

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA, MINERA Y METALÚRGICA**



**“ANÁLISIS DE VIBRACIONES INDUCIDOS POR  
LA VOLADURA DE ROCAS EN CANTERA  
ATOCONGO EN ZONAS CERCANAS A  
POBLACIONES”**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO DE MINAS**

**LUCIO RAYMUNDO PAMPACATA HOLGADO**

**ASESOR:**

**MSc. ING. JOSE ANTONIO CORIMANYA MAURICIO**

**Lima – Perú**

**2015**

**DEDICATORIA:**

A mis padres y familiares por apoyarme y seguir aprendiendo siempre a lo largo de mi vida.

**AGRADECIMIENTO:**

A los asesores de este proyecto, quienes apoyaron y dedicaron su tiempo para aportar y guiar la realización de la presente tesis, así como el personal de la facultad por su apoyo constante, muy agradecido por todo, gracias totales.

## RESUMEN

En el presente trabajo de investigación los resultados del modelamiento y monitoreo de las vibraciones inducida por la voladura, se usaran para compararlos con los diferentes criterios de daño postulados a la fecha, y de esta manera estar en condiciones de minimizar, mitigar y/o evitar los daños producidos por las vibraciones inducidos por la voladura de rocas.

Es por esta razón que se ha decidido llevar a cabo el presente trabajo de investigación, en el cual se monitorea las vibraciones inducidas por la voladura de rocas en una operación minera superficial, proporcionando la teoría básica y práctica así como procedimientos para el registro y análisis de los datos de vibraciones obtenidos de las voladuras. El monitoreo de vibraciones debe ser registrado partiendo del propósito para el uso de los datos, y los factores que deben ser controlados para asegurar la confiabilidad de los datos registrados, y que éstos sean representativos de la voladura que se está analizando y modelando.

Lo importante de esta tecnología, es el de obtener los niveles de velocidad de partícula absolutos, para cada una de las cargas explosivas, las que asociadas a las distancias en que se registra dicha detonación conforman una buena base de datos, que permite construir modelos confiables de predicción de vibración, con los cuales se pueden evaluar diferentes modificaciones a los distintos parámetros de la voladura, tales como tipo y cantidad de explosivo según distancia y evaluar el daño potencial que esa vibración puede producir.

## **ABSTRACT**

In this research the results of modeling and monitoring of the vibrations induced by blasting, are going to be used for comparison with different damage criteria postulated to date, and thus be able to minimize, mitigate and / or avoid damage caused by vibrations induced by blasting of rocks.

It is for this reason that it has been decided to carry out this research, which vibrations induced by blasting rocks are monitored in an open cut operation mining, providing the basic theory and practice as well as procedures for recording and analysis data of vibrations obtained from the blasting. The vibration monitoring should be recorded based on the purpose for use of the data, and the factors that must be controlled to ensure the reliability of the recorded data, they should be representative of the blasting that is being analyzed and modeled.

what is important is that this technology is to obtain the levels of absolute particle velocity for each of the explosive charges, which are related to the distances its detonation is recorded up in a good database, which allows to build reliable models prediction of vibration, with which can be evaluated at various different modifications of the blasting' parameters such as type and amount of explosive related to distance and assess the potential vibration that can cause damage.

## INDICE

|   |    |
|---|----|
| INTRODUCCION  | 18 |
| <b>CAPITULO I UBICACIÓN, GEOLOGIA Y GEOTECNIA</b>                                 |    |
| 1.1 INTRODUCCION  | 30 |
| 1.2 UBICACIÓN   | 31 |
| 1.3 MARCO GEOLOGICO REGIONAL  | 33 |
| 1.4 MORFOLOGIA  | 35 |
| 1.5 LITO ESTATIGRAFIA   | 35 |
| 1.5.1 Deposito cuaternario (QR)   | 35 |
| 1.5.2 Formación Atocongo (Ki – AT)  | 36 |
| 1.5.3 Miembro Atocongo inferior (Ki – A1)   | 36 |
| 1.5.4 Miembro Atocongo Medio (Ki - AM)  | 37 |
| 1.5.5 Miembro Atocongo Superior (Ki - AS)   | 37 |
| 1.5.6 Formación Pamplona  | 38 |
| 1.5.7 Rocas Intrusivas  | 38 |
| 1.6 ASPECTOS ESTRUCTURALES:   | 39 |
| 1.6.1 Evaluación de estabilidad de taludes  | 41 |
| <b>CAPITULO II PREVENCIÓN Y CONTROL AMBIENTAL DE VIBRACIONES<br/>POR VOLADURA</b> |    |

|  |   |     |
|--|---|-----|
| 2.1  | INTRODUCCION  | 56  |
| 2.2  | EFFECTOS DE VOLADURAS Y GESTIÓN AMBIENTAL                   | 59  |
| <b>CAPÍTULO III MONITOREO DE VIBRACIONES GENERADAS POR</b> |   |     |
| <b>VOLADURAS, ANÁLISIS Y MODELAMIENTO</b>                  |   |     |
| 3.1  | INTRODUCCIÓN.   | 62  |
| 3.2  | FUNDAMENTOS DE VIBRACIONES                                  | 64  |
| 3.2.1  | Naturaleza cíclica de las voladuras                         | 64  |
| 3.2.2  | Propiedades Básicas de las ondas                            | 69  |
| 3.3  | TIPOS DE ONDAS DE VIBRACIÓN                                 | 75  |
| 3.4  | UNIDADES DE VIBRACIONES:                                    | 77  |
| 3.4.1  | Velocidad de Vibración                                      | 77  |
| 3.4.2  | Aceleración de las Vibraciones:                             | 78  |
| 3.5  | VIBRACIONES Y ESFUERZO:                                     | 80  |
| 3.6  | MODELOS DE VELOCIDAD DE PARTÍCULA. (MODELOS DE VIBRACIONES) | 82  |
| 3.6.1  | Modelo de Campo Lejano “Devine                              | 86  |
| 3.6.2  | Modelo de Campo Lejano “HOLMBERG & PERSSON”                 | 88  |
| 3.6.3  | Comparación modelos devine y holmberg & Persson             | 93  |
| 3.6.4  | Criterio de la velocidad de partícula crítica (PPVC)        | 94  |
| <b>CAPÍTULO IV CARACTERÍSTICAS DE LAS VIBRACIONES POR</b>  |   |     |
| <b>VOLADURAS</b>   |   |     |
| 4.1  | INTRODUCCIÓN  | 97  |
| 4.2  | VIBRACIÓN DE UN ÚNICO TALADRO                               | 98  |
| 4.2.1  | Frecuencia de las vibraciones                               | 100 |
| 4.2.2  | Amplitud de la Vibración                                    | 100 |

|       |                                      |     |
|-------|--------------------------------------|-----|
| 4.2.3 | Duración de la Vibración             | 101 |
| 4.3   | VIBRACIONES DE UNA VOLADURA COMPLETA | 102 |
| 4.3.1 | Frecuencia de la voladura            | 103 |
| 4.3.2 | Amplitud y duración de la Vibración  | 103 |

## **CAPITULO V INSTRUMENTACIÓN PARA MONITOREO DE VIBRACIONES**

|       |                               |     |
|-------|-------------------------------|-----|
| 5.1   | INTRODUCCIÓN                  | 104 |
| 5.2   | INSTRUMENTACIÓN DE MEDICIONES | 105 |
| 5.3   | TRANSDUCTORES DE VIBRACIÓN    | 105 |
| 5.3.1 | Acelerómetros                 | 106 |
| 5.3.2 | Geófonos                      | 107 |

## **CAPÍTULO VI DAÑOS AL MACIZO ROCOSO**

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 6.1   | INTRODUCCIÓN   | 116 |
| 6.2   | ALGUNOS CRITERIOS DE DAÑO SELECCIONADOS Y BASADOS EN LA VELOCIDAD PICO DE PARTÍCULA (PPV). | 119 |
| 6.2.1 | Criterio de prevención de daños en estructuras   | 119 |

## **CAPÍTULO VII NORMATIVAS INTERNACIONALES**

|       |   |     |
|-------|---|-----|
| 7.1   | INTRODUCCIÓN.   | 122 |
| 7.1.1 | Normas De La Comunidad Europea                            | 125 |
| 7.2   | NORMATIVAS AMERICANAS.                                    | 139 |
| 7.2.1 | United States Bureau of Mines (USBM)                      | 139 |
| 7.2.2 | Office of Surface Mining (OSM)                            | 141 |
| 7.3   | NORMATIVAS PERUANAS DE VIBRACIONES                        | 141 |
| 7.3.1 | Guía Ambiental para Perforación y Voladura en Operaciones |     |

**CAPÍTULO VIII CASO DEL ESTUDIO, APLICANDO LOS MODELOS  
MATEMÁTICOS ANALIZADOS Y REVISADOS PARA LA  
PRESENTE TESIS**

|       |   |     |
|-------|---|-----|
| 8.1   | INTRODUCCIÓN  | 143 |
| 8.2   | OBJETIVOS PRINCIPALES   | 144 |
| 8.3   | INSTRUMENTACIÓN   | 144 |
| 8.4   | PASOS PARA EL LOGRO DE LOS OBJETIVOS  | 145 |
| 8.4.1 | Diseño de malla aplicando el método de cross hole                                 | 145 |
| 8.4.2 | Diseño de secuencia, carga explosiva y amarre                                     | 146 |
| 8.4.3 | Tiempo Crítico de Acoplamiento  | 147 |
| 8.5   | CRITERIO DE PREVENCIÓN DE DAÑOS EN<br>ESTRUCTURAS APLICADOS EN LA SIGUIENTE TESIS | 152 |
| 8.6   | ANÁLISIS DE REGISTROS DE VIBRACIONES  | 156 |
| 8.6.1 | Modelamiento de Vibraciones   | 157 |
| 8.6.2 | Modelo ajustado por regresión (K90%)  | 159 |
| 8.7   | UBICACIÓN DE PUNTOS MONITOREADOS  | 160 |
| 8.8   | CÁLCULO CARGA /RETARDO VS DISTANCIA   | 161 |
| 8.9   | CÁLCULO PICO PARTÍCULA VS DISTANCIA   | 162 |

**CAPÍTULO IX INTERPRETACIÓN DEL ANÁLISIS DE VIBRACIONES,  
DISCUSIÓN DE RESULTADOS DE LA PRESENTE TESIS**

|     |                       |     |
|-----|-----------------------|-----|
| 9.1 | OBJETIVO              | 163 |
| 9.2 | UBICACIÓN DEL DISPARO | 163 |

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 9.3   | DIAGRAMA DE CARGAS   | 165 |
| 9.4   | DISEÑO DE AMARRE   | 166 |
| 9.4.1 | Dirección del Movimiento del Material  | 167 |
| 9.5   | NÚMEROS DE DECKS VS. TIEMPOS   | 168 |
| 9.6   | MONITOREO DE VIBRACIÓN   | 169 |
| 9.6.1 | Resultados de Vibración  | 170 |
| 9.7   | RESULTADOS DE FRAGMENTACIÓN  | 175 |
| 9.8   | AJUSTE DE MODELO DE VIBRACIONES DE DEVINE  | 176 |
| 9.8.1 | Modelo promedio K50% de vibraciones  | 178 |
| 9.8.2 | Modelo Ajustado K90% de Vibraciones  | 178 |
| 9.8.3 | Cálculo Velocidad Pico partícula VS Distancia  | 180 |
| 9.9   | PROPUESTA DE DISPARO, EJECUCIÓN Y ANÁLISIS RESPECTO A LOS<br>DATOS OBTENIDOS DEL PRESENTE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN<br>(APLICACIÓN AL MODELO DE MONTECARLO) | 181 |
| 9.9.1 | Ubicación del disparo  | 181 |
| 9.9.2 | Diseño de Carga propuesto para el disparo  | 181 |
| 9.9.3 | Predicción del Vector Suma   | 182 |
| 9.9.4 | Carga/retardo vs. Tiempo   | 184 |
| 9.9.5 | Análisis de Frecuencia   | 185 |
| 9.9.6 | Ejecución y resultados de vibraciones  | 186 |

## **CONCLUSIONES**

## **BIBLIOGRAFIA**

## **ANEXOS**

## INDICE DE FIGURAS

|                 |   |    |
|-----------------|---|----|
| Figura N° 1.1:  | Plano de ubicación de Cantera Atocongo                  | 32 |
| Figura N° 2.1:  | Comparación de la respuesta humana a la vibración       |    |
|                 | Mecánica  | 58 |
| Figura N° 2.2:  | Modelo para la gestión ambiental de vibraciones         |    |
|                 | para voladuras  | 59 |
| Figura N° 3.1:  | Después que el frente de detonación                     | 65 |
| Figura N° 3.2:  | Ciclo de esfuerzo sobre la roca, comprensión            |    |
|                 | seguida por tensión                                     | 66 |
| Figura N° 3.3:  | Presión y relajación no simétrica a u elemento de roca. | 67 |
| Figura N° 3.4:  | Frecuencia considerada como el inverso del tiempo       |    |
|                 | del ciclo completo                                      | 69 |
| Figura N° 3.5;  | Duración de la vibración                                | 72 |
| Figura N° 3.6;  | Velocidad de propagación                                | 74 |
| Figura N° 3.7:  | Variación del movimiento con el tipo de onda.           | 76 |
| Figura N° 3.8:  | Modelamiento de vibraciones I                           | 85 |
| Figura N° 3.9:  | Modelamiento de vibraciones II                          | 85 |
| Figura N° 3.10: | Modelamiento vibraciones devine                         | 88 |
| Figura N° 3.11: | Esquema Modelo Holmberg & Persson                       | 87 |

|                 |  |     |
|-----------------|--|-----|
| Figura N° 3.12: | Diferencia en la predicción de Vibraciones según el Modelo Devine y Holmberg & Persson | 94  |
| Figura N° 4.1:  | Registro de onda de una voladura masiva  | 98  |
| Figura N° 4.2:  | Registro de onda generada por la detonación de un taladro                              | .99 |
| Figura N° 5.1:  | Sismógrafos geosonic e instantel   | 105 |
| Figura N° 5.2:  | Arreglo triaxial del geófono   | 112 |
| Figura N° 5.3:  | Orientación correcta   | 113 |
| Figura N° 5.4:  | Acoplamiento del geófono   | 114 |
| Figura N° 6.1:  | Criterio según UNE   | 120 |
| Figura N° 7.1:  | Norma UNE 22.381.93  | 128 |
| Figura N° 7.2:  | Características del modelo de sismógrafo empleado por UNE 22.381.93                    | 129 |
| Figura N° 7.3:  | Norma Alemana DIN 4150   | 132 |
| Figura N° 7.4:  | Directriz Alemana KDT 046/72 (1972)  | 136 |
| Figura N° 8.1:  | Diseño de perforación  | 145 |
| Figura N° 8.2:  | Diseño de secuencia  | 146 |
| Figura N° 8.3:  | Ejecución  | 147 |
| Figura N° 8.4:  | Estimación del tiempo de acoplamiento  | 148 |
| Figura N° 8.5:  | Amplificación de Vibración   | 149 |
| Figura N° 8.6:  | Amplificación de Vibración   | 149 |

|                 |   |     |
|-----------------|---|-----|
| Figura N° 8.7:  | Amplificación de la vibración   | 150 |
| Figura N° 8.8:  | Método de la velocidad de onda P                                      | 151 |
| Figura N° 8.9:  | Medición de velocidad de onda P                                       | 152 |
| Figura N° 8.10: | Criterio de daño a estructuras Norma UNE                              | 153 |
| Figura N° 8.11: | Criterio de daños al macizo rocoso según Langerfors                   | 154 |
| Figura N° 8.12: | Niveles comunes de vibración en el hogar                              | 154 |
| Figura N° 8.13: | Criterio de daños a estructuras                                       | 155 |
| Figura N° 8.14: | Análisis de registro de vibraciones                                   | 156 |
| Figura N° 8.15: | Base de datos para el modelo de vibraciones                           | 157 |
| Figura N° 8.16: | Modelamiento de vibraciones   | 158 |
| Figura N° 8.17: | Modelo ajustado PPV vs Distancia Escalar                              | 159 |
| Figura N° 8.18: | Determinación de distancias a los puntos de Interés (PI)              | 160 |
| Figura N° 8.19: | Cálculo carga / retardo   | 161 |
| Figura N° 8.20: | Cálculo Pico Partícula  | 162 |
| Figura N° 9.1:  | Ubicación del disparo   | 164 |
| Figura N° 9.2:  | Disparo en puzolana, todos los taladros son de<br>5 pulg. de diámetro | 165 |
| Figura N° 9.3:  | Diagrama de cargas  | 166 |
| Figura N° 9.4:  | Diseño de amarre  | 167 |
| Figura N° 9.5:  | Diseño de amarre  | 168 |
| Figura N° 9.6:  | Diseño de amarre  | 168 |

|                 |   |     |
|-----------------|---|-----|
| Figura N° 9.7:  | Diseño de disparo en una ventana de 12 ms.  | 169 |
| Figura N° 9.8:  | Colocación de sismógrafos respecto del disparo  | 170 |
| Figura N° 9.9:  | Resultados de las vibraciones d= 837.9 m.   | 171 |
| Figura N° 9.10: | Resultados de frecuencias d= 837.9  | 172 |
| Figura N° 9.11: | Resultados de vibraciones d= 168.5 m.   | 173 |
| Figura N° 9.12: | Resultados de frecuencias d=168.5m.   | 174 |
| Figura N° 9.13: | Resultados de la fragmentación  | 176 |
| Figura N° 9.14: | Nuevos Valores para ingresar al Modelo de Devine.   | 177 |
| Figura N° 9.15: | Modelo promedio   | 178 |
| Figura N° 9.16: | Modelo Ajustado   | 179 |
| Figura N° 9.17: | Cálculo de carga VPP vs Distancia   | 180 |
| Figura N° 9.18: | Ubicación del disparo   | 181 |
| Figura N° 9.19: | Diseño de carga propuesto   | 182 |
| Figura N° 9.20: | Predicción del PPV promedio y máximo  | 183 |
| Figura N° 9.21: | Carga /retardo vs. Tiempo   | 184 |
| Figura N° 9.22: | Análisis de frecuencia  | 185 |
| Figura N° 9.23: | Análisis de frecuencia  | 186 |
| Figura N° 9.24: | Resultado de la fragmentación   | 187 |
| Figura N° 9.25: | Gran equipo humano que trabajó durante<br>las constantes pruebas tanto en cantera como<br>en el trabajo de investigación. | 188 |

## INDICE DE TABLAS

|                |  |    |
|----------------|--|----|
| Tabla N° 1.1:  | Columna estratigráfica generalizada del área de Lima | 34 |
| Tabla N° 1.2:  | Relación de Discontinuidades Involucradas zona SE    | 41 |
| Tabla N°1.3:   | Relación de Discontinuidades Involucradas zona SE    | 42 |
| Tabla N° 1.4:  | Relación de Discontinuidades Involucradas zona SE    | 42 |
| Tabla N° 1.5:  | Relación de Discontinuidades Involucradas zona SW    | 42 |
| Tabla N° 1.6:  | Relación de Discontinuidades Involucradas zona SW    | 43 |
| Tabla N° 1.7:  | Relación de Discontinuidades Involucradas zona SW    | 43 |
| Tabla N° 1.8:  | Relación de Discontinuidades Involucradas zona C     | 43 |
| Tabla N° 1.9:  | Relación de Discontinuidades Involucradas zona C     | 44 |
| Tabla N° 1.10: | Relación de Discontinuidades Involucradas zona NW    | 44 |
| Tabla N° 1.11: | Relación de Discontinuidades Involucradas zona NE    | 44 |
| Tabla N° 1.12: | Relación de Discontinuidades Involucradas zona NE    | 45 |
| Tabla N° 1.13: | Análisis de Estabilidad de Bloques, zona SE          | 47 |
| Tabla N° 1.14: | Análisis de Estabilidad de Bloques, zona SE          | 48 |
| Tabla N° 1.15: | Análisis de Estabilidad de Bloques, zona SE,         | 48 |
| Tabla N° 1.16: | Análisis de Estabilidad de Bloques, zona SW          | 48 |
| Tabla N° 1.17: | Análisis de Estabilidad de Bloques, zona SW          | 49 |

|                |  |     |
|----------------|--|-----|
| Tabla N° 1.18: | Análisis de Estabilidad de Bloques, zona SW                                  | 49  |
| Tabla N° 1.19: | Análisis de Estabilidad de Bloques, zona C                                   | 49  |
| Tabla N° 1.20: | Análisis de Estabilidad de Bloques, zona C,                                  | 50  |
| Tabla N° 1.21: | Análisis de Estabilidad de Bloques, zona NW                                  | 50  |
| Tabla N° 1.22: | Análisis de Estabilidad de Bloques, zona NE                                  | 50  |
| Tabla N° 1.23: | Análisis de Estabilidad de Bloques, zona NE                                  | 51  |
| Tabla N° 1.24: | Resumen de Análisis de Estabilidad en los Sectores<br>de Diseño más Críticos | 55  |
| Tabla N° 3.1:  | Relaciones sinusoidales  | 69  |
| Tabla N° 3.2:  | Variabilidad en los parámetros del Modelo de Vibración                       | 84  |
| Tabla N° 3.3:  | Tabla de Velocidad pico partícula crítica para daño                          | 96  |
| Tabla N° 6.1:  | Criterios de daño inducido en el macizo rocoso                               | 120 |
| Tabla N° 6.2:  | Criterio de prevención de daño USBM  | 119 |
| Tabla N° 6.3:  | Valores límites del criterio   | 120 |
| Tabla N° 6.4:  | Niveles de vibración comunes   | 121 |
| Tabla N° 7.1:  | Norma Alemana DIN 4150   | 131 |
| Tabla N° 7.2:  | Norma Alemana DIN 4150   | 131 |
| Tabla N° 7.3:  | Norma Suiza SN 640 315a de 1992  | 136 |
| Tabla N° 7.4:  | Criterio United States Bureau of Mines (USBM)                                | 140 |
| Tabla N° 7.5:  | Criterio United States Bureau of Mines (USBM)                                | 141 |
| Tabla N° 7.6:  | Normatividad peruana de vibraciones  | 142 |

|               |                                     |     |
|---------------|-------------------------------------|-----|
| Tabla N° 8.1: | Criterio de daño a estructuras USBM | 152 |
| Tabla N° 8.2: | Valores límites del criterio        | 153 |
| Tabla N° 8.3: | Criterio de daño según PPV crítica  | 155 |
| Tabla N° 8.4: | Criterio a tipos de edificación     | 156 |

## **INTRODUCCION**

### **1 INTRODUCCIÓN.**

Tanto los Proyectos Mineros como otras actividades industriales, no afines a minería, que demandan la realización de voladuras, deben lidiar con el impacto que generan sobre la comunidad el uso de explosivos, ya sea que se manifieste como daño sobre infraestructuras circundantes, externalidades negativas inducidas sobre residentes (percepción humana) o perturbaciones con carácter de impacto ambiental (fauna protegida, monumentos nacionales, etc.). Ante ésta realidad, surge la necesidad de monitorear y controlar el impacto ambiental producido por vibraciones y ondas de presión aérea, y de ser necesario rediseñar la voladura para mitigar sus efectos.

Los puntos más importantes que se deben considerar cuando se hacen voladuras son:

- Lograr un adecuado grado de fragmentación de la roca, de tal modo que se obtenga un costo mínimo combinado de las operaciones de carguío, transporte, chancado y molienda de la roca.
- Minimizar el daño al macizo rocoso en su entorno permitiendo una operación sin riesgos.

Para poder lograr satisfacer esos dos requisitos contradictorios necesitamos la correcta elección del explosivo, cuanto explosivo cargar por taladro, la cantidad de explosivo que deberá causar el menor daño posible al entorno de la voladura pero cumpliendo con los puntos antes mencionados.

Nuestra habilidad para controlar el daño recae en nuestra habilidad de mantener los niveles de vibraciones bajo el nivel que consideremos que produce daño, ya sea generando nuevas fracturas, dilatando las fracturas ya existentes, o induciendo movimiento de bloques tales como cuñas a lo largo de planos de fallas ya existentes.

La presente tesis explora el proceso de monitoreo de vibraciones, la relación entre vibración y daño, y los modelos que ayudan a entender y controlar el nivel de vibraciones. Sin embargo, se debe entender que la vibración es sólo uno de los mecanismos que producen daño en la estructura de la roca, siendo otro mecanismo importante la acción de los gases generados por la detonación del explosivo que penetran en las grietas pudiendo producir grandes movimientos de bloques a lo largo de planos de fallas.

## 2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Debido a la necesidad de obtener la materia prima “Puzolana”, insumo importante para la fabricación del cemento, ubicada en el distrito de Villa María del triunfo denominada Zona Atocongo, se comenzó a estudiar y analizar la manera de extraer en forma masiva, ya que lo tradicional era usar máquinas rompedoras de roca, esto debido a las cercanía con las poblaciones del Asentamiento Humano “Nueva Esperanza”, esto demandaba tiempo y demasiadas horas máquinas para producir toneladas de materia prima, el cual no era económicamente factible, la forma y solución a este problema era realizar voladura sin que esta afecte a las construcciones aledañas a la zona y compararlos con los diferentes criterios de daño postulados a la fecha, de esta manera estar en condiciones de minimizar, mitigar y/o evitar los daños producidos por las vibraciones inducidos por la voladura de rocas.

Era necesario crear un modelo matemático que prediga los diferentes intensidades de vibración de acuerdo a la zona y distancia respecto a las casas aledañas de la zona a explotar y de esta manera ajustar las cargas explosivas y retardo de acuerdo a los diferentes modelos y cálculos matemáticos que nos dan la seguridad de minimizar daños en las estructuras cercanas a la zona.

El trabajo de investigación cuenta con recursos accesibles esto debido a la proximidad del campo de estudio, además de los recursos humanos (colaboradores y especialistas en el tema) y materiales (balanzas,

sismógrafos, perforadoras, camión mezclador de explosivos) que determinarán en última instancia los alcances de la investigación.

### **3 DEFINICIÓN DE LOS OBJETIVOS**

Analizar el campo de las vibraciones causadas por la actividad humana, principalmente respecto al tema de las voladuras, para mitigar, minimizar las vibraciones en zonas locales avalada mediante el análisis de la literatura técnica existente en el ámbito mundial.

Ejemplarizar la problemática de la evaluación y control de sus efectos mediante la toma de análisis e interpretación de datos reales de acuerdo a las condiciones estructurales de la zona de estudio para llegar a estándares de procedimiento,

### **4 JUSTIFICACIÓN**

Quiero comenzar manifestando los motivos que me han movido a la realización de la presente tesis y las razones de tipo personal que me han impulsado a la elección del tema de investigación y objeto de estudio. En primer lugar, voy a exponer las razones de carácter particular, vinculadas a mi actividad actual en el campo de la perforación y voladura que me han llevado a iniciar esta tesis.

Paralelamente a estas circunstancias y movida por un afán de superación personal y formación permanente, inicié cursos de voladura en Orica, San Martín Contratistas generales y Minera Chinalco Perú, en este último realizando y complementando mi formación en el campo de las perforaciones y voladuras.

Todos estos aspectos me han supuesto una motivación y un reto muy importante, al permitirme profundizar en aspectos en los que mi formación anterior estaba poco sedimentada, permitiéndome, además, avanzar en mi conocimiento con el desarrollo de estudios más particularizados, específicos y prácticos en este campo de conocimiento.

En la presente tesis voy a justificar las razones de la elección del campo de estudio desde un punto de vista estricto, es decir, cuál ha sido la razón técnica para centrarme en el estudio de las vibraciones de mi trabajo de investigación.

El presente trabajo de investigación justifica la necesidad de la aplicación de diferentes modelos matemáticos y un análisis de vibraciones, ya que en dicha zona a explotar se encontraba cercanas a las poblaciones y ante la necesidad de extraer la materia prima denominada “puzolana”, se realizó un estudio detallado para minimizar el riesgo de afectar sus construcciones accidentes personales y pérdida de materiales, equipo y daño a estructuras, y todos los problemas que acarrear a las vibraciones, tales como: judiciales, legales y económicos. Ya que esto podría repercutir con la empresa y asumir responsabilidades con terceros.

Durante y posteriormente a dicho trabajo de investigación, se generó una serie de dificultades, esto debido a la proximidad de las poblaciones, además de un desequilibrio en los resultados debido a la calibración del peso de la carga explosiva del camión, lo cual tuvo que solucionarse para luego anexar nuevos datos a la ecuación.

## 5 ALCANCES

Se estudiará y analizará el comportamiento de las vibraciones, el cual simularemos a escala las condiciones del terreno para captar la velocidad de la onda P y los demás parámetros para la elección de la carga explosiva adecuada y el retardo permitido para evitar el acoplamiento. Ambos trabajos se realizaron usando el monitoreo, modelamiento y análisis de vibraciones.

Es importante dicho trabajo de investigación no solo económicamente para la empresa que explota la materia prima, sino predecir los niveles de vibración por intermedio de un modelo matemático de estimación en las zonas circundantes a las poblaciones, de esta manera evitaremos daños en estructuras aledañas como poblaciones, estructuras de propiedad del estado, etc.

## 6 MARCO TEORICO

### **Antecedentes del tema de investigación**

El monitoreo de vibraciones fue constante en la zona de cantera Atocongo, el cual usando sismógrafos se captaban resultados de las velocidades pico partículas de las poblaciones como José Gálvez, Oficinas de la planta de Producción y estructuras cercanas al punto de disparo, el cual exigía :

- Lograr un adecuado grado de fragmentación de la roca, de tal modo que se obtenga un costo mínimo combinado de las operaciones de carguío, transporte, chancado y molienda de la roca.

- Minimizar el daño al macizo rocoso en su entorno permitiendo una operación sin riesgos.

Estos registros permitieron modelar la zona explotada y conocer el comportamiento del macizo rocoso, a través del modelamiento y deformación dinámica del macizo rocoso influenciado por el esfuerzo representado por las vibraciones, lo cual posible establecer un criterio de daño basado en parámetros geomecánicos obtenidos mediante ensayos de laboratorio.

En la mayoría de países desarrollados se ha diseñado normas aplicadas a su realidad (Tipos de Estructuras), las cuales les brinda la posibilidad a las unidades mineras ubicadas en esos países, de tener pautas para saber si sus voladuras realizadas en sus aéreas pueden generar daño a las estructuras cercanas. De esta forma estos estados pueden regular las vibraciones generadas proponiendo criterios de limitación a las minas.

En estos países, los límites generados equivalen a patrones de orden ambiental, los cuales son respetados por las empresas mineras. Los países que no han generado estos límites permisibles para los tipos de estructuras ubicadas en su terreno, mayormente utilizan las normas realizadas por estos países, lo cual debemos anotar pueden no aplicarse adecuadamente para los diferentes tipos de estructuras que se tienen. Por lo que se recomienda que cada país genere sus propias leyes con respecto a estos temas para evitar los problemas existentes entre las diferentes realidades que hay entre las estructuras de los países desarrollados vs las estructuras de los países en vías de desarrollo.

Según la Guía Ambiental Peruana para Perforación y Voladura en Operaciones Mineras.- Sub Sector de Minería – Dirección General de Asuntos Ambientales – Setiembre 1995, los límites de vibración son importantes; el nivel por encima del cual es probable la ocurrencia de daños y el nivel por encima del cual es probable que se quejen los residentes vecinos. No hay un nivel preciso en el cual empiecen a ocurrir daños. El nivel de daños depende del tipo, condición y edad de la estructura, el tipo del terreno sobre el cual se ha construido la estructura y la frecuencia de la vibración en hertz. En general, todos los edificios públicos y privados, viviendas y otras instalaciones (por ejemplo torres de agua, tuberías y otros servicios públicos, túneles, minas subterráneas, represas, pozas, etc.) deberán protegerse de daños inducidos por voladuras, que sean el resultado de vibraciones de tierra.

### **Formulación de la hipótesis**

Predecir el daño ocasionado por las voladuras de producción en la cantera empleando el criterio de la velocidad pico de partícula.

Las vibraciones producidas por las voladuras y el conocimiento de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso, permiten estimar la probabilidad de ocasionar daño en dicho macizo. Los altos niveles de vibración pueden dañar la roca, produciendo fracturas nuevas o extendiendo y dilatando fracturas existentes. La vibración en este contexto, puede ser considerada como un esfuerzo o deformación del macizo rocoso.

