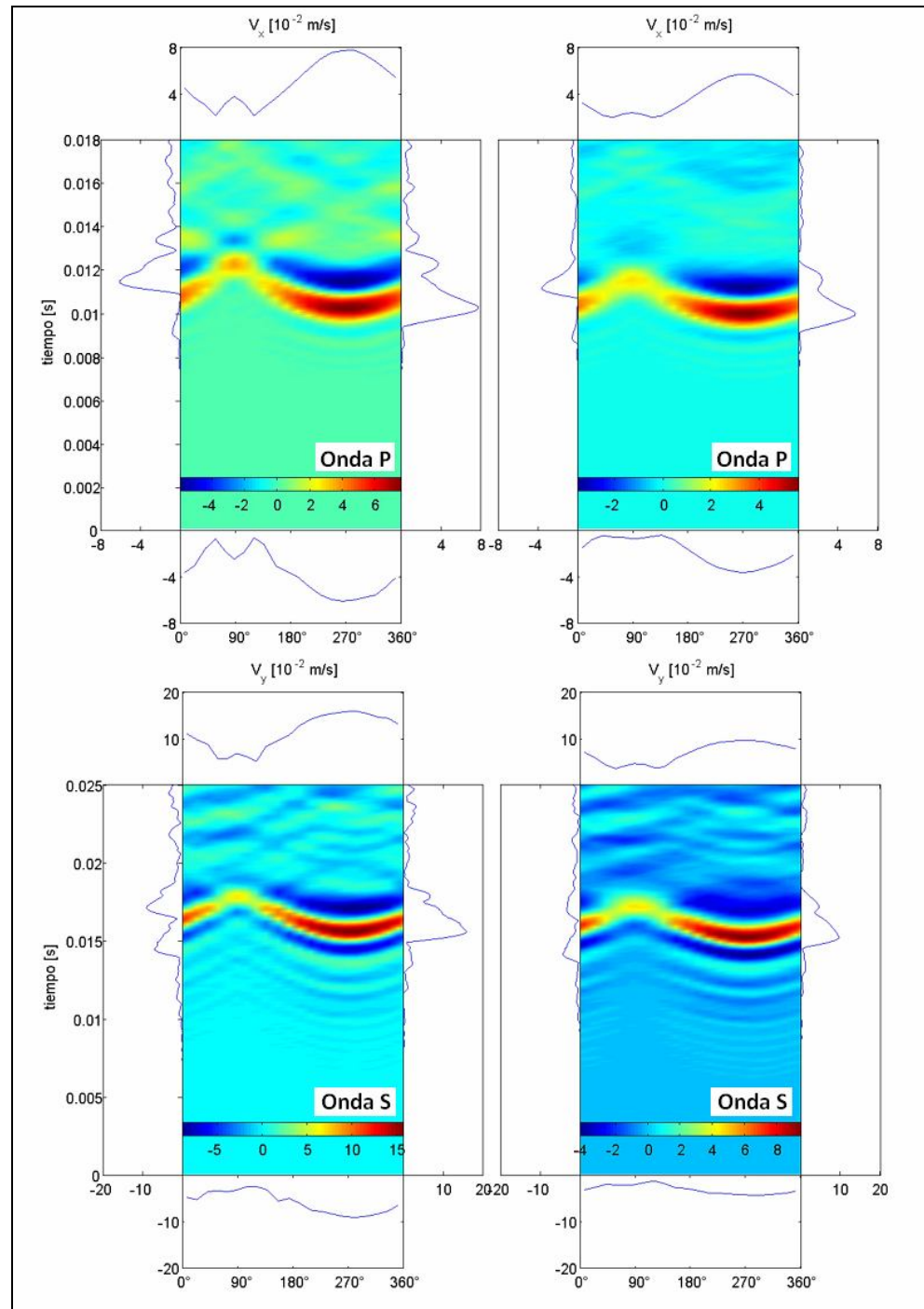


Figura 5-15 Velocidades Horizontales y Verticales para un túnel circular con una zona degradada en su perímetro (izquierda) y con un material homogéneo (derecha).

Puesto que los resultados de la figura 5.15 se obtuvieron para un input de aceleraciones con forma de pulso, queda la duda acerca de si tal amplificación de velocidades puede depender de la frecuencia excitadora. Por lo tanto, a continuación se estudia la amplificación de velocidades en el perímetro del túnel con un material degradado en su contorno, pero ahora ante la incidencia de una onda estacionaria de frecuencia variable, las que en este caso corresponderán a frecuencias de 50, 100, 150 y 200 Hz.

Los resultados de tal análisis se presentan en la figura 5-16, donde se aprecia que mayores frecuencias excitadoras implican mayores amplificaciones de velocidades, teniéndose para una frecuencia de 200 Hz, velocidades máximas superiores a 4.5 veces la velocidad que se tendría sin considerar un material degradado. En menor medida, una frecuencia de 50 Hz produciría amplificaciones cercanas a 2.

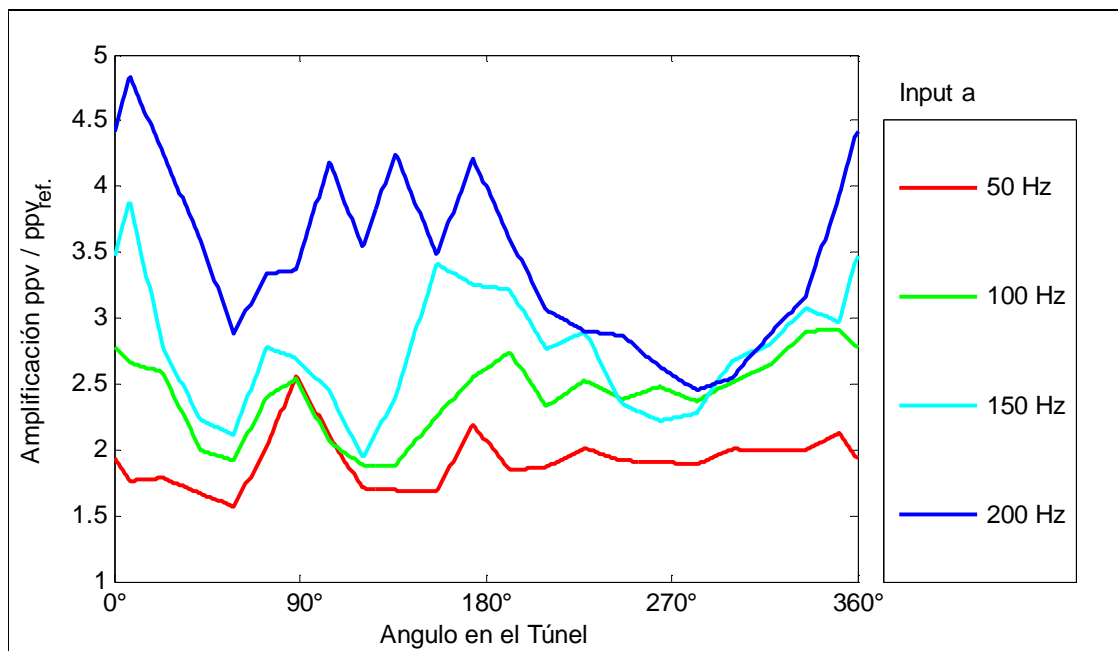


Figura 5-16 Amplificación total de velocidades producto de un material degradado en el perímetro del túnel.

Se concluye entonces que el considerar un material degradado, producto de la tronadura del túnel y del estado tensional de la roca, implica en el mejor de los casos estudiado un

aumento de las velocidades máximas en del túnel de más de 2 veces las que se tendrían con un material no alterado, pudiendo llegar a ser hasta 4.5 veces.

A pesar de lo anterior, cabe destacar que tanto la forma, el ancho, y el nivel de degradación de la zona de material dañado es muy dependiente del estado tensional presente en la roca. Es por esto que si bien se ha supuesto una forma circular, en la mayoría de los casos se puede estar frente a formas ovaladas, de diferentes anchos, y de una variación progresiva de las propiedades de la roca con la distancia al centro del túnel. Sin embargo el propósito de esta acápite se cumple al poder afirmar la dependencia de la respuesta del túnel con la variable estudiada y presentar un orden de magnitud de la amplificación de las velocidades en su perímetro.

### **5.8 Estudio de posibles frecuencias de resonancia por medio de la amplificación en el efecto de sitio que produce.**

En primera instancia, se realizó una revisión bibliográfica sobre el tema de espectros de amplitudes en estallidos de roca, se observó que las frecuencias medidas pueden ir de 50 a 3500 Hz para sismos de magnitud  $M < -1$  (Feustel, 1993), y de la misma forma, para sismos de magnitud  $-2.4 < M < -1.1$  las frecuencias medidas varían de 150 a 5000 Hz (Urbancic, 1993). También se conoce el dato para sismos severos, donde el espectro de amplitud presenta un rango de frecuencias de 0.1 a 50 Hz aproximadamente. Dado el variado contenido de frecuencias presente en los sismos registrados, es necesario antes de un análisis más detallado saber a priori si algún contenido de frecuencias en particular provocaría en las excavaciones una posible resonancia. Lo anterior es equivalente a decir que estamos buscando la frecuencia natural de vibrar de un túnel, tal que si un potencial sismo tiene una cantidad importante de energía radiándose en ondas con esa frecuencia, seguramente se acoplaría la onda excitadora con el modo natural de vibrar, produciendo una amplificación del movimiento y por lo tanto más daños que los esperados.

El contenido de frecuencias predominante en los eventos sísmicos está, como se dijo, en rangos muy variados, pero en forma genérica para determinar un rango de frecuencias característica podemos recurrir a un espectro de Fourier. La figura 5-17 muestra los

espectros de Fourier de los eventos registrados en El Teniente, con magnitud 2.7 y 1.1 respectivamente. De dicha figura se desprende que el rango de frecuencias va desde los 5 Hz hasta los 250 Hz, es en este rango entonces en donde nos moveremos para determinar posibles frecuencias de resonancia. Si bien frecuencias mayores a las mencionadas son también potenciales frecuencias de resonancia, no las estudiaremos debido al poco contenido de energía que presentan tales frecuencias en los sismos reales.

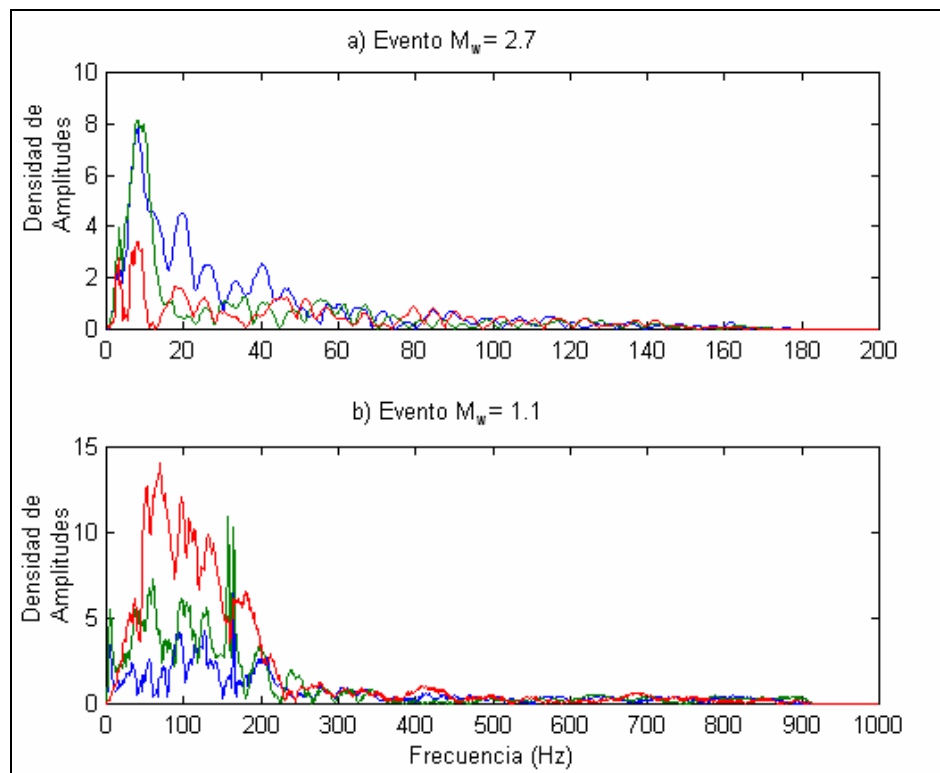


Figura 5-17 Espectros de Fourier para eventos de magnitudes 2.7 y 1.1

Ahora bien, para nuestro análisis numérico, lo que se hará es analizar túneles de radio 2, 3 y 4 mts (figura D5 del anexo D) excitados con ondas estacionarias con formas de senoide de frecuencia variable y amplitud igual a la que se determinó en la sección 5.3, de modo que quede al descubierto tal frecuencia natural. Lo anterior también se repitió para tres módulos de elasticidad distintos; 30, 50 y 70 GPa, para estudiar también la dependencia con las propiedades del medio.



A modo de normalizar los resultados obtenidos, se presenta en las figuras 5-19 y 5-20, la razón entre la velocidad calculada en el perímetro del túnel con una velocidad de referencia, la que a diferencia del caso estudiado en la sección 5.6, no representa la velocidad que habría en el centro del túnel antes de excavar, sino las velocidades que habrían en exactamente el mismo punto en el perímetro del túnel, pero sin excavar (figura 5-18 y figura D5a del anexo D).

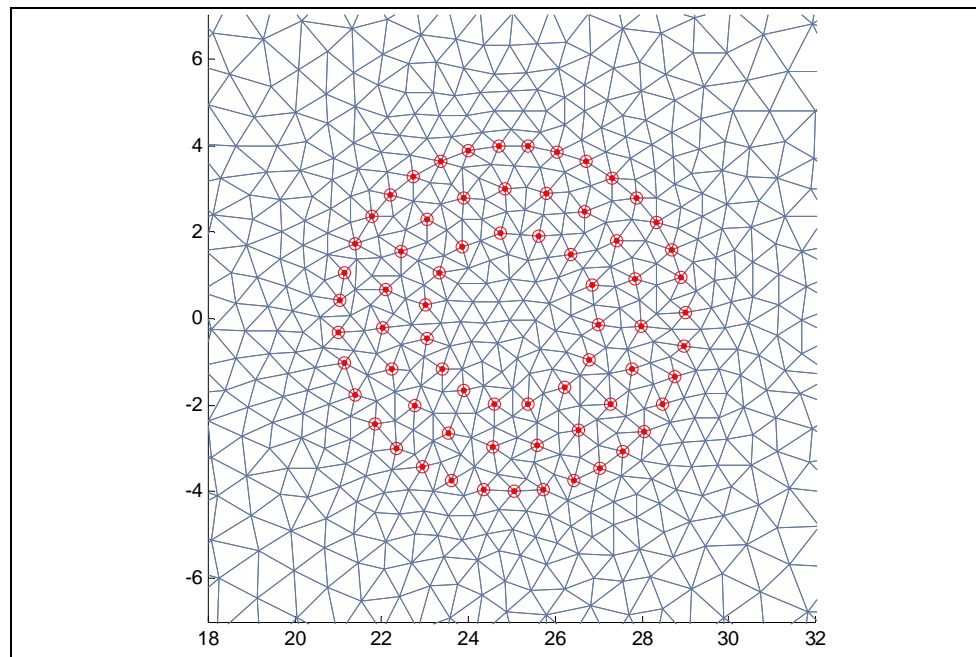


Figura 5-18 Puntos de cálculo para las velocidades de referencia (velocidades ajenas al efecto de sitio que provoca la excavación)

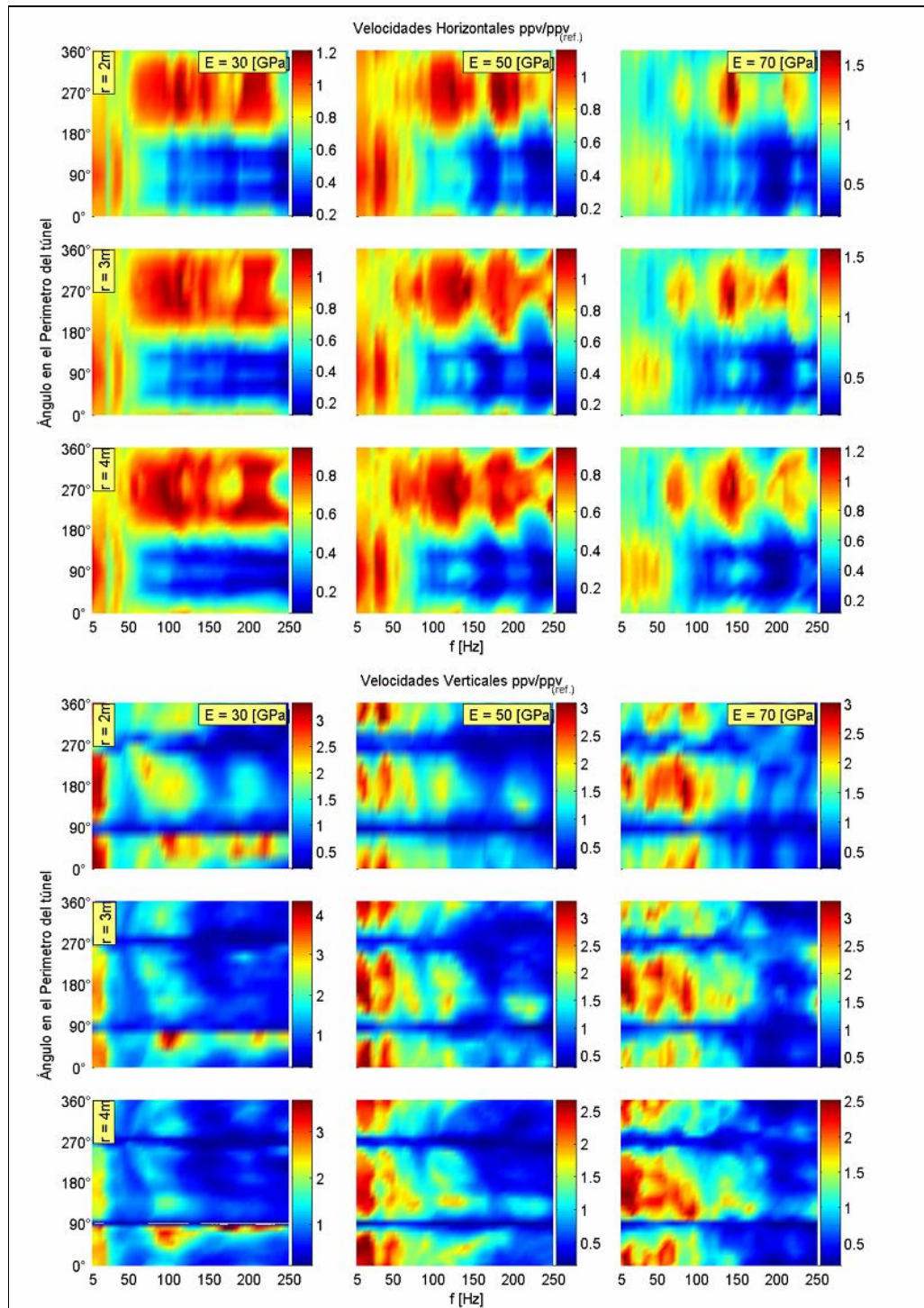


Figura 5-19 Razón entre ppv en el túnel y ppv de referencia ante una onda P

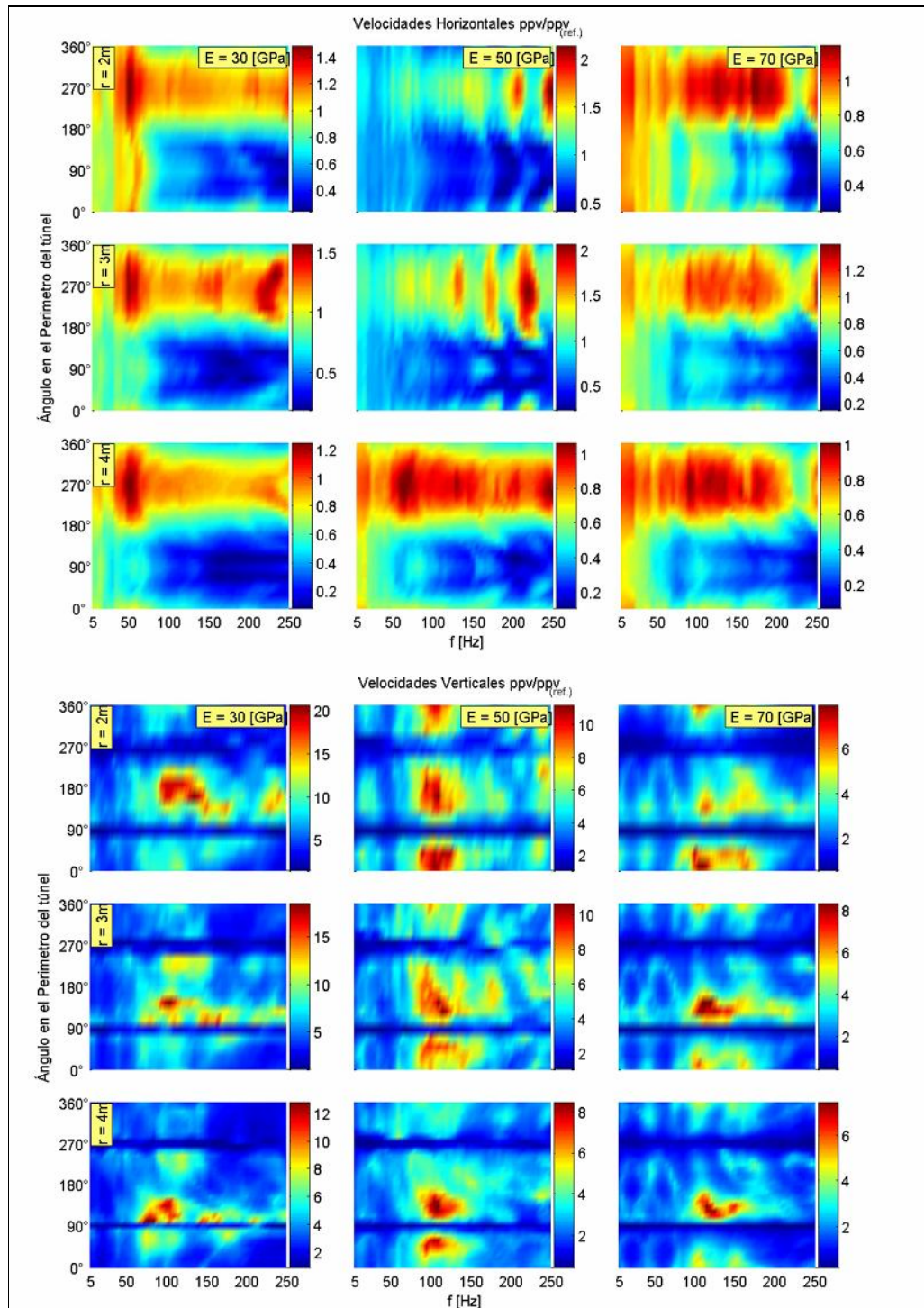


Figura 5-20 Razón entre la ppv en el túnel y ppv de referencia ante una onda S.

A pesar de ser mucha la información presentada en las figuras 5-19 y 5-20, se observa en términos generales e independiente del tipo de onda incidente, que las velocidades horizontales por lo general no presentan mayor amplificación con respecto a las velocidades de referencia, y por el contrario, para ángulos cercanos a  $90^\circ$  se aprecia una reducción de las velocidades de entre el 50 y el 80%. En contraste a lo anterior, para las velocidades verticales si se puede apreciar una amplificación de incluso 20 veces par el caso particular de un túnel de radio 2 mts y  $E = 30$  GPa ante una onda de corte y para ángulos cercanos a  $180^\circ$ . Se registra también para ondas de compresión las mayores amplificaciones en frecuencias bajas, no así para una onda de corte, en donde las mayores amplificaciones se presentan en frecuencias cercanas a los 100 Hz.

Debido a la gran cantidad de información presente en las figuras 5-19 y 5-20, y la cantidad importante de variables incluidas, podemos hacer una superposición de velocidades similar a la presentada en la sección 5.7, en cuanto a proyectar velocidades tanto verticales como horizontales en dirección radial, y sacar un factor de amplificación total, que incluya tanto el efecto de la onda de compresión como de corte (Ec. 13)

Así podemos obtener un factor de amplificación total, independiente tanto de la dirección de la velocidad calculada, como del tipo de onda incidente, esto para cada punto del perímetro del túnel, frecuencia calculada, radio de túnel y módulo del material. Los resultados de este último análisis se presentan en la figura 5-21.

Se observa, como era de esperar, que las mayores amplificaciones se producen en ángulos cercanos de nuevo a  $0$  y  $180^\circ$ , alcanzando valores incluso cercanos a 12 veces la velocidad de referencia. Asimismo se aprecia un mayor amplificación entre menor sea la rigidez del medio, y entre mayor sea el radio del túnel a estudiar.

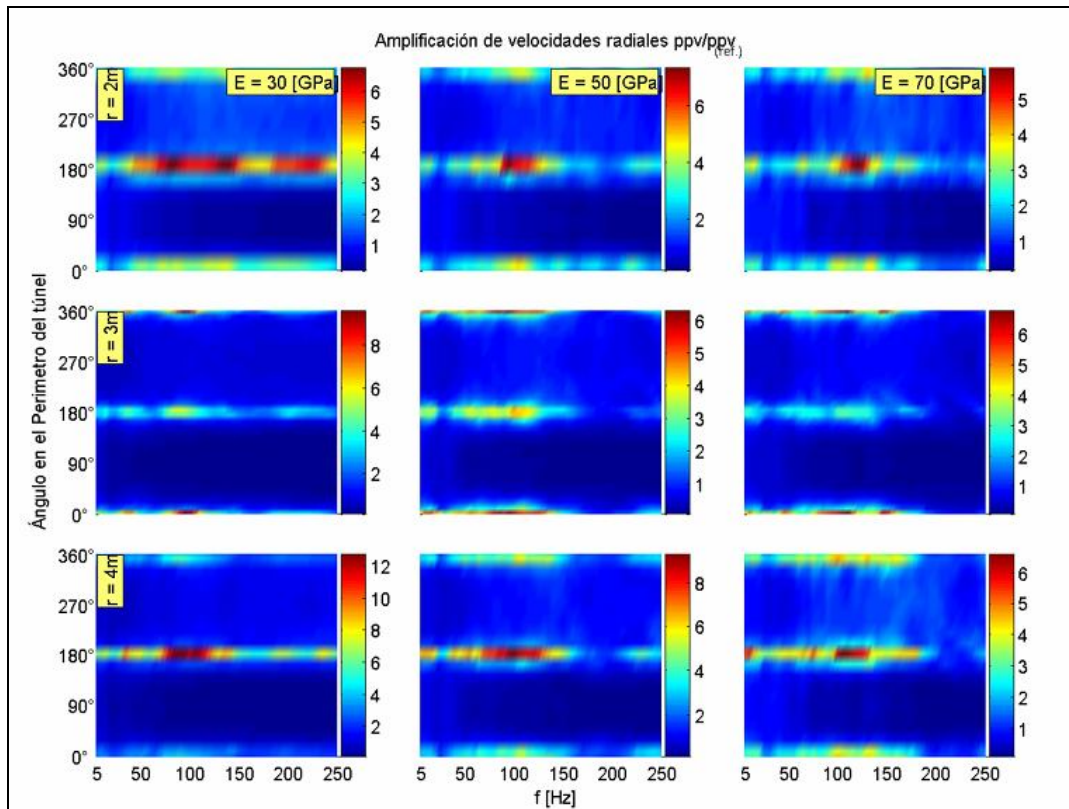


Figura 5-21 Amplificación radial total en el perímetro del túnel superponiendo tanto una onda de compresión como una onda de corte.

Lo anterior lo podemos ver representado nuevamente en la figura 5-22, en la que se presenta la envolvente de amplificación en función sólo del ángulo del perímetro del túnel, esto último independiente del contenido de frecuencias específico que tendría un potencial sísmo.

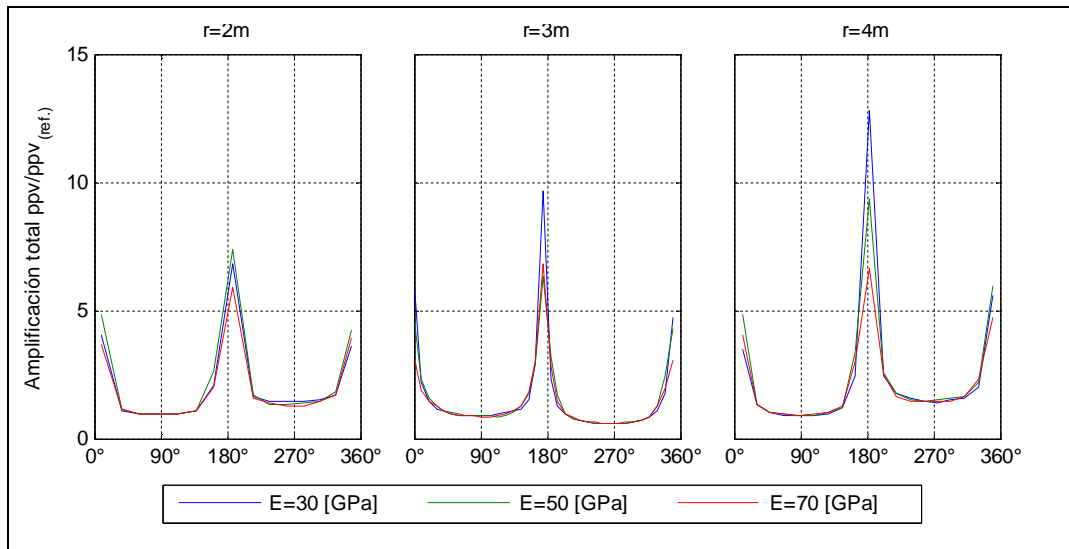


Figura 5-22 Amplificación máxima de velocidad radial para cada punto del perímetro y radio de túnel

Se observa nuevamente que las mayores amplificaciones se producen en ángulos cercanos a los  $0$  y  $180^\circ$ , aumentando estas amplificaciones a medida que aumenta el radio del túnel, y disminuyendo a medida que aumenta la rigidez del medio que se estudie.

Adicionalmente a lo anterior, y pensando ahora que se tiene incertidumbre de la ubicación del evento sísmico, por lo que no se sabría a priori que posición real del túnel representan los ángulos  $0$  ó  $180^\circ$  de nuestro modelo (ángulos siempre referidos a la dirección perpendicular de propagación de la onda), y buscando frecuencias particulares en que se amplifiquen las velocidades, que vendrían siendo las frecuencias de resonancia buscadas, se presenta en la figura 5-23, la envolvente de amplificación, en función ahora del espectro de frecuencias e independiente del punto del perímetro en que fuese calculada.

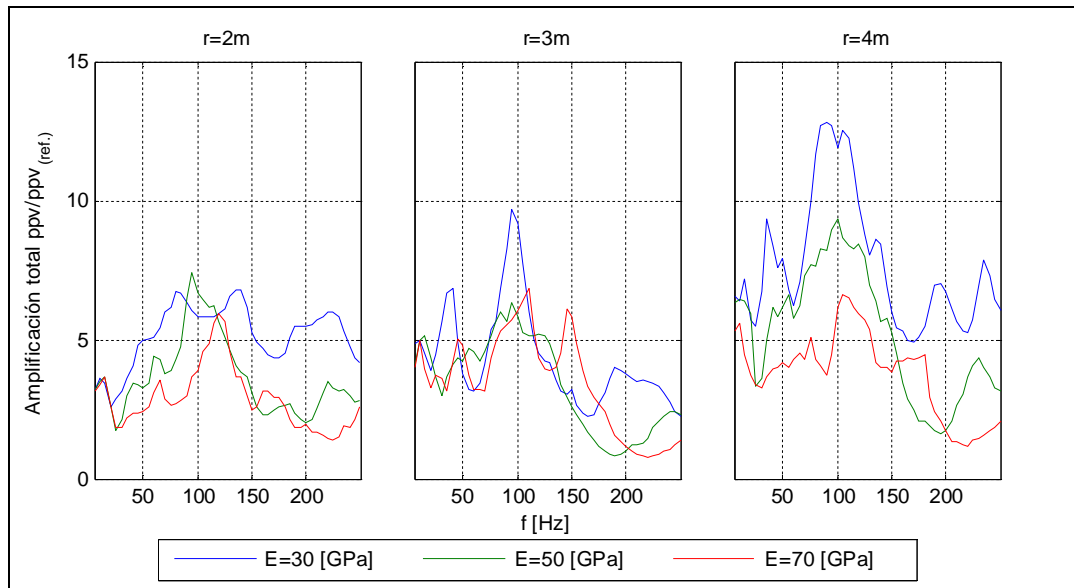


Figura 5-23 Amplificación máxima de velocidad radial para cada frecuencia y radio de túnel

Al observar la figura 5-23 se aprecia nuevamente que radios mayores y en menor medida rigideces menores, provocarían una mayor amplificación. Asimismo a medida que aumenta el radio del túnel empieza a aumentar la amplificación en frecuencias cercanas a los 100 Hz, frecuencia que podríamos afirmar ser una frecuencia de resonancia para túneles de radio mayor a 2 mts, observándose un excepción en el caso de la más baja rigidez y un túnel de radio 2 mts, en donde el rango de frecuencias que producen las mayores amplificaciones es más amplio.

### 5.9 Estudio de la respuesta ante una configuración tipo El Teniente

Hasta ahora se ha estudiado los efectos individuales que diversos factores dependientes de la excitación, geometría del túnel (sección), y propiedades del medio, tienen sobre la máxima velocidad de partícula en el perímetro de un túnel. Corresponde ahora entonces analizar el efecto que tendría sobre un túnel la interacción con singularidades cercanas, esto es, tener en su cercanía otros túneles o el mismo caving incluso.

Para esto, en forma referencial tomamos una configuración de túneles junto con el frente de socavación correspondiente a alguna de las etapas de la secuencia minera.

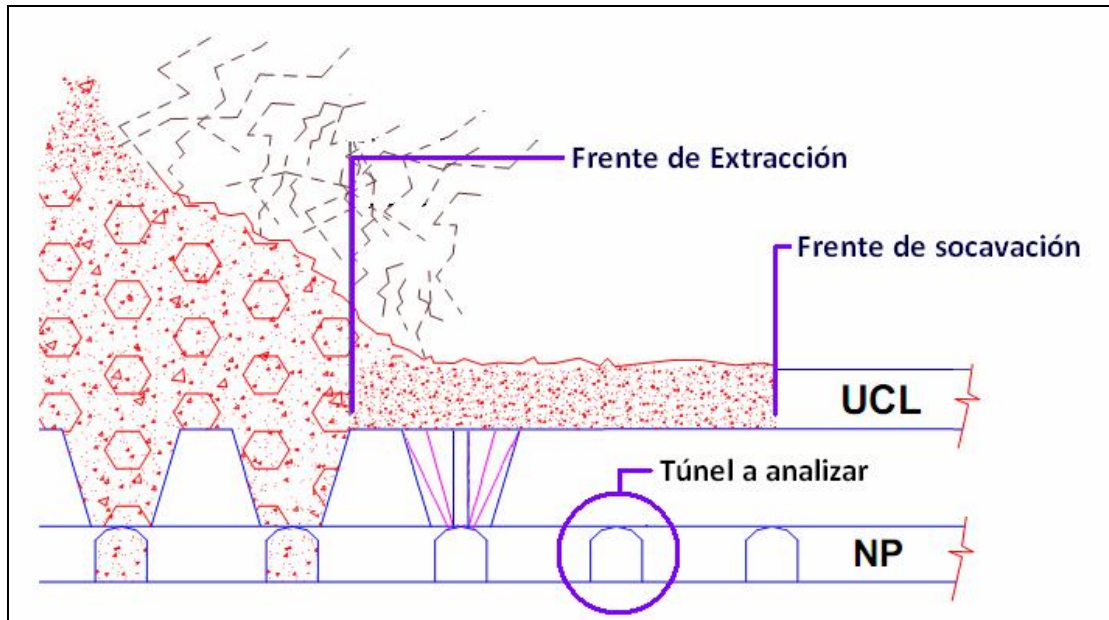


Figura 5-24 Esquema a utilizar para estudiar efecto sobre un túnel de una configuración tipo Teniente

Cabe mencionar que el esquema mostrado en la figura 5-24 podría corresponder a cualquiera de las variantes del método panel caving utilizadas en El Teniente: panel caving con hundimiento previo, con hundimiento avanzado o con hundimiento avanzado al límite, en donde el frente de socavación se adelanta al frente de extracción, alejando con esto la zona de transición (o zona de *abutment stress*) de las zonas de producción (figura 2-3), y en consecuencia sismos de mayor magnitud se generarían más allá del frente de socavación.

Así finalmente se tomo una sección tipo, en que se incluyeron túneles del nivel de producción a una distancia de 30 metros, junto con un nivel de hundimiento (UCL) completamente socavado 18 mts por sobre el nivel de producción (NP). Un zoom en la zona de interés del modelo realizado se presenta en la figura 5-25, en donde la dirección de avance de la minería se supuso en sentido contrario al que se ve en la figura 5-24, por lo



que en este caso el frente de socavación, y por ende la zona de transición estarían ubicados a la izquierda del túnel a analizar. Asimismo, no se incluyeron bateas de extracción ni el mismo caving (que deberían estar a la derecha del modelo), debido a que como se mencionó en la sección 2.2.2, en esta zona de relajación los esfuerzos principales mayores han disminuido así como el riesgo de actividad sísmica.

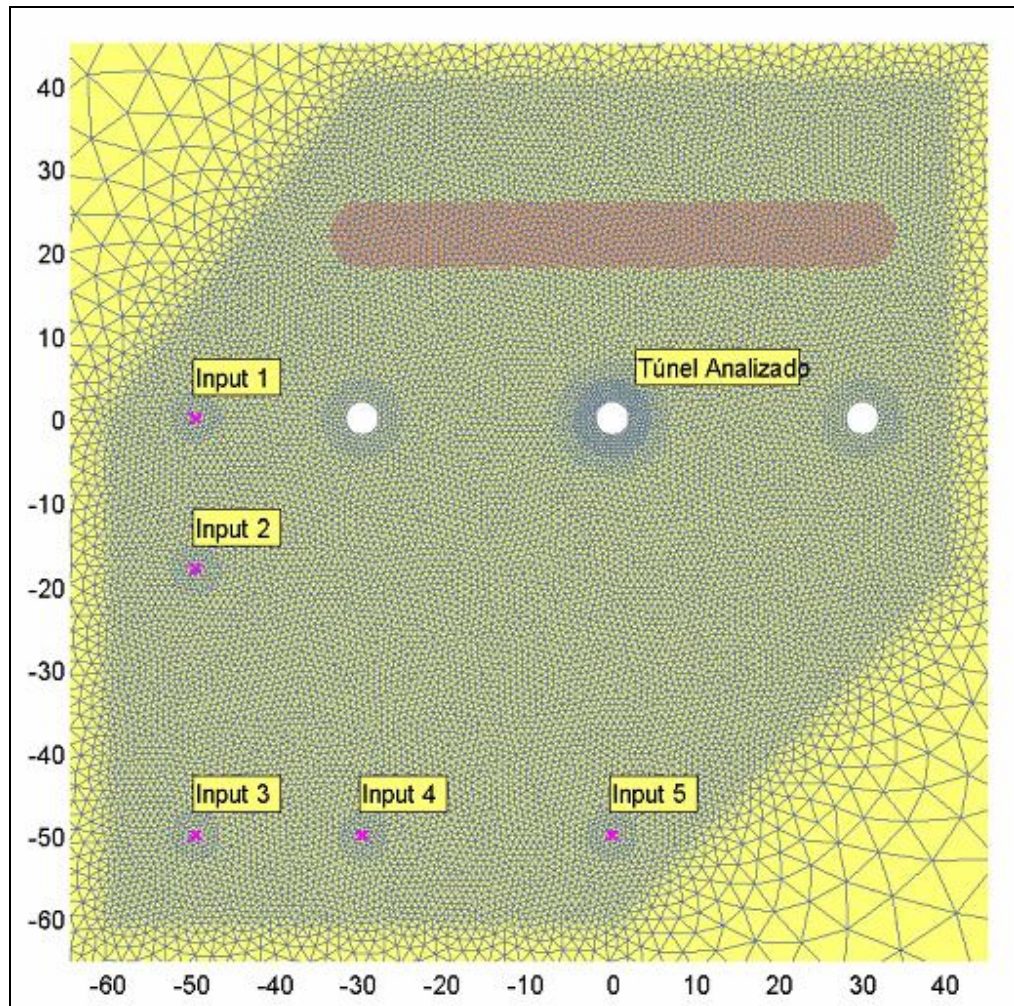


Figura 5-25 Zoom del modelo a utilizar para estudiar efecto sobre un túnel de una configuración tipo Teniente (suponiendo el frente de socavación en sentido contrario al presentado en la figura 5-24)

Para efectos de modelamiento se generaron dos mallas de las mismas características (figuras D6 a la D9 del anexo D), una con la llamada “Configuración Teniente”, y otra con un túnel sólo, esto para ver el efecto que produciría la interacción del túnel analizado con el nivel socavado y los demás túneles del nivel de producción. Cabe mencionar además que el material socavado se supuso de características muy inferiores a la del resto del macizo rocoso ( $E=7$  GPa vs.  $E=70$  GPa) debido al fracturamiento intensivo en esta zona, sin embargo este fracturamiento, al no estar en la zona de extracción, no provocaría un mayor desacomodo de bloques, por lo que al igual que en la sección 5.7 tampoco implicaría un aumento importante en el amortiguamiento.

Adicionalmente a lo anterior, se supusieron 5 puntos como potenciales orígenes de eventos sísmicos (coordenadas  $[-50,0]$ ,  $[-50,-18]$ ,  $[-50,-50]$ ,  $[-30,-50]$  y  $[0,-50]$  en la figura 5-25), a los cuales además se le introdujo un input de aceleraciones, tanto en dirección horizontal como vertical, con forma de onda estacionaria de frecuencias 50, 100, 150 y 200 Hz. Lo anterior, primero para asegurar la superposición de las ondas incidentes sobre el túnel analizado y luego para asegurar la incidencia tanto de una onda de corte como de una de compresión.

Así finalmente obtenemos los resultados presentados en la figura 5-26, en la que se presentan para cada frecuencia excitadora analizada, la razón entre la ppv radial calculada en el perímetro del túnel en la llamada configuración Teniente, con la que se obtiene en el perímetro del túnel sólo. Lo anterior para cada posición de input. Se presenta además la envolvente de amplificación para las diferentes posiciones del input.