### **Identificación de variables**

#### **- Variables no controlables**

La variedad y naturaleza del macizo rocoso, no son. El movimiento vibracional de las ondas que viajan a través de los estratos de diferentes impedancias del macizo rocoso. Por otro lado, la presencia de contactos, fracturas, fallas geológicas y zonas de corte en la dirección del movimiento vibracional de las ondas actúan también para esparcir y disipar las máximas vibraciones.

Tan igual como la geología regional, local y estructural, ya que sus características físico-mecánicas, así como la litología del macizo rocoso tiene que conocerse si se pretende diseñar un disparo primario.

La hidrología y las condiciones climatológicas al respecto se debe referir que varios estudios hidrogeológicos y climáticos deben ser llevados a cabo previamente al diseño de los disparos primarios. Como se ha mencionado anteriormente las características físico-mecánicas geológicas del macizo rocoso son totalmente aleatorias; es por esta razón que los frentes de ondas sísmicas generadas por la voladura de rocas, se rigen en este caso por las leyes básicas de la reflexión y refracción de las ondas compresivas o de choque que son generadas en el momento de la detonación de una mezcla explosiva cargada dentro de los taladros.

#### **- Variables controlables Geométricas**

Entre las cuales se pueden mencionar las siguientes:

Burden (B).

Espaciamiento (S)

Diámetro de los taladros ( $BH\phi$ )

Longitud de carga (BH)

Sobre perforación (S/D)

Taco (T)

Profundidad del taladro (BHD)

- Físico-químicas

Tipo de mezcla explosiva comercial

Densidad de mezcla explosiva comercial ( $\rho_1$ )

Parámetros de detonación (VOD, P2, T2, etc.)

Parámetros de explosión (Q3, P3, T3, etc.)

Boostering

- De tiempo

Tipo y tiempos de retardo

Tipos y secuencia de salida

## **7 METODOLOGÍA DEL TRABAJO DE LA TESIS**

La metodología empleada en la elaboración del trabajo de investigación, la he desarrollado desde una perspectiva metodológica, para la consecución de los objetivos citados. En primera instancia, he realizado una parte descriptiva, como proceso inicial y preparatorio de la investigación, para clarificar el objeto de estudio, que consiste en un análisis de los aspectos más relevantes del estudio del comportamiento de las vibraciones, con el fin

de sentar las bases de mi tesis. Este análisis previo, me ha permitido detectar la evolución de los impactos ambientales inducidos por la voladura de rocas, el cual deben ser monitoreados, controlados y minimizado y la necesidad de comparar con los diferentes criterios de daño postulados a la fecha, y de esta manera estar en condiciones de minimizar, mitigar y/o evitar los daños producidos por las vibraciones inducidos por la voladura de rocas.

A continuación, he establecido el marco en el que se van a realizar los estudios, delimitando el objeto de estudio con una descripción previa de la situación del sector en el que me centro. Como herramientas de investigación, en los diferentes casos, he utilizado técnicas estadísticas sobre los datos obtenidos del análisis e interpretación del modelo matemático que más se adecua al tema de la tesis, el cual será usado para calcular la velocidad pico partícula (PPV) para campo lejano

La evaluación se llevó a cabo mediante la medición de una voladura estándar y la ejecución de pruebas especiales de voladuras, que permitieron obtener la información necesaria para modelar el fenómeno vibracional y proponer diseños alternativos para controlar las vibraciones.

Asimismo para determinar la Velocidad de Propagación de la Onda P se empleó la técnica de Cross Hole la cual permite evaluar la condición in-situ de la roca a través de la medición de los cambios que sufre una onda a medida que viaja por el macizo rocoso. Como se sabe, la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en un medio rocoso está asociada a la calidad geomecánica del mismo, es decir, sus características geomecánicas y estructurales.

## 8 PLAN DE TRABAJO.

El plan de trabajo se explica y describe en el cronograma de actividades respectivas.

### **Cronograma de actividades.**

1. Se revisara toda la información concerniente al tema de tesis, como los modelos matemáticos postulados a la fecha.
  2. Análisis e interpretación del modelo matemático que más se adecua, al tema de tesis, el cual será usado para calcular la velocidad pico de partícula (PPV) para campo lejano.
  3. Se harán los controles y monitoreos de los disparos respectivos, usando el modelo matemático seleccionado.
  4. Interpretación, análisis, evaluación y discusión de resultados.
- Se tomaran las medidas de control, mitigación y prevención.
- Conclusiones y recomendaciones
- Bibliografía.
- Organización y elaboración de la tesis, etc., etc.

## **CAPÍTULO I**

### **UBICACIÓN, GEOLOGÍA Y GEOTECNIA**

#### **1.1 INTRODUCCIÓN**

La cantera Atocongo es en la actualidad la fuente principal de extracción de roca caliza, empleada como materia prima en la elaboración de cemento.

La concesión Cristina de propiedad de Unión Andina de Cementos S.A.A está ubicada en el distrito de Pachacámac, provincia de Lima, departamento de Lima.

Unión Andina de Cementos S.A.A está expandiendo su capacidad de producción, por esta razón requiere empezar a explotar la concesión Cristina que es de caliza la que se utiliza como materia prima para la fabricación de Cemento.

## 1.2 UBICACIÓN:

La cantera Atocongo se encuentra ubicada en el lugar denominado Atocongo, que pertenece al distrito de Villa María del Triunfo, provincia y departamento de Lima. Geográficamente está en la Costa y dentro de la Cuenca del río Lurín, específicamente en el flanco izquierdo de la quebrada Atocongo.

El área de estudio está delimitada por las Coordenadas UTM, siguientes: N8651200 a 8652100 y E292900 a 294100 y alcanza una altitud de 370 msnm. La superficie que cubre el área de estudio es de 108 ha.

Existen 2 vías de acceso a la Cantera Atocongo; la primera de ellas, mediante la vía Panamericana Sur hasta el km. 15 saliendo un ramal con dirección a José Gálvez – Nueva Esperanza, distante unos 7 km. Al norte y la segunda por la Av. Benavides – Tomas Marsano – Pachacútec y Nueva Esperanza – José Gálvez, distante unos 18 km. al sur.

Para la Concesión Cristina, el área donde se sitúa la cantera se ubica entre las Quebradas Pucará al Sur y Río Seco al Norte. Políticamente pertenece al distrito de Pachacámac, provincia de Lima, departamento de Lima.

La ubicación aproximada en coordenadas UTM de la concesión es de 8648 500 N y 303 500 E; con una altitud media de 380 msnm.

El acceso a la cantera desde la ciudad de Lima es a través de la carretera Panamericana Sur hasta Lurín y da ahí hacia la cantera mediante una vía afirmada de 5 km.

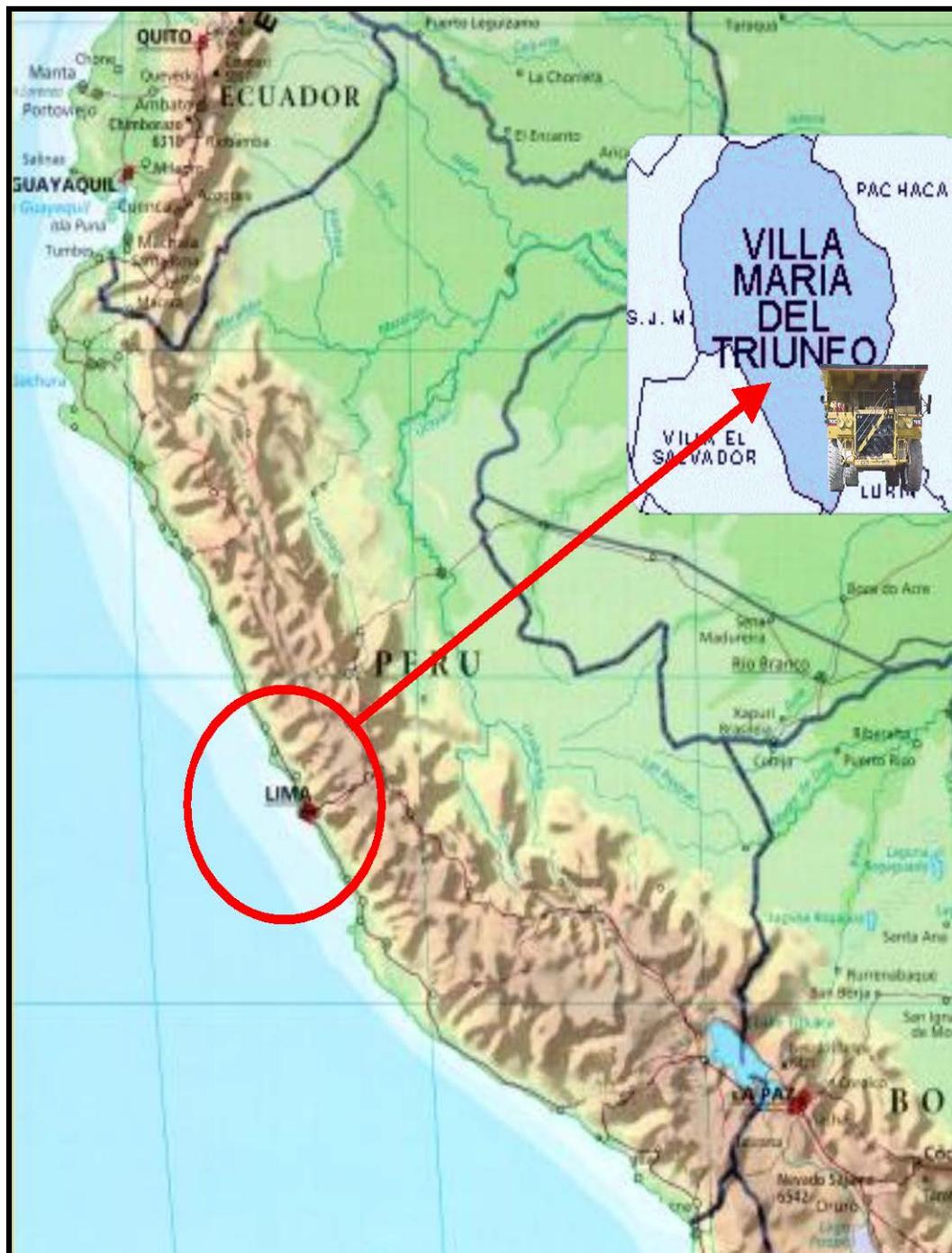


Figura N° 1.1 Plano de ubicación de Cantera Atocongo

Fuente: Internet

### 1.3 MARCO GEOLÓGICO REGIONAL:

El medio lito estratigráfico de Lima está formado por rocas sedimentarias, volcánicas, intrusivas y depósitos consolidados, de edades que van desde el Cretáceo Inferior hasta el Cuaternario Reciente.

En el sector Noroeste están expuestas las rocas más antiguas de facies volcánico – sedimentario, representada como Grupo Puente Piedra.

A continuación se ubica una faja angosta de naturaleza sedimentaria, clástica y calcárea expuesta de Norte a Sur; en la parte central y paralela a la Costa, las rocas clásticas del Cretáceo inferior están identificadas como Grupo Morro Solar, dividido a su vez en las formaciones Salto del Fraile (caliza y arenisca), Herradura (lutita y caliza) y Marcavilca (arenisca).

Sobre yaciendo a las unidades clásticas deviene el cretáceo medio formado por un tercer ciclo de facies arcillosas y calcárea sistematizada como las formaciones Pamplona (caliza y lutita) y Atocongo (caliza del yacimiento).

Las rocas intrusivas son parte del Batolito de la Costa, están constituidas por gabrodiorita, diorita, tonalita y granodiorita, se presentan además, intrusiones menores de tipo hipoabisal y en forma de stocks, apófisis y diques emplazados en toda el área.

La estructura geológica principal de la zona de Lima es el Anticlinal de Lima, de 55 km. de largo, que se extiende desde Puente Piedra hasta Conchán donde se proyecta hacia el mar. La cantera de Atocongo esta al Este del extremo sur del Anticlinal de Lima.

Tabla N° 1.1 Columna Estratigráfica Generalizada del Área de Lima

| CRONOESTRATIGRAFIA                        |                                      |          | LITOESTRATIGRAFIA                   |                     |  |
|---|--------------------------------------|----------|-------------------------------------|---------------------|--|
| ERATEMA                                   | SISTEMA                              | SERIE    | UNIDADES ESTRATIGRÁFICAS            |                     | ROCAS INTRUSIVAS   |
| CENOZOICO                                 | CUATERNARIO                          | RECIENTE | Dep. Eólicos, aluviales, coluviales |                     | Adamelita Atocongo<br>Tonalita - Granodiorita<br>Diorita Patap<br>Andesita |
| M<br>E<br>S<br>O<br>Z<br>O<br>I<br>C<br>O | C<br>R<br>E<br>T<br>A<br>C<br>E<br>O | SUPERIOR | GRUPO                               | Volc. Quilmaná      |  |
|   |                                      |          | CASMA                               | Fm Chilca           |  |
|   |                                      | MEDIO    | Fm Atocongo                         |                     |  |
|   |                                      |          | Fm Pamplona                         |                     |  |
|   |                                      | INFERIOR | Grupo                               | Fm Marcavilca       |  |
|   |                                      |          | Morro                               | Fm Herradura        |  |
|   |                                      |          | Solar                               | Fm Salto del Fraile |  |
| O   | JURASICO                             | SUPERIOR | Grupo<br>Puente Piedra              |                     |  |

#### **1.4 MORFOLOGÍA:**

La cantera Atocongo se encuentra en el extremo inferior de las estribaciones del flanco oeste de la Cordillera Occidental. En esta zona están presentes dos unidades geomorfológicas locales denominadas “Lomas y Cerros” y “Valles y Quebradas”.

La morfología de esta zona tiene control litológico, es así que sobre las calizas y rocas intrusivas se ha modelado un relieve abrupto, sobre las rocas volcánicas los rasgos topográficos tienen pendientes empinadas a suaves y sobre la superficie de los depósitos cuaternarios se han desarrollado las llanuras.

La cantera se ubica en el flanco izquierdo de la quebrada de Atocongo, presentando una topografía moderada a abrupta en las áreas donde se ubican las rocas intrusivas, calizas y volcánicas y una topografía suave en rocas lutáceas y eventualmente volcánicas. Las zonas llanas o planas se desarrollan sobre los depósitos recientes.

#### **1.5 LITO ESTRATIGRAFÍA:**

El yacimiento calcáreo Atocongo está constituido por rocas sedimentarias, rocas ígneas y depósitos inconsolidados, con edades que van desde el Cretáceo Inferior al Cuaternario Reciente, descritas a continuación:

##### **1.5.1 Depósito Cuaternario (QR):**

Los depósitos Cuaternarios están conformados por depósitos aluviales y deluvio – coluviales.

El depósito aluvial yace en el fondo de la quebrada con dirección E – W, formado por elementos predominantemente granulares y heterométricos en matriz areno – limosa. Este depósito presenta una estructura lenticular donde se pudo observar lentes de arena y gravas limpias. Todo el conjunto se presenta muy compacto, lo que le permite mantenerse con ángulos de taludes casi verticales en cortes de 10 m. de altura.

El depósito deluvio – coluvial, se presenta con una mayor extensión hacia el flanco derecho de la quebrada ocupando las depresiones y pie de las laderas, el conjunto se presenta compacto a ligeramente cementado.

### **1.5.2 Formación Atocongo (Ki - AT):**

Identificado como Caliza Atocongo y dividida en tres miembros: inferior, medio y superior, diferenciados por su estructura y por el contenido de material bituminoso, dolomita y calcita.

### **1.5.3 Miembro Atocongo Inferior (Ki - AI):**

La roca característica de este miembro es una caliza bituminosa con puntos de pirita (1%), representado por estratos delgados de 0.05 m a 0.20 m de espesor, los estratos tienen un rumbo promedio N50E, buzando en promedio 22 al NW.

La roca del miembro inferior es competente, moderadamente dura, con moderado aspecto laminar al fracturarse y resistencia media a alta. La Falla Sur, una de las más importantes, ubicada al Sur – Oeste de la cantera, es sinextral – normal conteniendo roca triturada, arcilla y óxido de fierro; las

estructuras de tensión son lisas y planas con aberturas que van de 1.0 a 5.0 mm.

#### **1.5.4 Miembro Atocongo Medio (Ki - AM):**

La roca característica de este miembro es la caliza dolomítica de color gris oscuro, roca competente, moderadamente dura y con ligero aspecto laminar al fracturarse.

Este miembro está representado por estratos que van de 0.50 a 1.0 m de espesor conformando bancos de 1.50 m de potencia, los estratos tienen un rumbo promedio de N60E, buzando 22 al NW; resistencia media a alte, fallas sinextrales conteniendo roca triturada, con calcita, arcilla y óxido de hierro; las estructuras de tensión son ligeramente rugosas y planas con aberturas que van de 0.1 a 5.0 mm.

#### **1.5.5 Miembro Atocongo Superior (Ki - AS):**

La roca característica de este miembro es un caliza de color gris a gris oscuro, de estructura masiva, moderadamente silicificada y conteniendo pirita diseminada (2%); se observan bancos de 10 a 15 m con rumbo promedio de N60E, buzando 20 al NW; la roca es bastante competente y dura, y de resistencia media a alta; presenta micro fracturas rellenas con cuarzo y calcita.

En este miembro hay dos Fallas importantes, una es la denominada Falla Este y la otra es la Falla Norte.

La Falla Este pone en contacto las formaciones Atocongo y Pamplona; siendo el espesor de la zona cizallada del orden de 1.0 m; la Falla es del tipo normal.

La Falla Norte, es la falla más importante de la Cantera, ha provocado el descenso del block piso y/o bloque Norte, poniendo en evidencia un potente paquete calcáreo de aproximadamente 500m. El ascenso del block techo y/o bloque sur, muestra un paquete calcáreo de aproximadamente 140m., limitando en profundidad por un horizonte de toba calcárea y toba, considerado como horizonte guía y a su vez la base del yacimiento.

#### **1.5.6 Formación Pamplona:**

Aflora en el extremo este y suroeste de la Cantera. Estratigráficamente esta formación está debajo de la formación Atocongo; y en la zona este del yacimiento, el contacto entre ambas formaciones está dada por una falla normal de alto ángulo.

La secuencia está constituida por calizas, margas y lutitas de color pardo amarillento y de estratificación delgada, moderadamente competente y dura.

#### **1.5.7 Rocas Intrusivas:**

Las unidades intrusivas identificadas son: La Tonalita Atocongo, el Skarn Silíceo Raquel y la Dacita Diorítica.

**Tonalita Atocongo (Ks - Ta):**

Roca que forma parte del Batolito de la Costa. Es de color blanco grisáceo, de grano grueso y masivo, competente y muy dura, presenta una moderada cantidad de micro fracturas rellenas con cuarzo.

La roca está expuesta en el extremo noreste de la Cantera; en superficie la Tonalita se presenta en pseudoestratos de color gris blanquecino en estado meteorizado, presenta también microfracturas rellenas con cuarzo y pequeñas cavernas posiblemente asociados a la erosión eólica.

**Skarn Siliceo Raquel (Ki - Sr):**

Roca que aflora en el límite Sur de la Cantera Atocongo. Corresponde a una roca metamórfica, cuya roca original probablemente sea volcánica, es de color verde grisáceo claro con tonalidades amarillentas, afaníticas a vítrea, parcialmente silicificada, masiva, competente y muy dura.

**Dacita Diorítica (Ki - d):**

Aflora en el extremo noreste de la cantera, entre la Caliza Atocongo – Miembro Superior y la Tonalita Atocongo. La roca es de color gris parduzco de grano muy fino con fenocristales de cuarzo (textura porfirítica), competente, masiva y muy dura.

**1.6 ASPECTOS ESTRUCTURALES:**

Estructuralmente, la zona se caracteriza por presentar pliegues de extensión regional como el Anticlinal de Lima, el cual tiene una terminación sur en las playas de Conchan, al NW de la zona de estudio.

Al SE del anticlinal de Lima, en el valle de Lurín, próximo al área de estudio, existen pliegues locales como el Sinclinal de Pachacámac, Anticlinal de Manchay y el Anticlinal de Lomas de Manzano. Esta última estructura involucra rocas calizas de la formación Pamplona Atocongo, presentes en el área del estudio.

La formación Atocongo ha sufrido varios eventos tectónicos que le han deformado y fallado, asimismo ha sido intruida por diferentes cuerpos ígneos.

La caliza Atocongo yace como un Monoclinal, que es parte del flanco Norte de un Anticlinal cuyo eje pasa a 1.5 km. al Sur, con una orientación Este – Oeste. Los estratos tienen rumbos de N50-60E y buzamientos de 20-22 NW; esta orientación promedio ha sufrido una ligera variación por efecto de la intrusión de las rocas ígneas y las fallas.

Los mayores efectos de deformación de la caliza están ubicados en el sector oriental (Este y Noreste) de la cantera, donde el buzamiento de los estratos alcanza hasta 70. Este cambio brusco se produce por efecto de los cuerpos intrusivos y las fallas identificadas como Falla Norte, Falla Este y Falla Sur, descritas en cada uno de los miembros de la formación Atocongo.

Otro accidente importante que ha originado el movimiento de grandes volúmenes de roca, es el deslizamiento ubicado en el sector sudeste de la cantera y sobre el miembro Atocongo Superior; la zona cizallada está compuesta de brechas con material arcilloso de hasta 1.0 m de espesor asociado a una diversidad de fallas dextrales y sinextrales.

### 1.6.1 Evaluación de estabilidad de taludes:

La estabilidad de los taludes en roca generalmente está gobernada por la presencia de discontinuidades que pueden generar bloques potencialmente inestables por la intersección entre estos y la cara del talud.

Según las investigaciones geotécnicas de campo, se han identificado cinco zonas geotécnicas con características típicas las cuales se han denominado por su ubicación dentro de cantera en zona SE, SW, C, NW y NE.

En todos los casos se está considerando que el talud de los bancos tiene un buzamiento de 70° y que la berma tiene un buzamiento de 01°, pues si bien el ángulo del talud es menor en algunos sectores, la tendencia de la explotación es trabajar con bancos con esta inclinación.

De acuerdo con esto, la explotación de las calizas en la Cantera Atocongo, los taludes y familias de discontinuidades involucradas son los que se resumen en los siguientes cuadros:

**Tabla N° 1.2 Relación de Discontinuidades Involucradas zona SE–Sector SE-1**

| <b>Plano</b>                | <b>Buzamiento</b> | <b>Dirección de Buzamiento</b> |
|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| Cara de talud               | 70°               | 051°                           |
| Berma                       | 01°               | 051°                           |
| Familia 1                   | 84°               | 313°                           |
| Familia 2                   | 86°               | 015°                           |
| Familia 3 (Estratificación) | 24°               | 326°                           |

**Tabla N° 1.3 Relación de Discontinuidades Involucradas zona SE–Sector SE-2**

| <b>Plano</b>                | <b>Buzamiento</b> | <b>Dirección de Buzamiento</b> |
|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| Cara de talud               | 70°               | 344°                           |
| Berma                       | 01°               | 344°                           |
| Familia 1                   | 84°               | 313°                           |
| Familia 2                   | 86°               | 015°                           |
| Familia 3 (Estratificación) | 24°               | 326°                           |

**Tabla N° 1.4 Relación de Discontinuidades Involucradas zona SE–Sector SE-3**

| <b>Plano</b>                | <b>Buzamiento</b> | <b>Dirección de Buzamiento</b> |
|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| Cara de talud               | 70°               | 275°                           |
| Berma                       | 01°               | 275°                           |
| Familia 1                   | 84°               | 313°                           |
| Familia 2                   | 86°               | 015°                           |
| Familia 3 (Estratificación) | 24°               | 326°                           |

**Tabla N° 1.5 Relación de Discontinuidades Involucradas zona SW – Sector SW-1**

| <b>Plano</b>                | <b>Buzamiento</b> | <b>Dirección de Buzamiento</b> |
|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| Cara de talud               | 70°               | 095°                           |
| Berma                       | 01°               | 095°                           |
| Familia 1                   | 82°               | 133°                           |
| Familia 2                   | 87°               | 060°                           |
| Familia 3 (Estratificación) | 22°               | 335°                           |

**Tabla N° 1.6 Relación de Discontinuidades Involucradas zona SW – Sector SW-2**

| <b>Plano</b>                | <b>Buzamiento</b> | <b>Dirección de Buzamiento</b> |
|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| Cara de talud               | 70°               | 164°                           |
| Berma                       | 01°               | 164°                           |
| Familia 1                   | 82°               | 133°                           |
| Familia 2                   | 87°               | 060°                           |
| Familia 3 (Estratificación) | 22°               | 335°                           |

**Tabla N° 1.7 Relación de Discontinuidades Involucradas zona SW – Sector SW-3**

| <b>Plano</b>                | <b>Buzamiento</b> | <b>Dirección de Buzamiento</b> |
|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| Cara de talud               | 70°               | 231°                           |
| Berma                       | 01°               | 231°                           |
| Familia 1                   | 82°               | 133°                           |
| Familia 2                   | 87°               | 060°                           |
| Familia 3 (Estratificación) | 22°               | 335°                           |

**Tabla N° 1.8 Relación de Discontinuidades Involucradas zona C – Sector C-1**

| <b>Plano</b>                | <b>Buzamiento</b> | <b>Dirección de Buzamiento</b> |
|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| Cara de talud               | 70°               | 045°                           |
| Berma                       | 01°               | 045°                           |
| Familia 1                   | 78°               | 313°                           |
| Familia 2                   | 77°               | 123°                           |
| Familia 3 (Estratificación) | 20°               | 315°                           |

**Tabla N° 1.9 Relación de Discontinuidades Involucradas zona C – Sector C-2**

| <b>Plano</b>                | <b>Buzamiento</b> | <b>Dirección de Buzamiento</b> |
|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| Cara de talud               | 70°               | 000°                           |
| Berma                       | 01°               | 000°                           |
| Familia 1                   | 78°               | 313°                           |
| Familia 2                   | 77°               | 123°                           |
| Familia 3 (Estratificación) | 20°               | 315°                           |

**Tabla N° 1.10 Relación de Discontinuidades Involucradas zona NW – Sector NW - 1**

| <b>Plano</b>                | <b>Buzamiento</b> | <b>Dirección de Buzamiento</b> |
|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| Cara de talud               | 70°               | 128°                           |
| Berma                       | 01°               | 128°                           |
| Familia 1                   | 75°               | 159°                           |
| Familia 2                   | 72°               | 126°                           |
| Familia 3 (Estratificación) | 27°               | 305°                           |

**Tabla N° 1.11 Relación de Discontinuidades Involucradas zona NE – Sector NE - 1**

| <b>Plano</b>                | <b>Buzamiento</b> | <b>Dirección de Buzamiento</b> |
|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| Cara de talud               | 70°               | 207°                           |
| Berma                       | 01°               | 207°                           |
| Familia 1                   | 82°               | 309°                           |
| Familia 2                   | 86°               | 170°                           |
| Familia 3                   | 73°               | 022°                           |
| Familia 4 (Estratificación) | 21°               | 315°                           |

**Tabla N° 1.12 Relación de Discontinuidades Involucradas zona NE – Sector NE - 2**

| <b>Plano</b>                | <b>Buzamiento</b> | <b>Dirección de Buzamiento</b> |
|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| Cara de talud               | 70°               | 270°                           |
| Berma                       | 01°               | 270°                           |
| Familia 1                   | 82°               | 309°                           |
| Familia 2                   | 86°               | 170°                           |
| Familia 3                   | 73°               | 022°                           |
| Familia 4 (Estratificación) | 21°               | 315°                           |

La presencia de las familias de discontinuidades y los planos formados por los taludes de explotación, permiten la formación de bloques potencialmente inestables pueden presentarse como:

- ✓ Fallas Planares
- ✓ Fallas en Cuña
- ✓ Fallas Escalonadas (Step Path Failure)
- ✓ Fallas de Volteo (Toppling Failure)
- ✓ Fallas por Desmoronamiento (Ravelling)
- ✓ Fallas Circulares

**\* Fallas Planares:**

Este tipo de falla ocurre cuando una estructura geológica tiene un rumbo paralelo o casi paralelo al del talud ( $\pm 10^\circ$ ) y un buzamiento menor que el ángulo del mismo, dando como consecuencia que una masa o porción de roca se deslice por encima de dicha estructura, cuando las características

de resistencia de la misma (cohesión y ángulo de fricción) son inferiores a las fuerzas que inducen el desplazamiento (el peso del bloque).

Tras observar las orientaciones relativas entre las estructuras principales y los taludes para explotación, se concluye que los diferentes sistemas de fracturas presentes en los diferentes dominios estructurales a su alto buzamiento (mayor a  $70^\circ$ ), no llegan a formar este tipo de fallas.

En el caso de la estratificación, si bien llega en algunas zonas a formar este tipo de fallas, por su bajo buzamiento (menor a  $27^\circ$ ) no llega a comprometer la estabilidad del talud con este tipo de falla en ninguno de los dominios estructurales analizados si se tiene en cuenta que la cohesión aparente de las discontinuidades es de 60 kPa y el ángulo de fricción es de  $26^\circ$ .

**\* Fallas en Cuña:**

Las Fallas en Cuña son el resultado de dos estructuras geológicas planares o casi planares que se interceptan delimitando un bloque tetraédrico o "cuña". El peso del material y la posible presencia de fuerzas hidrostáticas hacen que dicha cuña tienda a deslizarse a lo largo de la línea que forma la intersección de ambas estructuras. Para que una cuña sea cinemáticamente viable, la línea de intersección debe aflorar en la cara del talud. Esto implica que no solo la inclinación de dicha línea debe ser menor que el buzamiento del talud, sino que también debe tener un rumbo casi perpendicular al del mismo.

Este tipo de fallas generalmente ocurren en los bancos de explotación. Para el análisis de estabilidad se ha empleado un software, el cual permite

analizar la formación de bloques combinando los diferentes planos que pueden formar bloques tetraédricos.

Se ha analizado la posibilidad de formación de bloques teniendo en cuenta los planos formados por la cara del talud del banco, la plataforma del banco y las familias de discontinuidades presentes en cada caso.

El tamaño de los bloques potencialmente inestables se ha definido considerando una longitud de traza máxima de 10 m.

Las propiedades de resistencias son las siguientes: una cohesión de 60 kPa y un ángulo de fricción de 26°.

Los bloques que se indica como estables, son aquellos que por la orientación de los planos que los forman hacen que el bloque tienda a deslizarse hacia dentro del talud.

**Tabla N° 1.13 Análisis de Estabilidad de Bloques, zona SE, Sector SE – 1**

| Planos Involucrados |        |        |        | Planos de Deslizamiento | Factor de Seguridad |
|---------------------|--------|--------|--------|-------------------------|---------------------|
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 2 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 3 | Fam. 1 y 3              | 31.4                |
| Talud               | Berma  | Fam. 2 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Fam. 1 | Fam. 2 | Fam. 3 | Fam. 1 y 3              | 33.9                |

**Tabla N° 1.14 Análisis de Estabilidad de Bloques, zona SE, Sector SE – 2**

| Planos Involucrados |        |        |        | Planos de Deslizamiento | Factor de Seguridad |
|---------------------|--------|--------|--------|-------------------------|---------------------|
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 2 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 2 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Fam. 1 | Fam. 2 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |

**Tabla N° 1.15 Análisis de Estabilidad de Bloques, zona SE, Sector SE – 3**

| Planos Involucrados |        |        |        | Planos de Deslizamiento | Factor de Seguridad |
|---------------------|--------|--------|--------|-------------------------|---------------------|
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 2 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 2 | Fam. 3 | Fam. 2 y 3              | 11.2                |
| Talud               | Fam. 1 | Fam. 2 | Fam. 3 | Fam. 1 y 3              | 10.4                |

**Tabla N° 1.16 Análisis de Estabilidad de Bloques, zona SW, Sector SW – 1**

| Planos Involucrados |        |        |        | Planos de Deslizamiento | Factor de Seguridad |
|---------------------|--------|--------|--------|-------------------------|---------------------|
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 2 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 3 | Fam. 1 y 3              | 28.6                |
| Talud               | Berma  | Fam. 2 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Fam. 1 | Fam. 2 | Fam. 3 | Fam. 1 y 3              | 27.4                |

**Tabla N° 1.17 Análisis de Estabilidad de Bloques, zona SW, Sector SW – 2**

| Planos Involucrados |        |        |        | Planos de Deslizamiento | Factor de Seguridad |
|---------------------|--------|--------|--------|-------------------------|---------------------|
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 2 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 2 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Fam. 1 | Fam. 2 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |

**Tabla N° 1.18 Análisis de Estabilidad de Bloques, zona SW, Sector SW – 3**

| Planos Involucrados |        |        |        | Planos de Deslizamiento | Factor de Seguridad |
|---------------------|--------|--------|--------|-------------------------|---------------------|
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 2 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 2 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Fam. 1 | Fam. 2 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |

**Tabla N° 1.19 Análisis de Estabilidad de Bloques, zona C, Sector C – 1**

| Planos Involucrados |        |        |        | Planos de Deslizamiento | Factor de Seguridad |
|---------------------|--------|--------|--------|-------------------------|---------------------|
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 2 | Fam. 1 y 2              | 9.4                 |
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 2 | Fam. 3 | Fam. 2 y 3              | 50.2                |
| Talud               | Fam. 1 | Fam. 2 | Fam. 3 | Fam. 1 y 2              | 17.7                |

**Tabla N° 1.20 Análisis de Estabilidad de Bloques, zona C, Sector C – 2**

| Planos Involucrados |        |        |        | Planos de Deslizamiento | Factor de Seguridad |
|---------------------|--------|--------|--------|-------------------------|---------------------|
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 2 | Fam. 1 y 2              | 10.5                |
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 3 | Fam. 1 y 3              | 344.5               |
| Talud               | Berma  | Fam. 2 | Fam. 3 | Fam. 2 y 3              | 64.5                |
| Talud               | Fam. 1 | Fam. 2 | Fam. 3 | Fam. 1 y 2              | 18.0                |

**Tabla N° 1.21 Análisis de Estabilidad de Bloques, zona NW, Sector NW – 1**

| Planos Involucrados |        |        |        | Planos de Deslizamiento | Factor de Seguridad |
|---------------------|--------|--------|--------|-------------------------|---------------------|
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 2 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 2 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Fam. 1 | Fam. 2 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |

**Tabla N° 1.22 Análisis de Estabilidad de Bloques, zona NE, Sector NE – 1**

| Planos Involucrados |       |        |        | Planos de Deslizamiento | Factor de Seguridad |
|---------------------|-------|--------|--------|-------------------------|---------------------|
| Talud               | Berma | Fam. 1 | Fam. 2 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma | Fam. 1 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma | Fam. 1 | Fam. 4 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma | Fam. 2 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma | Fam. 2 | Fam. 4 | Fam. 2 y 4              | 18.7                |
| Talud               | Berma | Fam. 3 | Fam. 4 | Bloque Estable          | -                   |

|       |        |        |        |                |      |
|-------|--------|--------|--------|----------------|------|
| Talud | Fam. 1 | Fam. 2 | Fam. 3 | Bloque Estable | -    |
| Talud | Fam. 1 | Fam. 2 | Fam. 4 | Fam. 2 y 4     | 49.6 |
| Talud | Fam. 1 | Fam. 3 | Fam. 4 | Bloque Estable | -    |
| Talud | Fam. 2 | Fam. 3 | Fam. 4 | Fam. 2 y 4     | 9.2  |

**Tabla N° 1.23 Análisis de Estabilidad de Bloques, zona NE, Sector NE – 2**

| Planos Involucrados |        |        |        | Planos de Deslizamiento | Factor de Seguridad |
|---------------------|--------|--------|--------|-------------------------|---------------------|
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 2 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 1 | Fam. 4 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 2 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Berma  | Fam. 2 | Fam. 4 | Fam. 2 y 4              | 18.7                |
| Talud               | Berma  | Fam. 3 | Fam. 4 | Fam. 3 y 4              | 12.1                |
| Talud               | Fam. 1 | Fam. 2 | Fam. 3 | Bloque Estable          | -                   |
| Talud               | Fam. 1 | Fam. 2 | Fam. 4 | Fam. 2 y 4              | 48.8                |
| Talud               | Fam. 1 | Fam. 3 | Fam. 4 | Fam. 3 y 4              | 7.7                 |
| Talud               | Fam. 2 | Fam. 3 | Fam. 4 | Fam. 3 y 4              | 8.2                 |

Los resultados de análisis indican que no se verá comprometida la estabilidad general del talud en ninguno de los casos analizados, sin embargo es probable que se presenten pequeños bloques de roca sueltos de manera aislada en los bancos de explotación que tendrán que ser eliminados (desquinchados) durante la explotación.

**\* Fallas Escalonadas (Step Path Failure):**

Este tipo de fallas, así como en las fallas planares, el deslizamiento ocurre a lo largo de estructuras geológicas sub – paralelas al talud. Sin embargo, mientras que en las fallas planares se asume que el desplazamiento se da sobre una superficie simple, el modelo de falla escalonada asume que el fallamiento es debido a la combinación de mecanismos de deslizamiento a lo largo de superficies con buzamiento hacia el talud (juego de discontinuidades principal) y de separación a lo largo de otras estructuras geológicas que son aproximadamente perpendiculares al juego principal y/o de fracturas de tracción de la roca intacta que conectan a diversos planos del juego principal.

Considerando el bajo buzamiento de la estratificación y la orientación e inclinación de las familias de discontinuidades presentes, es poco probable que ocurra este tipo de deslizamiento.

**\* Fallas de Volteo (Toppling Failure):**

Se denomina Falla de Volteo o de Basculamiento al tipo de falla de talud que involucra la rotación de columnas o bloques de roca alrededor de una base fija. Para que este tipo de falla ocurra, se requiere que exista un juego de discontinuidades de rumbo aproximadamente paralelo al del talud y buzamiento pronunciado, de preferencia en sentido contrario al del mismo.

En el caso de zonas a explotar de la Cantera Atocongo, en ninguna de las cinco zonas de explotación se han encontrado familias de discontinuidades con estas características. Es probable sin embargo que en ciertas zonas de

explotación se presenten este tipo de fallas, aunque estos tendrán carácter local en algunos bancos de explotación.

**\* Fallas por Desmoronamiento (Ravelling):**

Las fallas por desmoronamiento usualmente ocurren en taludes donde las estructuras geológicas producen una masa rocosa caracterizada por estar formada por pequeños bloques que caen fácilmente ante cualquier cara libre. Los bloques así desmoronados pueden acumularse al pie de los bancos y, si no son removidos, pueden formar pilas cuyo tamaño exceda a la capacidad de las bermas de los bancos.

En el caso de los taludes de explotación de la Cantera Atocongo, por la cantidad de familias (4) y el espaciamiento de estas (mayor a 1m), hace poco probable que ocurra este tipo de deslizamiento. Sin embargo será necesario evitar la formación de material altamente disturbado con el uso de técnicas de voladura controlada y buenas prácticas de excavación.

**\* Fallas tipo Circular:**

Las Fallas tipo Circular, son fallas que normalmente se presentan en suelos, este tipo de análisis en material rocoso es válido si las dimensiones de los bloques de roca presentes en la masa rocosa son relativamente pequeños respecto a las dimensiones del talud. En este caso la falla se formaría por una combinación de deslizamiento a través de fracturas interconectadas y cizallamiento a través de roca intacta, formándose una superficie de deslizamiento.

En el caso de los taludes de explotación de la Cantera Atocongo, donde el talud general tendrá una altura máxima de 150m y donde el espaciamiento promedio de las discontinuidades esta en el orden de los 0.20 a 1.10 m es posible que se formen superficies de deslizamiento por una combinación de deslizamiento a través de fracturas interconectadas y cizallamiento a través de roca intacta. En este caso la superficie de deslizamiento toma una forma irregular que tiende a ser circular.

Los datos requeridos para el análisis de estabilidad son la geometría del talud, los diferentes tipos de materiales, sus parámetros de resistencia y la aceleración de diseño para la simulación pseudo estática de los sismos.

Se ha asumido que la superficie de deslizamiento ocurrirá en las calizas, debido a que la cobertura de material coluvial es mínima y que las propiedades de resistencia de los intrusivos y de los volcánicos son mejores.

Como parámetro de resistencia de la caliza, se tiene que el macizo rocoso tiene aproximadamente una cohesión de 7 Mpa y un ángulo de fricción de 35°, en tanto que el resultado del ensayo de corte indica los posibles planos de deslizamiento tienen una cohesión de 0.006 Mpa y un ángulo de fricción de 26°.

Si se considera de manera conservadora, que la superficie de deslizamiento podría ocurrir por falla a través de roca intacta en un 20% y 80% por deslizamiento a través de discontinuidades, se puede asumir que las propiedades de resistencia del conjunto son cohesión de 1.45 Mpa y ángulo de fricción de 27.8.

La aceleración sísmica de diseño empleada es la aceleración horizontal de 0.32 g.

Debido a que las aceleraciones pico se producen solo por un período corto, es una regla común cuando se diseñan taludes emplear una aceleración igual a los dos tercios de la aceleración pico, que para el caso en estudio correspondería a una aceleración de 0.21 g.

Se han analizado los taludes más críticos (los de mayor altura e inclinación) en los diferentes sectores de diseño.

**Tabla N° 1.24 Resumen de Análisis de Estabilidad en los Sectores de Diseño más Críticos**

| Sector | Altura Máxima (m) | Inclinación Promedio | Factor de Seguridad |                |
|--------|-------------------|----------------------|---------------------|----------------|
|        |                   |                      | Estático            | Pseudoestático |
| SE – 3 | 115               | 25°                  | 5.98                | 3.84           |
| SW – 3 | 57                | 25°                  | 8.81                | 5.63           |
| C – 2  | 215               | 30°                  | 3.70                | 2.52           |
| NE – 1 | 141               | 32°                  | 4.25                | 2.98           |
| NE – 2 | 141               | 32°                  | 4.32                | 2.83           |

Es práctica común utilizar un valor de factor de seguridad mínimo de 1.5 para la mayoría de análisis de estabilidad en condiciones estáticas y de 1.3 para condiciones pseudo estáticas, con lo cual se puede concluir que los valores de factor de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad resultan aceptables.

## **CAPITULO II**

### **PREVENCIÓN Y CONTROL AMBIENTAL DE VIBRACIONES POR VOLADURA**

#### **2.1 INTRODUCCIÓN**

La voladura de rocas fue considerada como arte, basada en la experiencia y pericia de los operadores. En la actualidad y cuando las exigencias ambientales son cada vez más restrictivas, se necesita aplicar procedimientos científicos y fundamentos basados en conceptos de la Dinámica de Rocas, aspecto que permite conocer mejor la acción de los explosivos en los macizos rocosos, en función de los mecanismos de rotura y respectivas propiedades geomecánicas.

La falta de considerar los parámetros geológicos, estructurales y mecánicos de la roca a ser fragmentada y de los procedimientos de prevención y control, las voladuras pueden causar grandes magnitudes de impactos

ambientales, que generalmente es debido a la aplicación de excesiva carga explosiva.

La mitigación o reducción, de los impactos ambientales relacionados con voladuras, exige un adecuado dimensionamiento de los parámetros del plano de perforación y voladura sea en voladura superficial o subterránea. En este plano deben ser definida una adecuada malla de perforación, su profundidad, sus respectivas cargas y la secuencia de salida (Bernardo, 2003).

Según Dinis da Gama (1998), sólo cerca de 5 a 15 % de la energía liberada en la voladura de rocas, son efectivamente aprovechados para fragmentar la roca.

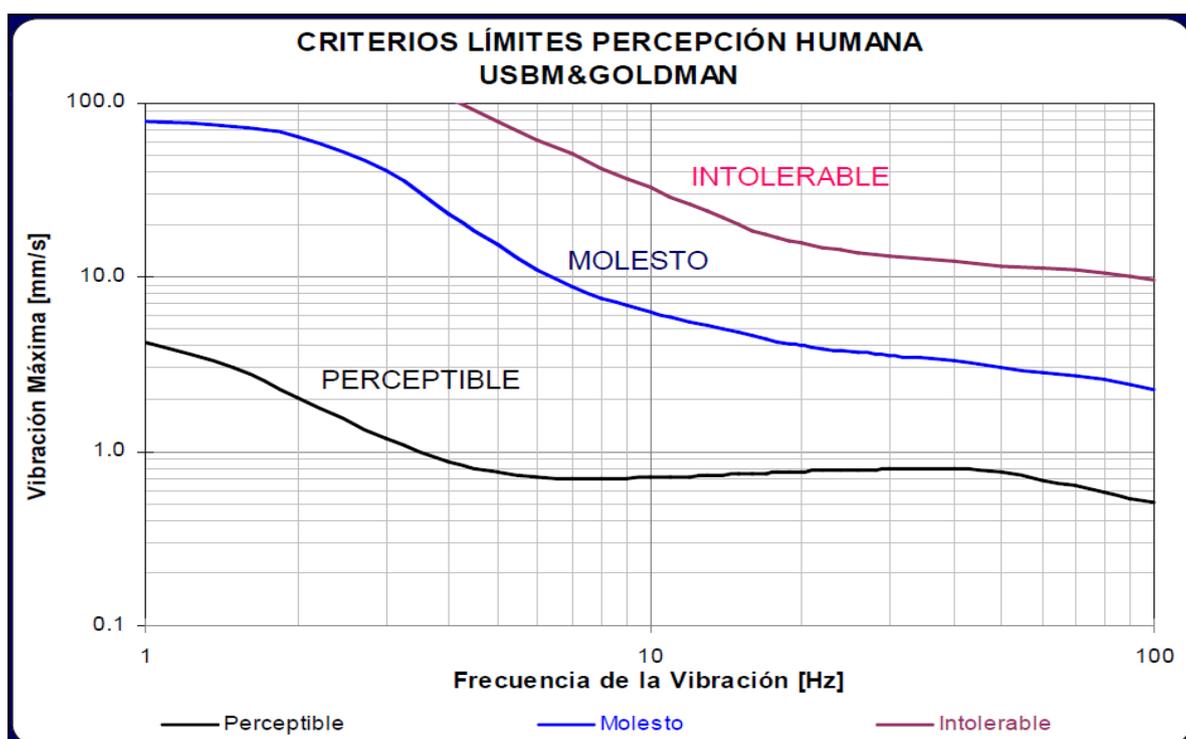
Por lo que la mayor parte de la energía contenida en los explosivos es transferida al ambiente circundante en forma de efectos colaterales, susceptible de causar impactos significativos.

De esos efectos, son cinco los que se destacan: vibraciones transmitidas a los macizos y a las estructuras adyacentes, onda aérea (ondas de choque que se propagan a través de la atmósfera conocidos como "airblast" y también manifiestos en forma de ruido), proyección de fragmentos de roca, creación de polvos y sobre rotura del macizo rocoso.

Las vibraciones constituyen la causa más común de las preocupaciones y de protestas de las personas afectadas en las vecindades de los trabajos de voladura. En algunos casos estos reclamos pueden ser debido al desconocimiento de la comunidad o por la acción de sorpresa causada por el disparo.

La percepción humana (sujeto a la susceptibilidad de cada individuo), es muchas veces la base de reclamos por parte de terceros que, al sentir los disparos, pueden imputar a los trabajos de excavación todos los daños ocurridos en sus residencias, a pesar de que las intensidades de vibración sean considerablemente inferiores a los límites máximos admisibles.

La percepción humana, establecidas por varios autores obedecen a los criterios planteados por Goldman (1948).



**Figura N° 2.1: Comparación de la respuesta humana a la vibración mecánica (según Goldman, 1948) con la normalización estructural (USBM, 1981).**

Fuente: Unión española de explosivos

Según Goldman, los niveles de vibración detectables por el hombre, considerando la velocidad de vibración y sus respectivas frecuencias,

pueden clasificarse en tres niveles: perceptibles, objetables (incómodos) y peligrosos (intolerables). (Ver figura 2.1)

Éstas últimas son capaces de provocar daños en estructuras y constituyen una gama de valores para los cuales fueron pensados la mayoría de los estándares vigentes en diversos países.

Para la evaluación del daño estructural generalmente son utilizados valores conservadores, y así mismo, pueden superar los límites para el confort ambiental.

## **2.2 EFECTOS DE VOLADURAS Y GESTIÓN AMBIENTAL**

Lo impactos típicos de las voladuras pueden ser asociados al concepto de grado de riesgo, que se puede cuantificar a través del producto entre la probabilidad de la ocurrencia del impacto y su gravedad, en términos del efecto sobre los descriptores ambientales (Clayton, 2001). No deben ser confundidos los conceptos de Riesgo y Peligro, pues (según, Guerreiro, 2003):

\* Riesgo - probabilidad del potencial agente expuesto a ser afectado en las condiciones de uso y/o exposición, interesando la amplitud del daño;

\* Peligro - propiedad o capacidad intrínseca de algo que tiene una potencialidad para causar daños. (por ejemplo: materiales, equipos, métodos y prácticas de trabajo)

Considerando estos dos factores, las vibraciones se destacan por el riesgo asociado, a la energía transmitida al macizo, a la perturbación de estructuras y personas, si éstos están en las proximidades de los trabajos de voladuras.

Otros impactos son de menor grado de riesgo, por que ocasionan daños menores o porque tienen menor probabilidad de ocurrencia. Por ejemplo, estudios estadísticos (Lundborg, 1981 referidos en Dowding, 1992) muestran que, en circunstancias normales, la probabilidad de la ocurrencia de proyecciones de fragmento a 600 m es de 1 a 10000000. Además, este tipo de impactos, pueden ser controlados fácilmente mediante la aplicación de capas sobre la zona de voladura.

Los efectos de las voladuras en terrenos y estructuras circundantes pueden ser expresados en términos de desplazamientos permanentes.

Los efectos permanentes son constituidos esencialmente por degradaciones de la integridad y desplazamientos efectivos, con deformación no recuperable, de partes del macizo o estructura. La degradación es normalmente definida como la intensidad de fisuración resultante y está íntimamente ligada al diámetro del taladro (directamente proporcional). Los desplazamientos son causados por la expansión de los gases o por efecto de la vibración y están en función de la red de fracturación pre-existente.

Con relación a los macizos rocosos o estructuras afectadas, estos efectos transitorios pueden ser divididos (por orden creciente de distancia a la voladura) en: distorsiones estructurales, aumento o propagación de fisuras preexistentes, caída de objetos, daños de instrumentos sensibles,

Los efectos ambientales referidos requieren ser abordados no solo mediante procedimientos técnico-científicos apropiados, sino que también mediante una gestión ambiental que permita mitigar o atenuar éstos efectos a niveles permitidos por las normas o estándares existentes.

## **CAPÍTULO III**

### **MONITOREO DE VIBRACIONES GENERADAS POR VOLADURAS, ANÁLISIS Y MODELAMIENTO**

#### **3.1 INTRODUCCIÓN.**

Con los numerosos tipos de instrumentación, de fácil disponibilidad, el proceso de medición es considerado barato y de fácil implementación. Sin embargo la facilidad de compra y uso, conlleva a miles de complejidades y mal entendimiento asociado a las vibraciones por voladura. Como los computadores, los instrumentos de monitoreo de voladura siempre producirán números y ondas – el desafío es asegurar que los números y las ondas sean significativos y representativos del proceso que nosotros estamos esforzándonos en controlar.

Las razones por las que el personal debe realizar monitoreos de vibraciones en la cantera, puede resumirse en los siguientes estamentos:

- Las vibraciones de producto de la voladura representan un estado de esfuerzos inducido en el macizo rocoso producido por la detonación de explosivo de los taladros de voladura, resultando en la fragmentación de la roca pero también en daño al macizo rocoso adyacente, incluyendo las paredes del pit.
- El efecto de una adecuada fragmentación y daño no deseado es una relación directamente proporcional al nivel de la velocidad de vibración.

Nuestra habilidad para controlar el daño recae en nuestra habilidad de mantener los niveles de vibraciones bajo el nivel que consideremos que produce daño, ya sea generando nuevas fracturas, dilatando las fracturas ya existentes, o induciendo movimiento de bloques tales como cuñas a lo largo de planos de fallas ya existentes.

Por lo tanto un eslabón en el proceso de control de daño, es la medición de las vibraciones, y la demostración a la población que los niveles de vibraciones inducidos en estructuras sensibles son entendidos, controlados, y están dentro de límites prácticos dependiendo de la sensibilidad de las estructuras cercanas. En el control del nivel de vibraciones deben establecerse relaciones entre los parámetros críticos del diseño de voladura, y las complejas maneras que ellos interactúan para determinar su impacto en las vibraciones.

El proceso de monitoreo de vibraciones, la relación entre vibración y daño, y los modelos que ayudan a entender y controlar el nivel de vibraciones. Sin embargo, se debe entender que la vibración es sólo uno de los mecanismos que producen daño en la estructura de la roca, siendo otro mecanismo

importante la acción de los gases generados por la detonación del explosivo que penetran en las grietas pudiendo producir grandes movimientos de bloques a lo largo de planos de fallas. El proceso de control de vibraciones está mucho más avanzado que el proceso de control de presión de los gases.

## **3.2 FUNDAMENTOS DE VIBRACIONES**

Esta sección apunta a entregar un conocimiento básico y fundamental a los temas generales de vibraciones, de tal manera que ayude al usuario a entender el proceso de monitoreo, análisis y modelamiento de las vibraciones.

### **3.2.1 Naturaleza cíclica de las voladuras**

Según Dinis da Gama (1998), sólo cerca de 5 a 15 % de la energía liberada en la voladura de rocas, son efectivamente aprovechados para fragmentar la roca.

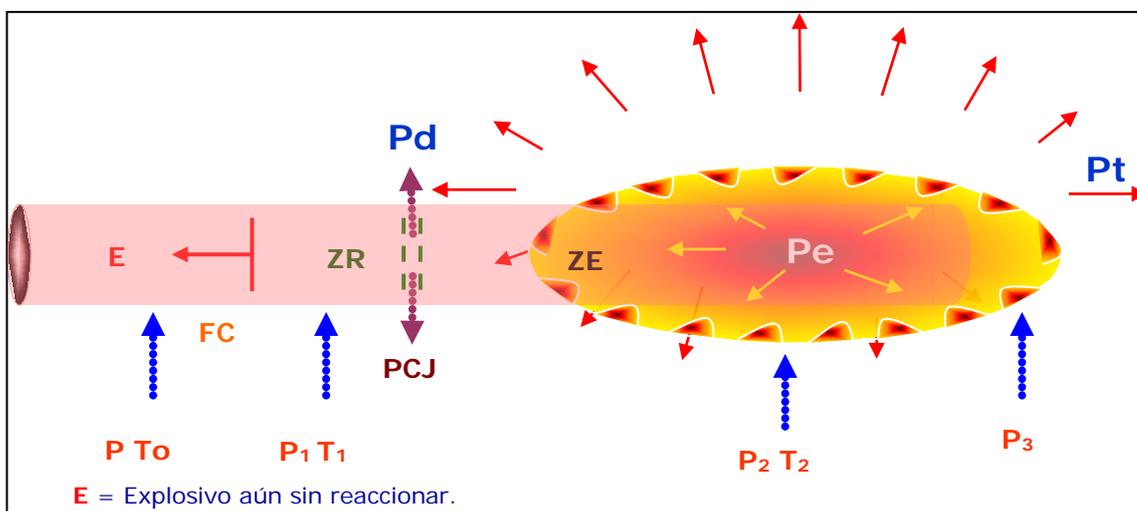
Por lo que la mayor parte de la energía contenida en los explosivos es transferida al ambiente circundante en forma de efectos colaterales, susceptible de causar impactos significativos.

De esos efectos, son cinco los que se destacan:

1. Vibraciones transmitidas a los macizos y a las estructuras adyacentes.
2. Onda aérea (ondas de choque que se propagan a través de la atmósfera conocida como "airblast" manifestándose en forma de ruido).
3. Proyección de fragmentos de roca.

4. Creación de polvos
5. Sobre rotura del macizo rocos

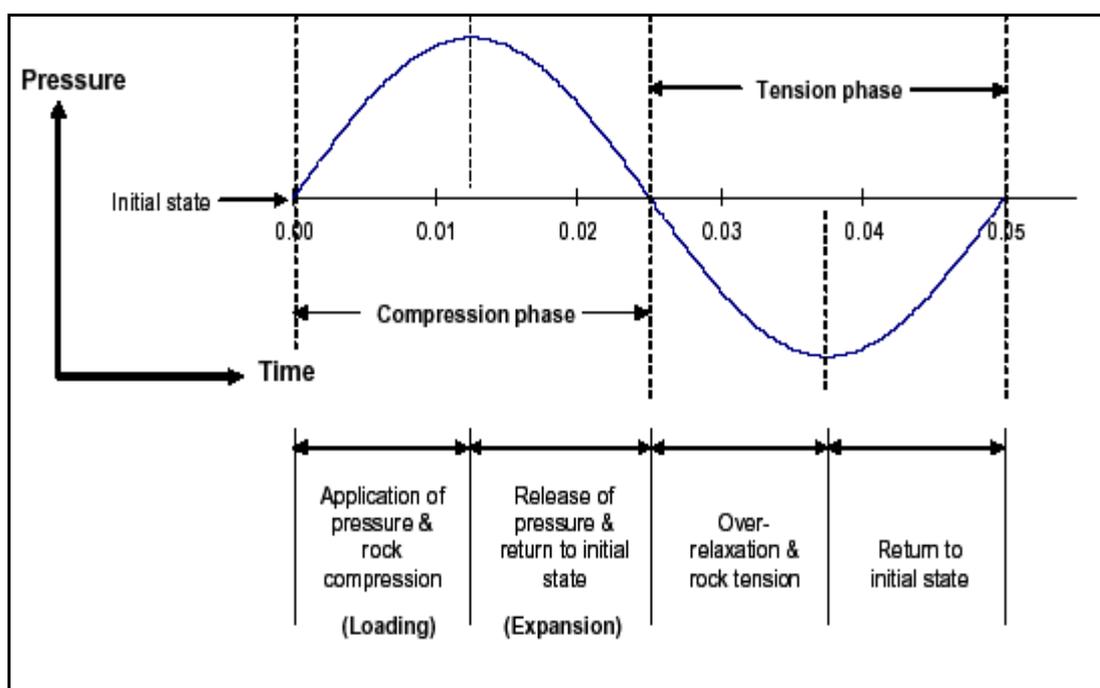
Las vibraciones son un movimiento cíclico que ocurre dentro de un medio, debido al paso de fases alternativas de compresión y tensión. Con respecto a las vibraciones por voladuras inducidas en la roca, generalmente se considera que la vibración es producida en el frente de detonación del explosivo, en la zona donde el explosivo sólido es convertido en gas, y la densidad del gas es aún igual a la densidad del explosivo sólido (zona de plasma). Esta zona de choque generalmente se considera que produce la mayor parte de la fragmentación primaria que ocurre en el macizo rocoso y la mayoría de las vibraciones



**Figura N° 3.1: Después que el frente de detonación ha pasado, el gas se expande en las zonas detrás del frente de detonación, creando energía de gas, la cual es responsable del movimiento de la roca.**

Fuente: ENAEX S.A., Manual de Tronadura

Cuando la carga es detonada, la masa rocosa alrededor de la carga es inmediatamente sometida a compresión. Esto produce la componente de compresión del ciclo de vibración. Después de la fase de compresión, la roca sufre una fase de expansión en un intento a volver a su estado original. Ya que todos los materiales se comportan, en mayor o menor medida, como un resorte, una vez que la fuerza de compresión es removida, la roca se relaja y vuelve a su posición original pasando más allá de ésta. Como la roca se mueve más allá de su posición original, esto crea una fase de tensión del ciclo de vibraciones.



**Figura N° 3.2: Ciclo de esfuerzo sobre la roca, compresión seguida por tensión**

Fuente: ENAEX S.A., Manual de Tronadura

Ya que la roca responde como un resorte al paso de las ondas de vibraciones, (el módulo de Young representa la rigidez del resorte), el ritmo al cual la roca se relaja puede ser diferente al ritmo a la cual es sometida la roca por un pulso de corta duración, que genera la detonación de una carga

explosiva. En este caso, no es inusual ver, en rocas débiles con módulo de Young relativamente bajos, que las fases de compresión y tensión tienen diferentes amplitudes y diferentes duraciones como se ilustra en la Figura 3.3

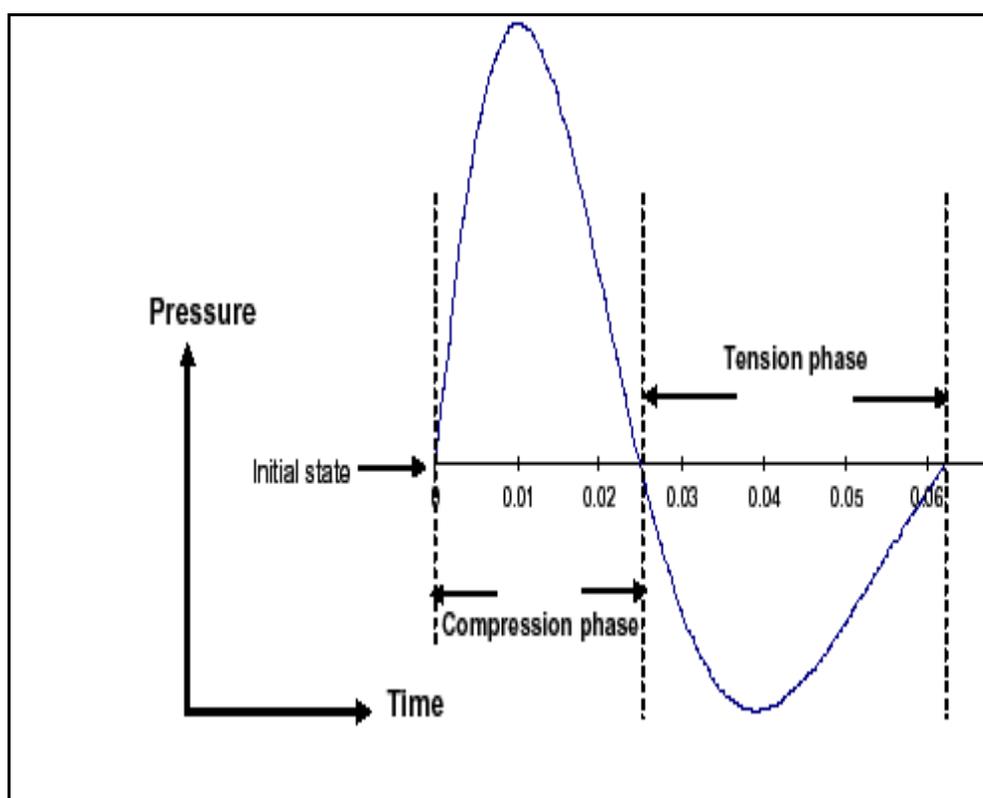


Figura N° 3.3 : Presión y relajación no simétrica a u elemento de roca.

Fuente: ENAEX S.A., Manual de Tronadura

La ecuación que explica las características del movimiento de una partícula por el paso de una onda suele ser de la siguiente forma:

$$A(t) = A_0 \text{sen}(2\pi ft)$$

Dónde:

$A(t)$  = representa la amplitud de la onda en un tiempo  $t$ ,

$A_0$  = es el peak de amplitud sobre la onda completa

$F$  = es la frecuencia de la onda.

\* **Relaciones sinusoidales:** Si la caracterización de una vibración fuera esencialmente sinusoidal, conforme la forma de una onda seno o coseno, las siguientes ecuaciones simples pueden ser usadas para estimar el desplazamiento, velocidad y aceleración de la partícula en un determinado instante. Usualmente en la realidad las ondas producidas por voladura se asemejan poco a una onda sinusoidal, por lo que si deseamos obtener un valor real se debe recurrir a procesos de derivación e integración.

Las relaciones sinusoidales las presentamos en las siguientes fórmulas y de ellas las más importantes son las ecuaciones "1" y "6". (Ver tabla 3.1) Podemos analizar estas dos ecuaciones para entender que efecto puede tener la frecuencia ( $F$ ), para una velocidad de partícula dada, sobre el desplazamiento y la aceleración.