De la figura 5-26 se observa que frecuencias bajas no producen mayor amplificación de velocidades en el perímetro del túnel, manteniéndose la razón entre las velocidades en general cercano a 1, no así frecuencias mayores, en las cuales para un amplio rango de ángulos, la razón entre velocidades es cercana a 2, incluso para ángulos cercanos a  $180^\circ$  alcanza un valor cercano a 2.5 (correspondiente al input en la posición 3). A pesar de lo anterior, no es fácil generar un patrón que indique una tendencia en cuanto a la amplificación de las velocidades con respecto a la frecuencia excitadora, ya que hay una amplia gama de variables interactuando, como la misma geometría, la que en función de la

longitud de la onda excitadora, puede o no acoplarse para producir mayores velocidades. Aún así, se puede afirmar que en general, el efecto de considerar singularidades en las cercanías del túnel estudiado produce, para frecuencias de excitación altas, velocidades de hasta dos veces las que se tendrían sin considerar tales singularidades; esto posiblemente debido a reflexión de las ondas en el caving o en los túneles cercanos. Según lo anterior, posiblemente se verían amplificaciones mayores si en el modelo se incluyen estructuras geotécnicas, como fallas o planos de fracturas, donde las ondas sísmicas tendrían mayor posibilidad de reflejarse y volver por lo tanto hacia el túnel

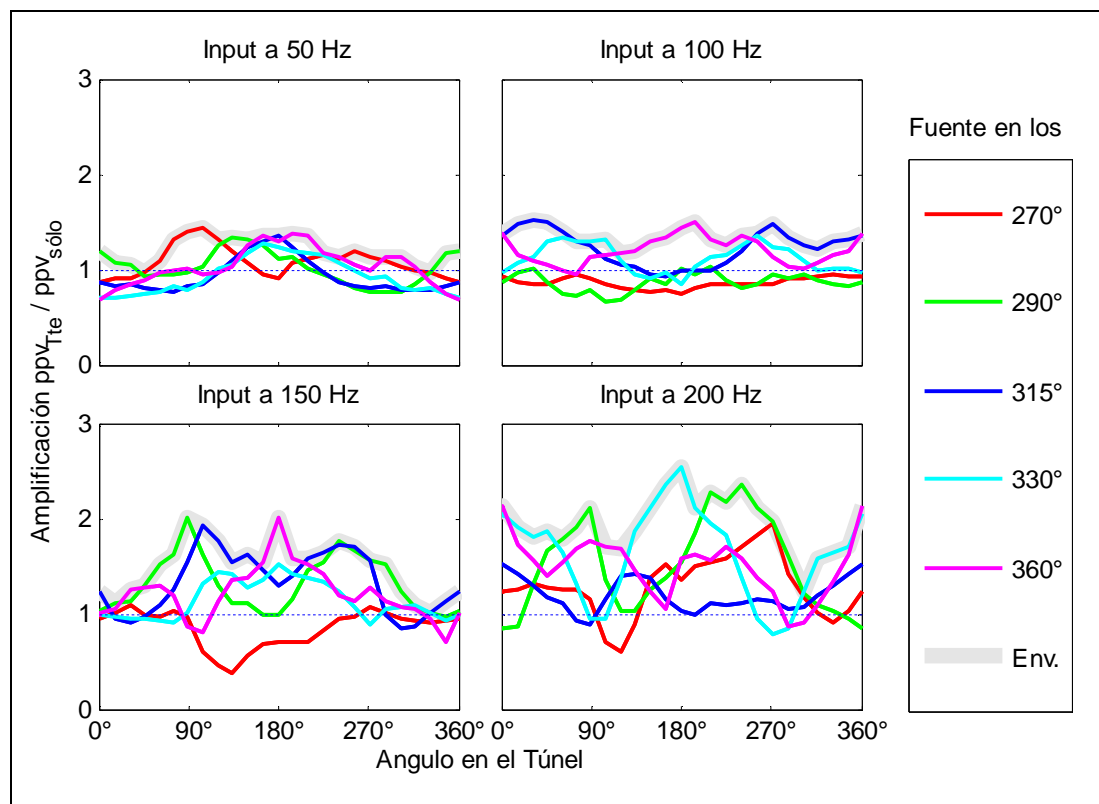


Figura 5-26 Razón entre ppv radial del túnel en configuración Tte. y túnel sólo.

### **5.10 Determinación cuantitativa de la amplificación del movimiento.**

Se vio en las secciones anteriores que son varios los factores que afectan el comportamiento dinámico de un túnel, asimismo el considerarlos o no en un modelo puede causar diferencias considerables en cuanto a resultados, ya que por ejemplo el no considerar un material debilitado en el perímetro de un túnel, puede llevar a subestimar las velocidades de partícula en un 75% (considerando un factor de amplificación promedio de 2.5 según la figura 5-16), el valor anterior se vería más exagerado aún si tampoco se incluyen las estructuras cercanas. Hemos encontrado entonces una serie de factores que nos permiten estimar la máxima velocidad de partícula que habría en el borde de una excavación (bajo los supuestos hechos) a partir de mediciones hechas en el macizo, estos factores recordemos son:

- Influencia de la forma y orientación del túnel en las velocidades máximas de partícula en su perímetro.
- Efecto de sitio producido por la excavación misma.
- Efecto de un material degradado en el perímetro del túnel producto de la tronadura y del estado tensional in situ.
- Efecto de considerar singularidades en las cercanías del túnel que puedan producir reflexiones de las ondas sísmicas

En la figura 5-27 se presenta la superposición de los últimos 3 efectos mencionados para cuatro frecuencias de excitación distinta y posición relativa de la fuente, para un túnel circular de 2 mts de diámetro en un medio con las propiedades de El Teniente.

Cabe destacar que estos son obtenidos en función del ángulo en el perímetro del túnel, ángulo que sigue la convención presentada en la figura 5-6, en donde el coronamiento del túnel (para un observador) siempre estará en los 180°. Para mantener la convención mencionada, fue necesario primero rotar el eje del túnel en los resultados obtenidos del análisis de la configuración Teniente, para que la fuente siempre estuviera ubicada en los 270°, y estos datos desplazados superponerlos con las amplificaciones obtenidas por el efecto sitio de la excavación y por considerar un material degradado. Lo anterior, si bien es

consecuente, esta rotado con respecto a la convención, por lo que es necesario ahora, volver a rotarlo en sentido inverso, para si estar bajo la convención de ángulos presentado en la figura 5-6.

Cabe mencionar sin embargo, ciertas consideraciones acerca de tal superposición, ya que si bien cada una de las amplificaciones calculadas son consistentes en si mismas, el superponerlas implica conceptualmente un hecho delicado, y es que tales amplificaciones no ocurren necesariamente en un mismo instante, por lo tanto tal factor de amplificación puede que no se presente necesariamente. Pero a pesar de lo anterior, se cumple el objetivo en cuanto a determinar la máxima amplificación que pudiese llegar a haber. Asimismo no se incluye el efecto de la forma y orientación del túnel, ya que por un lado este efecto se determinó a partir de un pulso de aceleraciones, no así los otros efectos, los que se estudiaron a partir de una onda estacionaria, y el suponer una posición relativa de la fuente puede ser inconsistente en cuanto a la imposibilidad de tener tal configuración en la realidad.

Se aprecia en la figura 5-27 una amplificación de las velocidades máximas que en algunos casos supera en 20 veces la velocidades máximas de campo libre, esta amplificación, sin embargo, es muy dependiente del ángulo del perímetro en que se esté midiendo tales velocidades, siendo lugares críticos los que se encuentran sobre el diámetro perpendicular a la dirección de avance o incidencia de la onda, y no presentando mayor amplificación los que están en línea con dicha dirección de avance. La frecuencia excitadora también influye en tal comportamiento, siendo frecuencias cercanas a 200 Hz las que más amplificarían las velocidades en el perímetro del túnel, no siendo posible sin embargo generar una correlación entre la frecuencia y la amplificación máxima, ya que como se aprecia en las figuras 5-22 y 5-26, ésta es muy variable dentro del rango de frecuencia estudiado.

Adicionalmente a lo anterior, al incluir el efecto en las velocidades de la orientación de un túnel herradura, podemos obtener velocidades aún mayores, siendo posible bajo ciertas condiciones, una amplificación desde 1 hasta 5 veces la que se mencionó anteriormente.

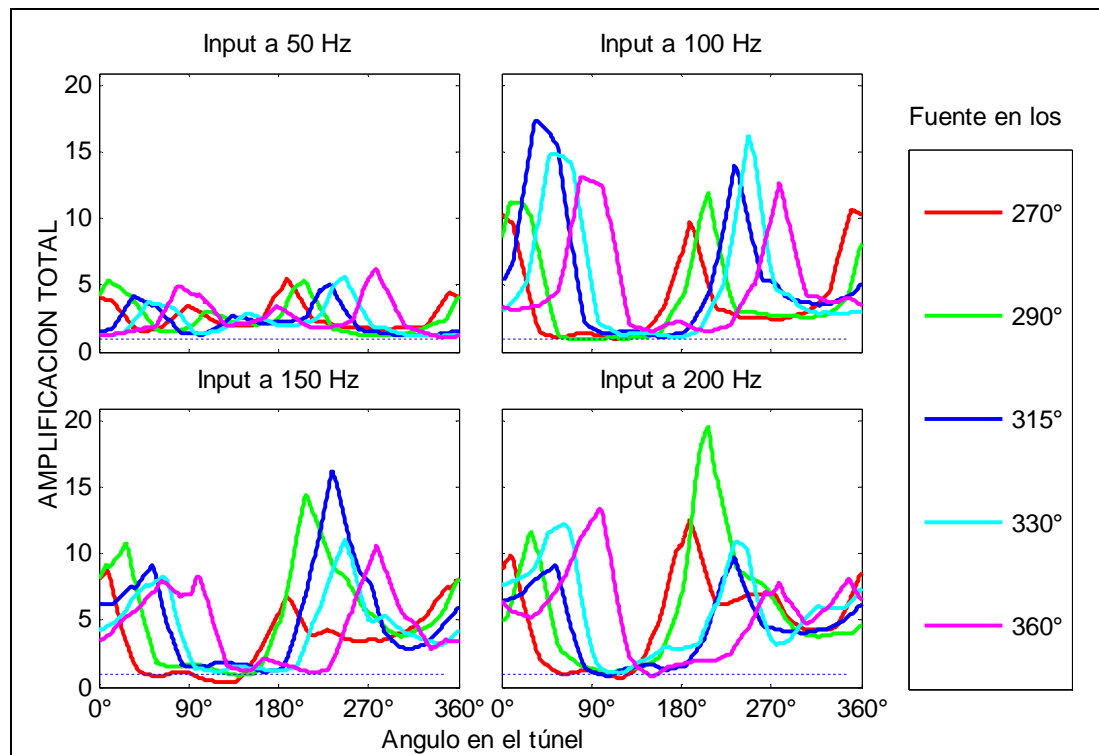


Figura 5-27 Amplificación total de velocidades superponiendo los factores estudiados.

Cabe destacar que el valor de la amplificación total encontrado, concuerda con los valores estimados empíricamente por SIMRAC (entre 5 y 25 veces los que se midieron en el macizo rocoso). Asimismo SIMRAC estimó que las mayores amplificaciones de velocidades ocurren para ondas sísmicas con longitud de onda de alrededor de 30 mts, que para un medio como el modelado en esta investigación correspondería a una frecuencia de 185 Hz, cercano por lo demás con los resultados obtenidos en esta investigación (frecuencia muy dependiente de la velocidad de propagación de la onda en cada medio).

Si bien los valores de amplificación encontrados están basados en una serie de supuestos y simplificaciones, presentan un orden de magnitud y algo muy importante para tener en cuenta. Sin embargo, es importante recalcar que quedan múltiples factores de los cuales puede depender la respuesta y no se consideran en la presente investigación, partiendo del hecho que este análisis se realizó en un modelo bidimensional, pudiendo ser que los factores estudiados produzcan amplificaciones diferentes al incluirlos en modelos 3D.

## **6 CONCLUSIONES**

### **6.1 Conclusiones Generales**

En la presente investigación se estudió en forma numérica la amplificación de velocidades en el borde de un túnel, con énfasis en los eventos sísmicos registrados en El Teniente. Tal estudio se realizó a través de un modelo de elementos finitos implementado por completo en ambiente MATLAB. Al respecto hay que destacar que se logró implementar correctamente un modelo de bordes absorbentes, tal que permitió reducir las dimensiones del dominio y no tener con esto efectos de borde no deseados. Así también se comprobó el buen comportamiento del modelo ante la inclusión de materiales de distintas rigideces, lo que permitió incluir además en el modelamiento ya sea un material degradado en el perímetro del túnel, o un material socavado en un nivel de hundimiento.

A lo anterior, se adiciona una presentación de antecedentes generales de la mina El Teniente, junto con una investigación teórica y de datos estadísticos de la sismicidad en la mina, todo lo cual permitió enfocar tanto el modelamiento como la obtención de resultados a la realidad de El Teniente.

Si bien se sabe que el hecho de medir velocidades en estructuras genera un efecto de sitio, el cual modifica (reduce o amplifica) las velocidades que se tendrían en el terreno inalterado, las estimaciones hechas en túneles sólo han sido empíricas, sin poder desglosar el aporte relativo de las diferentes variables que inciden en tal amplificación. En este contexto, se logró en esta investigación, estimar en forma numérica la contribución individual que distintas variables tienen en el valor de las ppv en el contorno de una excavación subterránea, y más exactamente la amplificación en las velocidades que produce cada variable en forma particular.

Algunas de las principales conclusiones que se desprenden de los resultados obtenidos por los modelos numéricos desarrollados son:

1. En general, para un rango de altura no mayor a 10 metros, muy por sobre la altura de un túnel promedio en una zona de producción de El Teniente, la

distancia a la que el frente del tren de ondas ya puede considerarse plano esta entre 25 y 30 metros.

2. La velocidad de partícula en el perímetro de un túnel depende de la forma de este (sección) y de la posición relativa de la fuente. La amplificación de la máxima velocidad de partícula en el borde de un túnel con forma de herradura varía entre 1 y 5 veces el valor que se obtiene para un túnel circular, dependiendo de la posición relativa de la fuente. Este hecho es no menor, pues indica que cierta posición de la fuente sísmica implicaría amplificaciones importantes de las velocidades.
3. Se estimó, a partir de un sismo escalado tal que produzca las velocidades que produciría un evento de magnitud 2.0, que el incremento tensional en sentido radial en el borde del túnel puede alcanzar valores máximos cercanos a 1.7 MPa en tracción, valor que a pesar de ser muy dependiente del modelamiento hecho, entrega un orden de magnitud, e introduce en el estudio de estabilidad de túneles un valor cuantitativo del efecto tensional del paso de una onda sísmica.
4. Se estimó, que el sólo hecho de excavar un túnel produce amplificaciones de velocidades de hasta 10 veces las que habrían en el terreno inalterado. Sin embargo tal efecto es dependiente de variables como el radio del túnel, rigidez del material y la frecuencia excitadora. Se encontró una dependencia casi lineal de la amplificación de velocidades con el radio del túnel (mayor radio implicaría una mayor amplificación), y por otro lado que frecuencias excitadoras cercanas a 100 Hz provocarían amplificaciones mayores.
5. En un túnel de 2 mts de radio, la presencia de un anillo de espesor de roca con propiedades degradadas, produjo una amplificación promedio de 2,5 veces (y máximo 4,5 veces) en el valor de ppv calculado en el borde de un túnel sin tal anillo de roca degradada. Cabe destacar, que tal amplificación depende de los supuestos hechos en cuanto a forma, profundidad y nivel de degradación, siendo múltiples las variables a controlar para un estudio más acucioso, sin embargo se cumplen los objetivos en cuanto a afirmar la dependencia de la respuesta ante



esta variable, y asimismo entregar un orden de magnitud del efecto que produce. Evidencia empírica afirma por otro lado, que el debilitamiento de la roca que circunda la excavación, ayuda a reducir los daños por estallidos de rocas, dado que disminuye las tensiones en el borde de la excavación. Los resultados obtenidos por lo tanto, no apuntan necesariamente a disminuir o eliminar el espesor de roca debilitada, si no a balancear este espesor con tal mantener acotadas dentro de un rango seguro tanto las velocidades como las tensiones máximas del perímetro del túnel.

6. En adición a lo anterior, al considerar singularidades cercanas a la zona estudiada, como túneles en el mismo nivel y un nivel socavado correspondiente al nivel superior de hundimiento, se obtuvo una amplificación de las ppv asociadas a frecuencias altas de casi 2 veces las que se tendrían sin considerar tal efecto, alcanzando incluso bajo ciertas condiciones de frecuencias excitadoras, posición relativa del evento sísmico, y punto en el perímetro del túnel una amplificación cercana a 2.5.
7. Tales efectos mencionados (puntos 5, 6 y 7) se pueden superponer para obtener una amplificación total, la que incluiría el efecto conjunto del efecto sitio, degradación del material en el perímetro del túnel y la inclusión de singularidades cercanas al túnel de estudio. Tal amplificación total se presenta en la figura 5-27, teniéndose para algunos casos amplificaciones superiores a 20 veces las que se tendrían en el terreno inalterado. Estas amplificaciones se verían más abultadas si suponemos un túnel con forma de herradura, en cuyo caso y dependiendo de la orientación de la onda, puede resultar un factor de amplificación adicional de valor promedio de 2.0.

Se ha obtenido entonces, en forma numérica, una metodología que permite estimar las velocidades máximas de partícula que habrían en las paredes de un túnel. Esto es; a partir del modelo de atenuación de velocidades presentado en la sección 3.6, podemos estimar las velocidades que habrían en campo libre para una distancia y un sismo de magnitud dada. Esta velocidad debería amplificar por un factor, que dependiendo del contenido de

frecuencias y de la forma, puede ser de hasta 20, para obtener así, según el estudio realizado, una estimación de cual podría llegar a ser la velocidad máxima de partícula que se tendría en las paredes del túnel.

## 6.2 Recomendaciones

Las conclusiones obtenidas del estudio realizado, permiten deducir recomendaciones que ayuden a reducir las velocidades máximas en el perímetro de túneles, lo que en la práctica se traduciría en una menor demanda de deformación en el soporte, y por ende mayor seguridad. Lo anterior siempre enfocado a la realidad de El Teniente.

1. Por las conclusiones obtenidas en cuanto a la forma del túnel, queda claro que en túneles circulares se producirían velocidades máximas menores que las que en un túnel herradura, por lo que disminuir longitudes de caras planas, así como evitar radios de curvaturas muy chicos (singularidades en las esquinas), ayudarían a disminuir la amplificación de las velocidades en las paredes del túnel. Asimismo, dado que las mayores amplificaciones se obtienen para el caso donde la fuente está justo por sobre de un túnel herradura, se recomienda mantener el desarrollo de calles y galerías del nivel de producción detrás del frente socavación (siempre bajo el área socavada), esto con el fin de disminuir las velocidades máximas en el perímetro del túnel.
2. Para el análisis de estabilidad de un túnel, en la zona que comprende desde el borde de la excavación, hasta una profundidad de unos 50 centímetros, es recomendable superponer a las tensiones estáticas un estado tensional  $\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_\theta = -2$  MPa producto de la actividad sísmica.
3. En zonas afectas a la actividad sísmica y con estados tensionales elevados (zona de transición), lo que aumentaría el potencial de daño, se recomienda se recomienda mantener acotado el diámetro de las excavaciones. Ya que túneles de radio mayor implicaría una mayor amplificación de velocidades, lo que sumado al elevado estado tensional de la roca que circunda el túnel, aumentaría el

potencial de daño. En niveles o zonas donde el estado tensional lo permite, el construir túneles de mayor diámetro no sería mayor inconveniente.

4. Los resultados obtenidos, en cuanto a las amplificaciones de las velocidades máximas al considerar un anillo de material degradado en el perímetro del túnel, pueden llevar a pensar que evitar esta degradación ayudaría a reducir los daños ante estallidos de rocas. Sin embargo, la evidencia empírica afirma que este anillo de roca degradada ayuda por otro lado a disminuir el estado tensional en el perímetro del túnel. Se debe por lo tanto, estudiar en detalle la necesidad o no de evitar un anillo de roca degradada en el perímetro del túnel, con el fin de balancear las velocidades y tensiones máximas que se quiere tener en el borde de la excavación, apuntando a la disminución de los daños provocados por estallidos de rocas

### **6.3 Trabajo futuro**

Como cualquier análisis numérico bidimensional, el siguiente paso es incluir en la modelación una tercera dimensión, lo que permitiría incorporar los modos longitudinales de un túnel, los que intuitivamente deberían tener frecuencias de vibrar menores a las estudiadas, por lo que estarían afectos a las ondas sísmicas de mayor contenido energético. Asimismo un modelo en tres dimensiones permitiría incorporar mayor interacción entre túneles de un nivel al poder incluir tanto calles como galerías, y sumado a un nivel de hundimiento ahora en tres dimensiones, permitiría estimar el efecto real de una “Configuración Teniente”. Se deberá sin embargo verificar el comportamiento de los disipadores en tres dimensiones, para asegurar con esto la no reflexión de las ondas en el borde del dominio. Adicional a lo anterior, queda como trabajo futuro el estudiar casos con inputs que reflejen de mejor manera un evento sísmico.

El modelamiento hecho se puede complementar con otros métodos numéricos como elementos discretos, que permitirían incluir discontinuidades explícitas. Sin embargo no se encuentra necesario en un análisis dinámico como este recurrir a modelos no lineales que contemplen la plastificación del material, o grandes deformaciones, excepto en un anillo

alrededor de cada excavación, en donde por la posible rotura de la roca introduciría una no linealidad en el problema. La anterior recomendación se basa en que la baja demanda de deformación del material ante una sollicitación sísmica, implica que el fenómeno de propagación de ondas sísmicas en un medio como la roca de El Teniente se mantendría en el rango lineal elástico.

Queda finalmente propuesto para un trabajo futuro, recoger tanto las conclusiones como las recomendaciones acá expuestas, con el fin implementar y proponer, una metodología constructiva y de diseño de soporte, enfocada a una menor demanda dinámica sobre la fortificación, y por ende a una mayor seguridad en la minería subterránea.

## REFERENCIAS

- Aki, K., (1966) Estimation of earthquake moment, released energy, and stress-strain drop from G-wave spectrum. *Bull Earthquake Res. Inst., Tokyo Univ.* 44, 73-88
- Aki, K., (1967) Scaling law of seismic spectrum. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 57, pp. 1217–1231.
- Ambraseys, N. R. and Hendron, A. J. (1968) Dynamic behaviour of rock masses. *Rock Mechanics in Engineering Practice, London*, pp. 203-227
- ANSYS, Inc (2004) *ANSYS Elements Reference* (Release 8.1)
- Argyris J., Mlejnek H.P., (1991) *Dynamics of Structure, Amsterdam, North Holland*
- Brune, J. N. (1970). Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes. *J. Geophys. Res.* 75, pp. 4997-5009
- Caviares, P. (1999) Evolución de los Métodos de Explotación en Mina El Teniente, *Curso de Diplomado en Geomecánica y Geotecnia, Universidad de Chile, División El Teniente, Codelco, Chile, Julio 1999.*
- Celis, M. (2001) Recomendaciones de Fortificación Intersecciones Nivel Teniente 7, *Informe RN-DS -2001-051, División El Teniente, Codelco, Chile*
- Chopra, A. (2001) *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. Upper Saddle River, N. J., Prentice Hall 2001.
- Cuevas, J., Rojas, E. (1991) Evaluación de los anclajes cementados a columna completa ante solicitaciones dinámicas en mina El Teniente, *Informe EM-02-91, División El Teniente, Codelco, Chile.*
- Dunlop, R. (2001) Fundamentos para la conducción de la respuesta sísmica a un método

de Caving, *Informe PL-I-202-2001, División El Teniente, Codelco, Chile.*

Gibowicz, S., Kijko, A. (1994) An Introduction to Mining Seismology, *Academic Press.*

Hanks TC, Kanamori H (1979). A moment magnitude scale. *Journal of Geophysical Research* 84

Hao, H., Wu, C., Zhou, Y. (2002) Numerical Analysis of Blast-Induced stress Waves in a Rock Mass with Anisotropic Continuum Damage Models Part 1: Equivalent Material Property Approach, *Rock Mechanics and Rock Engineering.*

Hildyard, M.W., Young, R.P.(2002) Modelling Seismic Waves Around Underground Openings in Fractured Rock, *Pure and Applied Geophysics*

Karzulovic, A. (1997) Modelo Geomecánico del Macizo Rocoso Primario de Mina El Teniente, Conceptos Fundamentales, *Estudio DT-IG-97- 002, División El Teniente, Codelco Chile.*

Karzulovic, A. (2003) Caracterización del macizo rocoso primario, Primeros resultados, *Estudio SGL-I-004-2003, División El Teniente, Codelco, Chile*

Karzulovic, A (2006) Continuación Minería Sector Esmeralda, Consideraciones Geomecánicas, Estudio DT-CG-2006-01, División El Teniente, Codelco, Chile

Keilis-Borok, V.I. (1959) On the estimation of the displacement in an earthquake source and of source dimensions, *Ann. Geofis.* 12, pp. 205-214.