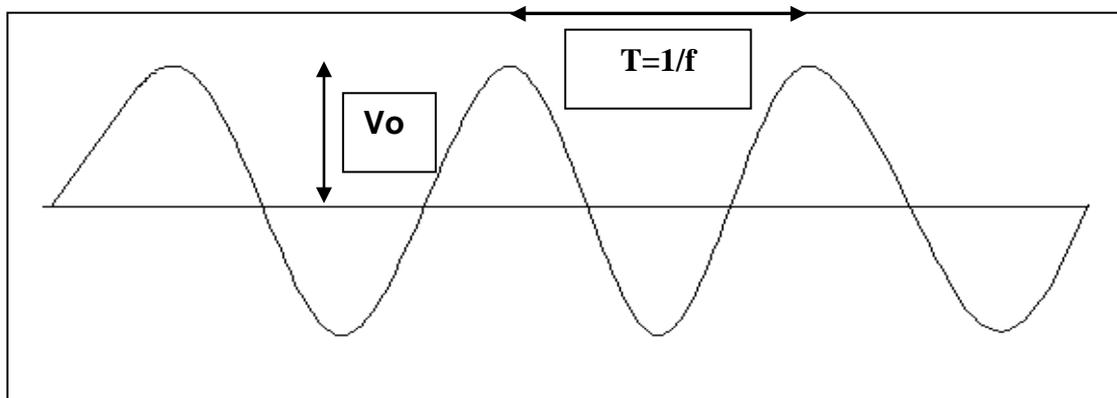
**Tabla N° 3.1: Relaciones sinusoidales**

|                |                              |   |                              |   |
|----------------|------------------------------|---|------------------------------|---|
| Desplazamiento | $D = V / (2 * 3.1416 * F)$   | 1 | $D = A / (2 * 3.1416 * F)^2$ | 2 |
| Velocidad      | $V = 2 * 3.1416 * F * D$     | 3 | $V = A / (2 * 3.1416 * F)$   | 4 |
| Aceleración    | $A = (2 * 3.1416 * F)^2 * D$ | 5 | $A = 2 * 3.1416 * F * V$     | 6 |

### 3.2.2 Propiedades Básicas de las ondas

#### 3.2.2.1 Frecuencia de las Vibraciones:

La frecuencia de las vibraciones indica el número de veces por segundo que la onda de propagación pasa por un ciclo completo de compresión y tensión. El factor que tiene una gran influencia en esto es la dimensión de la carga, columnas grandes de carga tienden a producir bajas frecuencias. Sin embargo otros importantes factores incluyen los módulos de la roca (módulo de Young, módulo de rigidez, etc.) y la razón de carga producida por la detonación (es decir la velocidad de detonación). La frecuencia dominante es considerada generalmente como el inverso del tiempo del ciclo completo



**Figura N° 3.4: Frecuencia considerada como el inverso del tiempo del ciclo completo**

Fuente: Internet

Se observará generalmente que las ondas de vibración registradas a grandes distancias tienden a tener bajas frecuencias en comparación a aquellas registradas a cortas distancias. Es importante saber que una onda con una frecuencia única, y que se propaga a través de un medio homogéneo, mantiene su frecuencia en toda su distancia de viaje y a través de todo tipo de roca. El hecho que las ondas registradas a grandes distancias tengan frecuencias menores a aquellas registradas a cortas distancias confirma que las ondas de vibraciones contienen un amplio rango de frecuencias, y que las ondas de altas frecuencias son atenuadas preferentemente, dejando un espectro dominado por componentes de bajas frecuencias.

#### 3.2.2.2 Amplitud de la Vibración:

La amplitud de la vibración es una medida de su "Fuerza" y la energía de una onda de vibración es proporcional al cuadrado de su amplitud. En el caso de una vibración continua, en la cual cada ciclo de propagación tiene la misma forma, un valor único es suficiente para describir la "fuerza" de la vibración o la amplitud.

Es importante tener en cuenta, que en la medición de vibraciones en macizos rocosos, no se hacen distinciones entre amplitudes positivas o negativas, siendo éstas reportadas sólo como positivas o su valor absoluto.

Las unidades de amplitud dependen del tipo de sensor utilizado para detectar el paso de la onda cíclica de esfuerzo. El paso de la onda de vibración resulta en un desplazamiento real de la partícula, y es posible medir ese desplazamiento real, la velocidad de la partícula en movimiento, o su aceleración. Ya que la frecuencia del movimiento de la partícula puede

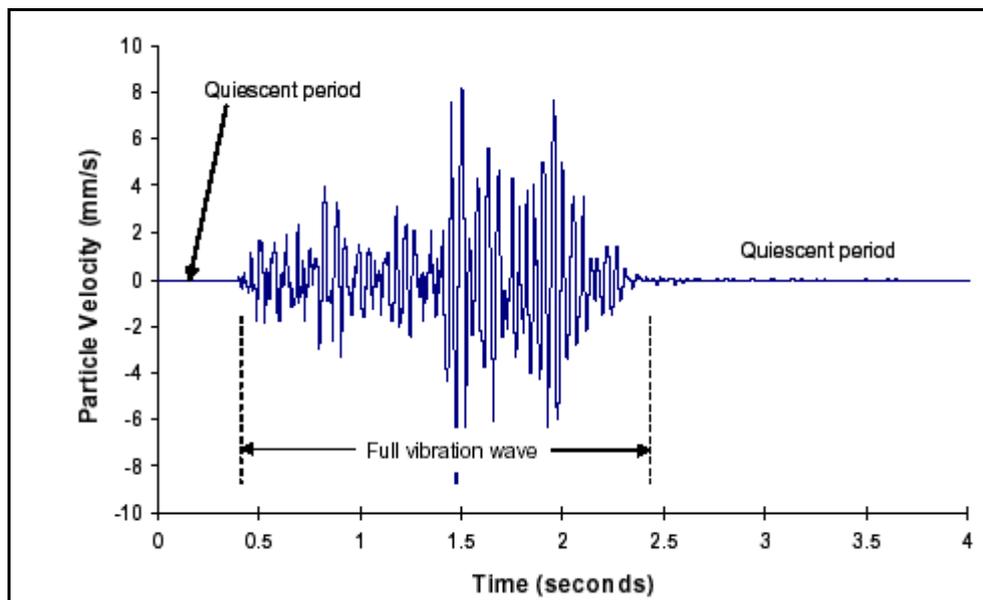
ser alta (cientos de Hertz), en la práctica es fácil encontrar y usar dispositivos que tengan una adecuada respuesta a la frecuencia y sensibilidad para medir velocidad (geófonos) o aceleración (acelerómetros).

Debido a que el desplazamiento, velocidad y aceleración están relacionados, la medida de cualquiera de éstas, teóricamente podría permitir el cálculo de las otras dos. Los dispositivos más baratos y fáciles de usar para medir las vibraciones son los geófonos, y con estos dispositivos la vibración es medida en términos de velocidad de partículas y tiene la unidad de mm/s

La amplitud de la vibración, medida como velocidad de partícula, es universalmente considerada como el mejor indicador del esfuerzo inducido en el macizo rocoso, y por lo tanto considerado como el mejor indicador del potencial daño y el potencial efecto de fragmentación en la roca.

### 3.2.2.3 Duración de la Vibración

La duración de la vibración depende de dos factores principales – la duración de la voladura y la distancia del punto de monitoreo a la voladura. Para asegurar la velocidad pico partícula de vibraciones (generado por una voladura) sea registrado y que la cantidad máxima de información pueda ser extraída de un registro de vibración, es importante que se registre completamente la duración de la onda. Un buen registro de vibración mostrará un tiempo quieto previo al comienzo del registro de vibración, un completo detalle de la onda de vibración, y un tiempo después del paso de la onda, cuando el terreno ha vuelto a su estado de quietud inicial.



**Figura N° 3.5; Duración de la vibración**

Fuente: Rock Blasting and Explosives Engineering

La onda total de vibración, que es medida a partir de una voladura de producción, es el resultado de pulsos individuales producidos por cada taladro de voladura combinados todos en el punto de medición. El modelo en el cual ellas se combinan para formar la onda resultante variará de acuerdo a la dirección y distancia de la voladura, por lo tanto, dos registros de la misma voladura no producirán la misma onda de vibración. La duración de la vibración será un poco mayor que la duración de la voladura (es decir el tiempo entre la detonación del primer y último taladro). Normalmente la duración de la vibración es alrededor de 200 a 300 ms más larga que la duración de la voladura, debido al tiempo requerido para que la vibración llegue desde el último taladro detonado al punto de medición. La duración de la vibración se incrementa con el aumento de la distancia de propagación, ya que en grandes distancias, la refracción y reflexión de la onda se combinan con la onda directa, y un lento movimiento de ondas de superficie

y ondas de corte comienzan a aumentar, separadas del rápido movimiento de las ondas de cuerpo. A 500 metros la onda de vibración puede ser de 500 a 1000 ms más larga que la duración de la voladura.

#### 3.2.2.4 Longitud de la Onda de la Vibración:

La longitud de onda de una vibración es la distancia recorrida por la onda de vibración durante un ciclo completo de compresión y tensión, es decir un *Periodo de la Onda*.

La longitud de onda,  $\lambda$ , se puede calcular a partir de una onda de vibración con una frecuencia única,  $f$ , (es decir una onda armónica simple) por la fórmula  $\lambda = V_p / f$  donde  $V_p$  es la velocidad de propagación de la onda P.

Para una onda de vibración con una velocidad de onda P de 3.000 m/s y una frecuencia de 30 Hz, la longitud de onda es de alrededor de 100 metros, y aumenta si la frecuencia de la vibración decrece. Por ejemplo, si una estructura en la roca tal como una cuña con una longitud de 100 metros es sometida a una onda de vibración con una frecuencia de 30 Hz, alguna parte de la estructura se moverá verticalmente hacia arriba y otra parte de la misma estructura se moverá en la vertical pero hacia abajo, y alguna parte de ella estará sometida a fuerzas de compresión y otras a fuerzas de tensión. La relación entre la longitud de onda de la vibración y el tamaño de las estructuras en la roca juegan un papel importante para determinar el potencial daño que inducirían las vibraciones.

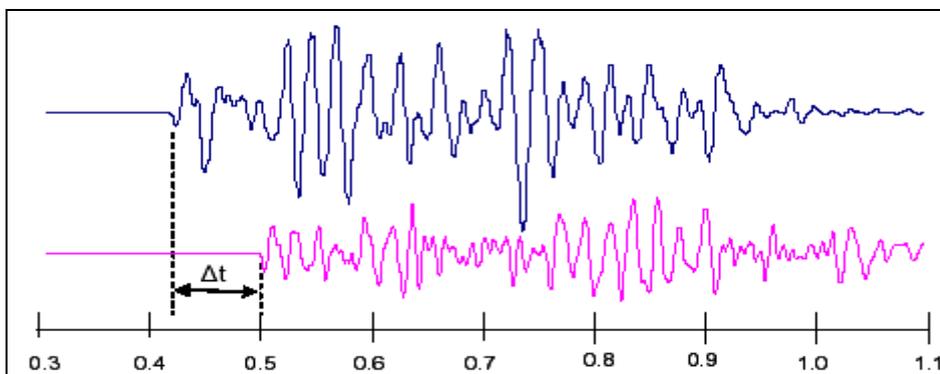
### 3.2.2.5 Velocidad de Propagación:

La velocidad de propagación describe la velocidad con la cual la onda se desplaza a través de la roca. Esta velocidad puede ser medida utilizando dos geófonos ubicados a diferentes distancias de la voladura, y mediante la medición de la diferencia de tiempo de arribo de cada señal.

Cuando se usan múltiples geófonos para medir velocidad de propagación, la distancia de separación de los geófonos debe ser lo suficientemente grande para permitir un cálculo más preciso.

En la figura mostrada, los geófonos están separados 300 metros, y la diferencia de tiempo de arribo,  $t$ , es de 80 ms, correspondiendo a una velocidad de propagación de 3.750 m/s. La velocidad de propagación de onda P,  $V_p$ , se calcula usando la ecuación simple  $V_p = s/t$ , donde  $s$  es la distancia de propagación y  $t$  es el tiempo de propagación.

La mayoría de las rocas tienen una velocidad de propagación entre 3000 m/s y 5000 m/s



**Figura N° 3.6; Velocidad de propagación**

Fuente: ROCK BLASTING AND EXPLOSIVES ENGINEERING

### 3.3 TIPOS DE ONDAS DE VIBRACIÓN

Los tres tipos principales de onda que se pueden observar cuando se monitorean las vibraciones generadas por voladura, aunque no todas ellas siempre se presentan o detectan- son los siguientes: Ondas de compresión; Ondas de corte o cizalle y ondas de superficie. Las ondas de compresión y de corte viajan dentro de la roca y pueden penetrar cientos de metros, aún kilómetros en la corteza terrestre, y están referidas como ondas de cuerpo. Las ondas de superficie, sin embargo, se transmiten muy cercanas a la superficie del terreno, y penetran dentro de la corteza terrestre no más que 1,5 a 2 veces su longitud de onda (aunque esto pueda representar algunos cientos de metros).

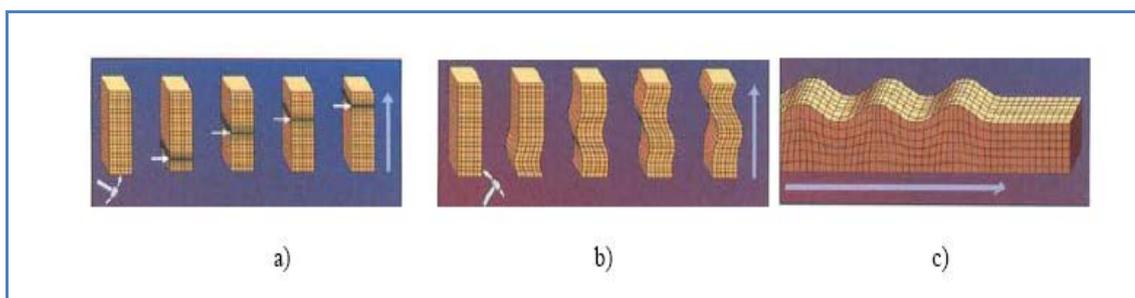
Las ondas de compresión (también llamadas onda P) se caracterizan porque el movimiento de la partícula ocurre en la misma dirección de la propagación de la onda.

Las ondas de cizalle (también llamadas ondas-s) se caracterizan porque el movimiento de la partícula ocurre perpendicular a la dirección de la transmisión de la onda.

Las primeras ondas en llegar al punto de monitoreo siempre serán las ondas P, ya que viajan más rápido, aproximadamente entre un 30 a 50% más rápido que las ondas-s.

Hay diversos tipos de ondas de superficies, y las más conocidas son las ondas Rayleigh. Las ondas Rayleigh se caracterizan porque el movimiento de la partícula es elíptico, cuyo movimiento ocurre ya sea en la dirección horizontal y/o vertical en un plano vertical alineado con la dirección de

propagación de la onda. La velocidad de propagación de las ondas de superficie es aproximadamente la mitad de la velocidad de la onda de corte. En distancias pequeñas (por ejemplo menos de 300 metros) la contribución de las ondas de superficie al registro total es pequeña.



**Figura N° 3.7: Variación del movimiento con el tipo de onda.**

Fuente: Tomada de USGS (2007)

- a) Onda de compresión P
- b) Onda de corte S
- c) Onda de Rayleigh R

A distancias muy pequeñas (menos de 50 metros) existe una muy poca o casi imperceptible separación entre las ondas P y las ondas –s.

Para un monitoreo normal de vibraciones por voladura, es imposible evitar o eliminar en el registro cualquiera de los tipos de ondas antes mencionados. Todos los tipos de onda estarán presentes y serán grabados (aún si ellas no se pueden identificar individualmente) si los geófonos están ubicados en la superficie del banco, o en el mismo punto dentro del banco. A distancias menores que 300 metros, las vibraciones serán dominadas normalmente por las ondas de cuerpo (compresión y corte).

### 3.4 UNIDADES DE VIBRACIONES:

Debido a que la vibración es un campo de esfuerzos oscilantes, el movimiento resultante de la partícula es en las tres direcciones ortogonales, y puede ser detectado utilizando diferentes dispositivos. Cada dispositivo tendrá las características de vibración (amplitud, duración y frecuencia) de acuerdo a las características de respuesta del dispositivo de medición utilizado. La mayoría de los instrumentos utilizados para medir vibraciones utilizan geófonos, los cuales miden la velocidad del movimiento de las partículas, o acelerómetros los cuales miden la aceleración del movimiento de la partícula. Algunos sistemas de medición permiten medir desplazamiento de la partícula.

#### 3.4.1 Velocidad de Vibración

La mayoría de los instrumentos que monitorean vibraciones por voladuras utilizan geófonos, y por lo tanto producen una señal de voltaje que varía con el tiempo,  $V(t)$ , proporcional a la velocidad del movimiento de la partícula,  $v(t)$ , la cual también varía con el tiempo. La constante de proporcionalidad depende de la sensibilidad del geófono usado para hacer la medición. La velocidad es el método preferido de medición de las vibraciones generadas por voladura, ya que la velocidad de vibración es proporcional al esfuerzo y por lo tanto al potencial daño.

En la práctica, el peak de amplitud está controlado fuertemente por la cantidad de explosivo por taladro, ya que esto controla la fuente de energía que generan posteriormente las vibraciones. El otro factor que tiene una gran influencia en la amplitud de la vibración, a diferentes distancias, es la

atenuación del macizo rocoso, ya que esto controla cuan rápidamente se disipa la energía. La atenuación del macizo rocoso depende de factores tales como la cantidad de fracturas o grietas en el macizo (las grietas generan una gran pérdida de energía) y el módulo de la roca. Rocas con un bajo Módulo tienden a presentar una deformación plástica, resultando en una gran pérdida de energía, mientras que rocas con un alto módulo se comportan de una manera elástica removiendo pequeñas cantidades de energía cuando pasa la onda.

A partir de un registro de velocidad de vibración, se puede obtener el registro de aceleración  $a(t)$ , por la derivación de la señal de velocidad con respecto al tiempo, y el desplazamiento,  $s(t)$ , se puede obtener por la integración de la señal con respecto al tiempo.

$$S(t) = \int v(t) dt \quad \text{y} \quad a(t) = \frac{dv(t)}{dt}$$

### 3.4.2 Aceleración de las Vibraciones:

El movimiento de las partículas puede ser medido también en términos de aceleración, mediante el uso de acelerómetros. En este caso el instrumento entregará una señal de voltaje dependiente del tiempo,  $V(t)$  la cual es proporcional a la aceleración de partículas en el tiempo,  $a(t)$ , con una constante de proporcionalidad determinada por la sensibilidad del acelerómetro usado para realizar la medición. Si la onda de vibración es continua y armónica simple (es decir una única frecuencia sinusoidal,  $f$ ), ésta puede ser representada por una ecuación simple  $a(t) = A_0 \sin(2\pi f t)$ , donde  $A_0$  representa el pico de amplitud de la aceleración. Para convertir la

aceleración en velocidad es necesario integrar la señal con respecto al tiempo

$$V(t) = \int a(t) dt = \frac{A_0}{2\pi f} \cos(2\pi ft)$$

Dónde:

Factor  $(A_0 / 2\pi f)$  = Representa la velocidad pico (cuando  $\cos(2\pi ft) = 1$ ).

$A_0$  = es el pico de amplitud sobre la onda completa

$F$  = es la frecuencia de la onda.

Hay que notar que la aceleración pico estará desfasado con respecto a la velocidad pico. (Es decir la aceleración pico ocurre cuando la velocidad pico es cero y no en el mismo instante de la velocidad pico). En forma similar, para obtener el desplazamiento desde la señal de aceleración, la señal original de la aceleración debe ser doblemente integrada, a partir de la cual se puede observar que el desplazamiento de la partícula está en fase con la aceleración, pero fuera de fase con la velocidad de la partícula, es decir el pico del desplazamiento de la partícula ocurre en el mismo instante que la aceleración pico.

$$S(t) = \iint a(t) dt = \frac{A_0}{(2\pi f)^2} \sin(2\pi ft)$$

Cercano a la voladura, los niveles de aceleración son muy altos, y usualmente mayores que la aceleración debido a la gravedad (es decir  $>1g$ ).

Niveles de aceleración alrededor de 100 g son bastante realistas cuando las mediciones son hechas muy cercanas a las voladuras,

### 3.5 VIBRACIONES Y ESFUERZO:

El fundamento para usar la velocidad pico de la partícula (PPV), es debido a que la mayoría de los análisis consideran que el daño, o potencial daño, está relacionado con la velocidad de la onda P,  $V_p$ , y la deformación inducida,  $\epsilon$ , es decir, la velocidad de vibración tiene una correlación directa con el esfuerzo cuando la onda está viajando como una onda plana y la deformación es elástica.

$$\epsilon = \frac{PPV}{V_p} = \frac{\sigma}{E}$$

Dónde:

$\epsilon$  = Deformación inducida

$V_p$  = Velocidad de la onda P

$\sigma$  = Esfuerzo

$E$  = Módulo de deformación elástica

Si el macizo rocoso es duro y quebradizo, y presenta un comportamiento elástico hasta el momento de su ruptura, la velocidad máxima de partícula que la roca puede tolerar antes de su ruptura puede ser calculada a partir de:

$$PPV_{\max} = \varepsilon_{\max} V_p = \frac{\sigma_{V_p}}{E} = \frac{UCS \alpha V_p}{E}$$

Puesto que las vibraciones viajan con una componente sinusoidal de compresión y tensión aproximadamente iguales y la resistencia a la tensión es siempre mucho menor que la resistencia a la compresión, el máximo esfuerzo que la roca puede resistir es el esfuerzo a la tensión. Este valor es difícil de medir, por lo tanto, es normal estimar la resistencia a la tensión a partir de la resistencia a la compresión, UCS, (típicamente en el rango de 1/10 a 1/20 de la resistencia a la compresión), o a partir de una medición indirecta tal como el Índice de Resistencia Brasileño. Como resultado de esto, uno puede estimar la velocidad de partícula que probablemente causará una ruptura por tensión, utilizando la siguiente ecuación:

$$PPV_{\max} = \varepsilon_{\max} V_p = \frac{\sigma_{V_p}}{E} = \frac{UCS \alpha V_p}{12 \alpha E}$$

En la ecuación anterior, el factor de 12 se ha usado como la razón entre la resistencia a la compresión y la tensión. Altos valores generan estimaciones de PPV críticos más conservadores (es decir bajos valores de PPV) y pueden ser más apropiados en zonas donde la estabilidad es crítica y donde existe incertidumbre acerca del valor real de la resistencia a la tensión.

### 3.6 MODELOS DE VELOCIDAD DE PARTÍCULA. (MODELOS DE VIBRACIONES)

Un elemento importante en el proceso de evaluación y optimización de la operación de voladura, es poder predecir a través de un modelo, las consecuencias y beneficios al introducir distintos cambios en los parámetros más relevantes, sin que ello deba necesariamente tener que realizar a escala real. Se pueden distinguir distintos enfoques asociados al Modelamiento de vibraciones, los cuales tienen como objetivo final predecir los niveles de vibración en un punto específico de acuerdo a un diseño de voladura. Varios son los modelos experimentales que representan la velocidad de partícula en función del explosivo detonado y la distancia a la que se registra dicha detonación. Entre los más conocidos se encuentran el modelo general y el de regresión múltiple. El cual no considera una simetría de carga particular y utiliza la expresión descrita por la ecuación:

$$PPV = K \cdot D^\alpha$$

Dónde:

PPV = Velocidad pico partícula (mm/s)

D = Distancia escalar

K = Factor de velocidad

$\alpha$  = Factor de atenuación

En la ecuación, el término “D” o distancia escalar, da cuenta de la influencia de la distancia en (m) y la cantidad de explosivo detonada en forma instantánea en (kg.).

Teóricamente, el criterio que mejor representa el comportamiento de la vibración generadas por el tipo de cargas explosivas usadas en voladuras de rajo abierto, es el de DEVINE puesto que al utilizar cargas explosivas con geometría cilíndricas, se tiene que las distancias deben ser corregidas por la raíz cuadrada de la carga.

Claramente el parámetro  $\alpha$  en la ecuación de Devine está controlado por la geometría del frente de onda en expansión, y el coeficiente de atenuación de la roca. Sin embargo el valor de K está controlado principalmente por el explosivo y la eficiencia con la cual la presión de detonación es transmitida a la roca circundante como un esfuerzo. Los factores que controlan la transferencia de la energía del explosivo desde el taladro a la roca son la densidad y la VOD del explosivo, producto que representa la Característica de Impedancia, Z.

En la tabla, se presentan diferentes valores para los parámetros del Modelo de Devine (K y Alfa), obtenidos en diferentes tipos de roca y distintas faenas mineras. Esta gran variabilidad para el factor K desde un mínimo de 99 hasta un máximo de 703 (7 veces mayor) y para el Factor de Atenuación Alfa desde -1.54 hasta -2.49, determinan que el uso indiscriminado de estos modelos y la transferencia de estos desde una mina a otra o desde un sector a otro en la misma mina puede significar estimar un gran margen de error las vibraciones y como consecuencia de ello las restricciones a las voladuras y los criterios de daño.

**Tabla N° 3.2 Variabilidad en los parámetros del Modelo de Vibración. Devine, para diferentes Minas y Macizos Rocosos.**

| Factor de Amplitud<br>K | Factor de Atenuación<br>Alfa | Factor de Amplitud<br>K | Factor de Atenuación<br>Alfa |
|-------------------------|------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| 507                     | -2.34                        | 99                      | -2.33                        |
| 500                     | -2.11                        | 227                     | -1.60                        |
| 321                     | -2.39                        | 499                     | -2.01                        |
| 495                     | -2.12                        | 175                     | -1.63                        |
| 262                     | -2.28                        | 112                     | -1.94                        |
| 284                     | -1.72                        | 428                     | -2.49                        |
| 481                     | -1.74                        | 168                     | -1.54                        |
| 299                     | -2.48                        | 703                     | -2.21                        |
| 597                     | -2.32                        | 177                     | -2.04                        |
| <b>K Máximo =</b>       | <b>703</b>                   | <b>Alfa Máximo =</b>    | <b>-2.49</b>                 |
| <b>K Mínimo =</b>       | <b>99</b>                    | <b>Alfa Mínimo =</b>    | <b>-1.54</b>                 |
| <b>K Promedio =</b>     | <b>357</b>                   | <b>Alfa Promedio =</b>  | <b>-2.07</b>                 |

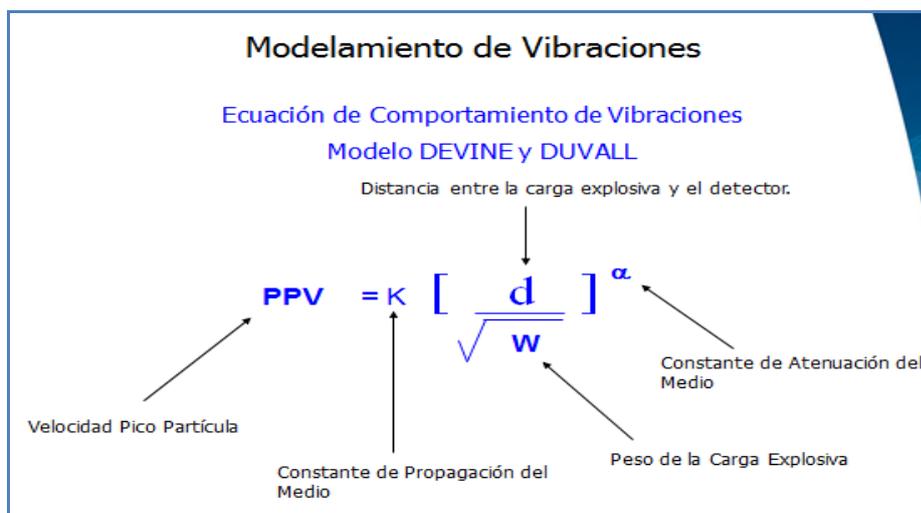


Figura N° 3.8: Modelamiento de vibraciones I

Fuente: Archivos Orica

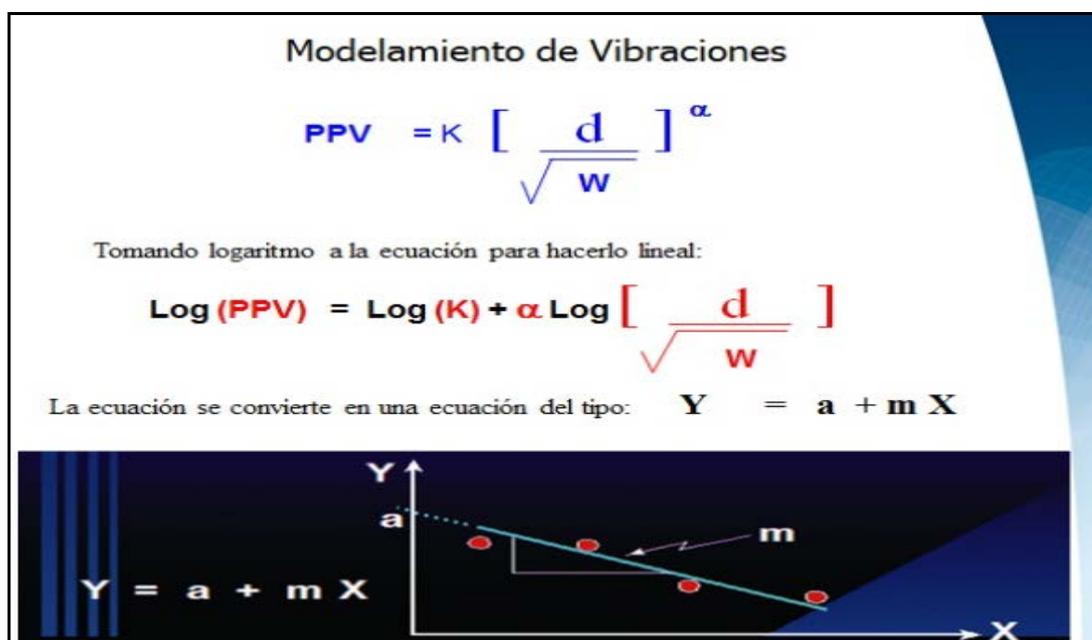


Figura N° 3.9 Modelamiento de vibraciones II

Fuente: Archivos Orica

Teóricamente, éste criterio es al que mejor representa el comportamiento de la vibración para el campo lejano (aproximadamente  $d > 3$  largo de carga),

generadas por el tipo de cargas explosivas usadas en voladuras a tajo abierto.

### **3.6.1 Modelo de Campo Lejano “Devine**

El análisis de los registros de vibraciones, permiten conocer la velocidad de la partícula que genera cada carga o grupos de cargas en la voladura y posteriormente agrupar estas por sectores. Fue así, como se obtuvieron datos de velocidad de partícula, distancia y carga por retardo en cada una de los sectores, a las que se ajustó posteriormente la ecuación del modelo propuesto por Devine.

Una vez determinada la ecuación de comportamiento de la vibración, fue ajustada a objeto de establecer un modelo más representativo y confiable. La corrección en cuestión consistió en desplazar paralelamente el modelo obtenido, de modo de cubrir un número mayor de puntos recogidos en terreno. Este modelo es el denominado en tablas y gráficas como el “modelo ajustado”. Este proceso de ajuste no significa cambiar los valores de los datos recogidos en terreno, sino darles una interpretación estadística más conservadora y por lo tanto, más segura. El modelo propiamente tal, que se genera vía el ajuste estadístico describe la condición media de la población de datos, es decir, el 50% de los datos se ubican por debajo de la curva que representa el modelo y los 50% restantes se encontraran sobre la curva. Matemáticamente esto está correcto, sin embargo, significa que existe una probabilidad del 50% que una carga explosiva producirá un nivel de vibración que supera a lo predicho por el modelo, situación que deja inútil el modelo para propósitos prácticos, particularmente para diseño orientados a controlar la vibración máxima, la cual provoca el daño. La solución se

encuentra en desplazar el modelo hasta que sus predicciones cubran una mayor cantidad de datos de terreno, en rangos que oscilan entre un 80% y 95% haciendo más confiable y segura la estimación de vibraciones.

$$PPV = K * \left( \frac{d}{W^{\frac{1}{2}}} \right)^{\alpha}$$

Dónde:

PPV= Velocidad pico de la partícula (mm/s)

W= Peso de la carga explosiva

D = Distancia entre el punto de medición y la carga explosiva detonada

K = Factor de velocidad

A = Factor de atenuación

Además de DEVINE existen diferentes modelos aplicativos para lo que es campo lejano, los cuales mencionamos sus fórmulas a continuación.

| CRITERIO                     | COEFICIENTE ESCALAR   |
|------------------------------|---|
| Criterio General Exponencial | $D = \left( \frac{d}{W^{1/2}} \right) * e^{(\beta/\alpha)}$ |
| Criterio General             | $D = \left( \frac{d}{W^{\beta/\alpha}} \right)$             |
| Langefors (1963)             | $D = \left( \frac{d}{W^{3/2}} \right)$                      |
| Hendron (Bulletin 656)       | $D = \left( \frac{d}{W^{1/3}} \right)$                      |
| Devine(1966)                 | $D = \left( \frac{d}{W^{1/2}} \right)$                      |

Figura N° 3.10: Modelamiento vibraciones devine

Fuente: ROCK BLASTING AND EXPLOSIVES ENGINEERING

### 3.6.2 Modelo de Campo Lejano “HOLMBERG & PERSSON”

En este caso la columna de explosivo es dividida en una serie de cargas Infinitesimales, cada una de una longitud  $dx$ , siendo  $q$  el peso por unidad de longitud de cada una de ellas. Entonces, el peso total de cada porción de explosivo, estará representado como:  $W = q \cdot dx$

La ecuación general para la velocidad de la partícula, se encuentra en función del peso de la carga total ( $W$ ) y la distancia ( $R$ ) desde el centro de una carga esférica al punto en que se desea saber la velocidad. Por lo tanto:

$$V = K ( W^\alpha / R^\beta )$$

Como se puede apreciar en la figura 3.11,  $R = [ (r - r_0)^2 + (x - x_0)^2 ]^{0.5}$ , por lo que la diferencial de la velocidad está definida como:

$$dV = K ( q \, dx ) / [ (r - r_0) + (x - x_0) ]^{\beta/2}$$

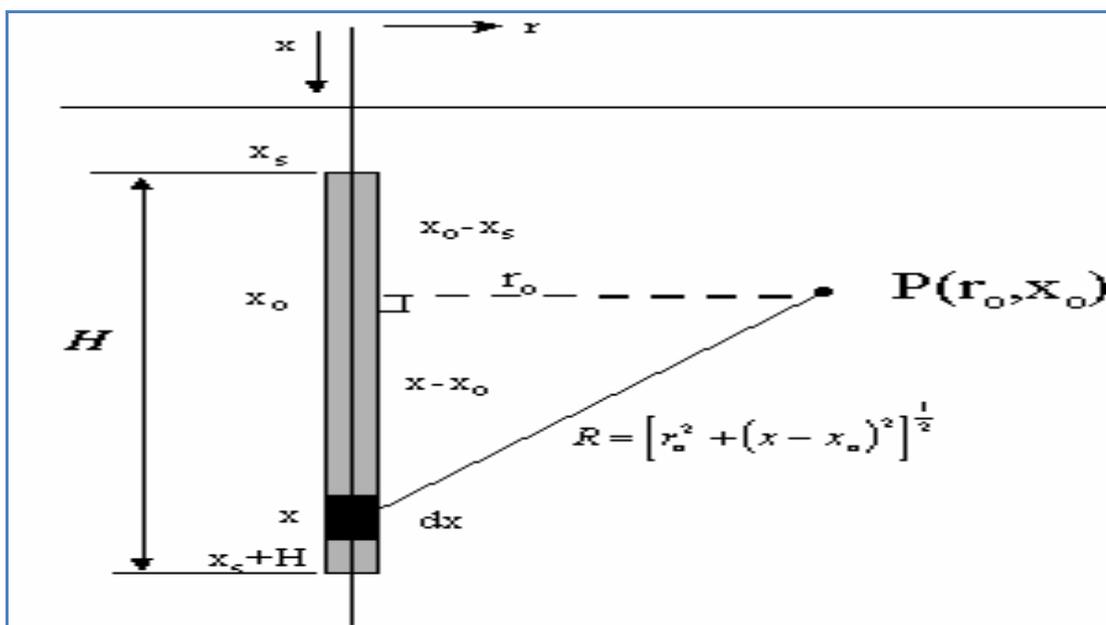


Figura N° 3.11: Esquema Modelo Holmberg & Persson

Fuente: Internet

Como interesa saber el efecto global de la columna explosiva sobre el punto  $P$ , se desestima la diferencia de tiempo en el arribo de las vibraciones generadas por las distintas porciones de explosivo. Además, se utiliza la

amplitud peak de las vibraciones sin considerar la dirección de llegada al punto.

De este modo, la velocidad se puede calcular a través de la integración de la fórmula anterior, tomando como límites de integración:  $X_s$  (fondo del taco) y  $X_s + H$  (fondo de la columna explosiva). Si bien se puede evaluar para cualquier valor que tome  $\alpha$  y  $\beta$ , se considera uno de los casos especiales de la ecuación general que mejor se aplica a este modelo, en donde:

$$V = K \left( \frac{R}{W^{0.5}} \right)^{-\beta}$$

De donde se tendrá que  $\alpha = \frac{1}{2}\beta$

Por lo tanto, la ecuación de velocidad pico partícula, según el modelo sueco será:

$$PPV = K \left[ \left( \frac{q}{R_0} \right) \left\{ \arctan \left\{ \frac{H+X_s+X_0}{R_0} \right\} + \arctan \left\{ \frac{X_0+X_s}{R_0} \right\} \right\} \right]^\alpha$$

La ecuación anterior se puede simplificar como:

$$PPV = K (F\&P)^\alpha$$

Donde,

$q$  = Densidad lineal de carga..... [kg/m]

$R_0$  = Distancia de medición, desde la carga..... [m]

$H$  = Longitud de carga..... [m]

$X_s$  = Longitud de taco..... [m]

$X_0$  = Profundidad de medición..... [m]

$K$  = Factor de velocidad

$\alpha$  = Factor de decaimiento o atenuación

### **I. Condiciones:**

Para determinar el nivel pico de energía asociado a una voladura en particular, en base a este modelo, se necesita el valor de los siguientes parámetros:

- Factor de velocidad (  $K$  ).
- Distancia existente entre el punto de interés y la carga explosiva [m].
- Longitud de la columna explosiva [m].
- Concentración lineal de carga ( $q$ ) [kg/m].
- Constante de atenuación de la roca (  $\alpha$  ).

### **II Supuestos:**

- La formulación de este modelo se basa en las siguientes suposiciones:
- Considera que la velocidad de detonación del explosivo es infinita.
- Supone la columna explosiva como una línea continua de pequeñas cargas puntuales (modelamiento cilíndrico).
- Supone que la velocidad peak de partícula, asociada a cada elemento de carga, es numéricamente aditiva.
- No se considera la velocidad de partícula como vector.

### **III Restricciones:**

- No considera el tamaño de la voladura.
- Se obvia la influencia de los retardos y la secuencia de iniciación sobre las vibraciones.
- No se contempla el grado de confinamiento del explosivo dentro del tiro ni el acoplamiento.

### **IV Análisis:**

Si bien el modelo omite la influencia de los tiempos de retardo sobre las vibraciones, se debe tener en cuenta que los valores obtenidos por el modelo serán superiores a los encontrados en terreno, ya que en este caso las cargas detonan en forma secuencial. De forma análoga, si se trabaja con cargas desacopladas a las paredes del tiro, las velocidades de partícula producto de la voladura serán menores a las predichas por el modelo. Lo mismo ocurrirá a medida que el confinamiento del explosivo dentro del tiro disminuya.

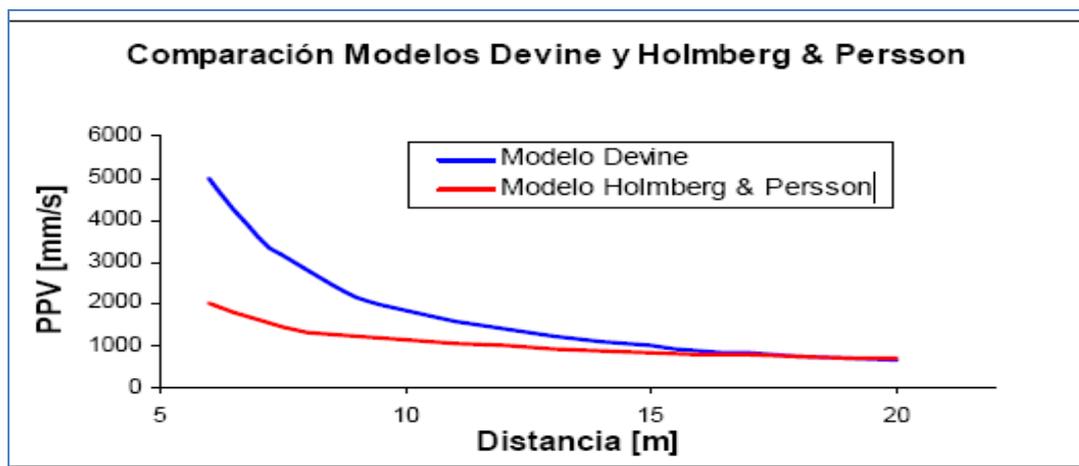
El monitoreo de vibraciones para el caso de Reservas Norte es del tipo campo cercano, en donde las características de la columna explosiva tienen gran implicancia en los resultados obtenidos. Es por esto que el modelo que más se adecúa es el de Holmberg y Persson, ya que considera el largo de la columna explosiva y la concentración lineal de carga, además de la distancia entre la carga y el punto de interés y algunos coeficientes que pretenden caracterizar el comportamiento de la roca y de la onda.

En casos excepcionales, donde se desee determinar la eficiencia general de la tronadura (sin mayores detalles), se podrán utilizar modelos como el de

Devine, que consideran las cargas como puntuales y corresponden primordialmente a predicción de vibraciones en campo medio a lejano. La aplicación de cualquiera de estos modelos se deberá realizar haciendo una diferenciación por tipo de roca, para lo que se deberán medir las constantes y los coeficientes para cada litología.

### **3.6.3 Comparación modelos Devine y Holmberg & Persson**

Para el modelamiento en el campo cercano se requiere primero de datos vibracional adquiridos lo más cercano posible a una carga explosiva típica, con geófonos o acelerómetros de un alto rango dinámico de respuesta, capacitados para medir los niveles más altos de vibración. Por otra parte, en el proceso de análisis se ajustan los datos de vibraciones al modelo cercano propuesto por Holmberg & Persson, que considera la carga explosiva en forma distribuida, cobrando especial importancia los aspectos geométricos, de distancia a la carga, longitud, largo del taco, densidad lineal del explosivo, etc., a diferencia del modelamiento tradicional propuesto por Devine que utiliza una sola distancia para el total de la carga explosiva, es decir concentrada en un punto, consideración válida para distancias de más de 2 ó 3 veces la longitud de la carga explosiva.



**Figura N° 3.12: Diferencia en la predicción de Vibraciones según el Modelo Devine y Holmberg & Persson.**

Fuente: Internet

En el gráfico 3.11 se observa la diferencia entre ambos modelos, especialmente en la zona más cercana a la carga, donde se aprecia como el modelo de Devine sobreestima la velocidad de partícula para distancias menores a 10 m.

#### **3.6.4 Criterio de la velocidad de partícula crítica (PPV<sub>c</sub>)**

Los altos niveles de vibración producidos por voladuras pueden dañar al macizo rocoso, produciendo fracturas nuevas o extendiendo y dilatando fracturas existentes. La vibración en este contexto puede ser considerada como un esfuerzo o deformación del macizo rocoso. Con bajos niveles de vibración, tales como los presentes a grandes distancias desde las voladuras, los niveles de deformación son muy pequeños para inducir el fracturamiento al macizo rocoso. A menores distancias, las vibraciones son suficientemente altas para extender las fracturas preexistentes, pero insuficientes para inducir nuevo fracturamiento. Muy cerca de las cargas

explosivas, sin embargo, los niveles de vibración son lo suficientemente altos como para producir diferentes grados de fracturamiento a su alrededor.

La velocidad vibracional de las partículas, frecuentemente es relacionada con su habilidad para inducir nuevo fracturamiento, a través de la relación entre velocidad de partícula y deformación de partícula, valido esto para un condición de roca confinada en la vecindad inmediata a las cargas explosivas, en donde el impacto de la voladura es más intenso y los niveles de esfuerzo inducidos son similares a los esfuerzos necesarios para la fragmentación de la roca. Dada esta relación con deformación, es que el análisis de velocidad de partícula tiene la cualidad de ser un buen método para estimar el grado de fracturamiento inducido por la voladura. De acuerdo a lo indicado:

$$\varepsilon = \frac{PPV}{V_p}$$

De la ley de Hooke y asumiendo un comportamiento elástico, la velocidad de partícula máxima,  $PPV_c$ , que puede ser soportada por la roca antes de que ocurra la falla por tensión, es estimada conociendo la resistencia a la Tracción ( $\sigma_t$ ), el módulo de Young Dinámico  $E$ , y la velocidad de programación de la Onda P,  $V_p$ , usando la ecuación:

$$PPV_c = \frac{\sigma_t \times V_p}{E}$$

Según lo indicado para el daño producido por las voladuras según el  $PPV_c$  se tienen el siguiente cuadro.

Tabla N° 3.3 Tabla de Velocidad pico partícula crítica para daño

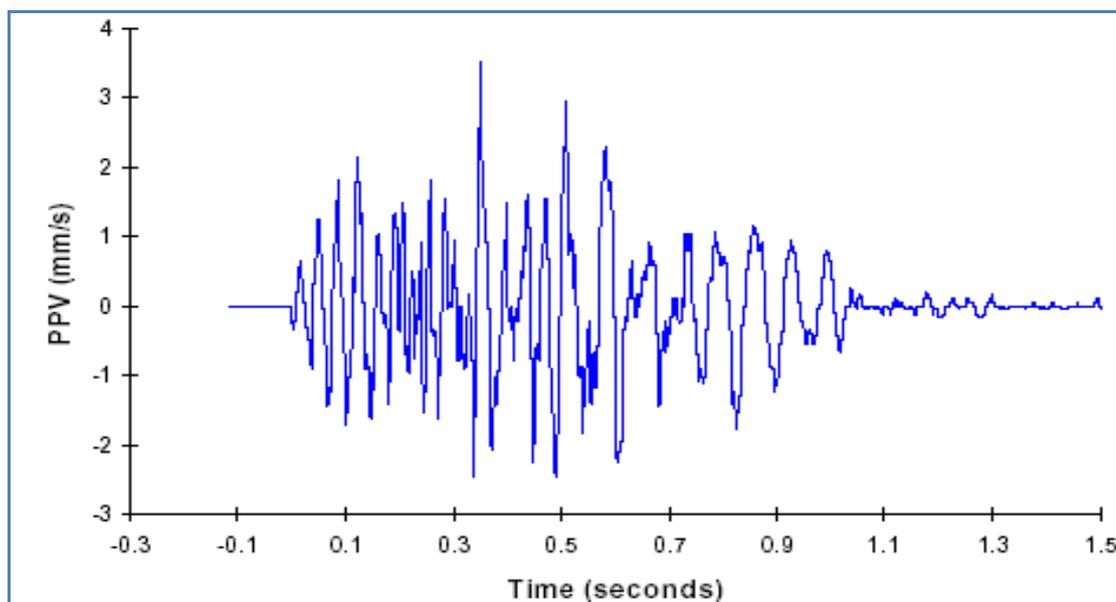
|                                   |                           |
|-----------------------------------|---------------------------|
| INTENSO FRACTURAMIENTO            | $PPV > 4 PPV_c$           |
| CREACION DE NUEVAS FRACTURAS      | $PPV > 1 PPV_c$           |
| EXTENSION DE FRACTURAS EXISTENTES | $PPV > \frac{1}{4} PPV_c$ |

## **CAPÍTULO IV**

### **CARACTERÍSTICAS DE LAS VIBRACIONES POR VOLADURAS**

#### **4.1 INTRODUCCIÓN**

En la práctica, las vibraciones por voladura se presentan como sinusoidales, pero no pueden ser bien descritas por una ecuación armónica única que involucre una frecuencia única, como se ilustra en la figura siguiente, obtenida a partir de un registro de voladura de 120 taladros.



**Figura N° 4.1 Registro de onda de una voladura masiva**

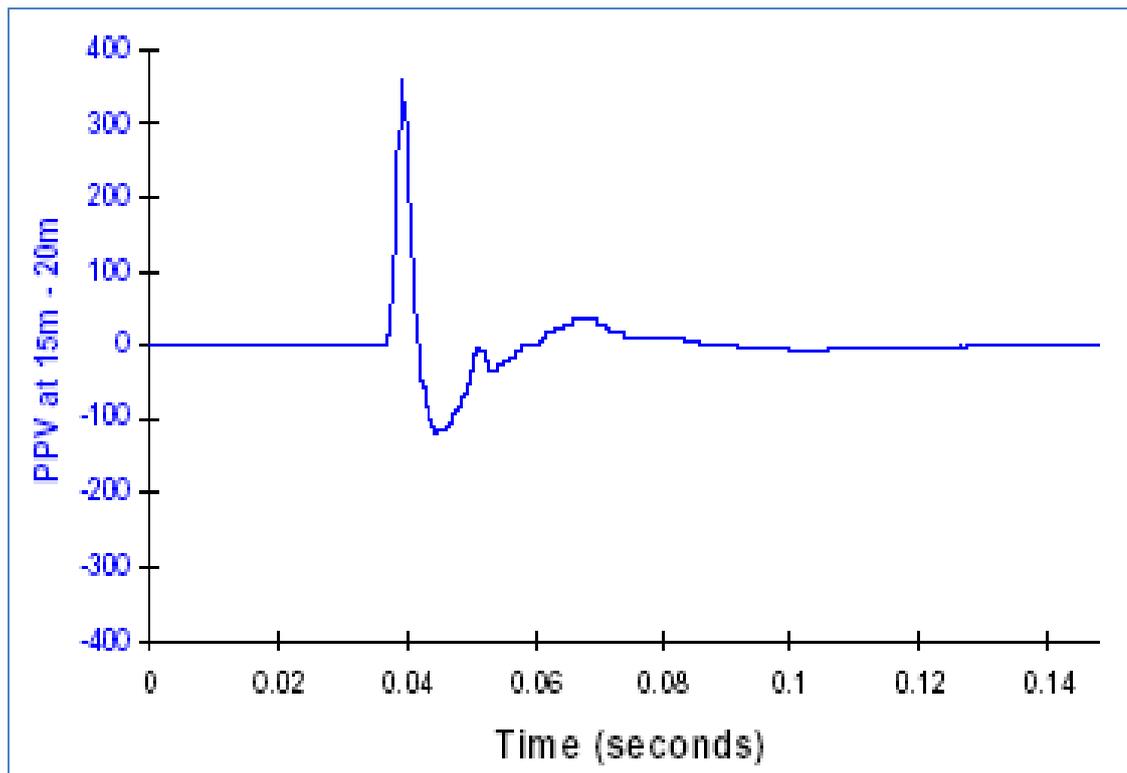
Fuente: Pruebas de campo Atocongo

Para lograr un razonable entendimiento de las ondas de vibraciones, es más fácil y mejor empezar con la onda producida por un solo taladro, y proceder a partir de ese punto a un análisis de la onda de vibración de una voladura que contiene varios taladros separados por elementos de retardo.

## **4.2 VIBRACIÓN DE UN ÚNICO TALADRO**

La respuesta de vibración de un único taladro de voladura representa la forma de onda más simple que puede ser analizada en una operación normal de voladura; sin embargo, puede ser interesante comparar la onda de un único taladro de voladura con la onda generada por una carga esférica (una carga de longitud igual al diámetro). En voladuras que tienen muchos taladros, se considera generalmente que cada taladro genera una onda “elemental” igual, separadas en el tiempo por los retardos y en el espacio por las dimensiones del burden y espaciamiento.

La figura presenta la onda generada por la detonación de un taladro de aproximadamente 15 metros de Anfo (4" de diámetro) medida a una distancia aproximada de 15 a 20 metros, en roca dura.



**Figura N° 4.2: Registro de onda generada por la detonación de un taladro.**

Fuente: Pruebas de campo Atocongo

El pulso tiene una forma única, pero a pesar de que ésta es una oscilación natural no se asemeja a una onda sinusoidal, siendo más representativa a una forma de onda no simétrica como indica la *Figura2*. Es posible que la diferencia en la frecuencia entre la componente de compresión (+) y la tensión (-) de la onda pueda indicar la diferencia entre el grado de compresión (controlado por la longitud de carga y la velocidad de detonación), y el grado de relajación (controlado por el módulo de elasticidad de la roca y la presión de confinamiento de los gases) de la roca después

que la presión de detonación se haya disipado. Características importantes de la forma de onda se pueden resumir en:

- Diferentes frecuencias en las componentes de compresión (alta frecuencia) y tensión (baja frecuencia);
- Diferentes amplitudes en la componente de compresión (360 mm/s) y tensión (115 mm/s);
- Duración de la señal (aprox. 50 ms), comparado con el tiempo de detonación de la columna de explosivo (aprox. 3,5 ms).

#### **4.2.1 Frecuencia de las vibraciones**

Es claro que el pulso de vibración de un único taladro no puede ser descrito usando una simple analogía sinusoidal.

El método de Fourier es el único método confiable y efectivo para análisis de frecuencia, aunque cuando se utiliza este método, se transforma muy difícil describir la frecuencia por un único valor, tal como la frecuencia dominante, puesto que se observa muy a menudo que muchas frecuencias están asociadas a valores similares de amplitud ya sea en el espectro de amplitud o energía.

#### **4.2.2 Amplitud de la Vibración**

La amplitud de la onda de vibración usualmente se toma como el peak positivo o negativo de la amplitud de la velocidad, dondequiera que tenga el valor absoluto más alto. Usualmente el signo del peak de velocidad no se considera.

Es interesante notar la asimetría en la onda de vibración, lo que sugiere que el esfuerzo de compresión (360 mm/s) es mucho más alto que el esfuerzo de tensión (114 mm/s). Comúnmente esta asimetría se observa cerca de las cargas grandes y desaparece después de unos 100 metros de propagación, donde la componente de tensión tiene esencialmente la misma amplitud que la componente de compresión. A menudo se considera que el gran esfuerzo de compresión cercano a los taladros es el causante del intenso quebrantamiento alrededor del taladro, mientras que en zonas más alejadas del taladro ocurren fallas por tensión.

Es importante indicar que el área bajo la fase de compresión debe ser igual al área bajo la fase de tensión, ya que estas áreas representan el desplazamiento en las direcciones positivas y negativas. Si las áreas no fueran iguales entonces la suposición de un comportamiento elástico es incorrecto, y ocurre un desplazamiento mayor en una dirección más que en otra. Para chequear si las áreas son iguales, se debe integrar la señal (primero debe removerse cualquier offset en la señal). El máximo desplazamiento también se puede comparar con las limitaciones de máximo movimiento del geófono (usualmente 2 mm).

#### **4.2.3 Duración de la Vibración**

La duración del pulso de la detonación de un único taladro no es fácil de medir, ya que no es claro determinar cuando la vibración desaparece. La duración de la primera fase de compresión y tensión es de aproximadamente 23 milisegundos, la cual debiera ser comparada con el tiempo de detonación de la columna de explosivo. Asumiendo una VOD de aproximadamente 4000 m/s en un taladro de 4" de diámetro y cuya longitud

de carga sea aproximadamente de 15 metros, la columna debiera detonar completamente en aproximadamente 4 milisegundos. El tiempo adicional es aquel para que el macizo rocoso vuelva a su estado original, y este tiempo es controlado principalmente por el módulo de la roca, pero también por el tiempo de retención de los gases de detonación en el taladro.

Se puede ver que la duración de los pulsos de vibración serán más y más largos a mayores distancias de propagación, principalmente a través de un alargamiento de la onda después de la primera fase de compresión y tensión. Los alargamientos ocurren como resultado de reflexiones, refracción y separación de las ondas  $p$  y  $s$  y de las ondas de superficie.

#### **4.3 VIBRACIONES DE UNA VOLADURA COMPLETA**

La medición completa de una voladura, en cualquier ubicación, contiene una respuesta en el terreno combinada por la detonación de cada uno de los taladros. Es común asumir que cada taladro de la voladura producirá el mismo pulso de vibración. Fundamentalmente se asume que la roca es homogénea, que cada taladro contiene la misma carga, y que las características de detonación se mantienen constantes. El Principio de Superposición se utiliza para procesar la respuesta combinada mediante la suma algebraica de las respuestas individuales. Fundamentalmente se asume que la roca presenta un comportamiento elástico en el punto de interés, es decir, no hay cambios permanentes tales como agrietamientos o deformaciones plásticas. Los retardos son usados en las voladuras de manera de asegurar que las vibraciones provenientes de diferentes taladros no produzcan una interferencia constructiva (no es el único objetivo), generando niveles de vibraciones mucho mayores que los de un solo

taladro. A pesar de los retardos usados, es inevitable algún grado de interferencia constructiva en voladuras normales de producción, donde los tiempos de detonación están cada 10 ms.

#### **4.3.1 Frecuencia de la voladura**

Es complicado asignarle a una onda compleja un simple valor de frecuencia. El único y mejor número descriptor se considera que es el ancho de banda del espectro más que un promedio o la frecuencia característica.

#### **4.3.2 Amplitud y duración de la Vibración**

De la misma manera de lo difícil que es describir el espectro de la frecuencia de una onda usando el promedio o el valor dominante, es igualmente difícil describir la amplitud de una onda de vibración compleja indicando un valor único de amplitud. En términos de utilización de datos para determinar los parámetros de atenuación de vibración de un sitio específico, normalmente el valor del peak es el único dato requerido. Sin embargo, en términos del daño potencial que la onda de vibración pueda causara las estructuras en la roca o a construcciones, se debe esperar que el promedio de la vibración debiera ser un valor importante, como por ejemplo una onda con una amplitud constante de 100 mm/s de 2 segundos de duración, se esperaría que tenga un daño mayor que una onda con un peak único de 100 mm/s y con un nivel promedio de 30 mm/

## **CAPITULO V**

### **INSTRUMENTACIÓN PARA MONITOREO DE VIBRACIONES**

#### **5.1 INTRODUCCIÓN**

Una parte importante en la determinación de los efectos de las vibraciones causadas por voladuras se logra en el proceso de observación e interpretación. La observación en el caso de vibraciones causadas por actividad humana se realiza por medio de mediciones, las cuales se realizan con instrumentación especializada para el área. En esta sección se tratará la parte de la experimentación relativa a las variables representativas del fenómeno vibratorio, la instrumentación utilizada para tal fin –a nivel informal– y las recomendaciones existentes sobre los lugares para realizar las mediciones en este tipo de trabajos – vibraciones producidas por actividad humana: Voladuras. Adicionalmente se describirán los equipos utilizados en este proyecto y los lugares y periodos de funcionamiento de estos.

## 5.2 INSTRUMENTACIÓN DE MEDICIONES

La instrumentación que se utiliza para medir las vibraciones de la roca inducidas por voladura, consiste de los siguientes componentes:



**Figura N° 5.1: Sismógrafos geosonic e instantel**

Fuente: Lucio Pampacata

## 5.3 TRANSDUCTORES DE VIBRACIÓN

Existe una gran variedad de transductores disponibles comercialmente; estas unidades tienen la capacidad para medir velocidad o aceleración de partículas. Estos convierten un pequeño movimiento físico, generado durante el paso de la vibración, a una señal de voltaje equivalente según sea su sensibilidad. Los transductores deben reunir algunas consideraciones prácticas, como son:

- *Costo -en muchos casos es necesario instalar transductores permanentemente en el macizo rocoso, lo que evita efectos superficiales y permite un análisis completo de la voladura. Bajo estas circunstancias, los transductores no son recuperables, y el costo de cada unidad debe ser minimizado.*

- *Precisión - gran parte del tiempo, esfuerzo y recursos están dedicados a la instalación de los transductores de vibración, es importante entonces que ellos sean confiables en el largo plazo.*
- *Relación señal ruido - si la salida del transductor es grande en relación a los niveles de ruidos, los problemas detectados en minas subterráneas respecto de campos magnéticos pueden ser minimizados.*

En la práctica, la selección de los transductores es un compromiso ya que no existen unidades disponibles que reúnan todas las especificaciones indicadas previamente. Transductores de velocidad del tipo usado en prospecciones geofísicas y sismológicas son baratos, confiables y tienen una alta relación señal-ruido, pero soportan un rango dinámico muy limitado. Los dos tipos básicos de transductores usados para medir las vibraciones del terreno son: el acelerómetro y el geófono.

### **5.3.1 Acelerómetros**

Los acelerómetros del tipo piezo - eléctrico tienen una alta frecuencia natural y una respuesta lineal bajo su frecuencia resonante. La señal de salida es proporcional a la aceleración, la cual debe por lo general ser amplificada previamente a su grabación.

Los acelerómetros fácilmente reúnen los datos especificados, por lo general son livianos, robustos, pero caros. Son más complejos de usar ya que requieren equipamiento auxiliar tal como fuente de poder y pre amplificadores, los que además pueden inducir problemas de ruidos eléctricos significativos.

Los acelerómetros pueden ser recomendables cuando los transductores son instalados en superficies, siendo necesario indicar sin embargo, que es necesaria cierta experiencia para la interpretación de los registros de aceleración, en particular a bajas frecuencias.

### **5.3.2 Geófonos**

Los geófonos dan una medición directa de la velocidad, y consisten por lo general de un sistema de bobina móvil soportadas por resorte, y un imán fijo. Al contrario que el acelerómetro, el geófono opera sobre su frecuencia natural. Cuando se miden frecuencias muy bajas, la salida se ve influenciada por sus características de respuesta a la frecuencia, y la señal resultante en términos del nivel de vibración debe ser corregida adecuadamente.

El geófono no es tan robusto como el acelerómetro, por lo que puede eventualmente dañarse si es maltratado o mal manipulado. Los geófonos son relativamente baratos y su señal de salida es simple de analizar, no requieren fuente de poder adicional y normalmente no es necesario pre amplificar su señal, previa a su grabación.

Cuando los transductores a instalar no son recuperables, es preferible utilizar geófonos sensibles a la velocidad. Poco es lo que se puede hacer para mejorar el rango de respuesta dinámica de éstos, por lo tanto debe tenerse el cuidado de no usarlos donde sus especificaciones probablemente puedan ser excedidas.

Mediante la comparación entre la señal obtenida por un geófono y la señal integrada registrada por un acelerómetro en el mismo punto, se ha

demostrado que los geófonos están inhabilitados para responder a altas frecuencias, lo que sin embargo no es impedimento en su capacidad para medir velocidad de partículas según los requerimientos de los datos antes mencionados. Como regla general se puede establecer que resulta inadecuado usar un transductor de velocidad del tipo bobina móvil, cuando las frecuencias dominantes sean probablemente muy superiores a los 500Hz.

En primera instancia el equipo de vibraciones debe ser tal que los geófonos asociados a la medición sean los adecuados para medir el nivel de vibraciones esperado, es decir si su sensibilidad es la adecuada. Para tal efecto se debe conocer los niveles máximos esperados en la medición, tanto en frecuencia como velocidad, para determinar si los geófonos son aptos para ello.

#### 5.3.2.1 Frecuencia de registro de los geófonos

Se distinguen dos tipos de geófonos, los de campo cercano y los de campo lejano, los cuales poseen un rango de aceptabilidad en la medición que depende de frecuencia que es capaz de registrar, diferenciando los geófonos de 14 Hz y 28 Hz. Los geófonos de 14 Hz son capaces de medir vibraciones a partir de esa frecuencia con perfecta precisión, mientras que los geófonos de 28 Hz son capaces de medir vibraciones a partir de frecuencias sobre los 28 HZ.

#### 5.3.2.2 Sensibilidad:

Por otra parte existe la sensibilidad del geófono, la cual indica la magnitud máxima de vibraciones que puede recibir un geófono, y ésta se indica en

unidades de volt/(mm/s). Para obtener el rango máximo de vibración que permitiría registrar un geófono es necesario ingresar el valor de sensibilidad de éste y el equipo de medición entregará el valor máximo de velocidad en forma automática.