Kuhlemeyer, R.L. y Lysmer J. (1969), Finite Dynamic Model for Infinite Media. *Journal of the Engineering Mechanics División, ASCE, vol. 95, 859-877.*

Kuhlemeyer, R.L. y Lysmer J. (1973), Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems, *J. Soil Mech & Foundation Div., ASCE, 99 (SM5), 421-427*

Lorig, L., (1997) Fundamentos de Geodinámica aplicada a la minería, *X Simposium de*

*Ingeniería en minas, Departamento de Ingeniería en Minas, USACH*

Madariaga, R. (1976) Dynamics of an Expanding Circular Fault, *Bulletin of the Seismological Society of America*, June 1976

Madariaga, R (1989) Propagación de Ondas Sísmicas en el campo cercano, *Física de la Tierra*, num.1, pp 51-73. Ed. Univ. Compl.. Madrid, 1989.

McGarr, A. (1997) A Mechanism for High Wall-Rock Velocities in Rockburst, *Pure and Applied Geophysics*.

Mendecki, A.(1997) Seismic Monitoring in Mines. *Chapman & Hall*.

Mendecki, A., Napier, J., Ilchev, A. (2001) Fundamental aspects of the integration of seismic monitoring with numerical modelling, *CSIR/ISS-SIMRAC*

Milev, A.M, Spottiswoode, S.M., Noble B.R. (2002) The meaningful use of peak particle velocities at excavation surfaces for the optimisation of the rockburst criteria for tunnels and slopes, *CSIR-SIMRAC*

Murphy, V.J., (1972) Seismic Velocity Measurements for Moduli Determination in Tunnels, *1st North American Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago Illinois, June 1972*.

Newmark, N.M., Rosenblueth, E. (1971). *Fundamentals of earthquake engineering*. Englewood Cliffs, N. J, Prentice-Hall 1971

Ortlepp, W.D., Stacey, T.R. (1997) Testing of Túnel Support; Dynamic load testing of rock support containment systems. *CSIR-SIMRAC*

Persson, P.O. (2005) A Simple Mesh Generator in MATLAB, *SIAM Review*.

Player, J.(2005) An Examination of Dynamic Test Facilities, *Advances Geomechanics in Mines, Australian Centre for Geomechanics*

Player, J., Thomson, A. and Villaescusa, E. (2008). Dynamic Testing of reinforcement System, *The 6th Internacional symposium on Ground Support in Mining and Civil Engineering Construction*.

Santander E. y Bonani A. (2004) Análisis del estallido de rocas del 22 de abril de 2003, *Informe SGM-I-004-2004, División el Teniente, Codelco, Chile*

Vant Sint Jan M. (1994), A Procedure to Design Tunnel Support for Rockburst Condition, *International Workshop on Applied Rockburst Research, 1994*.

Vant Sint Jan M. (2006), Análisis de la fortificación en el estallido de rocas del 30 de agosto de 2005, *División El Teniente, Codelco, Chile*.

Zienkiewicz, O. C. (1997). *The finite element method*, New York, Wiley 1997.



**ANEXOS**

## ANEXO A. MARCO TEÓRICO

### A.1. Principios de la teoría de la elasticidad

Una perturbación de intensidad variable en el tiempo, aplicada sobre un medio elástico, genera ondas elásticas que producen cambios locales de deformaciones y tensiones.

Para entender la propagación de las ondas elásticas es necesario describir cinemáticamente la deformación del medio y las fuerzas resultantes.

La relación entre deformación y esfuerzo está gobernada por las constantes elásticas y a su vez la relación de estas perturbaciones con el tiempo lleva a la ecuación de las ondas elásticas.

#### A.1.1 Esfuerzo

Se define como la fuerza por unidad de área. Así, cuando una fuerza es aplicada a la superficie exterior de un cuerpo, el esfuerzo es relación de la fuerza en el área sobre la cual es aplicada.

Si la fuerza es aplicada en forma perpendicular al área se llama esfuerzo normal, así mismo cuando la fuerza aplicada es tangencial al área, el esfuerzo se conoce como corte o de cizalle.

Si se tiene un elemento diferencial de lados  $\partial x$ ,  $\partial y$  y  $\partial z$  en cada uno de los ejes cartesianos, entonces las tensiones normales y de corte serán:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{xx} &= \frac{F_x}{\partial y \cdot \partial z} & \tau_{xy} &= \frac{F_z}{\partial x \cdot \partial y} \\
 \sigma_{yy} &= \frac{F_y}{\partial x \cdot \partial z} & \tau_{xz} &= \frac{F_y}{\partial x \cdot \partial z} \\
 \sigma_{zz} &= \frac{F_z}{\partial x \cdot \partial y} & \tau_{yz} &= \frac{F_x}{\partial y \cdot \partial z}
 \end{aligned}
 \tag{Ecs. A1}$$

#### A.1.2 Deformación

La deformación de un cuerpo se define como un cambio relativo en la dimensión, o forma de este.

Luego, si se tiene un cubo de dimensiones 'u', 'v' y 'w' para cada uno de los ejes cartesianos 'x', 'y' y 'z' respectivamente, entonces se define la deformación unitaria como:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx} &= \partial u / \partial x & \gamma_{xy} &= \partial v / \partial x + \partial w / \partial y \\ \varepsilon_{yy} &= \partial v / \partial y & \gamma_{xz} &= \partial u / \partial z + \partial w / \partial x \\ \varepsilon_{zz} &= \partial w / \partial z & \gamma_{yz} &= \partial u / \partial y + \partial w / \partial z\end{aligned}\quad (\text{Ecs. A2})$$

Donde  $\partial u$ ,  $\partial v$  y  $\partial w$  son los cambios de longitud de cada lado.

Los cambios en las dimensiones dadas por las deformaciones normales resultan de los cambios en el volumen, cuando el cuerpo es deformado. El cambio en volumen por unidad de volumen es llamado dilatación, y puede presentarse de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}\Delta &= \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} \\ \Delta &= \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}\end{aligned}\quad (\text{Ecs. A3})$$

### A.1.3 Constantes elásticas en medios isotrópicos

Existe un total de seis constantes elásticas comúnmente usadas, de las cuales son suficientes dos cualesquiera para describir el comportamiento elástico de un medio isotrópico, estas constantes son conocidas como:

E: Módulo de Young

v: Coeficiente de Poisson

K: Módulo de compresibilidad.

G: Módulo de elasticidad transversal

$\lambda$ : Primer coeficiente de Lamé

$\mu$ : Segundo coeficiente de Lamé.

Dos cualesquiera de ellas caracterizan completamente el comportamiento elástico, es decir, dado cualquier parámetro elástico de un material puede expresarse como función de cualquier par de los parámetros anteriores. Obviamente, todos estos pares de constantes elásticas están relacionados, como se resume en la tabla A-1:

Tabla A-1. Equivalencias entre constantes elásticas

	<b>E, v</b>	<b>K, G</b>	<b>λ, μ</b>
<b>E, v</b>	-	$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$ $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ $\mu = \frac{E}{2(1+\nu)}$
<b>K, G</b>	$E = \frac{9K(K-2G)}{3K+G}$ $\nu = \frac{1}{2} \cdot \frac{3K-2G}{3K+G}$	-	$\lambda = K - \frac{2G}{3}$ $\mu = G$
<b>λ, μ</b>	$E = \frac{\mu(3\lambda+2\mu)}{\lambda+\mu}$ $\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda+\mu)}$	$K = \lambda + \frac{2\mu}{3}$ $G = \mu$	-

#### A.1.4 Ley de Hooke

Para calcular los esfuerzos actuantes a partir de deformaciones registradas se debe conocer la relación que existe entre ambos. Así, cuando estamos en presencia de deformaciones pequeñas, esta relación está dada por la Ley de Hooke, la cual establece que, dada una deformación, esta es directamente proporcional al esfuerzo que la produjo. Cuando existen varios esfuerzos, cada uno produce deformaciones independientes de otros esfuerzos, entonces el total de las deformaciones es la suma de las deformaciones individuales producidas por cada esfuerzo.

En medios isotr3picos, es decir cuando las propiedades o caracter3sticas del medio no var3an, o no dependen de la direcci3n sobre la cual se aplican las fuerzas, la relaci3n entre esfuerzo y deformaci3n puede definirse de la siguiente manera:

$$\sigma_{ii} = \lambda \cdot \Delta + 2 \cdot \mu \cdot \varepsilon_{ii}, \text{ donde } i = x, y, z$$

$$\tau_{ij} = \mu \cdot \varepsilon_{ij}, \text{ donde } i, j = x, y, z, \text{ para } i \neq j.$$

Donde  $\lambda$  y  $\mu$  son las constantes de Lam3,  $\Delta$  es la dilataci3n y  $\varepsilon_{ii}$  y  $\varepsilon_{ij}$  las deformaciones.

Lo anterior nos lleva a la conocida relaci3n tensi3n deformaci3n:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{11} &= 1/E \cdot (\sigma_{11} - \nu(\sigma_{22} + \sigma_{33})) & \gamma_{12} &= 1/G \cdot \tau_{12} \\ \varepsilon_{22} &= 1/E \cdot (\sigma_{22} - \nu(\sigma_{11} + \sigma_{33})) & \gamma_{13} &= 1/G \cdot \tau_{13} \\ \varepsilon_{33} &= 1/E \cdot (\sigma_{33} - \nu(\sigma_{11} + \sigma_{22})) & \gamma_{23} &= 1/G \cdot \tau_{23} \end{aligned} \quad (\text{Ecs. A4})$$

Ahora bien, si pensamos en un modelo bidimensional en tensiones planas; esto es despreciar el t3rmino  $\varepsilon_{33}$  suponiendo que las deformaciones en sentido transversal ser3n nulas debido a la simetr3a y confinamiento de la secci3n analizada, y queremos adem3s expresar las ecuaciones A4 en forma matricial, tenemos que:

$$\varepsilon_{33} = 0 \rightarrow \sigma_{33} = -\nu/E \cdot (\sigma_{11} + \sigma_{22})$$

$$\gamma_{13} = \gamma_{23} = 0 \rightarrow \tau_{13} = \tau_{23} = 0$$

Con lo que nos queda en forma matricial:

$$\bar{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \cdot \underbrace{\begin{bmatrix} 1-\nu^2 & -\nu(1+\nu) & 0 \\ & 1-\nu^2 & 0 \\ & & 2(1+\nu) \end{bmatrix}}_{\bar{D}^{-1}} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \tau_{12} \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. A5})$$

$$\text{Luego } \bar{\sigma} = \bar{D} \cdot \bar{\varepsilon}, \text{ con } \bar{D} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{1}{1-\nu} & 0 \\ & 1 & 0 \\ & & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix}$$

## A.2. El método de los elementos finitos

Cuando se trata de un problema de mecánica de sólidos deformables o más generalmente un problema de mecánica de medios continuos el método de los elementos finitos (MEF) es usado para calcular el campo de desplazamientos y, posteriormente, a través de relaciones cinemáticas y constitutivas las deformaciones y tensiones respectivamente.

### A.2.1 Ecuación de equilibrio. Principio de los trabajos virtuales

Muchos problemas de medios continuos vienen expresados mediante ecuaciones diferenciales y condiciones de contorno sobre la función incógnita. Ante la dificultad, y en muchos casos la imposibilidad, de encontrar una solución cerrada, se opta por realizar una aproximación, siendo necesaria la expresión integral del principio de los trabajos virtuales.

Ahora bien, sea un medio continuo elástico sometido a fuerzas superficiales  $\vec{t}$  y a fuerzas por unidad de volumen  $\vec{X}$ , el vector desplazamiento lo notamos por  $\vec{u}$ , las deformaciones correspondientes a estos desplazamientos son  $\vec{\epsilon}$ , y las tensiones debidas a estas deformaciones serán  $\vec{\sigma}$ .

Las ecuaciones de equilibrio para un elemento diferencial de volumen pueden escribirse de la forma  $\nabla \vec{\sigma} + \vec{X} = 0$ , donde el vector  $\vec{X}$  incluye de forma general las fuerzas de inercia y fuerzas viscosas  $\vec{X} = \vec{X} - \rho \ddot{u} - \mu \dot{u}$ , es decir, consideramos las fuerzas de inercia y viscosas como fuerzas por unidad de volumen. Multiplicando esta ecuación por una función de ponderación  $\delta \vec{u}$  e integrando

$$\int_v \delta \vec{u}^t \cdot \nabla \vec{\sigma} \cdot dv + \int_v \delta \vec{u}^t \cdot \vec{X} \cdot dv = 0 \quad (\text{Ec. A6})$$

Utilizando la formula de Green<sup>8</sup> se puede escribir:

$$-\int_v \nabla \delta \bar{u}^t \cdot \bar{\sigma} \cdot dv + \int_s \nabla \delta \bar{u}^t \cdot \bar{\sigma} \cdot \bar{n} \cdot ds + \int_v \nabla \delta \bar{u}^t \cdot \bar{X} \cdot dv = 0 \quad (\text{Ec. A7})$$

Ahora, si se asocia la función de ponderación  $\delta \bar{u}$  con un desplazamiento virtual, el operador  $\nabla$  actuando sobre él será una deformación virtual  $\delta \bar{\epsilon} = \nabla \delta \bar{u}$ .

Por otro lado, el equilibrio en el contorno exige que se cumpla la relación  $\bar{\sigma} \cdot \bar{n} = \bar{t}$  y sustituyendo en la ecuación A7, se tiene que:

$$-\int_v \delta \bar{\epsilon}^t \cdot \bar{\sigma} \cdot dv + \int_s \delta \bar{u}^t \cdot \bar{t} \cdot ds + \int_v \delta \bar{u}^t \cdot \bar{X} \cdot dv = 0 \quad (\text{Ec. A8})$$

Ahora es posible introducir la ley de comportamiento del material mediante la matriz elástica  $\bar{D}$  que fue descrita en la sección A1, tal que  $\bar{\sigma} = \bar{D} \cdot \bar{\epsilon}$ , así obtenemos:

$$\int_v \delta \bar{\epsilon}^t \cdot \bar{D} \cdot \bar{\epsilon} \cdot dv = \int_s \delta \bar{u}^t \cdot \bar{t} \cdot ds + \int_v \delta \bar{u}^t \cdot (\bar{X} - \rho \ddot{u} - \mu \dot{u}) \cdot dv = 0 \quad (\text{Ec. A9})$$

Que es la formulación del principio de trabajos virtuales y relaciona el sistema de cargas y esfuerzos reales con los desplazamientos virtuales.

### A.2.2 Funciones de interpolación

Discretizado el continuo, la idea es tomar un conjunto de funciones (funciones de interpolación) que definan en manera única el campo de desplazamiento dentro del elemento en función de los desplazamientos en los nodos del mismo; es decir

$$\bar{u}(x, y, z) = \bar{N}(x, y, z) \cdot \bar{U}$$

Siendo  $\bar{U}$  el vector con los desplazamientos nodales. Una vez conocidos los desplazamientos en todos los nodos se determinan las deformaciones  $\bar{\epsilon} = \bar{B} \cdot \bar{u}$ , donde la

---

<sup>8</sup> La formula de Green se obtiene a partir de la relación  $\nabla(ab) = b\nabla a + a\nabla b$  y del teorema de la divergencia, lo que nos permite escribir:  $\int_v a \cdot \nabla b = \int_s a \cdot b \cdot \bar{n} \cdot ds - \int_v b \cdot \nabla a \cdot dv$ , donde  $\bar{n}$  es el vector normal a la superficie.

matriz de compatibilidad  $B$ , sale de aplicar el operador diferencial sobre las funciones de interpolación  $B = \partial N$ .

Sustituyendo en la ecuación A9, se tiene que:

$$-\int_v \bar{B}^t \cdot \bar{D} \cdot \bar{B} \cdot \bar{U} \cdot dv + \int_v \bar{N}^t (\bar{X} - \rho \cdot \bar{N} \cdot \ddot{U} - \mu \cdot N \cdot \dot{U}) dv + \int_s \bar{N}^t \cdot \bar{t} \cdot ds = 0$$

Reordenando esta ecuación podemos llegar a un sistema de la forma

$$M \cdot \ddot{U} + C \cdot \dot{U} + K \cdot U = P$$

Donde se definen:

$$\text{Matriz de masas consistente } M = \int_v N^t \cdot \rho \cdot N \cdot dv$$

$$\text{Matriz de rigidez } K = \int_v B^t \cdot D \cdot B \cdot dv$$

$$\text{Matriz de amortiguamiento } C = \int_v N^t \cdot \mu \cdot N \cdot dv$$

$$\text{Matriz de cargas nodales consistentes } P = \int_v N^t \cdot X \cdot dv + \int_s N^t \cdot t \cdot ds$$

La expresión anterior es general y permite determinar las matrices elementales para cualquier tipo de discretización.

Dicho lo anterior, podemos discretizar un dominio plano (2D) en elementos triangulares, a los cuales debemos determinar las funciones de interpolación que, como se dijo, definan en manera única el campo de desplazamiento 'r' dentro del elemento triangular en función de los desplazamientos 'u' en los nodos del mismo.

$$r_{2 \times 1}(x, y) = N_{2 \times 6}(x, y) \cdot u_{6 \times 1}$$

Así definimos un elemento triangular de tres nodos (T3), con coordenadas de cada nodo  $x_i$  e  $y_i$ , y con grados de libertad horizontal y vertical en cada uno de ellos (figura A-1).



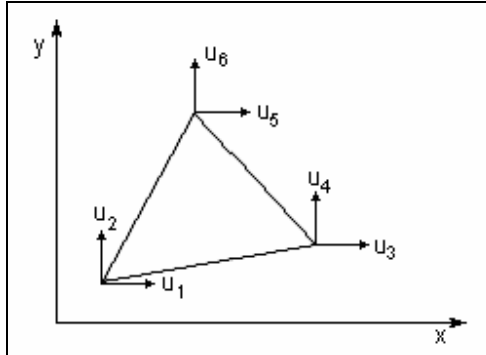


Figura A-1 Esquema de elemento triangular de deformación constante (TDC)

Usamos funciones de interpolación lineales para definir el campo de desplazamiento en el elemento.

$$r_1(x, y) = \alpha_0 + \alpha_1 \cdot x + \alpha_2 \cdot y = [1 \quad x \quad y] \cdot \begin{bmatrix} \alpha_0 \\ \alpha_1 \\ \alpha_2 \end{bmatrix} \quad (\text{Ecs. A10})$$

$$r_2(x, y) = \beta_0 + \beta_1 \cdot x + \beta_2 \cdot y = [1 \quad x \quad y] \cdot \begin{bmatrix} \beta_0 \\ \beta_1 \\ \beta_2 \end{bmatrix}$$

Donde  $r_1$  y  $r_2$  son los desplazamientos horizontal y vertical en un punto cualquiera  $x, y$ .

Particularizando las coordenadas y los desplazamientos en cada nodo obtenemos el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned} u_1 &= \alpha_0 + \alpha_1 \cdot x_1 + \alpha_2 \cdot y_1 & u_2 &= \beta_0 + \beta_1 \cdot x_1 + \beta_2 \cdot y_1 \\ u_3 &= \alpha_0 + \alpha_1 \cdot x_2 + \alpha_2 \cdot y_2 & u_4 &= \beta_0 + \beta_1 \cdot x_2 + \beta_2 \cdot y_2 \\ u_5 &= \alpha_0 + \alpha_1 \cdot x_3 + \alpha_2 \cdot y_3 & u_6 &= \beta_0 + \beta_1 \cdot x_3 + \beta_2 \cdot y_3 \end{aligned} \quad (\text{Ecs. A11})$$

Que en forma matricial queda de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} u_1 \\ u_3 \\ u_5 \end{bmatrix} = \underbrace{\begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix}}_{\mathbf{h}} \cdot \begin{bmatrix} \alpha_0 \\ \alpha_1 \\ \alpha_2 \end{bmatrix} \quad \begin{bmatrix} u_2 \\ u_4 \\ u_6 \end{bmatrix} = \underbrace{\begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix}}_{\mathbf{h}} \cdot \begin{bmatrix} \beta_0 \\ \beta_1 \\ \beta_2 \end{bmatrix} \quad (\text{Ecs. A12})$$

Despejando las incógnitas  $\alpha_i$  y  $\beta_i$

$$\begin{bmatrix} \alpha_0 \\ \alpha_1 \\ \alpha_2 \end{bmatrix} = \mathbf{h}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} u_1 \\ u_3 \\ u_5 \end{bmatrix} \quad \begin{bmatrix} \beta_0 \\ \beta_1 \\ \beta_2 \end{bmatrix} = \mathbf{h}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} u_2 \\ u_4 \\ u_6 \end{bmatrix}$$

Y reemplazándolas en la ecuación A10,

$$r_1(x, y) = \underbrace{\begin{bmatrix} 1 & x & y \end{bmatrix}}_{\mathbf{N}} \cdot \mathbf{h}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} u_1 \\ u_3 \\ u_5 \end{bmatrix} \quad r_2(x, y) = \underbrace{\begin{bmatrix} 1 & x & y \end{bmatrix}}_{\mathbf{N}} \cdot \mathbf{h}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} u_2 \\ u_4 \\ u_6 \end{bmatrix}$$

Con lo que la forma general el campo de desplazamiento 'r' queda de la forma:

$$\mathbf{r} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{bmatrix} = \mathbf{N}(x, y) \cdot \mathbf{u} \quad (\text{Ec. A13})$$

Así finalmente las funciones de interpolación serán:

$$\begin{aligned} N_1(x, y) &= \frac{1}{2A} ((x_2 \cdot y_3 - x_3 \cdot y_2) + (y_2 - y_3) \cdot x + (x_3 - x_2) \cdot y) \\ N_2(x, y) &= \frac{1}{2A} ((x_3 \cdot y_1 - x_1 \cdot y_3) + (y_3 - y_1) \cdot x + (x_3 - x_1) \cdot y) \\ N_3(x, y) &= \frac{1}{2A} (\underbrace{(x_1 \cdot y_2 - x_2 \cdot y_1)}_{\text{cte.}} + \underbrace{(y_1 - y_2)}_{\text{cte.}} \cdot x + \underbrace{(x_1 - x_2)}_{\text{cte.}} \cdot y) \end{aligned} \quad (\text{Ec. A14})$$

Que son justamente funciones lineales en 'x' e 'y', con lo que la matriz de compatibilidad definida como  $B = \partial N$  será constante, de donde sale entonces el nombre del elemento triangular de deformaciones constante (TDC).

### **A.3. Propagación de ondas en medios elásticos**

La propagación de ondas, cualquiera sea su naturaleza: mecánicas, electromagnéticas, etc. puede ser explicada mediante dos conceptos fundamentales. Uno es el concepto de "rayo", de la óptica geométrica, una simplificación de gran utilidad. Este concepto es aplicable para analizar trayectorias (con excepciones, como el fenómeno de la difracción), como en el caso de la sismica de refracción, en la que la propagación e interacción de las ondas con medios (suelo y roca) con propiedades variables se simplifica al hacer seguimiento a los rayos, que sufren los efectos de reflexión y refracción en las diferentes interfaces.

El otro concepto fundamental es el que parte de la naturaleza real de la onda como propagación de una perturbación, necesario para explicar todos aquellos fenómenos en los cuales son determinantes las propiedades de la onda, por ejemplo el fenómeno de la difracción, transmisión de energía, interferencia, polarización, la interacción de las ondas con propiedades del medio, etc.

#### **A.3.1 Concepto de Rayo**

En sismología el rayo sísmico no tiene realidad física, es una abstracción de la realidad. Se llaman rayos sísmicos a las líneas normales a los frentes de ondas sucesivos, es decir, la trayectoria de las posiciones ocupadas por un punto dado del frente de ondas a lo largo de todo su recorrido. En un medio homogéneo los rayos sísmicos serán líneas rectas. En medios estratificados con velocidades diferenciadas, los rayos, que se aproximarán a curvas de tiempo mínimo, pueden ser representados por varios tramos rectos en cada capa homogénea.

La propagación de los rayos sísmicos está gobernada por los principios de Huygens y Fermat. Además, los rayos siguen las leyes básicas de la óptica geométrica, de reflexión y refracción, cuando se encuentran con interfaces en suelo o roca.

El principio de Huygens establece que cada punto alcanzado por un frente de ondas actúa como origen de un nuevo frente de ondas que se extiende en todas las direcciones. Si el medio es homogéneo el frente de ondas es esférico en un momento cualquiera  $t$ ; un poco más tarde en el tiempo  $t + \Delta t$ , cada uno de los frentes de onda habrá dado lugar a pequeños frentes de ondas esféricos de radio  $c \cdot \Delta t$  donde  $c$  es la velocidad del medio. El nuevo frente de ondas, en el instante  $t + \Delta t$ , será la envolvente de todos los pequeños frentes de onda y, por tanto, será una superficie esférica concéntrica con la primitiva.

Si el medio no es homogéneo, cada elemento del frente de ondas se traslada paralelamente a sí mismo durante el lapso  $\Delta t$ , pero con velocidades distintas a lo largo del frente, por lo que el nuevo frente de ondas no será paralelo al primero.

### A.3.2 Refracción sísmica

Las leyes de reflexión y refracción dicen que por un lado una onda que incidente en una interfaz entre dos medios será parcialmente reflejada con un ángulo igual al incidente (ley de reflexión), y que por otro lado se refractará hacia el material en el cual incide. Así el rayo incidente, el reflejado y el rayo refractado se encuentran en el mismo plano.

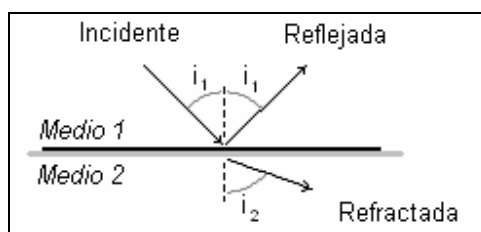


Figura A-2 Esquema de refracción y reflexión de ondas en dos medios

El ángulo de refracción  $i_2$  depende de las velocidades en los medios 1 y 2, y del ángulo de incidencia  $i_1$ , de acuerdo con la relación de Snell:

$$\frac{\sin(i_1)}{\sin(i_2)} = \frac{c_1}{c_2} \quad (\text{Ec. A15})$$

Donde  $c_1$  y  $c_2$  son las velocidades de propagación de la onda respectiva de los medios 1 y 2.

En cierto ángulo de incidencia, conocido como “ángulo crítico”  $i_c$ , el ángulo refractado  $i_2$  se refractará a  $90^\circ$  de la normal, de tal manera que  $\sin(i_2) = \sin(90) = 1$ ; así el ángulo crítico queda definido solamente por las velocidades de los estratos.

$$\sin(i_c) = \frac{c_1}{c_2}$$

Ahora bien, si tenemos dos perfiles de suelo como los presentados en la figura A-3, y se genera una onda sísmica en la superficie (punto A), esta se propagará en infinitas direcciones a velocidad  $c_1$ , dentro de las cuales está la que se propaga por la superficie del terreno, o también la que se propaga en dirección tal que incide con un ángulo  $i_c$  al estrato subyacente. Esta última se refractará con un ángulo de  $90^\circ$  con respecto a la normal y viajará por lo tanto en la interfaz de ambos estratos a velocidad  $c_2$ , y generará a su paso, según el principio de Huygens, múltiples frentes de onda, los que a su vez serán refractados ahora en un ángulo  $i_c$  al primer estrato, las cuales viajarán hacia la superficie a velocidad  $c_1$  nuevamente.

Lo anterior es la base de la prospección geofísica por refracción sísmica, la que permite desde la superficie, medir la velocidad de propagación de ondas sísmicas en el terreno.

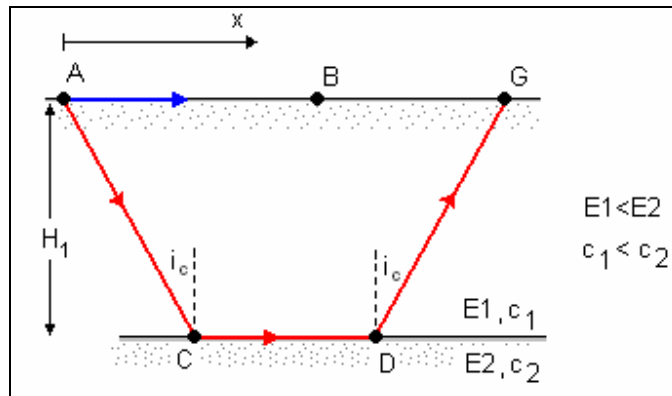


Figura A-3 Posibles trayectorias de ondas en la refracción sísmica

Las ondas sísmicas se generan de forma artificial en un punto de la superficie del terreno y viajan en todas direcciones (Figura A-3). El ensayo consiste en registrar los tiempos de viaje de las ondas hasta una serie de sensores o geófonos superficiales, instalados en una línea recta con origen en el punto de emisión. El método permite entonces obtener una caracterización aproximada del perfil de suelos existente en el sitio a través del análisis de la información recogida basada en los tiempos de llegada de la onda a cada uno de los sensores, ya que para sensores cercanos a la fuente, las primeras llegadas de ondas corresponderán a las que viajan por la superficie con velocidad  $c_1$ , luego la onda que sigue el camino ACDG de la figura A-3 empieza a tener un tiempo de llegada menor pues el tramo en que viaja por el material con  $c_2$  es mayor, por lo que empieza a tomar ventaja con respecto a la que viaja por la superficie. Tal efecto se aprecia en la figura A-4, en donde el quiebre que se produce en las curvas expuestas representa el punto (distancia y tiempo) en que la onda que viaja por la superficie es rebasada por la que circuló por el estrato más profundo. Esta distancia, conocida como distancia crítica será función del espesor del estrato  $H_1$  y de las velocidades  $c_1$  y  $c_2$  en ambos medios.

$$x_c = 2H_1 \sqrt{\frac{c_2 + c_1}{c_2 - c_1}} \quad (\text{Ec. A16})$$

Las velocidades  $c_1$  y  $c_2$  en ambos estratos se determinan a su vez por la inversa de la pendiente de cada una de las curvas presentadas en la figura A-4.

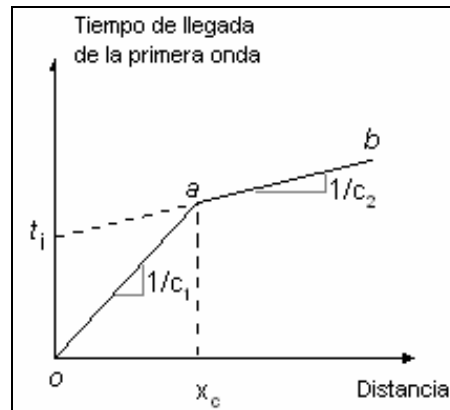


Figura A-4 Esquemas de tiempos de llegada en la refracción sísmica

### A.3.3 Concepto de onda

El movimiento ondulatorio puede considerarse como un transporte de energía y cantidad de movimiento desde un punto del espacio a otro, sin transporte de materia.

Las ondas se clasifican en dos categorías: viajeras y estacionarias. En las primeras hay propagación de energía mientras que en las otras la energía asociada a la onda permanece confinada entre dos fronteras.

En la trayectoria de un frente de ondas se distinguen dos aspectos: 1) el movimiento de la onda a través del medio y, 2) el movimiento oscilatorio de las partículas del medio

Los sismos generan dos tipos de ondas elásticas que se propagan a través del medio: las ondas de cuerpo o de volumen, y las ondas superficiales. La velocidad de propagación depende de la densidad del medio y de sus propiedades elásticas. Las ondas elásticas generan fuerzas y deformaciones que obedecen la teoría de la elasticidad, en la cual los cuerpos sólidos tienen la propiedad de resistir cambios de tamaño o de forma, y de regresar a la condición no deformada cuando se eliminan las fuerzas externas.

### A.3.4 Ondas de volumen.

Las ondas Primarias o de compresión (ondas P) son las que se propagan a mayor velocidad, por lo que a cualquier distancia del foco son registradas primero, de allí su

nombre. Al propagarse hacen vibrar las partículas en el mismo sentido del tren de ondas, produciendo compresión y dilatación a su paso por lo que son conocidas también como onda dilatacional, o también como ondas longitudinales.

La velocidad de propagación de esta onda  $v_p$  será:

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E \cdot (1 - \nu)}{\rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}} \quad (\text{Ec. A17})$$

Por otro lado las ondas secundarias o de corte (ondas S), hacen vibrar las partículas en sentido perpendicular al de su propagación. Tienen velocidades menores que las ondas P. Si las partículas oscilan de arriba a abajo, la onda se llama SV, si las partículas oscilan en un plano horizontal se llaman SH. También son conocidas como ondas transversales.

La velocidad de propagación de esta onda  $v_s$  estará dada por:

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (\text{Ec. A18})$$

### A.3.5 Ondas superficiales.

Los movimientos ondulatorios revisados corresponden a ondas “de cuerpo” que suponen su propagación a través de medios infinitos tridimensionales. En el caso de existir interfaces entre medios con diferentes propiedades, o un semiespacio infinito colindante con vacío, pueden propagarse ondas superficiales a través de las interfaces correspondientes. Algunas de estas perturbaciones son las ondas Rayleigh y/o Love. Las primeras (ondas R) tienen un movimiento similar al de las ondas en la superficie del agua, haciendo vibrar las partículas sobre un plano que apunta en dirección de la trayectoria de las ondas, con movimientos elíptico y vertical simultáneamente. La velocidad de propagación de estas ondas puede ser desarrollada a partir de funciones de potencial de velocidad por Sheriff y Geldart, y siempre es menor que  $v_p$  y  $v_s$ . Así, aún cuando esta onda pueda ser importante para otros análisis, su presencia no debería perturbar los registros de refracción sísmica, ya que aparecerá en ellos después de las ondas P y S.



Las ondas love (ondas L) se propagan de forma similar que las ondas S haciendo vibrar las partículas en la interfaz entre dos materiales de diferentes propiedades en forma horizontal y perpendicular al sentido de propagación, pero sin movimiento vertical. La velocidad de propagación de esta onda es intermedia entre las velocidades de ondas de corte de los medios.

#### A.4. Solución por medio de la descomposición modal

En forma simplificada podemos partir de un modelo simple de 'n' grados de libertad en vibración libre sin amortiguamiento, este sistema estará gobernado por la siguiente ecuación del movimiento:

$$M \cdot \ddot{u} + K \cdot u = 0 \quad (\text{Ec. A19})$$

Esta ecuación representa 'n' ecuaciones diferenciales homogéneas que están acopladas ya sea por la matriz de rigidez, matriz de masas o ambas. Dado lo anterior podemos suponer una solución de la forma:

$$u(t) = \phi \cdot \sin(\omega \cdot t + \alpha)$$

Con lo que se cumpliría también que

$$\ddot{u}(t) = -\phi \cdot \omega^2 \cdot \sin(\omega \cdot t + \alpha)$$

Y la ecuación del movimiento quedaría entonces:

$$\begin{aligned} -M \cdot \phi \cdot \omega^2 \cdot \sin(\omega \cdot t + \alpha) + K \cdot \phi \cdot \sin(\omega \cdot t + \alpha) &= 0 \\ (-\omega^2 \cdot M + K) \cdot \phi \cdot \underbrace{\sin(\omega \cdot t + \alpha)}_{\neq 0} &= 0 \end{aligned} \quad (\text{Ec. A20})$$

Para que se cumpla la igualdad para todo 't' se debe cumplir que  $(-\omega^2 \cdot M + K) \cdot \phi = 0$ , la cual puede ser interpretada como un conjunto de 'n' polinomios (ecuaciones lineales) de 'n' elementos  $\phi_{jn}$ . Este conjunto sólo tendrá solución no trivial si  $\det(-\omega^2 \cdot M + K) = 0$ , que es justamente un problema de valores y vectores propios. Esta ecuación tiene 'n' frecuencias o raíces positivas de  $\omega^2$ , ya que M y K, las matrices de masas y rigidez de la

estructura, son simétricas y positivas definidas<sup>9</sup>, a cada una de estas frecuencias esta asociado un vector propio  $\phi$ , el cual presentará un modo natural de vibrar de la estructura.

Se puede demostrar además la ortogonalidad de estos modos  $\phi$  (Chopra A., 2001), esto es

$$\begin{aligned} \phi_j^T \cdot M \cdot \phi_k &= 0 \\ \phi_j^T \cdot K \cdot \phi_k &= 0 \end{aligned} \quad \text{para } i \neq j.$$

Una implicancia de la ortogonalidad de los modos es que el trabajo hecho ya sea por las fuerzas de inercia, o por las fuerzas estáticas de un modo  $\phi_j$ , sobre los desplazamientos del modo  $\phi_k$  es nulo.

Para la solución del sistema dinámico podemos expresar los grados de libertad 'u' de la estructura como términos de la contribución modal de cada uno de estos; esto es  $u(t) = \phi \cdot q(t)$ , ocupando lo anterior en la ecuación A19, la ecuación del movimiento, ahora completa, se puede expresar como:

$$M \cdot \phi \cdot \ddot{q} + C \cdot \phi \cdot \dot{q} + K \cdot \phi \cdot q = P(t)$$

Premultiplicando ahora cada término de la ecuación por  $\phi^T$  se tiene que:

$$\underbrace{\phi^T \cdot M \cdot \phi}_{M^*} \cdot \ddot{q} + \underbrace{\phi^T \cdot C \cdot \phi}_{C^*} \cdot \dot{q} + \underbrace{\phi^T \cdot K \cdot \phi}_{K^*} \cdot q = \underbrace{\phi^T \cdot P(t)}_{P^*(t)}$$

$$M^* \cdot \ddot{q} + C^* \cdot \dot{q} + K^* \cdot q = P^*(t)$$

Que representa la proyección de la ecuación del movimiento en coordenadas modales, donde por las propiedades de ortogonalidad,  $M^*$  y  $K^*$  son matrices diagonales, no así  $C^*$ , la cual al no ser positiva definida<sup>10</sup>, los términos fuera de la diagonal no se anulan. Se genera entonces 'n' ecuaciones en coordenadas modales acopladas a través de la matriz de amortiguamiento..

---

<sup>9</sup> La propiedad de definida positiva de K es asegurada al vincular el dominio con elementos axiales, los cuales pese a su rigidez casi despreciable, evitan que numéricamente se formen modos de cuerpo rígido ( $\omega^2=0$ ).

<sup>10</sup> Debido al amortiguamiento no clásico introducido por los amortiguadores viscosos.

Podemos ahora entonces, a partir de las ecuaciones descritas resolver un problema análogo, expresado en coordinas que no son precisamente los desplazamientos físicos de los grados de libertad, pero que representan en forma consistente el problema planteado, obtener la solución del problema dinámico, expresada también en coordenadas modales.

#### **A.5. El método de Newmark para la integración en el tiempo.**

Se desea resolver la siguiente ecuación diferencial:

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = P \quad (\text{Ec. A21})$$

Despejando la aceleración tenemos que:

$$\ddot{u} = -M^{-1} \cdot K \cdot u - M^{-1} \cdot C \cdot \dot{u} + M^{-1} \cdot P$$

Ahora tomando las variables auxiliares

$$A = M^{-1} \cdot K$$

$$B = M^{-1} \cdot C$$

Nos queda que:

$$\ddot{u} = -A \cdot u - B \cdot \dot{u} + M^{-1} \cdot P$$

Ahora, asumiendo aceleración lineal en cada tramo y tomando los parámetros de interpolación de Newmark, podemos expresar la variación de desplazamiento y de velocidades como:

$$\Delta u = dt \cdot \dot{u}_k + dt^2 \cdot (1/2 - \beta) \cdot \ddot{u}_k + dt^2 \cdot \beta \cdot \ddot{u}_{k+1}$$

$$\Delta \dot{u} = dt \cdot (1 - \gamma) \cdot \ddot{u}_k + dt \cdot \gamma \cdot \ddot{u}_{k+1}$$

Si ahora definimos los siguientes parámetros auxiliares

$$z1 = dt^2 \beta$$

$$z2 = dt \cdot \gamma$$

$$z3 = dt^2 (1/2 - \beta)$$

$$z4 = dt \cdot (1 - \gamma)$$

Nos quedan las siguientes expresiones

$$\Delta u = dt \cdot \dot{u}_k + z3 \cdot \ddot{u}_k + z1 \cdot \ddot{u}_{k+1}$$

$$\Delta \dot{u} = z4 \cdot \ddot{u}_k + z2 \cdot \ddot{u}_{k+1}$$

Al llevar estas expresiones a n grados de libertad, y pasar a la ecuación de estado; esto es

$z = \begin{bmatrix} u \\ \dot{u} \end{bmatrix}$ , se pueden expresar matricialmente, de donde haciendo un trabajo algebraico se

obtiene un sistema de ecuaciones lineales, el cuál para resolverlo es necesario determinar las siguientes matrices de dimensión 2n.

$$Zli = \begin{bmatrix} Ka \cdot (I + z2 \cdot B) & -Ka \cdot B \cdot z1 \\ -Ka \cdot A \cdot z2 & Ka \cdot (I + z1 \cdot A) \end{bmatrix}$$

$$Z0 = \begin{bmatrix} I - z3 \cdot A & dt \cdot I - z3 \cdot B \\ -z4 \cdot A & I - z4 \cdot B \end{bmatrix}$$

$$Bfd = Zli \cdot \begin{bmatrix} (1/2 \cdot dt^2 - z1) \cdot M^{-1} & z1 \cdot M^{-1} \\ (dt - z2) \cdot M^{-1} & z2 \cdot M^{-1} \end{bmatrix}$$

$$Ad = Zli \cdot Z0$$

Donde:

$$Ka = (I + z1 \cdot A + z2 \cdot B)^{-1}$$

Así finalmente introduciendo las condiciones iniciales  $z_0 = \begin{bmatrix} x_0 \\ \dot{x}_0 \end{bmatrix}$ , obtenemos una

expresión para iterar sobre la función de estado del sistema:

$$z_i = Ad \cdot z_{i-1} + Bfd \cdot \begin{bmatrix} Pt_{i-1} \\ Pt_i \end{bmatrix}$$

## **ANEXO B. BREVE RESEÑA DE ACTUALES METODOLOGÍAS DE DISEÑO DE SOPORTES ANTE CARGAS DINÁMICAS**

### **B.1. Introducción**

Debido al agotamiento de sectores productivos emplazados en roca secundaria, la mina El Teniente ha tenido que profundizar sus operaciones y actualmente parte importante de la explotación se realiza en mineral primario, a futuro se estima que todas las operaciones de explotación se realizarán en este tipo de roca. El mineral primario se encuentra sometido a un ambiente de altos esfuerzos in-situ, lo que unido a sus características de alta rigidez genera los mencionados fenómenos de estallidos de roca.

Este fenómeno se ha presentado no sólo en Chile, sino que también en otros países como Australia, Polonia, China, Rusia, Noruega, Canadá, Sudáfrica, etc. Desde el punto de vista de la fortificación, los estallidos de roca son muy importantes, ya que inducen sobre los soportes solicitaciones dinámicas que tienen un efecto muy distinto a las solicitaciones de tipo estáticas, para las cuales se calculan generalmente las fortificaciones tanto de desarrollo como definitivas.