#### 5.3.2.3 Máximo desplazamiento del geófono

Los geófonos son bobinas que al moverse producen un voltaje inducido, pero este movimiento no puede ser infinito ni mucho menos, por lo que los geófonos poseen una característica que se refiere a su máximo desplazamiento permitido, por lo tanto los geófonos son capaces de registrar vibraciones reales siempre y cuando el desplazamiento del geófono no exceda cierto valor. Comúnmente los geófonos utilizados tienen un desplazamiento máximo de 2 mm.

#### 5.3.2.4 Número de transductores

El número de transductores usados depende de la cantidad de información requerida, por lo tanto existen arreglos de geófonos uniaxiales, los cuales miden la velocidad de partículas en un solo eje, arreglos biaxiales que consisten en dos geófonos orientados en dos ejes y arreglos triaxiales los que permiten registrar la velocidad de partículas en los tres ejes (x, y, z), lo que permite obtener el módulo del vector de velocidad de partículas.

Si el interés principal es confirmar la detonación de cada carga (o grupo de cargas en cada retardo), o la medición de la dispersión de los retardos, entonces se requerirá sólo un transductor y su localización no será muy crítica.

Si se desea examinar la contribución de cada carga de la voladura, o si el interés es conocer la forma de la onda por cada componente, debe ser conocida la fuente generadora de cada vibración. Esto requiere una cuidadosa ubicación y número de transductores a utilizar. Para un adecuado análisis de la detonación de diferentes decks de cargas en coordenadas X, Y, Z, junto a la velocidad de propagación, se necesita un mínimo de 5 transductores.

En la práctica, el número de transductores se incrementa según la complejidad del diseño y cantidad de información necesaria. Cuando se utiliza un gran número de decks por cada tiro, en el registro de vibraciones a cada uno de estos decks se le debe asociar una determinada señal de vibraciones, para lo cual se deben instalar geófonos en diferentes profundidades.

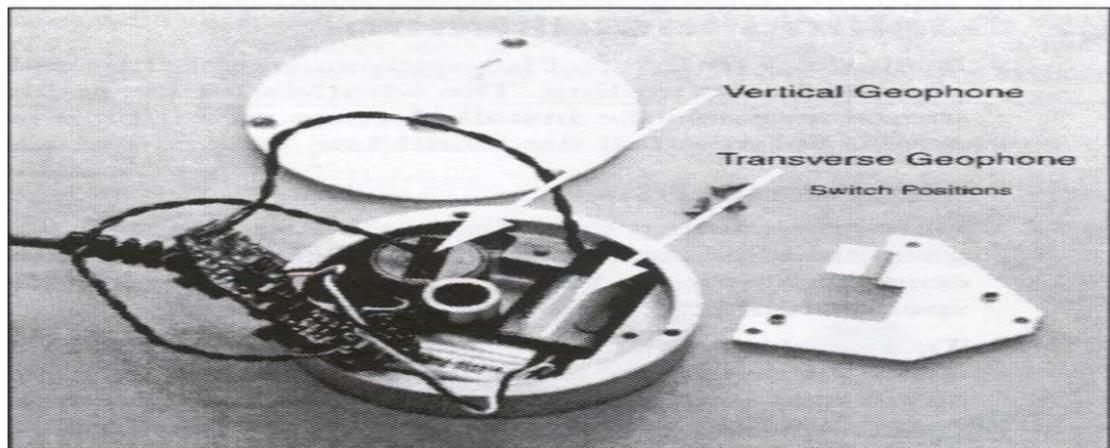
El uso de -arreglos triaxiales a diferentes profundidades inmediatamente atrás de las voladuras, se utiliza particularmente en voladuras de minas subterráneas. La dirección de movimiento de la bobina móvil al paso de cada vibración determina si el primer arribo de la señal es positivo o negativo, de acuerdo a esto, la dirección de viaje de las ondas y puede ser determinada la localización relativa de la fuente emisora.

#### 5.3.2.5 Instalación de transductores

Gran parte de las capacidades y ventajas de la técnica de monitoreo de vibraciones descansa en la habilidad para recolectar datos de vibración de buena calidad. La característica de estos datos tiene directa relación con la técnica empleada para instalar y orientar los transductores.

La relación ortogonal entre las 3 componentes de un arreglo triaxial, se logra ubicando cada una de las tres componentes sobre las caras opuestas de un pequeño trozo de barra en ángulo rígido no conductor. Es necesario mantener una disposición coherente de las tres componentes que asegure, al momento de la instalación, que los primeros arribos de las señales sean de signo positivo o negativo, y esto se mantenga constante.

Una vez armados sobre la barra en ángulo (con los cables conectados), el conjunto es localizado dentro de un trozo de tubo de PVC de 50 mm, y sumergido en una mezcla de resina de tipo araldit. Esta resina sirve de aislamiento eléctrico entre los transductores, y previene además que la relación ortogonal entre las componente no se vea alterada. De esta forma se logra un elemento integral que puede ser ahora instalado dentro del macizo rocoso, teniendo para ello en consideración los siguientes puntos:



**Figura N° 5.2: Arreglo triaxial del geófono**

Fuente: Internet

#### 5.3.2.6 Orientación

Para realizar una adecuada interpretación de los datos de vibración que permitan analizar la secuencia real de iniciación de un determinado número de cargas, en asociación con la posición relativa entre ésta y el transductor, es necesario tener absoluta certeza de la orientación real del transductor. Esta orientación se consigue instalando el transductor a través de tubos de PVC de 50 mm, los que se acoplan en conjunto y que dada su rigidez y longitud permite fijar la orientación definitiva.



**Figura 5.3: Orientación correcta**

Fuente: Lucio Pampacata

#### 5.3.2.7 Acoplamiento

Una vez que el transductor está ubicado en la perforación de monitoreo y correctamente orientado, su posición debe ser asegurada por medio de cemento con características de hormigón, el cual proporciona mejor acoplamiento. Se debe en lo posible realizar esta operación dentro de una perforación que tenga la mínima diferencia entre los diámetros, pero que facilite la operación. La idea en definitiva es disminuir la zona de interface entre los dos medios esto es, la roca y el instrumento detector.



## Métodos de Fijación del Geófono

- El método de enterrado preferible es excavar un hoyo no menor de tres veces la altura del sensor ( ANSI S2.47-1990, R1997); **colocar el sensor en el fondo del hoyo y compactar firmemente el suelo alrededor y sobre el geófono**
- La fijación del sensor sobre superficie rocosa se realiza por medio de pernos, grampas o adhesivos.
- El sensor puede fijarse a la base de la estructura si está a +/- 1 pie ( 0.30 m ) del nivel del suelo( USBM RI 8969 ). Este método solo **se usará si el enterrado, el clavado o el refuerzo con bolsas de arena no fuera práctico.**



**Figura N° 5.4: Acoplamiento del geófono**

Fuente: Lucio Pampacata

Una de las ventajas de usar los transductores del tipo "bobina móvil", es que después de la instalación ellos pueden ser evaluados en su funcionamiento mediante la simple medición de la resistencia de la bobina

#### 5.3.2.8 Equipo de adquisición

Los transductores son comúnmente instalados en un arreglo triaxial, y la señal de cada uno es recolectada separadamente. En algunos casos, se requieren múltiples canales, cada uno de los cuales puede ser amplificado o atenuado. Después de esta amplificación (o atenuación), las señales de salidas de los transductores son grabadas como una señal análoga o convertidas en señal digital y grabadas.

El tipo de equipo seleccionado debe en general poseer las siguientes características principales:

- *Múltiples canales de adquisición*
- *Diferentes rangos de entrada para cada canal*
- *Cubrir un ancho de banda entre 1Hz a 5kHz*
- *Velocidad de conversión (AD) y almacenamiento.*
- *Bajo consumo de energía que facilite su independencia*
- *Algún grado de portabilidad (tamaño y peso)*
- *Iniciación remota o automática (según un umbral o circuito abierto)*
- *Adecuada protección física para el trabajo en terreno*

## **CAPÍTULO VI**

### **DAÑOS AL MACIZO ROCOSO.**

#### **6.1 INTRODUCCIÓN**

El efecto de una detonación de una voladura de rocas es: Se siente una detonación, vibra el macizo rocoso y pueden caer fragmentos de roca. La detonación es transmitida a través del macizo rocoso como una onda P de compresión que produce un incremento de la presión atmosférica (con riesgo de rotura de cristales, tabiques, etc.) y es percibido como un ruido por los seres vivos a los que puede dañar si es de gran intensidad. El macizo rocoso transmite vibraciones complejas que incluyen ondas P de compresión con origen en el foco, ondas S de corte que provienen de reflexiones y/o refracciones de las ondas P cuando encuentran discontinuidades del macizo rocoso y finalmente ondas L o R de superficie que se transmiten a través de la superficie y tienen componentes de

compresión y de corte. Estas vibraciones pueden causar daño a las construcciones.

Hay con frecuencia lanzamientos de fragmentos de roca en la zona de la voladura de rocas, que al caer puedan originar daños importantes a los equipos, infraestructuras, materiales y especialmente a las personas. Teniendo en cuenta la ley de Hooke, y asumiendo un comportamiento elástico; la velocidad de partícula la máxima (crítica); PPV<sub>c</sub> que puede ser soportada por la roca antes de que ocurra el fallamiento por tensión, es estimada conociendo la resistencia a la tensión (St), el módulo de Young (E) y la velocidad de propagación de la onda "P", y usando la siguiente expresión matemáticas:

$$PPV_c = \frac{S_{t,x} V_p}{E}$$

Por otro lado, Langerfors relaciona la deformación inducida (  ) con el ran de daño a construcciones en superficie a través de la siguiente expresión matemática.

$$\varepsilon = \frac{PPV_c}{V_p}$$

Dónde:

$\varepsilon$  : Deformación inducida (mm/sec)

PPV<sub>c</sub>: Velocidad de partícula crítica (mm/sec)

V<sub>p</sub>: Velocidad de la onda "P" (m/sec)

Por otra parte, se sabe que el primer tipo de daño inducido por las vibraciones producidas por la voladura de rocas es la rotura por descostramiento. Esto sucede cuando la tensión generada por la onda de choque actuando en el macizo rocoso; que está representada por el producto de la impedancia del macizo rocoso y la velocidad pico de partícula supera a la resistencia tensional dinámica de dicho macizo rocoso. Matemáticamente se expresa de la siguiente manera:

$$S_{std} = (\rho_R \times V_p) \times PPV_c \times 10^{-6}$$

Dónde:

Std: Resistencia tensional dinámica (MPa)

$\rho_R$ : Densidad del macizo rocoso (Tm/m<sup>3</sup>)

PPVc: Velocidad de partícula crítica (mm/sec.)

Vp: Velocidad de la onda "P" (m/sec.)

## 6.2 ALGUNOS CRITERIOS DE DAÑO SELECCIONADOS Y BASADOS EN LA VELOCIDAD PICO DE PARTÍCULA (PPV).

Tabla N° 6.1 Criterios de daño inducido en el macizo rocoso

| Tipo de Zona                         | Descripción del daño inducido en el macizo rocoso   |
|--------------------------------------|---|
| $PPV_c < \text{Zona 1} < 4 PPV_c$    | En este se supera ampliamente la resistencia a la tracción de la roca y se produce una zona de intenso fracturamiento, la cual se extiende hasta el límite de 4 PPV crítica.                              |
| $PPV_c/4 < \text{Zona 2} \leq PPV_c$ | En este se supera la resistencia a la tracción de la roca y se produce una zona de creación de nuevas fracturas, la cual se extiende hasta que se alcanza el límite de PPV crítica.                       |
| $\text{Zona 3} < PPV_c/4$            | En esta zona no se supera la resistencia a la tracción de la roca y sólo se produce una zona de extensión de fracturas preexistentes, que se extiende hasta que se alcanza el límite de $PPV_{crítica}/4$ |

### 6.2.1 Criterio de prevención de daños en estructuras

#### UNITES STATES BUREAU OF MINES (USBM) – 1971

Tabla 6.2 Criterio de prevención de daño USBM

| Velocidad de partícula |               | Daño              |
|------------------------|---------------|-------------------|
| (pulg./s)              | (mm/s)        |                   |
| < 2                    | < 50,8        | Inexistente       |
| 2 a 4                  | 50,8 a 101,6  | Rajaduras en yeso |
| 4 a 7                  | 101,6 a 177,8 | Daños menores     |
| > 7                    | > 177,8       | Daños mayores     |

### Criterios de daños según UNE

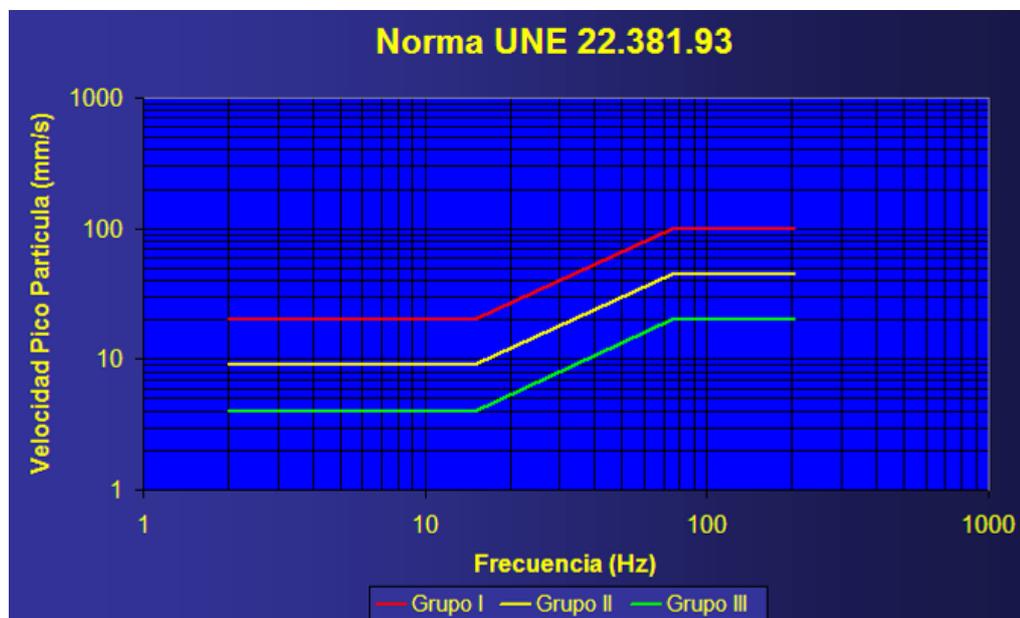


Figura N° 6.1: Criterio según UNE

Fuente: Trabajos de campo Orica

Tabla N° 6.3: Valores límites del criterio

| VALORES     | FRECUENCIA (Hz)  |               |                  |
|-------------|------------------|---------------|------------------|
|             | 2...15           | 15...75       | ≥75              |
| LÍMITES DEL |                  |               |                  |
| CRITERIO    | VELOCIDAD (mm/s) | DESPLAZ. (mm) | VELOCIDAD (mm/s) |
| GRUPO I     | 20               | 0.212         | 100              |
| GRUPO II    | 9                | 0.095         | 45               |
| GRUPO III   | 4                | 0.042         | 20               |

Grupo I: Edificios y naves industriales ligeras con estructuras de hormigón armado o metálicas.

Grupo II: Edificios de viviendas, Oficinas, centros comerciales y de recreación. Edificios y estructuras de valor arqueológico, arquitectónico o histórico que por su fortaleza no presenten especial sensibilidad a las vibraciones.

Grupo III: Estructuras de valor arqueológico, arquitectónico o histórico que presentan una especial sensibilidad a las vibraciones o por elementos que pudieran contener.

### Referencias de Niveles de Vibración Comunes en el Hogar

**Tabla N° 6.4: Niveles de vibración comunes**

| Evento de Carga  | Nivel correspondiente en Voladura (mm/s) |
|------------------|--|
| Caminando        | 0.8                                      |
| Saltando         | 7.1                                      |
| Tocando Puertas  | 12.7                                     |
| Colocando Clavos | 22.4                                     |

Fuente: Stagg (1984)  
Referencia: Blast Vibration Monitoring and Control  
Charles H. Dowding pag 128.

|                    |         |         |
|--------------------|---------|---------|
| Fractura Cosmética | 76mm/s  | 3in/s   |
| Fractura Aparente  | 114mm/s | 4.5in/s |
| Fractura Mayor     | 203mm/s | 8in/s   |

Referencia: Blast Vibration Monitoring and Control  
Charles H. Dowding pag 127.

## **CAPÍTULO VII**

### **NORMATIVAS INTERNACIONALES.**

#### **7.1 INTRODUCCIÓN.**

Los países considerados desarrollados siempre han tenido un mayor interés para el control de las operación llevadas a cabo en sus territorios, parte importante de ese control son los límites que tienen para sus problemáticas ambientales. De esta forma han creado instituciones que mediante estudios técnicos y aplicados a la realidad de esos países han constituidos normas y leyes para la protección de su entorno. El ámbito de las vibraciones producidas por la voladuras tampoco ha estado ajeno a este interés por lo que se ha creado en estos países diferentes normas con diferentes valores de velocidad máxima de la partícula, para evitar daño a las construcciones o edificaciones aledañas. Los valores propuestos ha estado mayormente entre dos factores los muy conservadores como la Normativas DIN 4150 alemana que da valores hasta de 4 mm/s para zonas de edificación antigua o las

normas americanas que brinda valores de hasta 50 mm/s para sus estructuras. De esta forma estas normas nos brindan valores que van desde los 4 mm/s a los 50 mm/s mayormente.

Las normas internacionales de los países del entorno Europeo más destacadas son las siguientes:

- Alemania: DIN 4150
  
- Francia: GFEE
  
- Gran Bretaña: BS 7385
  
- Suecia: SS460 48 66 38
  
- Portugal NP-2074
  
- Internacional: ISO 2631
  
- Estados Unidos: USBM RI 8507
  
- Borrador de Norma Europea

Debemos así tomar en cuenta que la mayoría de estos análisis no predicen el comportamiento de una onda si solo nos brinda una herramienta de gestión que permite monitorear las vibraciones para que estas se encuentren en valores aceptados y libres de riesgo. También debemos hacer hincapié que estas normas han sido realizadas para las construcciones presente en estos países, cuyas estructuras son diferentes a las encontradas en el territorio peruano por lo que tomarlas en cuenta para nuestros análisis sería un grave error que es lamentablemente cometido por

la mayoría de empresas mineras del medio no solo peruano sino de las países colindantes. De esta forma presenciamos que el método de construcción de tierra apisonada no existe en esas zonas teniendo las construcciones del territorio sudamericano y más de la zona andina muchas diferencias con las estructuras para los cuales esas normas fueron realizadas. Por lo que está sola mención ya nos coloca en otro ámbito completamente diferente a la vez que nuevo y por lo tanto interesante. Sin embargo a continuación citaremos y veremos varias de estas normas que a pesar de no poder ser aplicadas a nuestras viviendas andinas si pueden servir de guía para la construcción de una norma que si podría ser de aplicación en territorio nacional. Por lo que podemos ver que en todas las normas desarrolladas 39 se tomaron como criterios generales para la limitación de vibraciones la velocidad de partícula máxima (VPP) y la frecuencia de forma directamente proporcional a la misma. Así redactaremos los siguientes criterios seguidos por la mayoría de normas desarrolladas.

1. Variación de la velocidad de vibración límite (VPP) con la frecuencia, de forma directamente proporcional a la misma.
2. Consideración de varios tipos de estructuras generales distintas (según el nivel de resistencia adherido en el momento de su construcción) y exclusión de ciertas estructuras especiales como lo son túneles, puentes, represas, entre otros.
3. Establecimiento de unos criterios de cálculo de la frecuencia predominante basados en hallar el espectro de frecuencias mediante un análisis FFT de los registros de vibraciones.

A continuación mencionaremos las principales normas desarrolladas y usadas en el mundo entero, para terminar con las normativas de vibraciones que posee el estado peruano. Se presentaran primeramente las normativas internacionales dividiéndolas en europeas primero y después en norteamericanas y después de esa división primaria se hará una división secundaria que consistirá según el orden que se le ha dado por importancia y uso haciendo mención de los factores psicológicos que toman en cuenta las normas. Al terminar con la normativa americana de mayo uso en esta parte del continente se seguirá con mencionar la normativa peruana que está basada en la americana.

### **7.1.1 Normas De La Comunidad Europea**

#### **7.1.1.1 Norma UNE 22.381.93**

En España, la elección del criterio de prevención de daños y, por consiguiente, la velocidad de vibración límite que se imponga, ha de ser fijada de acuerdo con la normativa vigente (ITC 10.3.01, “Voladuras Especiales” del RGNBSM), por la autoridad competente. Dicha velocidad de vibración límite varía fundamentalmente con la frecuencia de vibración. Dicha ITC hace referencia a la Norma UNE 22.381.93 “Control de Vibraciones producidas por Voladuras”. Esta Norma está estructurada en una serie de contenidos que permiten describir, limitar y estudiar las vibraciones producidas por las voladuras, de tal manera que facilitan tanto el trabajo de la ejecución del proyecto de voladuras como de la interpretación y evaluación del mismo por parte de la Autoridad Minera competente. En primer lugar, la norma define los parámetros fundamentales de la vibración y cómo calcularlos: Velocidad pico, entendiendo como tal la amplitud máxima

de la componente principal de la onda de vibración, expresada en términos de velocidad de vibración y medida en mm/s. Frecuencia principal, siendo ésta una de las tres siguientes:

- La obtenida de aplicar el criterio del semiperiodo a cada uno de los ciclos de la vibración,
- La de mayor amplitud relativa resultante de aplicar la FFT a la onda,
- La que resulta de obtener el pseudoespectro de respuesta para la estructura estudiada.

A continuación, distingue tres grupos de estructuras de origen antrópico:

Estructura Grupo I Estructuras industriales.

Estructura Grupo II Viviendas.

Estructura Grupo III Monumentos y estructuras delicadas.

El resto de estructuras están excluidas de la norma y precisan un tratamiento particular en cuanto a la definición del límite o límites de la vibración, bien de forma explícita o bien en forma de variación de la velocidad con la frecuencia, desplazamiento o aceleración máximos, etc. Para cada tipo de edificio y en función de la frecuencia, se tiene una velocidad límite de vibración, que crece proporcionalmente con ésta. En la Figura se recoge el ábaco y la tabla que representan el citado criterio de limitación de vibraciones. A continuación, la norma define el tipo de estudio requerido en función de la carga de explosivo que se vaya a detonar y la distancia entre el punto de disparo y la estructura a preservar. Aquí se

introduce el concepto de carga operante, que es la carga instantánea máxima que se detona en la voladura, entendiendo por instantánea la que esta secuenciada de las demás (con detonadores secuenciadores de micro retardo) menos de 8 milisegundos. Es importante no confundir ésta con la carga total detonada en la voladura, ya que la segunda suele ser mucho mayor; el empleo de detonadores secuenciadores es una práctica habitual en la actualidad. Los tres tipos de estudios que pueden requerirse son:

- Proyecto tipo: el de menor nivel de exigencia, consiste en una justificación teórica, obtenida por la aplicación directa de la norma, de que los niveles de vibración no van a alcanzar en ningún caso los límites establecidos.
- Control de vibraciones: de grado intermedio, se trata de una medición real en las primeras voladuras del proyecto, con objeto de delimitar las vibraciones generadas.
- Estudio Preliminar: el más estricto, se aplica cuando se prevén alcanzar niveles superiores a los definidos por la norma; consiste en la obtención de la ley de transmisividad del terreno donde se va a ejecutar el proyecto mediante ensayos reales (disparo de cargas y medida de vibraciones) En la Figura 11 se recoge el ábaco que representa el criterio de selección del tipo de estudio requerido por la norma. Se observa cómo la norma distingue tres tipos de rocas (Blanda,  $V_p$  menor de 2000 m/s; media,  $V_p$  entre 2000 y 4000 m/s; dura,  $V_p$  mayor de 4000 m/s;  $V_p$  es la velocidad de transmisión de las ondas sísmicas del tipo P a través de la roca), con lo que está considerado en ella el diverso comportamiento en cuanto a amplitud y en cuanto a frecuencia de los distintos tipos de roca

Haciendo una lectura inversa de este ábaco, es posible obtener una tabla de cargas/distancias para cada tipo de material (blando, medio o duro), según el tipo de estudio que se prevé realizar y en función del límite de vibraciones aplicable. Por último, la norma define el tipo de instrumentación que debe emplearse en la medida de vibraciones generadas por voladuras y cómo deben medirse. Los requerimientos básicos son la frecuencia de muestreo, la resolución, la capacidad de almacenamiento y análisis de las vibraciones, la capacidad de medir en las tres componentes del movimiento, etc. Evidentemente, estas características están adaptadas a los órdenes de magnitud normales de las voladuras: frecuencias de 2 a 200 Hz, amplitud de 1 a 100 mm/s, etc.

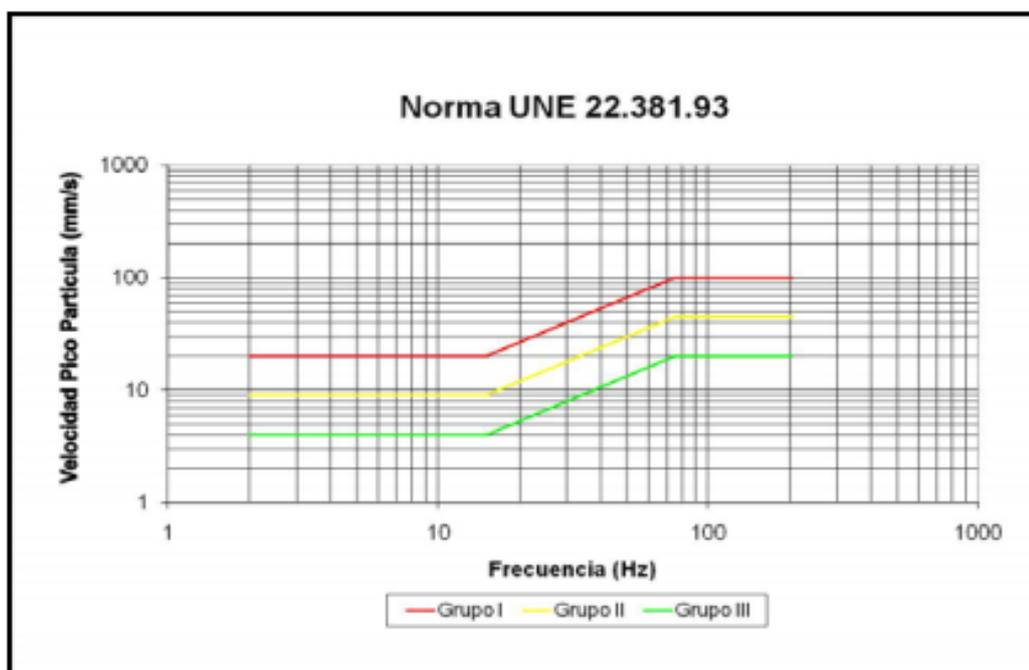
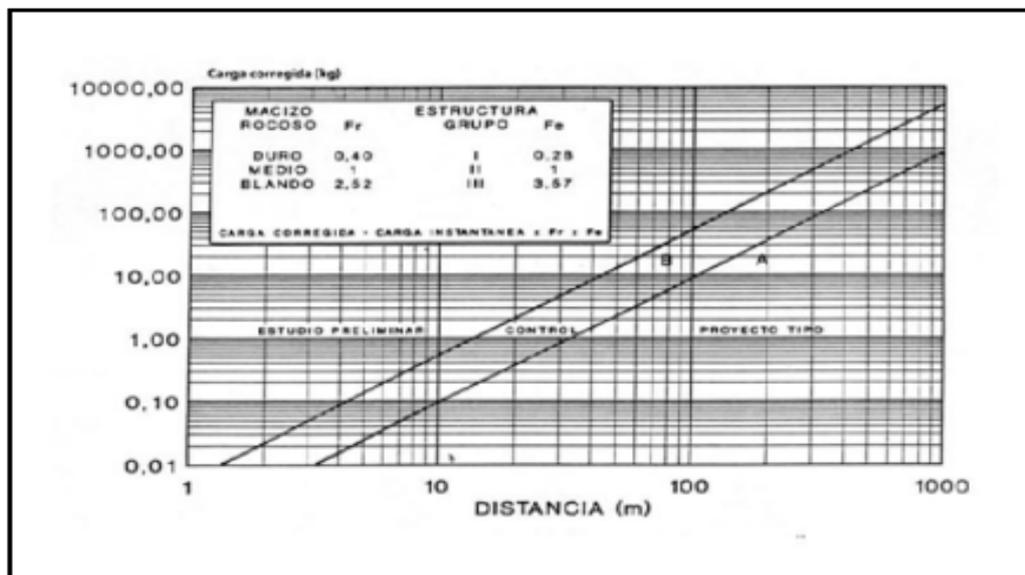


Figura N° 7.1 Norma UNE 22.381.93

Fuente: Internet



**Figura N° 7.2: Características del modelo de sismógrafo empleado por UNE 22.381.93**

Fuente: Internet

En la Figura 8.2 se recogen las características del modelo de sismógrafo empleado por UEE en los estudios y controles de vibraciones que realiza para sus clientes. Esta norma está considerada por la Administración competente en temas de minería y obra pública y por las empresas que realizan voladuras en España como una herramienta útil y clarificadora de las circunstancias que envuelven a las vibraciones generadas por las voladuras, definiendo clara y explícitamente las limitaciones y los criterios aplicables en cada proyecto.

#### 7.1.1.2 Normativa Alemana DIN 4150

La normativa alemana DIN 4150 en su tercera parte trata los efectos en edificios y sus elementos estructurales de vibraciones de carácter internas o externas. Para la valoración mediante este criterio, las velocidades, las

frecuencias o las tensiones debidas a las cargas dinámicas si es necesario, se comparan con los valores del criterio. Partiendo de los tiempos de actuación de las vibraciones aparecen tres criterios de aceptación:

- Vibraciones estructurales de corta duración (transitorias).
- Vibraciones estructurales permanentes.
- Vibraciones permanentes particulares de los forjados.

Para esta normativa, el objetivo es marcar los límites en las vibraciones que no supongan para el edificio perder su uso habitual. La reducción del uso del edificio por efecto de las vibraciones incluye la afectación de la estabilidad del edificio o de alguno de sus componentes o la reducción de la capacidad resistente de los forjados. Para las estructuras incluidas en los tipos “Tipo 2” y Tipo 3” su uso se puede ver reducido si aparecen fisuras o grietas en las superficies de las paredes, empeoran fisuras o grietas existentes o si las particiones o tabiquerías se ven afectadas por la pérdida de resistencia de los forjados. Estos tipos de lesiones se consideran menores pero pueden suponer una pérdida de servicio del edificio. En la tabla 03 y la figura 13 se dan los valores de las velocidades máximas para la cimentación y para el plano del piso más alto de varios tipos de edificios para vibraciones de corta duración. Si se cumplen estos valores, ningún efecto dinámico debería producir daños importantes para provocar la pérdida de servicio del edificio cosa que supondría que la posible aparición de patologías tendría otras causas. En cambio, el hecho de superar dichos valores, no supone obligatoriamente la aparición de los daños descritos anteriormente.