A nivel mundial se están realizando esfuerzos por modificar las fortificaciones, de modo que estos sistemas sean capaces de movilizar elevados niveles de energía como los originados en un estallido de roca. En este contexto aparece el concepto de fortificación cedente, que es un intento por mejorar la eficacia de los sistemas de fortificación ante solicitaciones dinámicas.

Cuando se produce un evento sísmico al interior de un macizo, éste genera frentes sucesivos de ondas que se propagan desde la fuente; tanto ondas longitudinales como ondas transversales. En general, la máxima velocidad de partícula es generada por la onda de corte (Cuevas y Rojas, 1991) esta velocidad máxima (ppv) es ampliamente utilizada en el establecimiento de criterios de daños en estructuras de roca u hormigón producto del paso de un frente de ondas. La liberación de energía asociada a un estallido de roca puede

generar en los túneles la proyección violenta de una zona del macizo que deberá ser contenida por el sistema de fortificación

Sistemas de monitoreo sísmico han sido usados en El Teniente por más de 20 años, obteniéndose una cantidad considerable de datos de eventos sísmicos, pero muy poca información acerca de la velocidad de eyección de los bloques de roca y fuerzas o desplazamientos inducidos en el refuerzo y el sistema de soporte.

En este contexto, Kaiser et al. (1996), y Stacey y Ortlepp (2002) desarrollaron un esquema para determinar el soporte necesario ante un evento sísmico dado, basado principalmente en los siguientes criterios:

- Velocidades máximas de partícula (ppv) y ecuaciones de decaimiento de la velocidad.
- Una amplificación de ppv de la onda en las paredes de una excavación.
- Un volumen de material eyectado.

Cada uno de los autores usa diferentes ecuaciones de decaimiento, diferentes factores de amplificación, y desarrolló sus propios ensayos dinámicos para estimar la capacidad de absorción de energía del soporte, llegando así a diferentes requisitos para un mismo evento sísmico.

Lo anterior da una idea de cuan difícil es estimar el nivel de demanda de la fortificación, y debido a esto, el diseño de refuerzos y sistemas de soporte no puede ser realizado aún con un alto grado de exactitud. Se crea la necesidad entonces de desarrollar un conocimiento primero del nivel de sollicitaciones que provocará un evento sísmico sobre la fortificación, y luego del comportamiento dinámico y la capacidad de absorción de energía de estos.

En este último contexto, en la mina El Teniente, para el diseño de soporte se usa principalmente un equilibrio energético entre la masa de roca que es proyectada y la capacidad de absorción de energía del soporte, considerando como soporte casi únicamente pernos de anclaje. Aún así es posible establecer también, un equilibrio energético del revestimiento, principalmente formado por shotcrete con fibra o malla.

## B.2. Comportamiento dinámico de pernos de anclaje

El comportamiento de pernos de anclaje a solicitaciones dinámicas depende de su resistencia a esfuerzos de tracción, de corte y sus combinaciones, y de su capacidad para aceptar deformaciones antes de la falla (resistencia). La primera de estas características es función de los parámetros de resistencia de la barra y la segunda depende principalmente de la orientación del eje axial de la barra con respecto a los posibles planos de corte del macizo rocoso.

La deformación por corte de la barra antes de la falla es función de varios factores como la geometría de la sección transversal de la barra, el ángulo entre el refuerzo y el plano de corte, la relación entre los diámetros del perno y la perforación, y finalmente si el refuerzo es del tipo activo o no.

Chesson et al. (1965) luego de realizar una gran cantidad de ensayos sobre pernos sometidos a esfuerzos combinados de corte y tracción, para distintas inclinaciones de la barra con respecto al plano de corte, demostraron que la carga esperada en la falla de la barra puede ser descrita por la siguiente elipse:

$$\left(\frac{F}{0.5 \cdot T_y}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_y}\right)^2 = 1 \quad (\text{Ec. B1})$$

Donde F es la carga de corte en el perno, T y  $T_y$  son la carga de tracción y la carga de fluencia del perno respectivamente, esta elipse se ilustra en la figura B-1

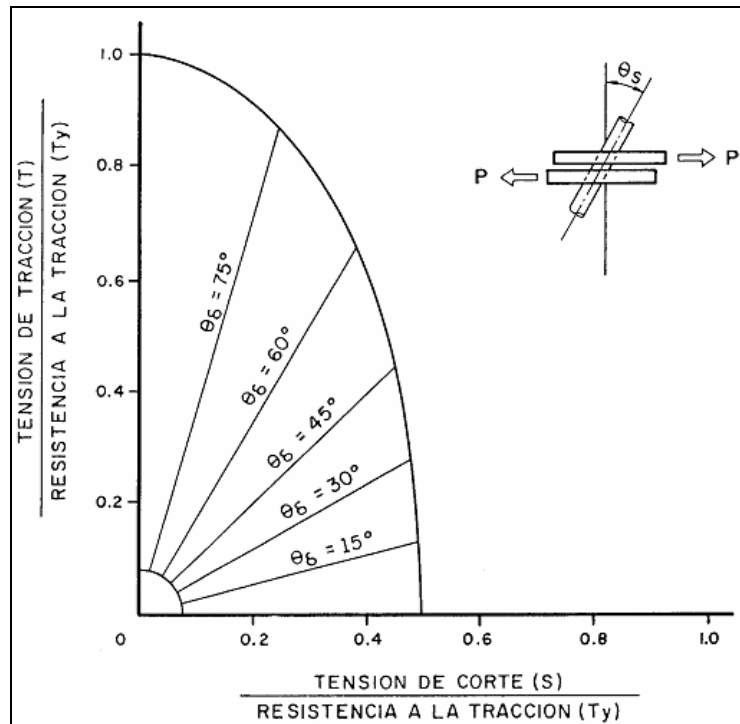


Figura B-1 Elipse de falla de un perno sometido a esfuerzo de corte y tracción.

De la relación descrita se observa que si la barra se encuentra sometida a un esfuerzo de corte puro, resistirá la mitad de lo que resistiría ante una sollicitación de tracción.

Luego, conociendo las características mecánicas de las barras de acero (tensiones de fluencia y rotura, módulo de elasticidad, diámetro, etc.) es posible determinar las cargas admisibles de diseño, y establecer los patrones de apernado necesarios para resistir alguna sollicitación previamente determinada. Sin embargo, la mayoría de las cargas de diseño obtenidas de esta manera son válidas para sollicitaciones de tipo estáticas.

Luego de analizar los tipos de fallas que presentan las barras de acero que conforman la actual fortificación de desarrollo utilizada en El Teniente, es posible establecer la siguiente clasificación que delimita los distintos tipos de falla (Santander y Bonani)

Tipo 1: Falla de la barra por esfuerzos de tracción.

Tipo 2: Falla de la barra por esfuerzos de corte.



- Tipo 3: Falla de la barra por una combinación de esfuerzos de corte y tracción.
- Tipo 4: Fracturamiento del macizo alrededor del soporte quedando la barra colgando del techo o cajas de las calerías
- Tipo 5: Fracturamiento parcial del macizo alrededor del soporte quedando algunos bloques colgados de las barras
- Tipo 6: Fracturamiento masivo del macizo comprometiendo una zona más allá de la influencia dada por la fortificación. En este caso las barras se desploman junto con el macizo sin efectuar ningún trabajo.

Si bien es cierto que el sistema de clasificación de fallas confeccionado anteriormente es muy importante para establecer los efectos de los estallidos de roca en la fortificación, es necesario además establecer con que frecuencia se presenta cada tipo de falla. Esta información permitirá determinar cual es el tipo de falla predominante, y de este modo dirigir los esfuerzos en el diseño a mejorar aquellas características de la fortificación que apunten a solucionar este problema.

Así, del análisis de las fallas observadas de los distintos sectores productivos de la mina En El Teniente (Cuevas y Rojas), se ha observado que en la mayoría de los casos el comportamiento tipo 4 es el de mayor frecuencia, fluctuando entre un 19 y 86% de los casos observados según la zona de la mina que se analice. Asimismo el tipo de falla que menos se ha observado es la del tipo 2. Por otro lado, los casos donde se presenta la rotura de las barras obedecen a situaciones, donde su capacidad de absorción de energía es excedida por la energía impuesta por las sollicitaciones. En este contexto, el análisis debe enfocarse en el estudio de los pernos ante esfuerzos dinámicos de tracción.

#### B.2.1 Aplicación del concepto energético

El uso de pernos de anclajes está ampliamente difundido en la industria minera como un adecuado sistema de fortificación, ya sea en la etapa de desarrollo o bien como parte de

una fortificación definitiva. Por esta razón es importante conocer cual es su comportamiento ante esfuerzos de tipo dinámicos.

En este contexto es interesante determinar la energía necesaria para llevar al colapso este sistema. Cualquier evento tipo esfuerzo inducido o disipación de energía en el macizo que produzca el desprendimiento del bloque, generará una sollicitación en el soporte que debe ser movilizada por la barra.

#### Energía de deformación en una barra

Suponiendo un modelo elástico lineal, la energía o trabajo  $U$  desarrollado por una barra al alargarse  $\delta$  ante una carga  $P$  corresponderá al área bajo la curva fuerza-deformación y será  $U = P \cdot \delta / 2$ . Como el comportamiento es elástico, resulta  $\delta = PL / EA$ , donde  $L$  es el largo,  $E$  el módulo de Young y  $A$  el área transversal de la barra. Sustituyendo esta ecuación en la expresión de la energía de la barra se puede expresar la energía elástica de la barra en las dos formas siguientes:

$$U = \frac{P^2 L}{2EA} = \frac{EA \delta^2}{2L} \quad (\text{Ec. B2})$$

Asimismo la energía por unidad de volumen está dada por  $u = U/V = U/AL$ , por lo tanto:

$$u = \frac{\sigma^2}{2E} = \frac{E \varepsilon^2}{2} \quad (\text{Ec. B3})$$

Ahora bien, la máxima energía elástica por unidad de volumen que puede almacenarse en una barra sin exceder el límite de fluencia  $\sigma_y$  se llama módulo de resiliencia y está dada por:

$$u = \frac{\sigma_y^2}{2E}$$

Luego la máxima energía elástica que es capaz de movilizar la barra por unidad de volumen es:

$$dU = \frac{\sigma_y^2}{2E}$$

Por lo tanto la energía total que puede movilizar la barra será:

$$U = V \cdot \frac{\sigma_y^2}{2E} = A \cdot \delta \cdot \frac{\sigma_y^2}{2E}$$

El concepto de energía de deformación es especialmente útil cuando se analiza un problema de sollicitaciones dinámicas. Tales sollicitaciones poseen una cierta cantidad de energía que debe ser convertida en energía de deformación en la fortificación existente, o disipada en ella originando deformaciones plásticas en la misma. Como ejemplo consideremos un caso en que un peso  $W$ , inicialmente en reposo cae desde una altura  $h$  sobre la cabeza en el extremo inferior de una barra de largo  $L$ . Es posible tener una solución aproximada despreciando las pérdidas de energía durante el choque y suponiendo que toda la energía del bloque que cae se transforma en energía de deformación de la barra, hipótesis que por lo demás es conservadora ya que parte de la energía se disipará y el verdadero alargamiento de la barra será menos al calculado.

Así después de chocar el bloque descenderá produciendo la extensión de la barra hasta que el esfuerzo de tracción sea máximo y la velocidad sea nula. La deformación  $\delta$  que provoque entonces la fuerza de tracción máxima de la barra será la que iguale ambas energías.

$$W \cdot (h + \delta) = \frac{EA\delta^2}{2L}$$

Introduciendo la notación  $\delta_{est} = WL/EA$  para designar el alargamiento estático de la barra ante la carga  $W$  se halla que:

$$\delta_{max} = \delta_{est} + \sqrt{\delta_{est}^2 + 2h\delta_{est}} \quad (\text{Ec. B4})$$

Ahora suponiendo que la distribución del esfuerzo es uniforme en el instante de máximo alargamiento, se obtendrá la siguiente expresión para el esfuerzo máximo de tracción.

$$\frac{T_{max}}{A} = \delta_{max} \cdot \frac{E}{L} = \frac{E}{L} \cdot \left( \delta_{est} + \sqrt{\delta_{est}^2 + 2h\delta_{est}} \right) \quad (\text{Ec. B5})$$

Dicho lo anterior, al considerar un caso particular de choque en el que la altura de caída es cero, es decir el peso  $W$  es aplicado súbitamente sobre la cabeza del extremo de la barra sin velocidad inicial, y luego comienza el descenso por efecto del peso  $W$ , la deformación máxima de la barra se obtiene haciendo  $h = 0$  en la ecuación B4, por lo tanto en este caso  $\delta_{\max} = 2\delta_{\text{est}}$ , y el esfuerzo máximo será por lo tanto  $\sigma_{\max} = 2\sigma_{\text{est}}$ . Es decir, una carga súbitamente aplicada debido a las condiciones dinámicas produciría, teóricamente, una deformación total y un esfuerzo total que son el doble a las obtenidas cuando la carga se aplica de manera estática.

La descripción anterior se basa en la hipótesis que el esfuerzo en la barra permanece dentro del límite de proporcionalidad. Más allá de este límite, el problema se vuelve no lineal, en que el área bajo la curva tensión-deformación dará el trabajo necesario para producir tal alargamiento, el cual deberá ser igualado al trabajo producido en la caída del peso  $W$ . Para el caso de un comportamiento elasto-plástico perfecto (figura B-2), la energía que disipa la barra será:

$$U = \sigma_y \cdot (\epsilon_r - \frac{1}{2} \cdot \epsilon_y) \quad (\text{Ec. B6})$$

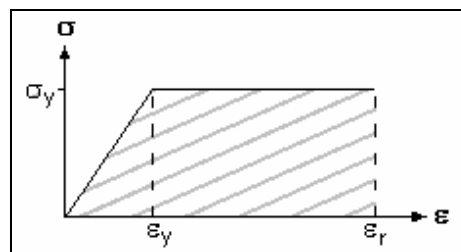


Figura B-2 Energía disipada por un material elasto-plástico perfecto.

De este análisis se deduce que un material dúctil, que entregue gran capacidad de deformación plástica, ofrecerá mucho mayor resistencia a cargas dinámicas debido a su gran capacidad de disipar energía de deformación, no así un material frágil, el cual, aunque tenga resistencia última similar, tendrá un área mucho menor bajo la curva tensión-deformación.

### B.2.2 Cálculo energético del sistema de soporte basado en pernos de anclaje

Para el caso de anclajes de techo existen dos componentes de la energía, una correspondiente a la energía potencial asociada a la masa de la roca (dada por la deformación potencial del soporte), y una componente correspondiente a la energía cinética del macizo asociada a la velocidad de partícula impuesta por el estallido de roca, asimismo para anclajes en las paredes del túnel, o de caja, existirá sólo la componente correspondiente a la energía cinética del macizo (figura B-3). Para el caso más general (anclajes en el techo), las dos componentes energéticas mencionadas deben ser equilibradas por la capacidad de absorción de energía del soporte.

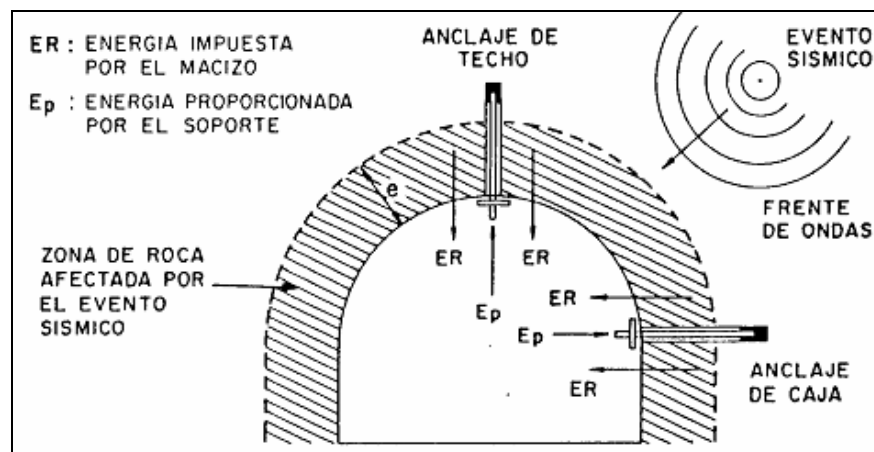


Figura B-3 Distribución de energías en los refuerzos ante el evento sísmico

Luego en el equilibrio, y considerando un material en rango elástico (diseño a fluencia) se tiene que:

$$M \cdot g \cdot \delta + \underbrace{\frac{1}{2} \cdot M \cdot v^2}_{E_p} = \frac{\sigma_y^2}{2E} \cdot V \quad (\text{Ec. B7})$$

Donde M = Masa de roca afectada por el evento sísmico y que tributa en el soporte.

$g$  = Aceleración de gravedad.

$v$  = Velocidad de impacto (desprendimiento) del bloque.

$\delta$  = Desplazamiento experimentado por el soporte.

$E$  = Módulo de elasticidad del material.

$\sigma_y$  = Tensión de fluencia del material

$V = \frac{\pi \cdot \phi^2 \cdot L}{4}$  = Volumen de refuerzo comprometido en la deformación.

$\phi$  = Diámetro de la barra.

$L$  = Longitud libre de trabajo.

Asimismo se puede determinar la energía de absorción asociada al rango elastoplástico del material (diseño a rotura), en donde el término correspondiente a la capacidad de absorción de energía del soporte ( $E_n$ ) sería (Cuevas y Rojas):

$E_n = 1/2 \cdot (\sigma_y + \sigma_r) \cdot \epsilon_r \cdot V$ , para acero con un comportamiento dúctil.

$E_n = 2/3 \cdot \sigma_r \cdot \epsilon_r \cdot V$ , para aceros con comportamiento frágil.

Reemplazando estos dos últimos términos en la ecuación B7, se pueden obtener las expresiones que rigen el comportamiento a fluencia y a la rotura de un anclaje, ya sea de techo o de caja. Así se han confeccionado gráficos que permiten determinar la fortificación más adecuada dependiendo de los niveles de energía impuestos por el macizo a causa de un evento sísmico. A modo de ejemplo la figura B-4 presenta uno de estos gráficos para el caso particular de diseño a fluencia y en que se tiene un área tributaria sobre el perno de 1 metro cuadrado, una longitud libre de 0.5 mts, una deformación de rotura de 8 cms, acero A44-28H con  $E = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ , barra de diámetro  $\phi 22$  y densidad de la roca de  $2.7 \text{ tn/m}^3$ .

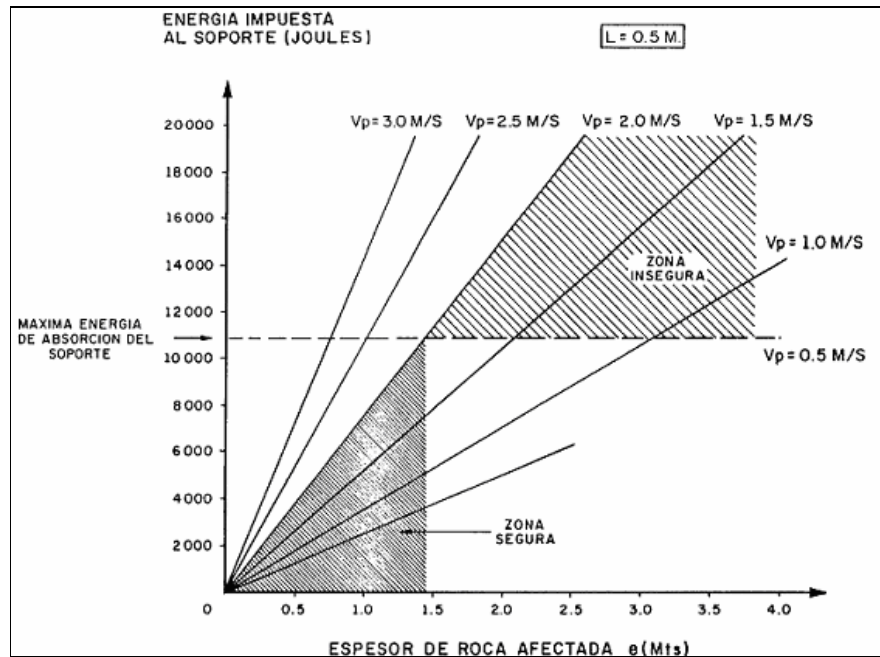


Figura B-4 Gráfico para diseño a rotura de anclaje de techo

Asimismo se puede generar un retro cálculo para estimar la velocidad de partícula asociada a un estallido de roca a partir del peso de un bloque que halla sido proyectado (figura B-5)

Esto último con el fin de validar modelos o estimaciones que se tengan para calcular las posibles velocidades de partículas si se tiene el registro de las dimensiones de un bloque cuyo peso haya provocado el corte de algún perno de fortificación.

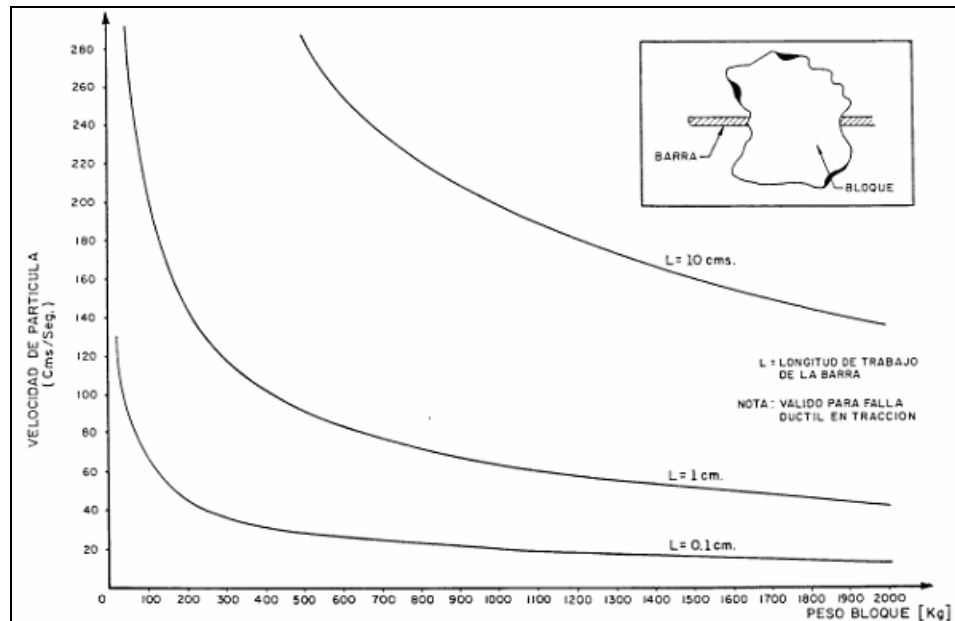


Figura B-5 Velocidad de partícula necesaria para que un bloque corte un anclaje de techo

### B.3. Comportamiento dinámico de la capa de shotcrete y la malla.

A diferencia de los pernos de anclaje, la capacidad de deformación de las capas de recubrimiento depende principalmente de su rigidez flexural, ya que actúan básicamente como paneles soportados por pernos. La presencia de un revestimiento (shotcrete o malla) agrega una dificultad adicional al problema, ya que no es evidente cuánta energía debiera absorber los pernos y cuánta el revestimiento. Aún así la sollicitación dinámica estará dada por los bloques que salen eyectados. Por ejemplo bloques de gran tamaño, serán exclusivamente soportados por los pernos de anclaje, pero bloques de menor tamaño (menor a la separación entre pernos), serán responsabilidad ahora del revestimiento

En este contexto, se puede generar un modelo simple que permita estimar el desplazamiento máximo del shotcrete asociado a la proyección de un determinado peso actuando como carga sobre él. Una variable importante a considerar, es el valor de la rigidez flexural del shotcrete sometido a cargas dinámicas.



Ante la escasez de datos para conocer dicha variable, se ha considerado los resultados de ensayos estáticos de rotura de paneles de shotcrete reforzados con malla y con fibra sintética para estimar la rigidez de ambos sistemas de recubrimiento. Se puede realizar un equilibrio dinámico entre el bloque que sale proyectado y el sistema de soporte (Van Sint Jan, M., 1994). Para lo cual, además de suponer las dimensiones del bloque proyectado, dependiente del espesor supuesto de roca fracturada por el estallido y de las dimensiones del panel de shotcrete, debemos suponer la velocidad con que éste es proyectado, lo que volviendo a lo comentado al principio, hace que todo esto carezca de sentido si no se puede estimar en forma correcta la velocidad de eyección de la roca en el borde del túnel.

#### Equilibrio dinámico del sistema Roca-Perno-Shotcrete.

Con todo lo anterior podemos suponer un esquema en una dimensión del sistema roca-perno-shotcrete como el presentado en la figura B-6.

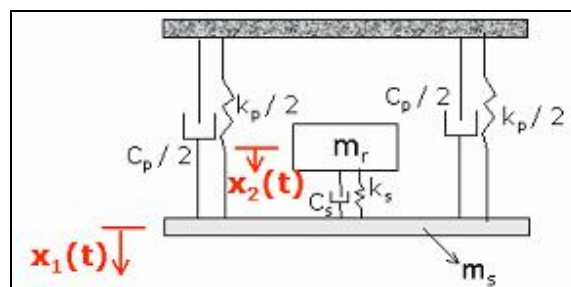


Figura B-6 Modelo 1D de sistema Roca-Perno-Shotcrete con dos GDL.

Donde  $k_p$ ,  $k_s$  = Rigidez del perno y sistema de contención respectivamente.

$C_p$ ,  $C_s$  = Amortiguamiento del perno y sistema de contención respectivamente.

$m_r$  = masa de la roca que puede proyectarse.

$m_s$  = masa del sistema de contención

$x_1(t)$  y  $x_2(t)$  = movimiento de los GDL del sistemas en función del tiempo.

La ecuación del movimiento (homogénea) para ambos grados de libertad sería:

$$\begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_r \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_p + c_s & -c_s \\ -c_s & c_s \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_p + k_s & -k_s \\ -k_s & k_s \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. B8})$$

La cual para resolverse requiere de las condiciones iniciales de aceleración, velocidad y desplazamiento, en donde entraría el valor de la velocidad de proyección del bloque. Dado todos los supuestos mencionados se podrían determinar los desplazamientos máximos del sistema de contención integrando la ecuación B8 en el tiempo. Estos desplazamientos máximos deberán ser comparados con los valores admisibles de deformación tanto para pernos como para los revestimientos.

#### **B.4. Consideraciones Generales:**

Se observa de los análisis hechos que entre mayor sea la capacidad de deformación del sistema de soporte empleado mayor será la capacidad de absorción de este, sin embargo hay ciertos aspectos considerar con respecto al método de fortificación ocupado en El Teniente, y es que en general en la práctica los pernos de fortificación son inyectados completamente, con lo cual la longitud libre de deformación en pernos queda reducida a milímetros, siendo sólo zonas en donde la lechada esta fracturada zonas aptas para deformación elástica o plástica, reduciendo con esto drásticamente la capacidad de absorción de energía del soporte.

Por otro lado cabe destacar sobre el análisis presentado que la práctica ha demostrado que la plastificación completa de la barra es imposible, ya que es sólo una sección de no más de dos veces el diámetro de la barra la que entra en fluencia, reduciendo con esto su área, y por lo tanto al mantenerse la tensión constante en  $\sigma_y$ , la capacidad total se reduce, o dicho en otras palabras la relación tensión deformación deja de ser lineal. Lo anterior se traduce en términos prácticos en un efecto en cadena que por un lado hace deformarse aún más la zona plastificada y por otro hace recuperar parte de la deformación elástica al resto de la barra, con lo que se acelera el proceso de ruptura. La idea presentada se contrapone con el concepto aplicado al comportamiento dúctil de la barra, ya que se asume en este que es la barra completa esta en estado plástico.

Con respecto al análisis del equilibrio dinámico del sistema Roca-Perno-Shotcrete, podemos mencionar nuevamente la gran limitante que se tiene con respecto a la obtención de los parámetros dinámicos de la rigidez, sin embargo se han hecho múltiples avances en esta materia, con el fin de a través de ensayos de caga dinámicos (Ortepp and Stacey 1997, Playr, J R, Thomson, A. and Villaescusa, E., 2008) obtener aquellos parámetros.

A pesar de todo lo anterior, en muchos de los casos la capacidad del soporte queda definida por la resistencia de la planchuela en la cabeza del perno, ya que es esta la que traspasa las cargas desde la malla a los pernos, convirtiéndose con esto en un elemento clave para el buen comportamiento del soporte ante cargas dinámicas.

Todo lo anterior esta enfocado al comportamiento dinámico del soporte, sin embargo todo el estudio que se haga al respecto esta subordinado al nivel de solicitaciones que se tenga, ya que si bien tanto el volumen de roca proyectado, como la velocidad de eyección han sido determinados a partir de retroanálisis de eventos anteriores, no se tiene certeza del verdadero nivel de solicitación que tendrá el soporte.

## **ANEXO C. GENERACIÓN DE MALLAS POR MEDIO DE *DISTMESH***

### **C.1. Introducción**

La creación de una malla es el primer paso en una amplia gama de aplicaciones, incluyendo estudios científicos o desarrollando aplicaciones gráficas computacionales. Una simple malla exige primero la elección de los nodos de la grilla y luego la triangulación de estos. Esto en términos generales, ya que tanto la distribución de nodos como la triangulación inciden en la calidad de una malla, la cual puede ser medida por variados índices como es la calidad de los elementos (entre más regulares sean estos mejor es la malla). Así se han generado múltiples algoritmos que permiten mejorar mallas, pero en general son cajas negras, a las cuales pocas mejoras o modificaciones se le pueden realizar para un fin particular.

En este contexto, para esta investigación se utilizó un generador de mallas desarrollado por Persson P.O. (1994), implementado en MATLAB, el cual ofrece una solución rápida y eficiente, aunque menciona Persson que el algoritmo no está en la vanguardia en el “estado del arte” en cuanto a malladores, pero cumple con ser sencillo y eficaz y público. Lo más importante aún así, es que el usuario puede entender por completo el algoritmo (el que dicho sea de paso no supera las 30 líneas de código), con lo que se pueden introducir funciones o variaciones del código que ayuden en casos particulares de estudio.

### **C.2. Elementos de la metodología**

Para el mejoramiento de mallas, la metodología usada se basa en la analogía física entre una malla y una estructura reticulada (o equivalente a una estructura de resortes), en donde los nodos de la malla son las articulaciones, y los bordes de los triángulos son las barras.

Así dada una configuración de nodos, la triangulación se hace por medio del algoritmo de *Delaunay* (implementado en MATLAB también), el que genera la mejor triangulación posible dada la configuración de nodos entregada, quedando entonces pendiente la tarea de mejorar la configuración de nodos.

Una decisión fundamental en cualquier proceso de mallado es la forma de representar la geometría (dominio), por lo que se introduce también en este código una función de distancia  $fd$ , la cual se define en forma implícita tal que entregue valores negativos en el interior de la región y positivos fuera de esta, la función de distancia por lo tanto rápidamente determina si un nodo está dentro o fuera de la región (y si se ha movido fuera, es fácil determinar el punto más cercano). Así por medio de combinaciones, superposiciones e intersecciones de distintas funciones  $fd$  se pueden generar dominios complejos a partir de dominios simples.

Otra característica importante de este método es la introducción también implícita de una función de densidad  $fh$ . El algoritmo primeramente genera una malla regular con tamaño de elemento  $ho$ , la cual es reducida, quitando (o agregando) nodos aleatorios en función  $fh$ , de tal manera que el tamaño de elemento es amplificado por esta función.

### **C.3. El Algoritmo**

Como se mencionó, la metodología se basa en la analogía física entre una malla y una estructura reticulada, en la cual se supone una distribución de fuerzas en los nodos del perímetro del dominio en dirección normal a esta superficie, así mismo suponiendo una adecuada función fuerza-desplazamiento en las barras del reticulado, se resuelve el equilibrio encontrando nuevas posiciones de los nodos (principales incógnitas). En la nueva posición de equilibrio se restablece la topología por el algoritmo de *Delaunay* y se tiene un nuevo estado. Cada barra tiene una relación fuerza-deformación  $f(l, l_o)$ , en función de su longitud actual, y de su longitud anterior, el objetivo entonces será iterar para que en el equilibrio las longitudes de todas las barras sea casi igual a la que se tenía en el estado anterior ( $f(l, l_o) = 1$ ), dando así a una forma de malla triangular lo más uniforme posible.

Los dos pasos mencionados; equilibrio y restablecer la topología son los dos pasos fundamentales de esta metodología. Metodología que además de ser mucho más corta y sencilla que otras técnicas de mallado, produce generalmente mallas de muy alta calidad.

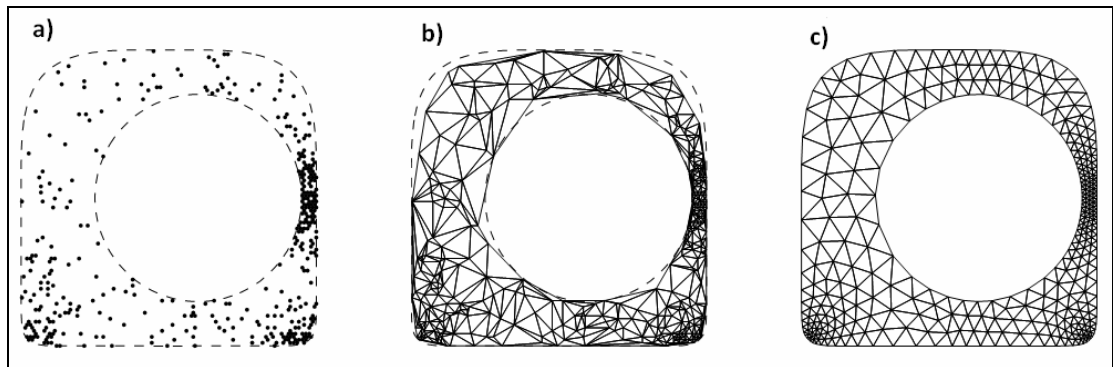


Figura C-1 Ejemplo de la generación de una malla no uniforme por medio de Distmesh, a) función de distancia y de densidad genera un una distribución de nodos, b) Se triangula por medio del algoritmo de *Delaunay* para luego c) Formar el equilibrio de fuerzas en las barras

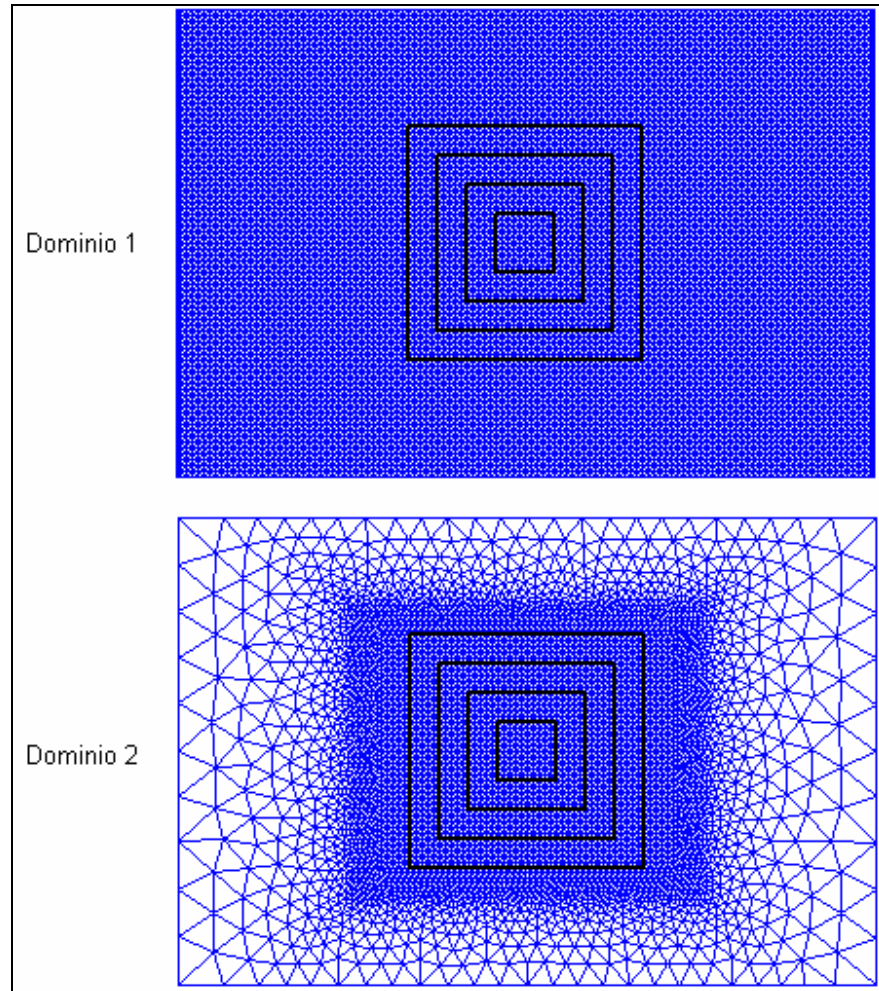
**ANEXO D. MALLAS UTILIZADAS**

Figura D-1 Mallas utilizadas para estudiar comportamiento de disipadores en 2D, arriba malla con densidad de elementos uniforme y abajo malla con densidad de elementos menor hacia los bordes.

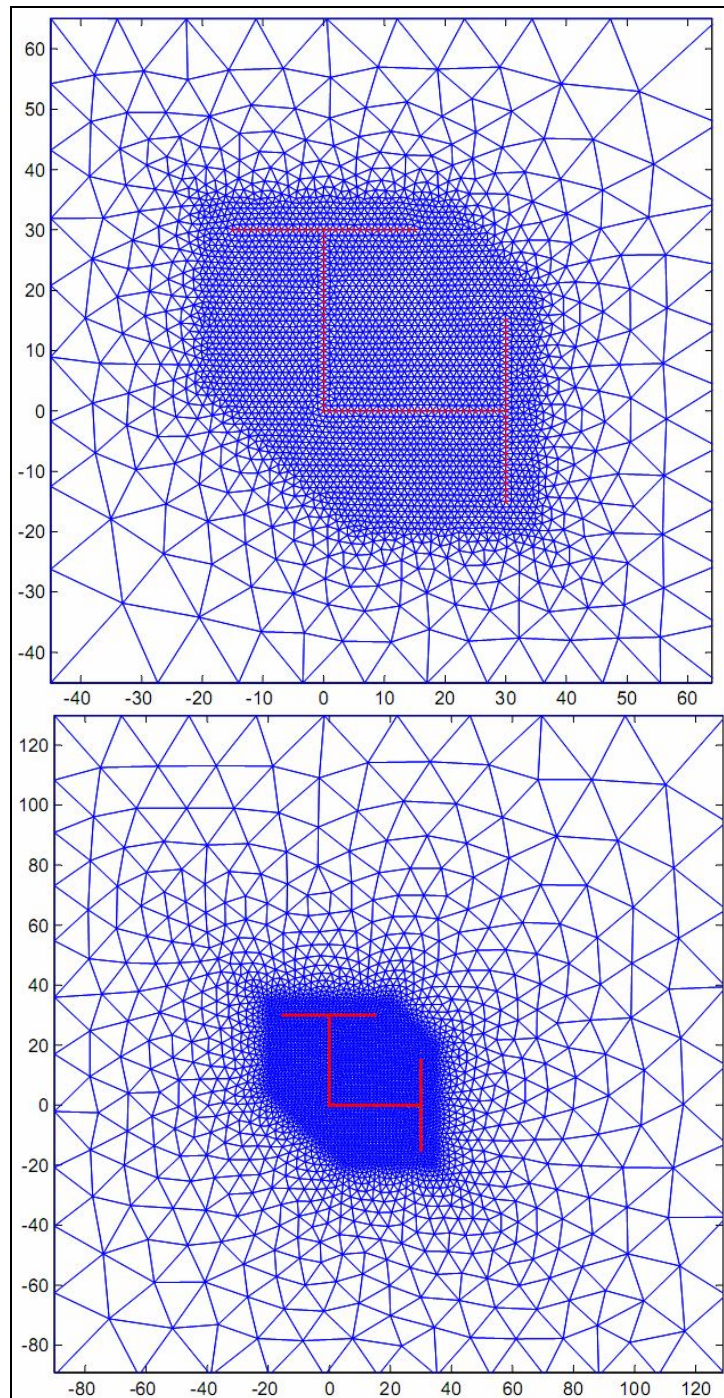


Figura D-2 Mallas utilizadas para comparar velocidades a lo largo de cuatro ejes en modelo desarrollado (arriba) y modelo en ANSYS (abajo).



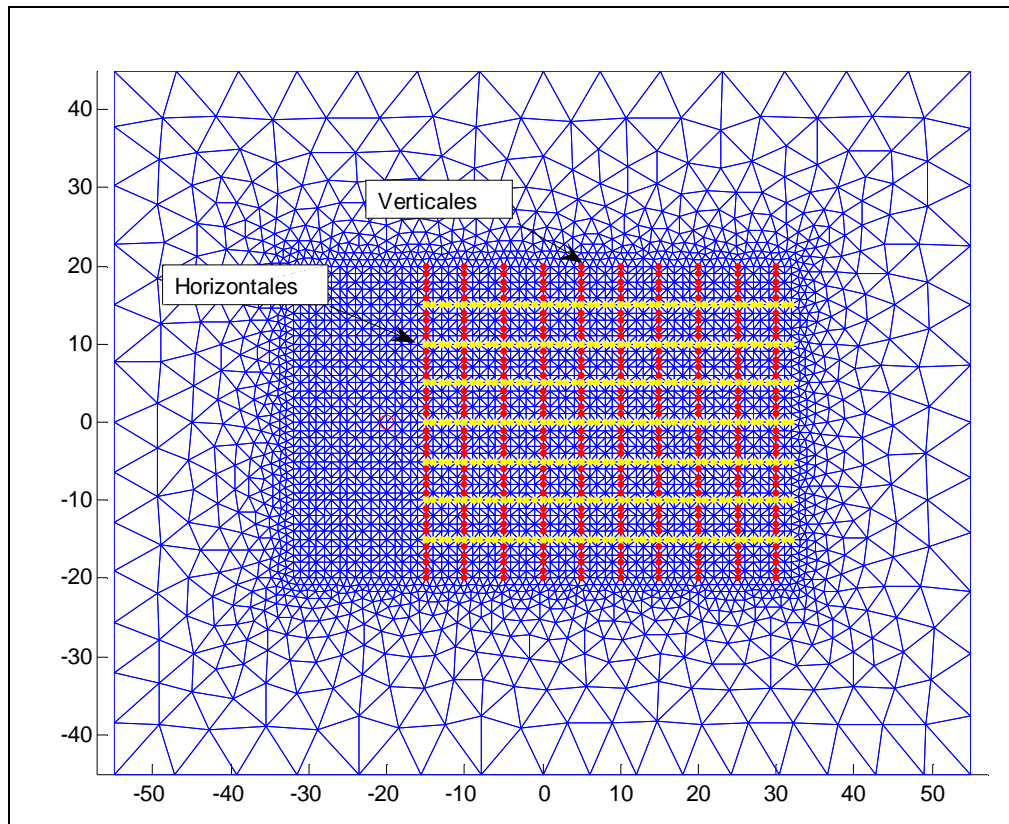


Figura D-3 Malla utilizada para estudiar la uniformidad del tren de ondas, el pulso de compresión se introduce en las coordenadas [-25,0].