Tabla N° 7.1: Norma Alemana DIN 4150

| Tipo de Edificación   | FRECUENCIA (Hz)  |                  |                  |
|---|------------------|------------------|------------------|
|   | < 10 Hz          | 10 - 50 Hz       | 50 - 100 Hz      |
|   | VELOCIDAD (mm/s) | VELOCIDAD (mm/s) | VELOCIDAD (mm/s) |
| TIPO I: Edificios públicos o industrial   | 20               | 20..40           | 40..50           |
| TIPO II: Edificios de viviendas o asimilables a viviendas                         | 5                | 5..15            | 15..20           |
| TIPO III: Edificios históricos o por su construcción son sensibles a la vibración | 3                | 3..8             | 8..10            |

Tabla N° 7.2 Norma Alemana DIN 4150

| Line | Type of structure   | Guideline values for velocity, $v_v$ , in mm/s, of vibration in horizontal plane of highest floor, at all frequencies |
|------|---|---|
| 1    | Buildings used for commercial purposes, industrial buildings, and buildings of similar design   | 10  |
| 2    | Dwellings and buildings of similar design and/or occupancy  | 5   |
| 3    | Structures that, because of their particular sensitivity to vibration, cannot be classified under lines 1 and 2 and are of great intrinsic value (e.g. listed buildings under preservation order) | 2,5   |

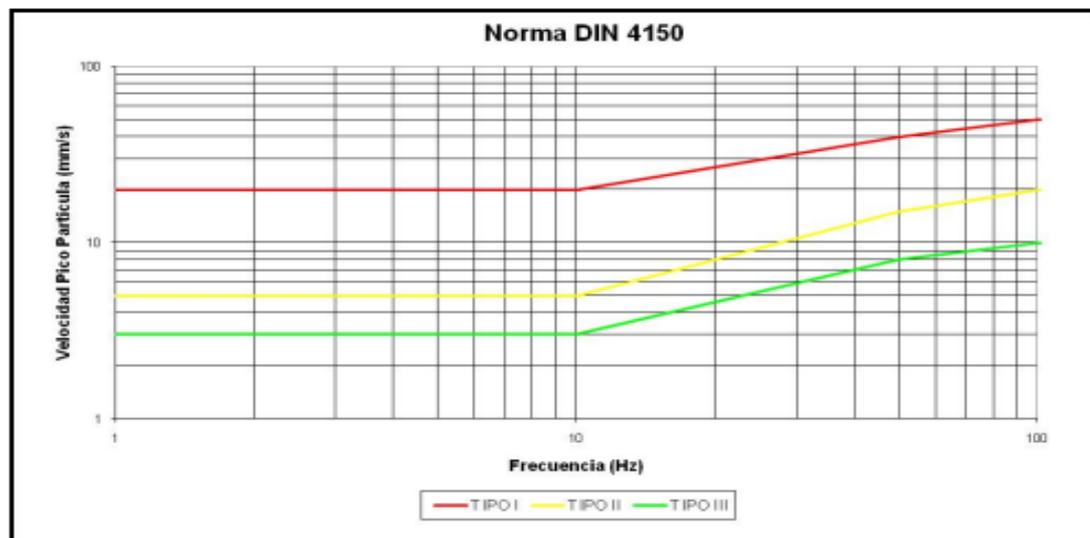


Figura N° 7.3: Norma Alemana DIN 4150

Fuente: Internet

Para el caso de estudio de los forjados, la norma alemana establece como valor límite, para no producirse reducción del servicio o uso de los edificios sometidos a vibraciones de corta duración, una velocidad no superior a los 20 mm/s. En los edificios encuadrados en la “Tipo 3” será necesario prever valores inferiores para evitar los daños. En la tabla inferior se dan los valores de las velocidades máximas para el plano del piso más alto de varios tipos de edificios para vibraciones de larga duración. Al igual que en el caso de vibraciones de corta duración, si se cumplen estos valores, ningún efecto dinámico debería producir daños importantes para provocar la pérdida de servicio del edificio cosa que supondría que la posible aparición de patologías tendría otras causas. En cambio, el hecho de superar dichos valores, no supone obligatoriamente la aparición de los daños descritos anteriormente

Los efectos sobre los forjados de las vibraciones de larga duración se valoran en la norma alemana mediante una formulación, pero como indicación general se limita la velocidad máxima en dirección vertical a 10 mm/s debiendo estudiar de manera particular los edificios de tipo "Tipo 3". Podemos acotar en esta primera parte que la normativa alemana es la más estricta en el tema de control de vibraciones por lo que sus valores son más conservadores que el resto de normativas.

#### 7.1.1.3 Normativa Sueca SN 640312 (1978)

La Asociación Suiza de Ingenieros de Carreteras en su normativa SN 640312, diferencia cuatro tipos de construcciones o edificios de acuerdo principalmente con el tipo de construcción, tal como se observa en la tabla inferior.

En este caso, el dato para aplicar el criterio de aceptación de esta normativa es la velocidad pico de las vibraciones, considerando dos casos distintos en función de la causa de las vibraciones (fuente de origen que las provoca) que se distinguen también en su forma de producirse; el primer grupo incluye tráfico, maquinaria y equipos de trabajo mientras que el segundo se refiere a vibraciones producidas por explosiones que al ser poco frecuentes se permiten límites superiores. Los valores máximos admisibles para cada caso se muestran en la tabla inferior

#### 7.1.1.4 Normativa sueca SS 460 48 66 1991

La norma sueca tampoco considera las molestias causadas a humanos, ni el riesgo de equipos sensibles a vibración, pues solo contempla el efecto de las vibraciones producidas por voladuras sobre las edificaciones. Esta

norma está sustentada en cientos o miles de observaciones en el lecho rocoso escandinavo, donde se han podido estimar con buena certeza niveles de daño en las estructuras. Esto ha hecho que la norma tenga en cuenta varios tipos de estructuras geológicas, que otras normas no han tenido en cuenta; sin embargo, el no incluir información de frecuencias y de otras componentes diferentes a la vertical hace que sea desactualizada respecto a los estándares actuales.

#### 7.1.1.5 Directriz Alemana KDT 046/72 (1972)

La directriz presentada por la Cámara Tecnológica de la antigua República Democrática Alemana, también diferencia cuatro tipos de edificaciones o construcciones para los que proporciona unos valores límite para sus velocidades pico en caso de oscilaciones, tal como se puede ver en la tabla inferior.

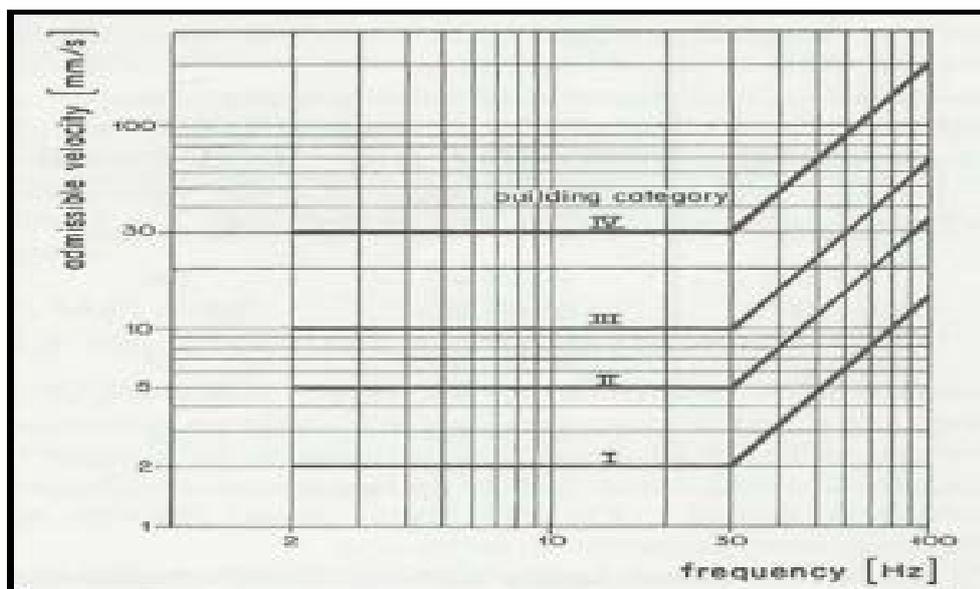


Figura N° 7.4: Directriz Alemana KDT 046/72 (1972)

Fuente: Internet

#### 7.1.1.6 Norma Suiza SN 640 315a de 1992

La norma de Suiza fue elaborada para ser aplicada a las vibraciones causadas por: voladuras, maquinaria y tráfico y que pueden causar daño cosmético en la edificación. Al igual la mayoría de las normas de control de vibraciones, no tiene en cuenta: la percepción humana, los danos en equipos delicados, y los efectos en suelos blandos de las vibraciones causadas por las fuentes antes mencionadas. Esta norma contempla frecuencias desde los 8 hasta los 150 Hz, y establece que por fuera de este rango deben ser estudiadas con base en otras normas y consideraciones. La inclusión del número de solicitaciones –cantidad de vibraciones en la señal y su correspondiente diferencia en los valores indicativos máximos de velocidad, es la responsable de que esta norma sea realmente aplicable a una amplia gama de vibraciones, y que por lo tanto sea versátil

Los valores máximos establecidos en la norma dependen de varios parámetros como la cantidad de solicitaciones y de la susceptibilidad de la edificación, obteniéndose así un rango amplio de valores indicativos. Esta norma también contempla la posibilidad de cambiar estos valores previa consulta a un experto en el tema. Según la norma, las mediciones deben realizarse con geófonos, es decir sensores cinemáticas que midan velocidad y que deben tener una respuesta lineal entre 5 y 150 Hz. Prácticamente todos los sismómetros de ingeniería (sensores activos) cumplen con este objetivo. Adicionalmente la norma espera que los sensores sean rutinariamente calibrados con el fin de obtener valores de vibraciones correctos. El sitio definido por esta norma para instalar los sensores es dentro de la estructura estudiada en los pisos superiores, ya que se espera

que bajo esa condición la velocidad de partícula sea superior a la que se registra en la base de la estructura. Sin embargo, en este proyecto no se requiere evaluar los efectos en una estructura en particular, por lo cual las vibraciones fueron registradas en una pequeña zapata ubicada dentro de una caseta.

**Tabla N° 7.3: Norma Suiza SN 640 315a de 1992**

| Clases de susceptibilidad      | Frecuencia de solicitaciones | Valores max. del vector de velocidad resultante (mm/s)   |            |        |
|--------------------------------|------------------------------|--|------------|--------|
|                                |                              | Frecuencia dominante   |            |        |
|                                |                              | <30 Hz   | 30 - 60 Hz | >60 Hz |
| 1) muy poco susceptible        | Ocasional                    | Valores indicativos: hasta el triple de los valores correspondientes de la clase de susceptibilidad 3) |            |        |
|                                | Frecuente                    |  |            |        |
|                                | Permanente                   |  |            |        |
| 2) poco susceptible            | Ocasional                    | Valores indicativos: hasta el doble de los valores correspondientes de la clase de susceptibilidad 3)  |            |        |
|                                | Frecuente                    |  |            |        |
|                                | Permanente                   |  |            |        |
| 3) susceptibilidad normal      | Ocasional                    | 15   | 20         | 30     |
|                                | Recurrente                   | 6  | 8          | 12     |
|                                | Permanente                   | 3  | 4          | 6      |
| 4) particularmente susceptible | Ocasional<br>Frecuente       | Valores indicativos: entre los valores indicativos de la clase 3) y la mitad de éstos                  |            |        |

#### 7.1.1.7 Normativa ISO 4866 (1990)

En la normativa ISO 4866 “Mechanical vibration and shock-Vibration of buildings-Guidelines for the measurement of vibrations and the evaluation of their effects o buildings” no se especifica propiamente ningún criterio para la aceptación de vibraciones en las estructuras. En cambio, en su anexo A, se define una clasificación de los edificios en 14 categorías distintas de acuerdo con su tipología, cimentación, tipo de terreno, importancia del edificio, etc.

En la tabla inferior se muestra la clasificación de las estructuras en ocho tipos distintos en función del tipo de edificio según la ISO 4866. Los grupos

de edificios 1 y 2 hacen referencia a la antigüedad de la construcción. El grupo 1 55 hace referencia a edificios antiguos o construidos más recientemente pero con técnicas, materiales y maquinaria antigua. Este tipo de edificaciones suelen ser pesadas pero con materiales poco resistentes y tienen un coeficiente de amortiguamiento elevado. El grupo 2 se refiere a estructuras modernas que suelen ser más ligeras y con materiales más resistentes en todas sus direcciones, y un coeficiente de amortiguamiento pequeño.

#### 7.1.1.7 Criterios Psicológicos

La sensibilidad humana a las vibraciones de los edificios o estructuras es muy sutil. Como ejemplo, el cuerpo humano percibe desplazamientos de amplitudes de vibración de sólo 0.001 mm mientras que las yemas de los dedos pueden llegar a detectar amplitudes 20 veces inferiores. Sin embargo, la reacción humana a una vibración dada depende mucho de las circunstancias. La sensación personal de falta confort o bienestar se percibe a niveles diferentes en cada una de las situaciones; sentados en una mesa de trabajo en la oficina, operando una máquina, conduciendo un coche, etc.

La actitud de la persona también es determinante en la percepción de las oscilaciones; la costumbre de percibir las, o el hecho de ser el protagonista que crea las vibraciones (no son una agresión externa) puede disminuir su importancia subjetiva. En la percepción de las vibraciones por parte de las personas influyen un gran número de factores como por ejemplo: la posición de la persona afectada (de pie, sentada o tumbada), la dirección de incidencia de la vibración respecto a la columna vertebral, la actividad que esté desarrollando la persona en ese momento (descansar, andar, correr...),

encontrarse solo o en grupo (algunos compañeros pueden percibir vibraciones que nosotros no percibimos), la edad, el sexo, frecuencia de ocurrencia de las vibraciones, momento del día en que se producen las oscilaciones, tiempo de decaimiento de las oscilaciones (amortiguamiento)... A pesar del gran número de factores que influyen en la percepción de las vibraciones, la intensidad de esta percepción depende de parámetros físicos objetivos de las oscilaciones como por ejemplo: amplitud del desplazamiento, velocidad, aceleración, duración de las vibraciones y frecuencia de vibración. En las tablas y figuras que siguen se presentan diversos criterios de percepción de las vibraciones por las personas en función de las frecuencias, velocidades y aceleraciones según bibliografía consultada.

#### 7.1.1.8 Normativa DIN 4150, Parte 2 (1999)

La normativa DIN 4150, en su parte segunda trata sobre los efectos de las vibraciones de muy diversos orígenes sobre las personas en edificios residenciales o similares. En su última versión (1999) propone una nueva metodología para la valoración de las vibraciones diferente a la versión anterior (1992). Dado que en esta nueva versión se necesitan datos de los que no se disponen, se aplica en esta tesina la versión anterior para la cual se dispone de todos los datos y presenta además un método más simple. El rango de frecuencias se acota a valores entre 1Hz y 80Hz. Conjuntamente con la frecuencia de las oscilaciones, la velocidad, el desplazamiento y la aceleración permiten obtener un valor empírico para la intensidad de la percepción conocido por KB. Éste se obtiene con la fórmula:

$$d = \frac{v}{2\pi f} = \frac{a}{4\pi^2 f^2}$$

Donde d es la amplitud del desplazamiento en mm y f el valor de la frecuencia de vibración expresada en Hz. El valor de KB puede también expresarse en términos de velocidad (v) o aceleración (a) de la oscilación que se relacionan.

## **7.2    NORMATIVAS AMERICANAS.**

### **7.2.1    United States Bureau of Mines (USBM)**

El USBM es una organización líder en el campo de la investigación de los efectos de una voladura, analizando desde hace varias décadas la generación de vibraciones, su propagación y el impacto que tienen en las diferentes estructuras que existen

Una de las primeras investigaciones relacionadas a las vibraciones producto de voladuras consistió en hacer detonar cierta cantidad de explosivo en un desmonte de rocas, para posteriormente, medir los daños causados en las estructuras cercanas. Este fue el inicio de un programa de investigaciones por el USBM en 1930. El primer trabajo que realizó este equipo fue el de desarrollar un tipo de sismógrafo que se pudiera adaptar a la tarea de captar vibraciones producidas durante las operaciones normales de explotación de minas. Luego de estudiar los aparatos utilizados en la captación de vibraciones originadas por movimientos telúricos, y a varios proyectos, se fabricaron algunos modelos, los cuales fueron los precursores de los modernos sismógrafos de ingeniería.

Una nueva síntesis del USBM fue hecha por Fogelson en 1971, en el cual incluía el análisis de nuevos datos pero se mantenía como límite los 50 mm/s (VPP), bajo el cual, la probabilidad de daños era muy pequeña. Sin embargo, fue en el año 1980 donde el USBM revé este valor, el cual era visto bastante alto en otras partes del mundo e incluso para algunos estados norteamericanos; y decide introducirle la frecuencia, considerándolo como un parámetro tan importante como la velocidad de partícula. Los valores que se propusieron son mostrados en el cuadro siguiente.

**Tabla N° 7.4: Criterio United States Bureau of Mines (USBM)**

| Tipo de estructura   | Baja Frecuencia | Alta Frecuencia |
|--|-----------------|-----------------|
| Casas modernas con paredes revestidas de material diferente del revoque común (yeso, etc.) | 19 mm/s         | 50 mm/s         |
| Casas antiguas, con paredes revocadas  | 12,5 mm/s       | 50 mm/s         |

Baja frecuencia: < 40 Hz, todo pico espectral que se produzca por debajo de 40 Hz y dentro de una faja de 6 dB (o sea, 5% de la amplitud verificada a la frecuencia predominante) justifica el empleo del criterio de baja frecuencia.

Alta frecuencia: > 40 Hz

Debido a que el daño en las estructuras se encuentra directamente relacionado a las velocidades de la partícula y al nivel de la frecuencia, el USBM creó un gráfico donde se combinan ambos parámetros, para así, establecer los límites donde es posible que ocurra una falla.

**Tabla N° 7.5 Criterio United States Bureau of Mines (USBM)**

| DISTANCIA AL AREA DE LA VOLADURA | VELOCIDAD MAXIMA DE PARTICULA (mm/s) | DISTANCIA REDUCIDA QUE SE ACONSEJA CUANDO NO SE DISPONE DE INSTRUMENTACION (m/kg <sup>1/2</sup> ) |
|----------------------------------|--------------------------------------|---|
| 0 a 90 m                         | 32                                   | 22,30   |
| 90 a 1500 m                      | 25                                   | 24,50   |
| > 1500 m                         | 19                                   | 29,00   |

### 7.2.2 Office of Surface Mining (OSM)

Por último, la Oficina de Minería de Superficie (OSM), cuando preparaba sus normas, modificó los criterios propuestos por la USBM basados en contrapropuestas que recibieron y que contenían estándares menos rigurosos, similares al criterio alternativo de voladuras de la USBM. Reconociendo una dependencia de la frecuencia para la vibración asociada con la distan

## 7.3 NORMATIVAS PERUANAS DE VIBRACIONES

### 7.3.1 Guía Ambiental para Perforación y Voladura en Operaciones Mineras.- Sub Sector de Minería – Dirección General de Asuntos Ambientales – setiembre 1995

Los límites de vibración son importantes; el nivel por encima del cual es probable la ocurrencia de daños y el nivel por encima del cual es probable que se quejen los residentes vecinos. No hay un nivel preciso en el cual empiecen a ocurrir daños. El nivel de daños depende del tipo, condición y edad de la estructura, el tipo del terreno sobre el cual se ha construido la estructura y la frecuencia de la vibración en Hertz. En general, todos los

edificios públicos y privados, viviendas y otras instalaciones (por ejemplo torres de agua, tuberías y otros servicios públicos, túneles, minas subterráneas, represas, pozas, etc.) deberán protegerse de daños inducidos por voladuras, que sean el resultado de vibraciones de tierra. b). Velocidad Máxima Partícula Pico La vibración máxima de tierra no deberá exceder los siguientes límites en donde se encuentre cualquier vivienda, edificio público, colegio, iglesia, o edificios comunal o institucional fuera del área de coladura:

**Tabla N° 7.6: Normatividad peruana de vibraciones**

| Distancia (D) desde el área de voladura en pies | Velocidad de partícula pico máxima permitida ( $v_{max}$ ) para vibración de tierra en pulgadas/segundo <sup>1</sup> | Factor de distancia a escala por aplicación sin monitoreo sísmico <sup>2</sup> D |
|---|--|--|
| 0a 300  | 1,25   | 50   |
| 301 a 5000                                      | 1,00   | 55   |
| 5001 a más                                      | 0,75   | 65   |

La vibración de tierra se medirá como velocidad de partícula. La velocidad de partícula deberá registrarse en tres direcciones recíprocamente perpendiculares. La velocidad de partícula pico máxima permitida se deberá aplicar a cada una de las tres mediciones. Aplicable a la ecuación de distancia a escala.

## **CAPÍTULO VIII**

### **CASO DEL ESTUDIO, APLICANDO LOS MODELOS MATEMÁTICOS ANALIZADOS Y REVISADOS PARA LA PRESENTE TESIS**

#### **8.1 INTRODUCCIÓN**

Con los numerosos tipos de instrumentación, de fácil disponibilidad, el proceso de medición es considerado barato y de fácil implementación. Sin embargo la facilidad de compra y uso, conlleva a miles de complejidades y mal entendimiento asociado a las vibraciones por voladura. Como los computadores, los instrumentos de monitoreo de voladura siempre producirán números y ondas – el desafío es asegurar que los números y las ondas sean significativos y representativos del proceso que nosotros estamos esforzándonos en controlar.

Los resultados del modelamiento y monitoreo de las vibraciones inducida por la voladura, se usaran para compararlos con los diferentes criterios de

daño postulados a la fecha, y de esta manera estar en condiciones de minimizar, mitigar y/o evitar los daños producidos por las vibraciones inducidos por la voladura de rocas.

Es por esta razón que se ha decidido llevar a cabo en la presente tesis, en el cual se monitorea las vibraciones inducidas por la voladura de rocas en una operación minera superficial cercanas a poblaciones.

## **8.2 OBJETIVOS PRINCIPALES:**

Capturar la Onda Elemental (T, F, A).

- Determinar el Tiempo Crítico de Acoplamiento.
- Determinar la Vp de Puzolana (Método Cross Hole).
- Determinar el PPV máximo según Normas Internacionales.
- Realizar el Modelo de Vibraciones de Devine.
- Calcular la carga máxima por retardo.

## **8.3 INSTRUMENTACIÓN**

Instrumentos y materiales

- Geófono Triaxial Standard, 02 por tipo de Roca.
- Equipo InstanTel, 04 Canales y 8 Canales.
- Software de Configuración y Análisis Blastware.
- Cable para trigger, cinta, cuchilla.
- Balanza.
- Carga Explosiva (Fuente Sísmica).

## 8.4 PASOS PARA EL LOGRO DE LOS OBJETIVOS

### 8.4.1 Diseño de malla aplicando el método de Cross Hole

Se propuso perforaciones de 5m. Espaciados en 4m

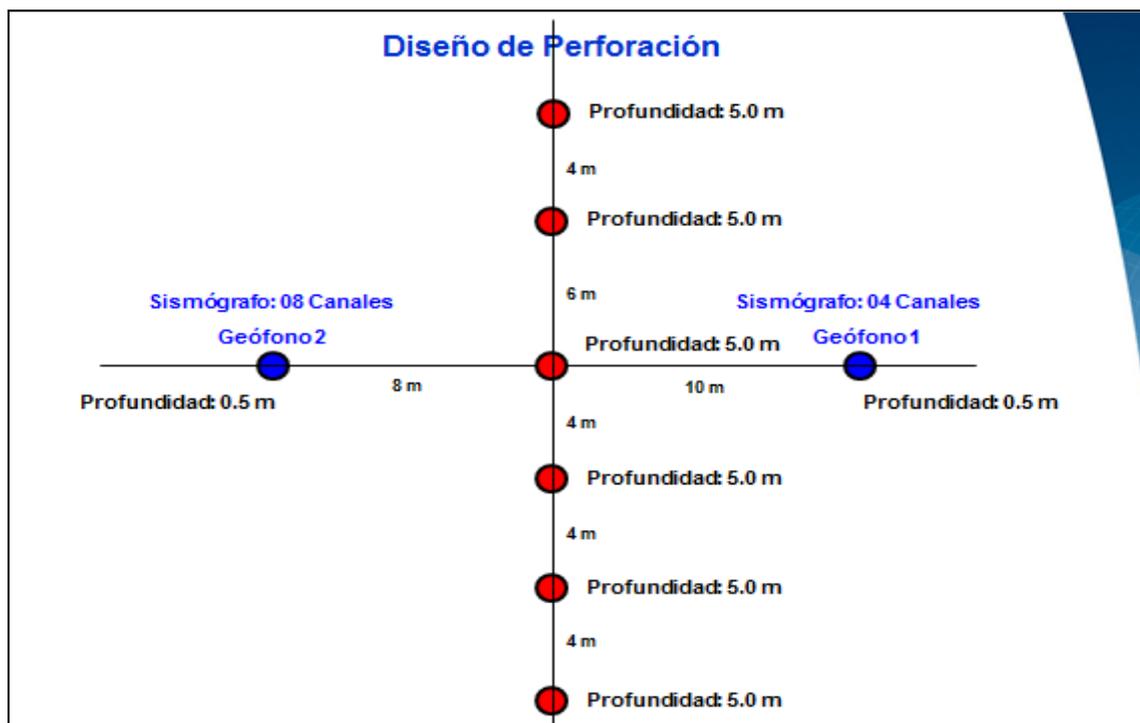


Figura N° 8.1: Diseño de perforación

Fuente: Informe de campo-Orica

### 8.4.2 Diseño de secuencia, carga explosiva y amarre

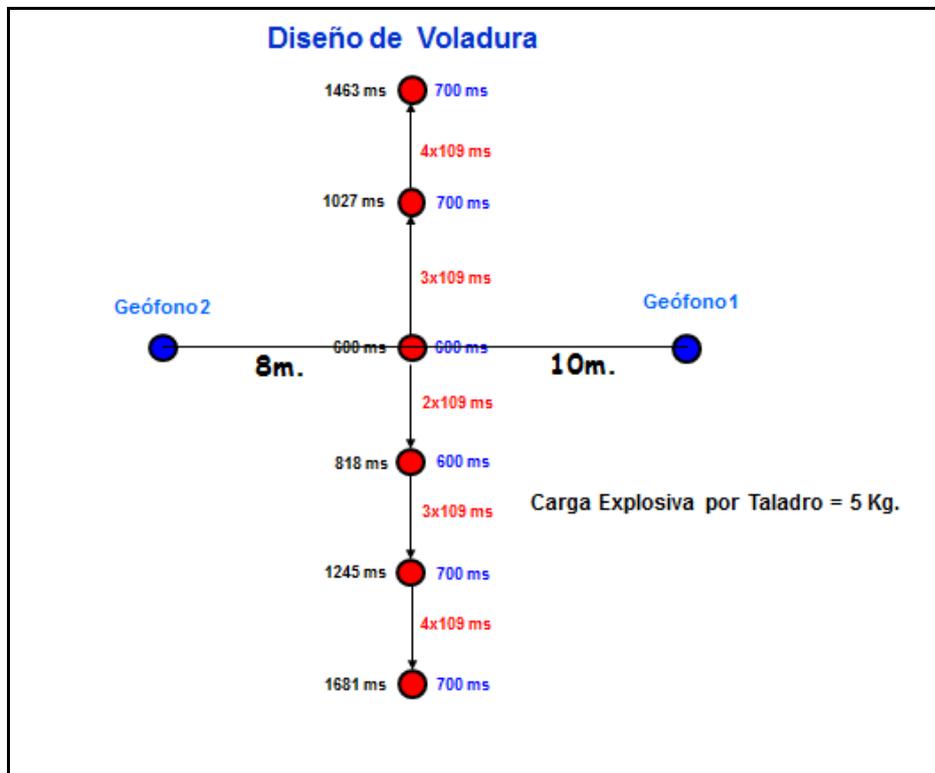


Figura 8.2: Diseño de secuencia

Fuente: Informe de campo-Orica



**Figura 8.3 Ejecución**

Fuente: Informe de campo-Orica

#### 8.4.3 Tiempo Crítico de Acoplamiento

- Necesario para definir una secuencia tiro a tiro, que efectivamente separe el aporte vibracional de cada carga.
- El Tiempo Crítico de Acoplamiento es función del (periodo o frecuencia) de la vibración.

### 8.4.3.1 Estimación del Tiempo Crítico de Acoplamiento

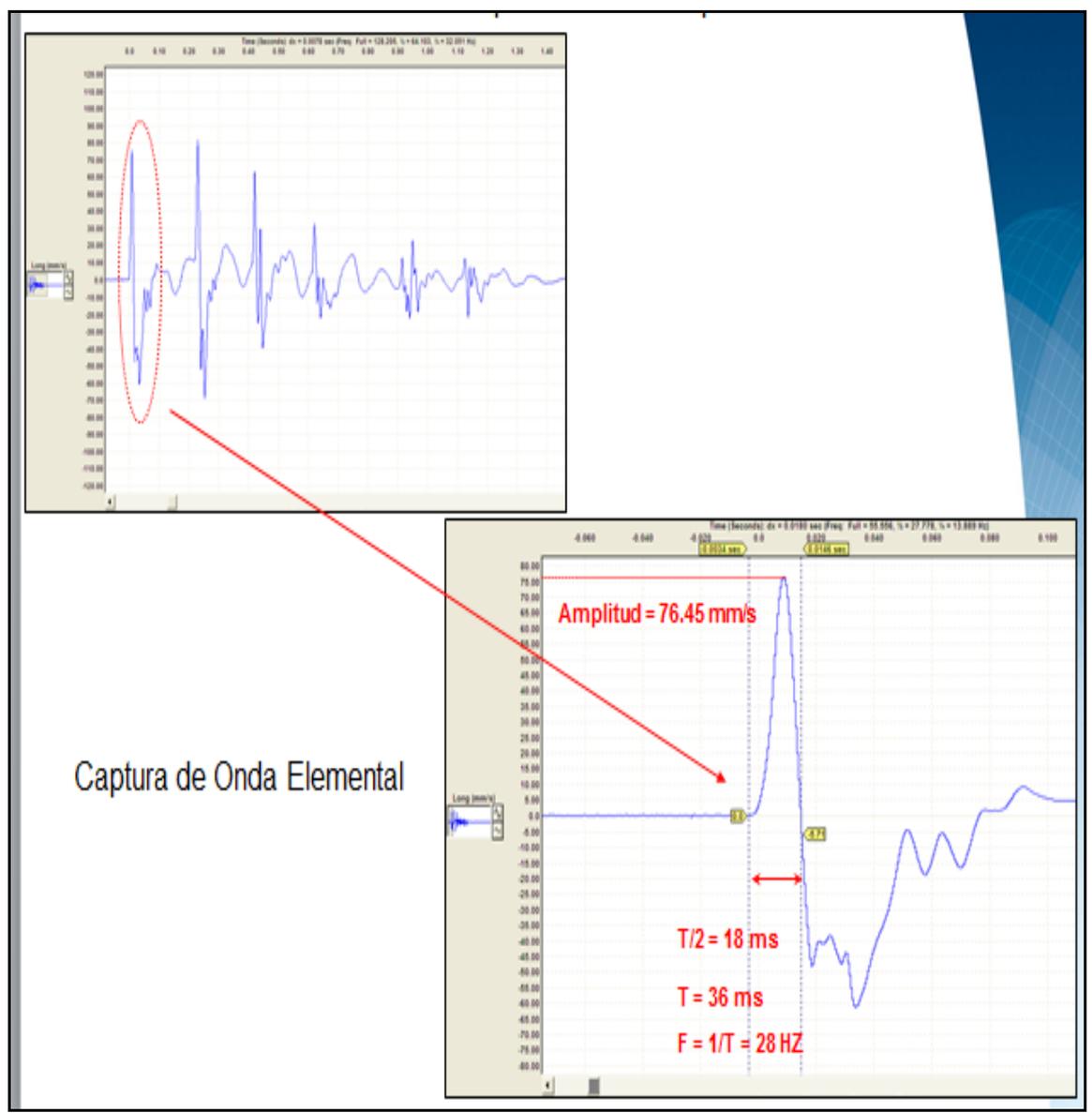


Figura N° 8.4: Estimación del tiempo de acoplamiento

Fuente: Informe de campo-Orica

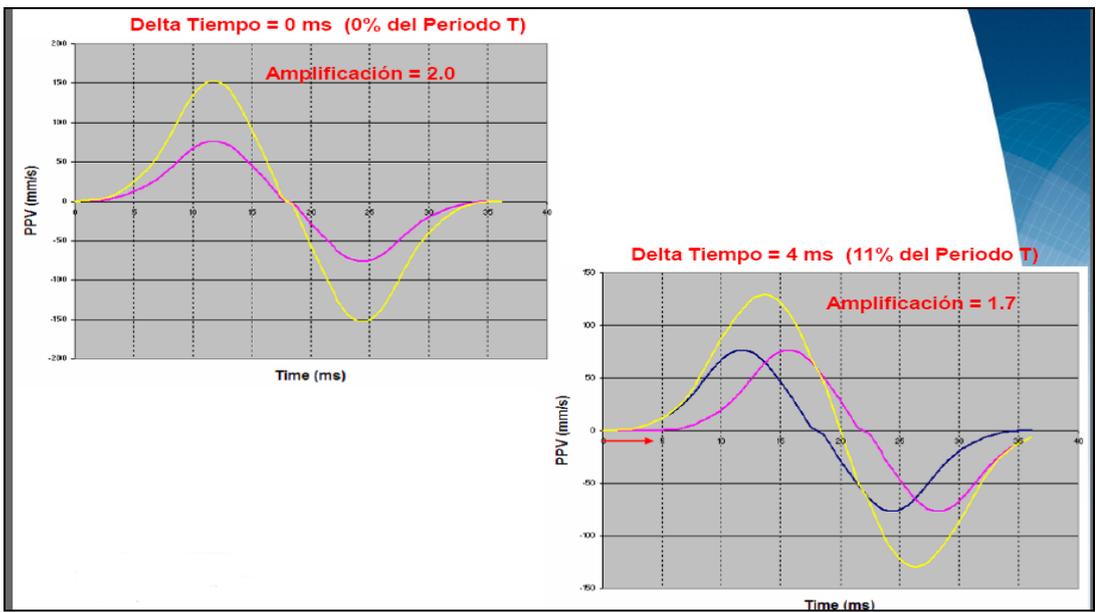


Figura N° 8.5 Amplificación de Vibración

Fuente: Informe de campo-Orica

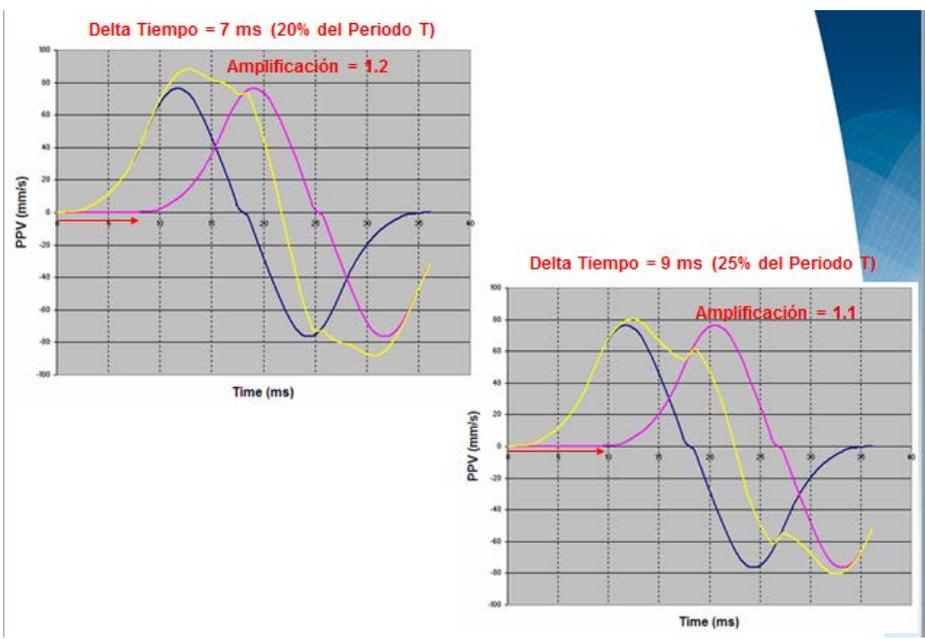


Figura N° 8.6: Amplificación de Vibración

Fuente: Informe de campo-Orica



**Figura N° 8.7: Amplificación de la vibración**

Fuente: Informe de campo-Orica

En la figura N° 8.5, 8.6 podemos observar que cuando las ondas parten al mismo tiempo tienen un acoplamiento máximo mientras que en la figura 8.7, vemos que con un 32% el acoplamiento de las ondas es mínimo por lo que debemos descomponer las ondas elementales obtenidas y calcular el tiempo de duración de las ondas (Periodo de la Onda) y el 32% de este valor será el tiempo con menor acoplamiento, y este tiempo colocado en los retardos nos dará el menor valor de vibración que se puede obtener manteniendo el diseño de carguío actual.