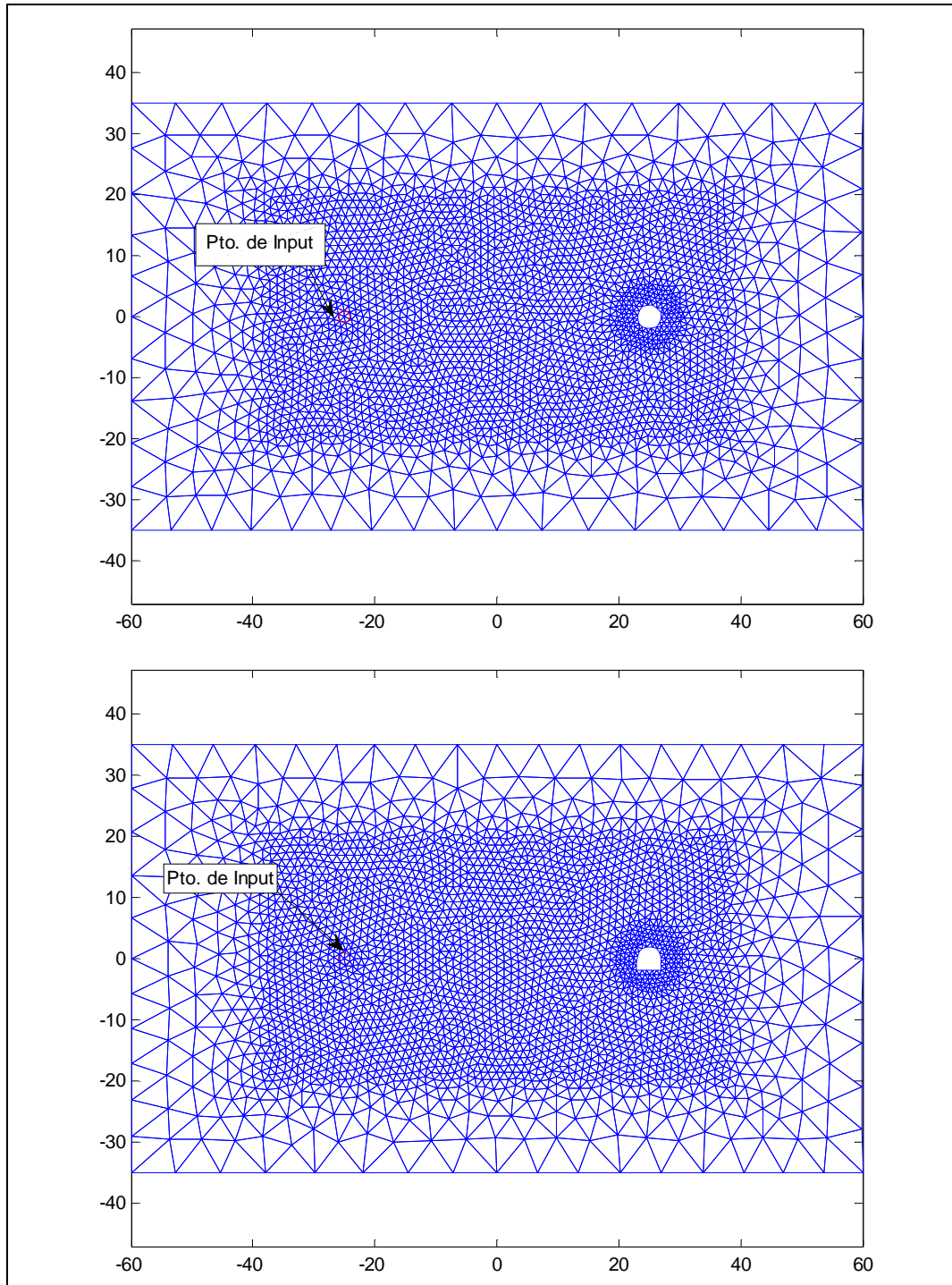


Figura D-4 Mallas utilizadas para estudiar la influencia de la forma del túnel, arriba malla con túnel circular, abajo malla con túnel herradura.

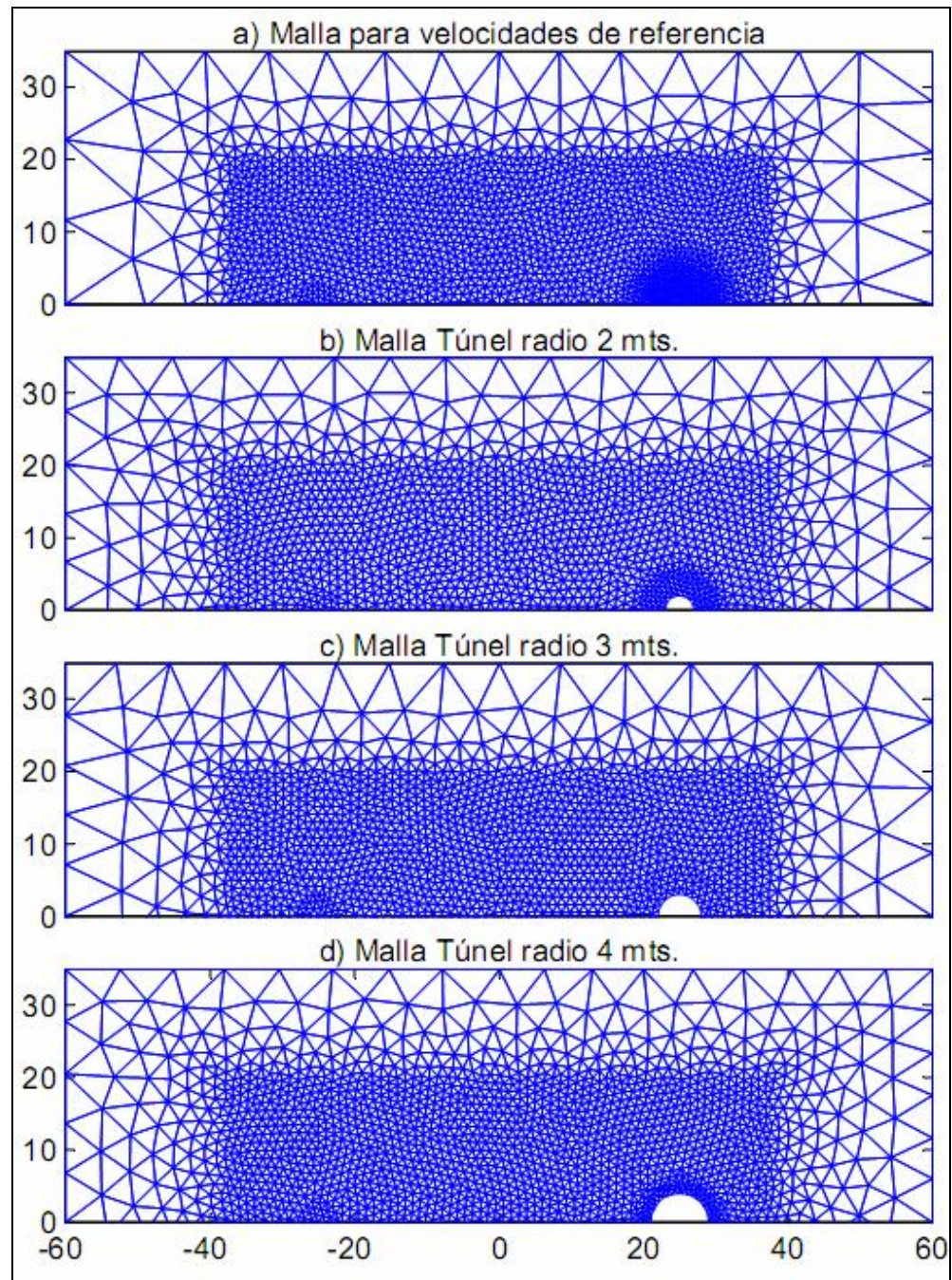


Figura D-5 Mallas utilizadas para estudiar posibles frecuencias de resonancia

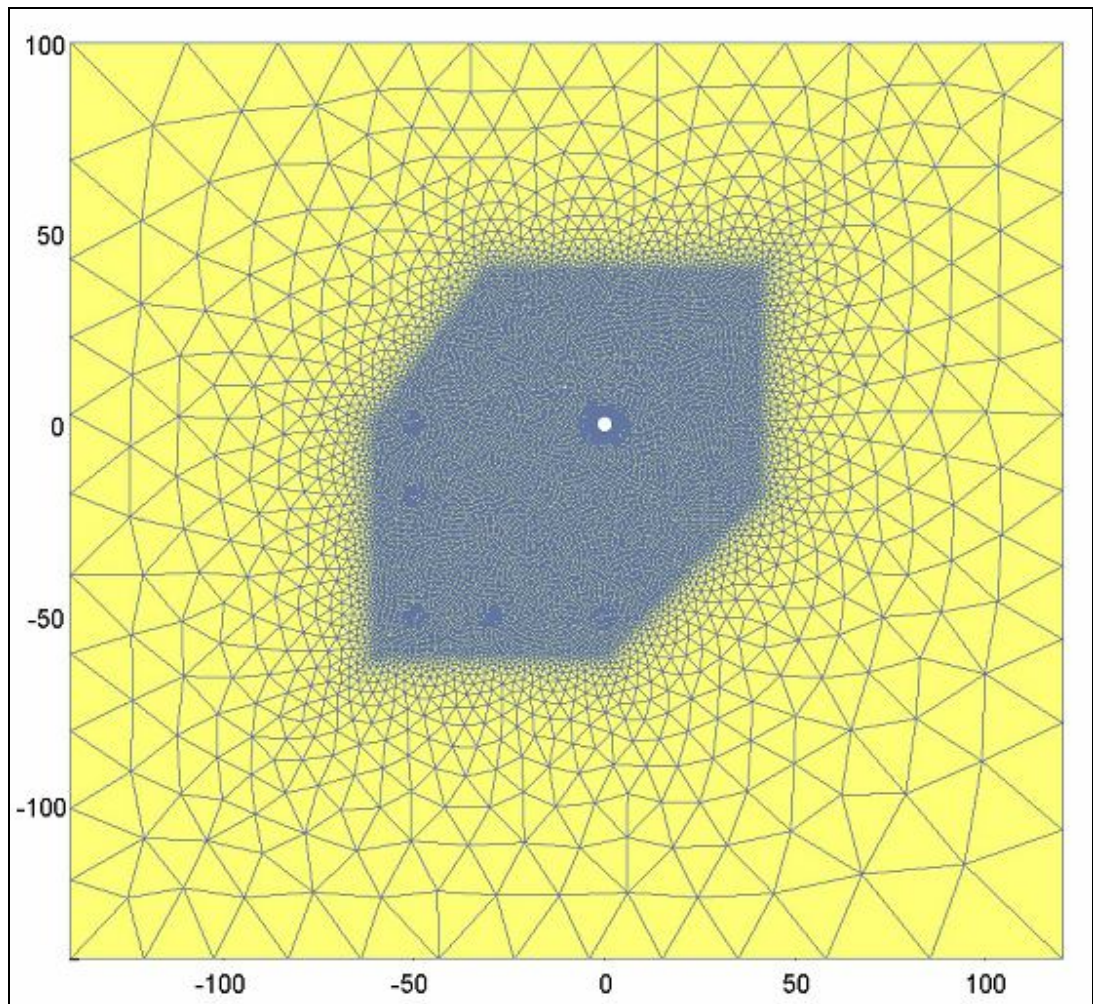


Figura D-6 Malla para estudiar la respuesta ante una configuración tipo El Teniente (malla de referencia)

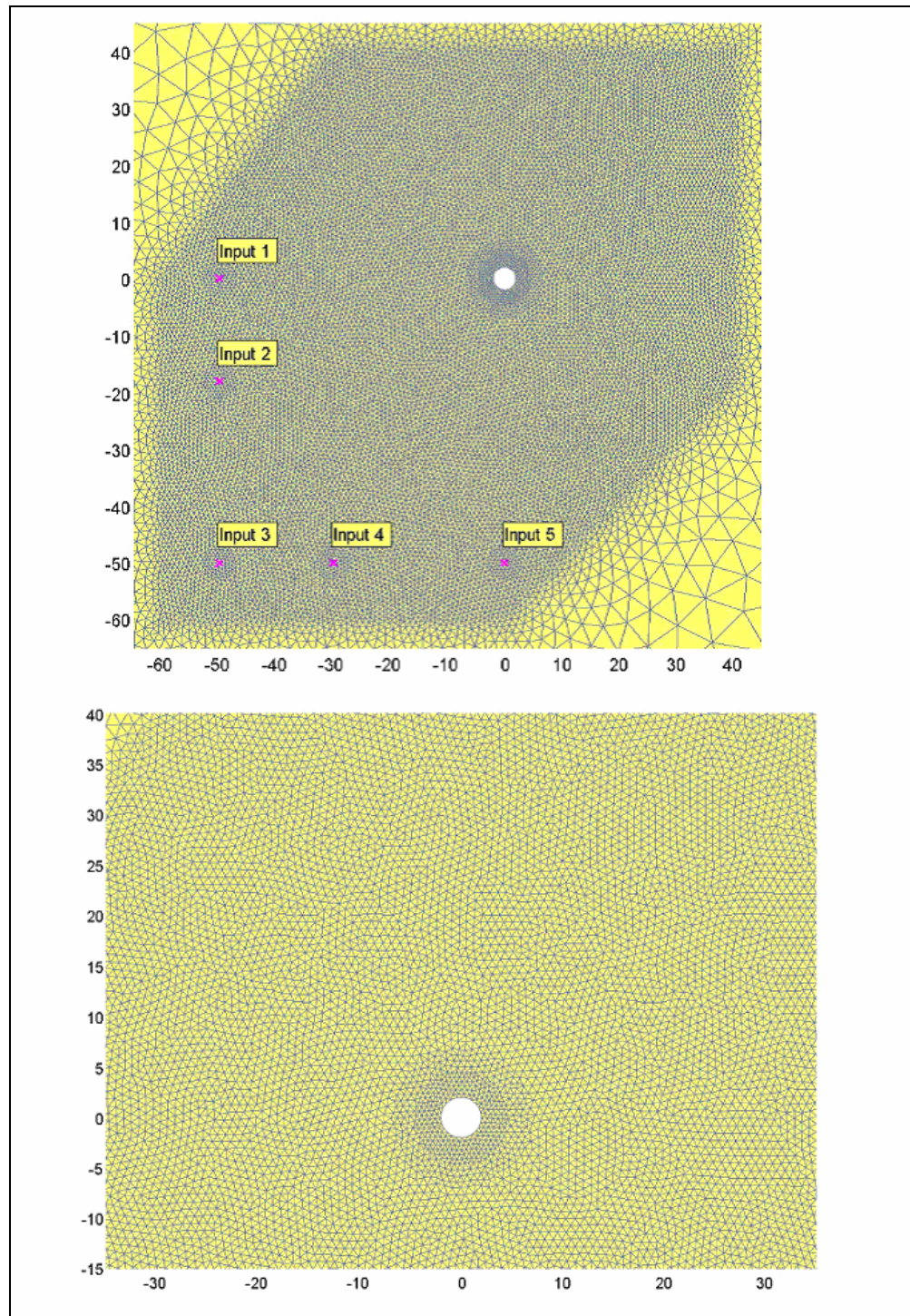


Figura D-7 Malla para estudiar la respuesta ante una configuración tipo El Teniente (diferentes ampliaciones en la zona de interés de la malla de referencia)

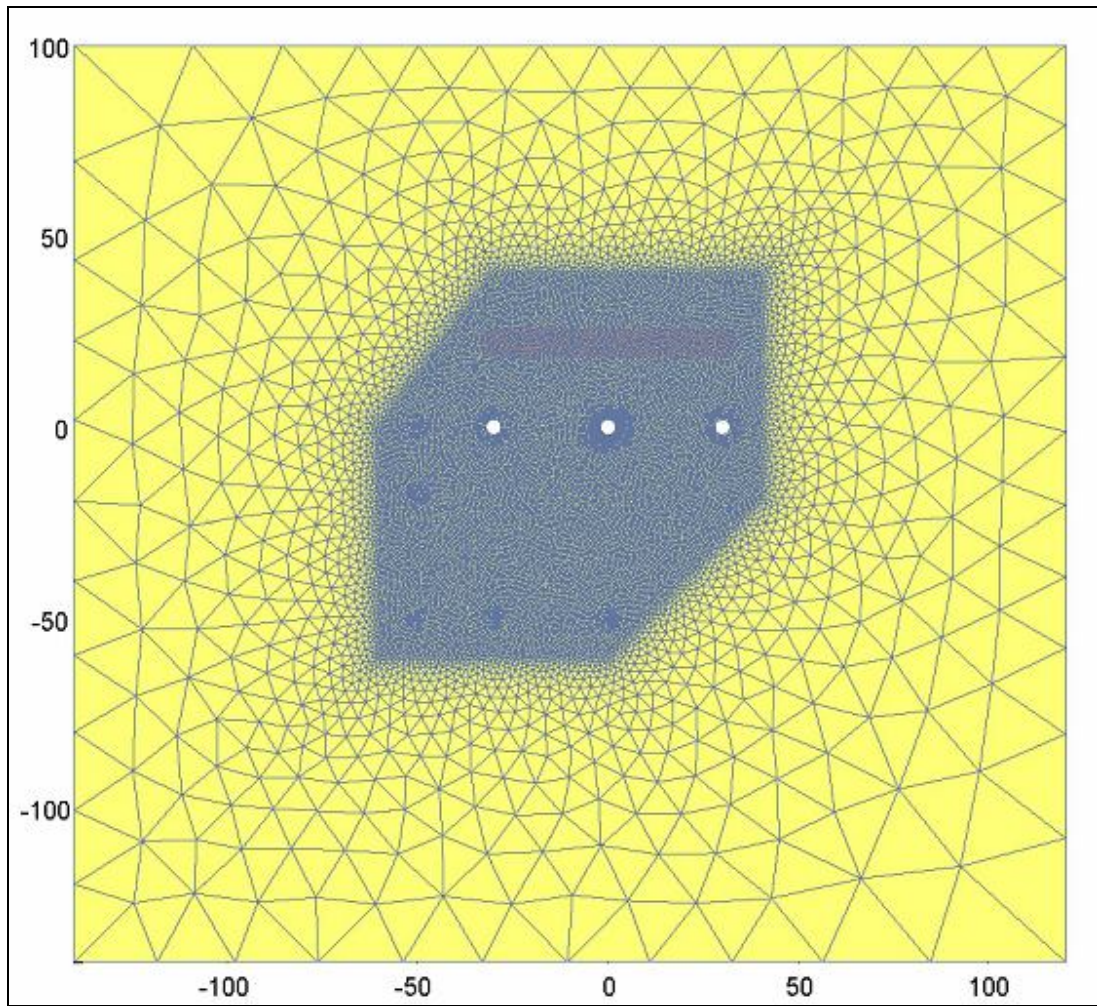


Figura D-8 Malla para estudiar la respuesta ante una configuración tipo El Teniente, con hundimiento (*Caving*)

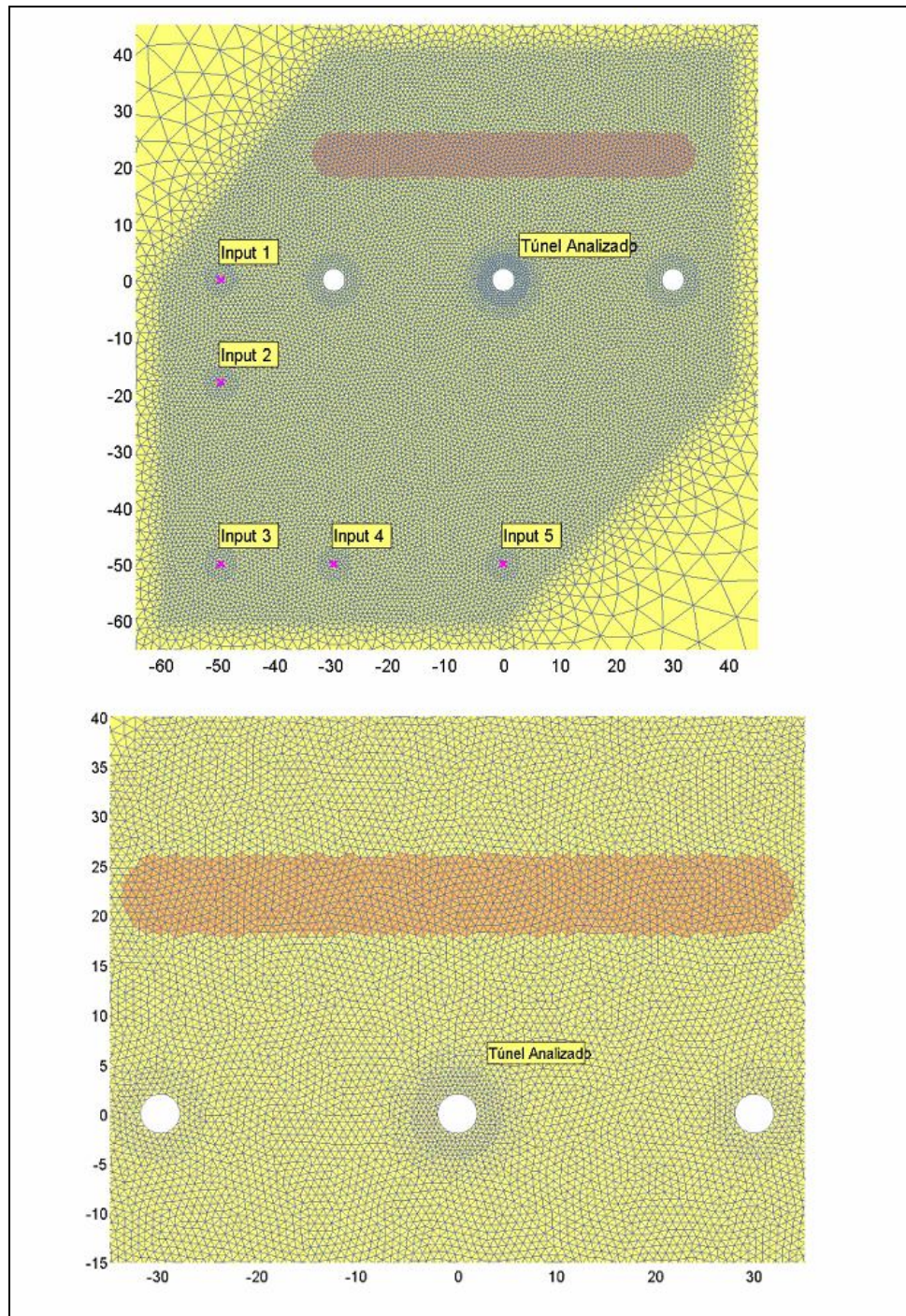


Figura D-9 Malla para estudiar la respuesta ante una configuración tipo El Teniente, con hundimiento (*Caving*), (diferentes ampliaciones de interés)