#### 8.4.3.2 Cálculo del Tiempo Crítico de Acoplamiento

- Periodo de la Vibración = 36 ms
- Tiempo Crítico de Acoplamiento = 32% T = 0.32 x 36 = **12 ms**

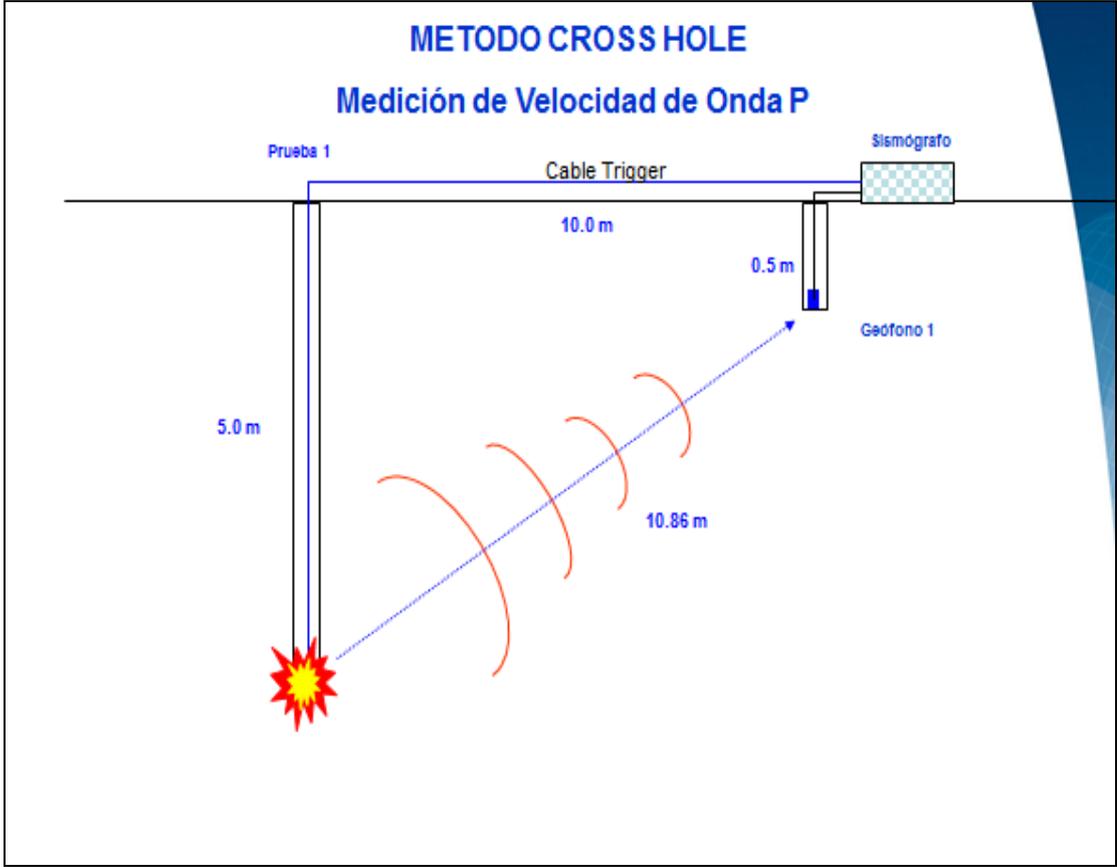


Figura N° 8.8 Método de la velocidad de onda P

Fuente: Informe de campo-Orica

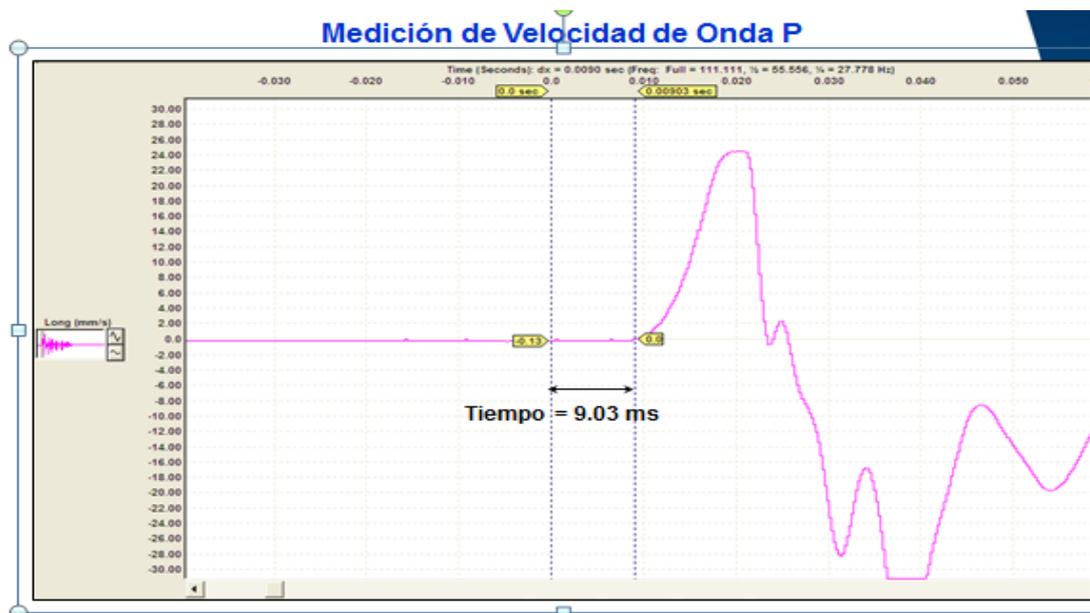


Figura N° 8.9 Medición de velocidad de onda P

Fuente: Informe de campo-Orica

$$VP = d/t = 10.86/0.00903 = 1203 \text{ m/s}$$

## 8.5 CRITERIO DE PREVENCIÓN DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS APLICADOS EN LA SIGUIENTE TESIS

*Unites States Bureau of Mines (USBM) – 1971*

Tabla N° 8.1: Criterio de daño a estructuras USBM

| Velocidad de partícula |               | Daño              |
|------------------------|---------------|-------------------|
| (pulg./s)              | (mm/s)        |                   |
| < 2                    | < 50,8        | Inexistente       |
| 2 a 4                  | 50,8 a 101,6  | Rajaduras en yeso |
| 4 a 7                  | 101,6 a 177,8 | Daños menores     |
| > 7                    | > 177,8       | Daños mayores     |

### Criterios de Daño a Estructuras

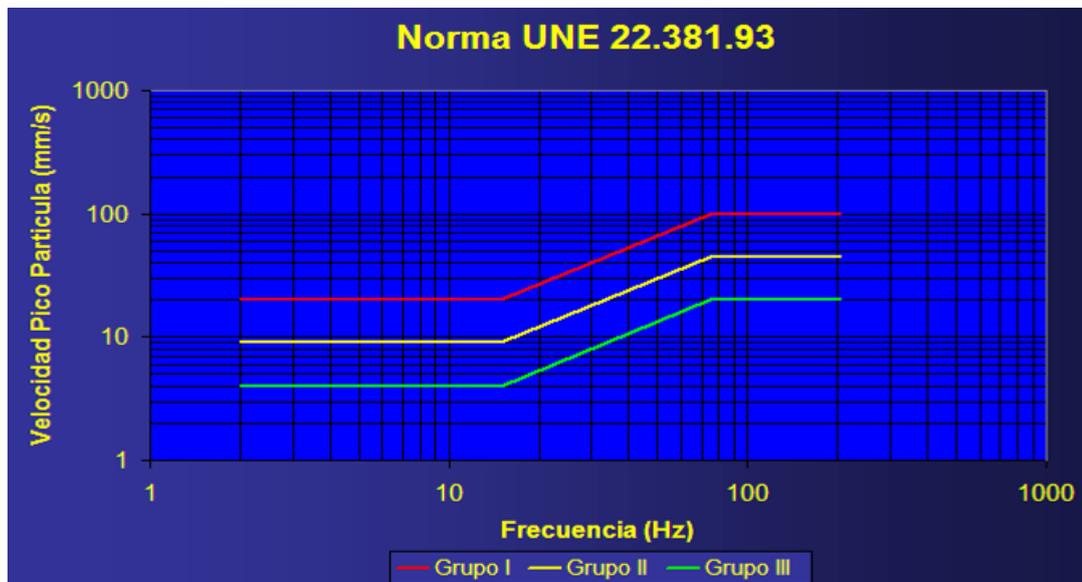


Figura N° 8.10: Criterio de daño a estructuras Norma UNE

Fuente: Informe de campo-Orica

Tabla N° 8.2: Valores límites del criterio

| VALORES     | FRECUENCIA (Hz)  |               |                  |
|-------------|------------------|---------------|------------------|
|             | 2...15           | 15...75       | >75              |
| LÍMITES DEL |                  |               |                  |
| CRITERIO    | VELOCIDAD (mm/s) | DESPLAZ. (mm) | VELOCIDAD (mm/s) |
| GRUPO I     | 20               | 0.212         | 100              |
| GRUPO II    | 9                | 0.095         | 45               |
| GRUPO III   | 4                | 0.042         | 20               |

**Grupo I:** Edificios y naves industriales ligeras con estructuras de hormigón armado o metálicas.

**Grupo II:** Edificios de viviendas, Oficinas, centros comerciales y de recreación. Edificios y estructuras de valor arqueológico, arquitectónico o histórico que por su fortaleza no presenten especial sensibilidad a las vibraciones.

**Grupo III:** Estructuras de valor arqueológico, arquitectónico o histórico que presentan una especial sensibilidad a las vibraciones o por elementos que pudieran contener.

| <b>Langefors</b>                           |  |  |  |   |                                     |
|--|--|--|--|---|-------------------------------------|
| <b>Velocidad de Onda P (mm/seg)</b>        | <b>1000 – 1500 (m/seg)<br/>(Arena, Grava, Arcilla bajo agua)</b> | <b>2000 – 3000 (m/seg)<br/>(Morrena, Pizarra, caliza blanda)</b> | <b>4500 – 6000 (m/seg)<br/>(Caliza dura, Cuarzita, Gneiss, Granito diaclasa)</b> | <b>Resultado normal en casas</b>              | <b><math>\epsilon</math> (mm/m)</b> |
| <i>Velocidad de Particula PPV (mm/seg)</i> | 18   | 35   | 70   | <b>Grietas imperceptibles</b>                 | 0,014                               |
| <i>Velocidad de particula PPV (mm/seg)</i> | 30   | 55   | 100  | <b>Grietas insignificantes (valor umbral)</b> | 0,020                               |
| <i>Velocidad de particula PPV (mm/seg)</i> | 40   | 80   | 150  | <b>Agrietamiento</b>                          | 0,030                               |
| <i>Velocidad de particula PPV (mm/seg)</i> | 60   | 115  | 225  | <b>Agrietamiento Severo</b>                   | 0,046                               |

**Figura N° 8.11: Criterio de daños al macizo rocoso según Langerfors**

Fuente: Internet

Referencias de Niveles de Vibración Comunes en el Hogar

|                  |  |                    |         |         |
|------------------|--|--------------------|---------|---------|
| Evento de Carga  | Nivel correspondiente en Voladura (mm/s) | Fractura Cosmetica | 76mm/s  | 3in/s   |
| Caminando        | 0.8                                      | Fractura Aparente  | 114mm/s | 4.5in/s |
| Saltando         | 7.1                                      | Fractura Mayor     | 203mm/s | 8in/s   |
| Tocando Puertas  | 12.7                                     |                    |         |         |
| Colocando Clavos | 22.4                                     |                    |         |         |

Fuente: Stagg (1984)  
Referencia: Blast Vibration Monitoring and Control  
Charles H. Dowding pag 128.

Referencia: Blast Vibration Monitoring and Control  
Charles H. Dowding pag 127.

**Figura N° 8.12: Niveles comunes de vibración en el hogar**

Fuente: Internet

Definimos nuestra velocidad pico partícula máximo

Normalmente se define el PPVmax como la cuarta parte del PPVcritico.

$$PPV_{max}=0.25 \times PPV_{critico}$$

Criterio de daño según PPV crítica

Tabla N° 8.3: Criterio de daño según PPV crítica

| Tipo de Zona                         | Descripción del daño inducido en el macizo rocoso   |
|--------------------------------------|---|
| $PPV_c < \text{Zona 1} < 4 PPV_c$    | En este se supera ampliamente la resistencia a la tracción de la roca y se produce una zona de intenso fracturamiento, la cual se extiende hasta el límite de 4 PPV crítica.                              |
| $PPV_c/4 < \text{Zona 2} \leq PPV_c$ | En este se supera la resistencia a la tracción de la roca y se produce una zona de creación de nuevas fracturas, la cual se extiende hasta que se alcanza el límite de PPV crítica.                       |
| $\text{Zona 3} < PPV_c/4$            | En esta zona no se supera la resistencia a la tracción de la roca y sólo se produce una zona de extensión de fracturas preexistentes, que se extiende hasta que se alcanza el límite de $PPV_{critica}/4$ |

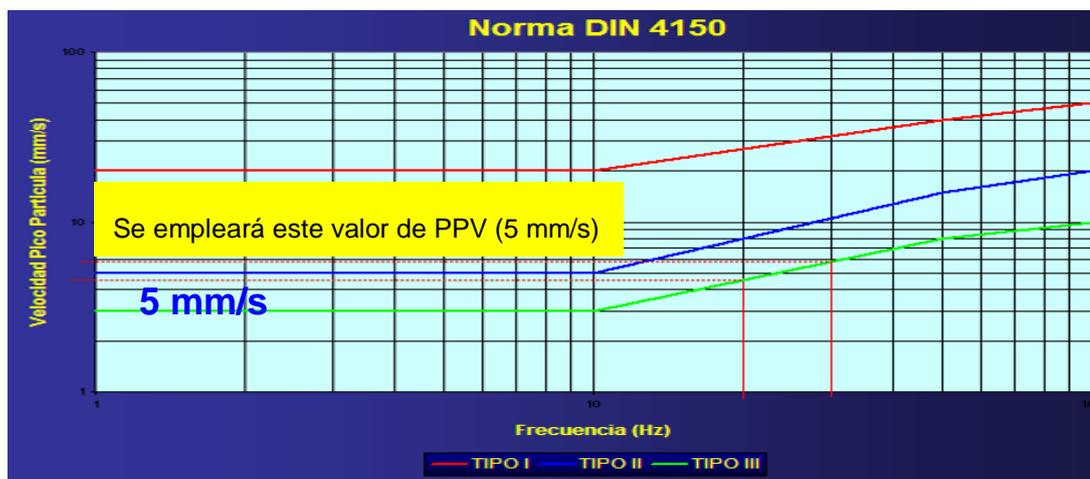


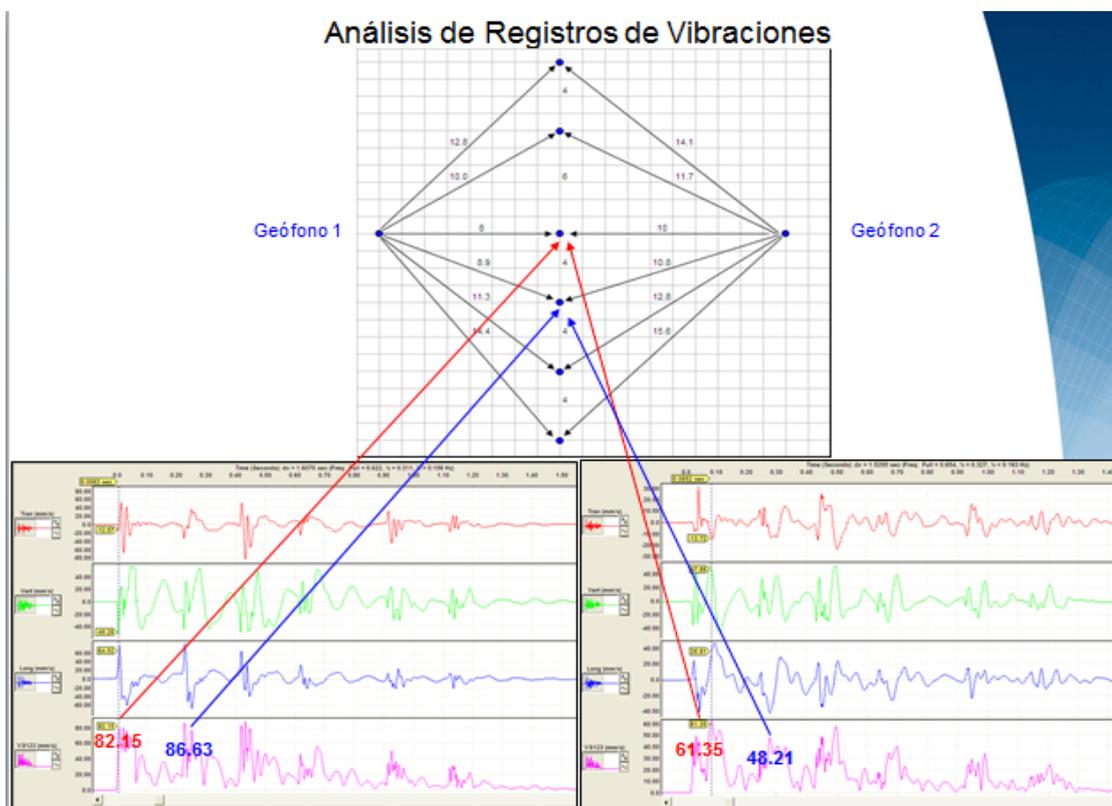
Figura N° 8.13: Criterio de daños a estructuras

Fuente: Informe de campo-Orica

**Tabla N° 8.4: Criterio a tipos de edificación**

| Tipo de Edificación   | FRECUENCIA (Hz)  |                  |                  |
|---|------------------|------------------|------------------|
|   | < 10 Hz          | 10 - 50 Hz       | 50 - 100 Hz      |
|   | VELOCIDAD (mm/s) | VELOCIDAD (mm/s) | VELOCIDAD (mm/s) |
| TIPO I: Edificios publicos o industrial   | 20               | 20...40          | 40...50          |
| TIPO II: Edificios de viviendas o asimilables a viviendas                         | 5                | 5...15           | 15...20          |
| TIPO III: Edificios historicos o por su construccion son sensibles a la vibración | 3                | 3...8            | 8...10           |

**8.6 ANÁLISIS DE REGISTROS DE VIBRACIONES**



**Figura N° 8.14: Análisis de registro de vibraciones**

Fuente: Informe de campo-Orica

### 8.6.1 Modelamiento de Vibraciones

#### Análisis de registros de vibraciones

De acuerdo a los datos registrados por los dos sismógrafos obtuvimos velocidades picos partículas, el cual nos servirá para nuestro modelamiento y obtener las constantes requeridas para nuestro estudio

| PPV (mm/s) | Distancia (m) | Carga (kg) |
|------------|---------------|------------|
| 82.15      | 8.0           | 5.45       |
| 86.63      | 8.9           | 5.45       |
| 88.93      | 10.0          | 5.45       |
| 56.04      | 11.3          | 5.45       |
| 51.35      | 12.8          | 5.45       |
| 31.21      | 14.4          | 5.45       |
| 61.35      | 10.0          | 5.45       |
| 48.21      | 10.8          | 5.45       |
| 57.66      | 11.7          | 5.45       |
| 40.06      | 12.8          | 5.45       |
| 34.08      | 14.1          | 5.45       |
| 24.71      | 15.6          | 5.45       |

Figura N° 8.15: Base de datos para el modelo de vibraciones Devine

Fuente: Informe de campo-Orica

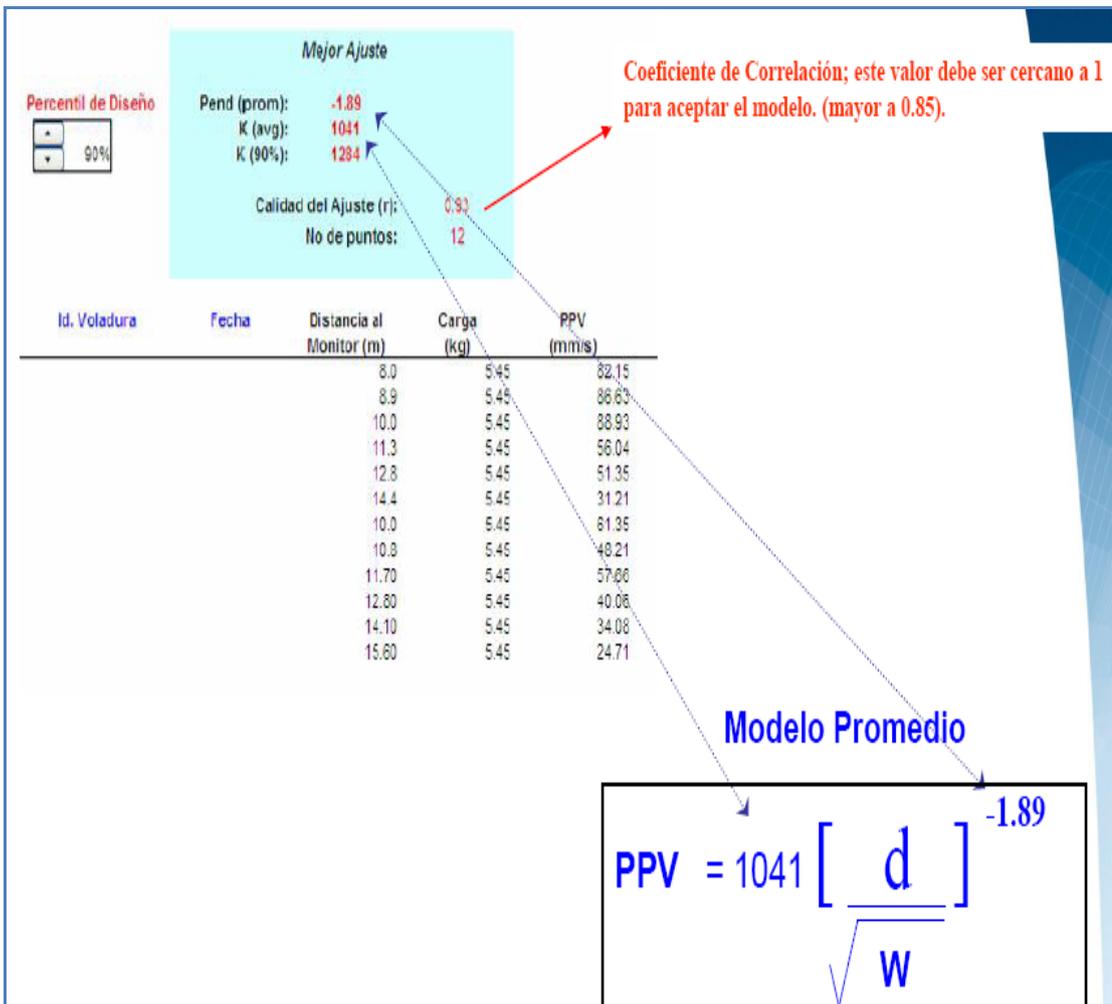


Figura N° 8.16: Modelamiento de vibraciones

Fuente: Informe de campo-Orica

### 8.6.2 Modelo ajustado por regresión (K90%)

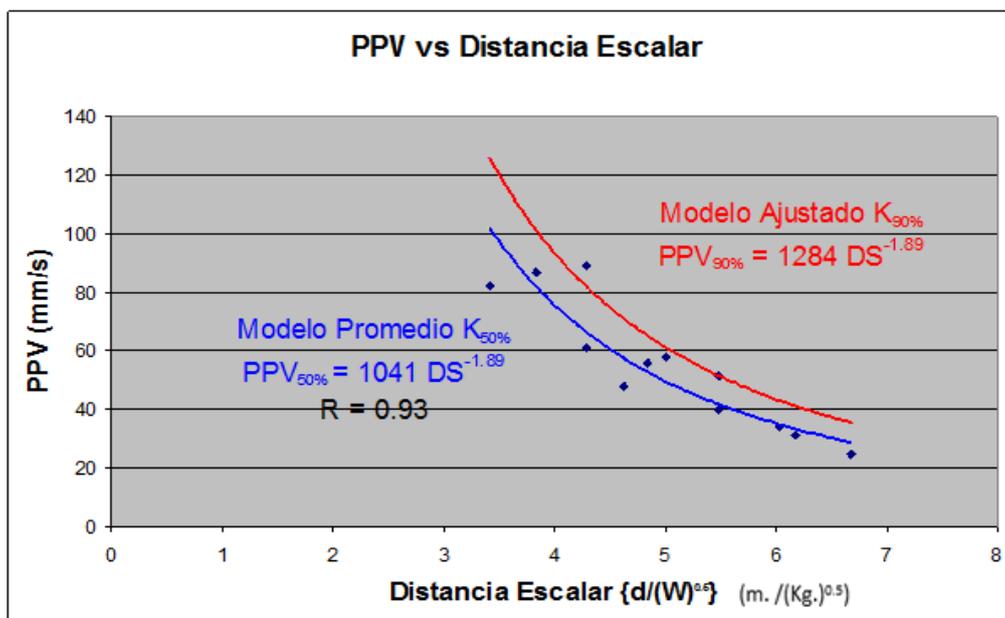


Figura N°8.17 Modelo ajustado PPV vs Distancia Escalar

Fuente: Lucio Pampacata

La línea en azul es el modelo promedio, describe la condición media de la población de datos, es decir, el 50 % de los datos se ubicarán por debajo de la curva que representa el modelo y los 50% restantes se encontrarán sobre la curva. Matemáticamente esto es correcto, sin embargo, significa que existe una probabilidad de 50% que una carga explosiva producirá un nivel de vibración que supera a lo predicho por el modelo, situación que deja inútil el modelo. La solución se encuentra en desplazar el modelo (línea en roja) hasta que sus predicciones cubran una mayor cantidad de datos de campo, en rangos que oscilan entre 85% y 95%, haciendo más confiable y segura la estimación de vibraciones.

### 8.7 UBICACIÓN DE PUNTOS MONITOREADOS

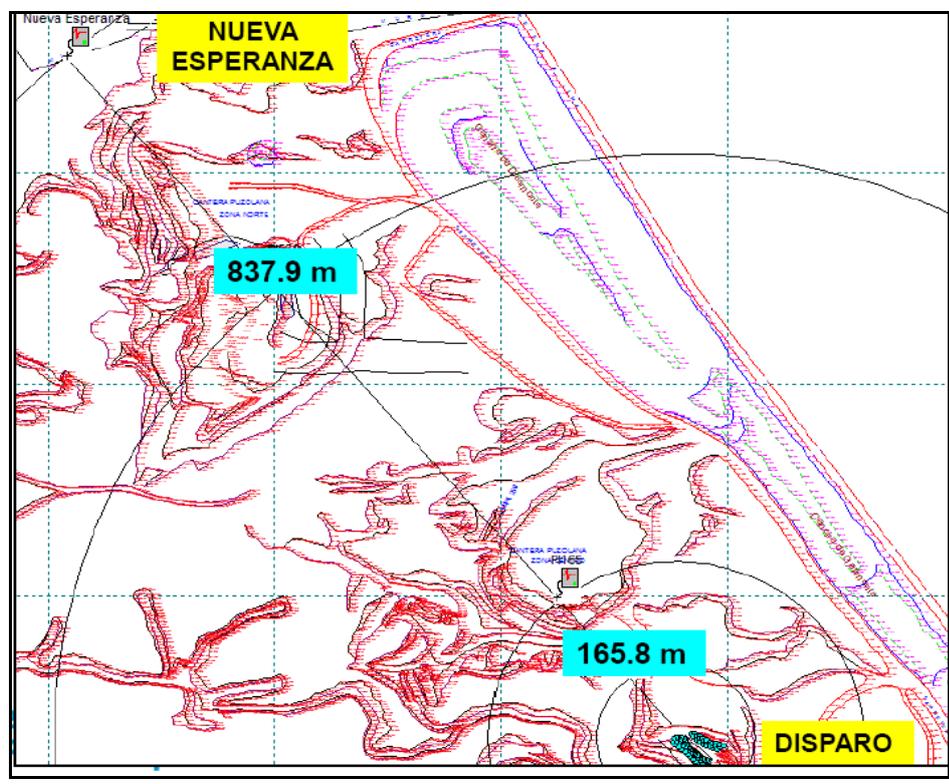


Figura N°8.18: Determinación de distancias a los puntos de Interés (PI)

Fuente: Lucio Pampacata

### 8.8 CÁLCULO CARGA /RETARDO VS DISTANCIA

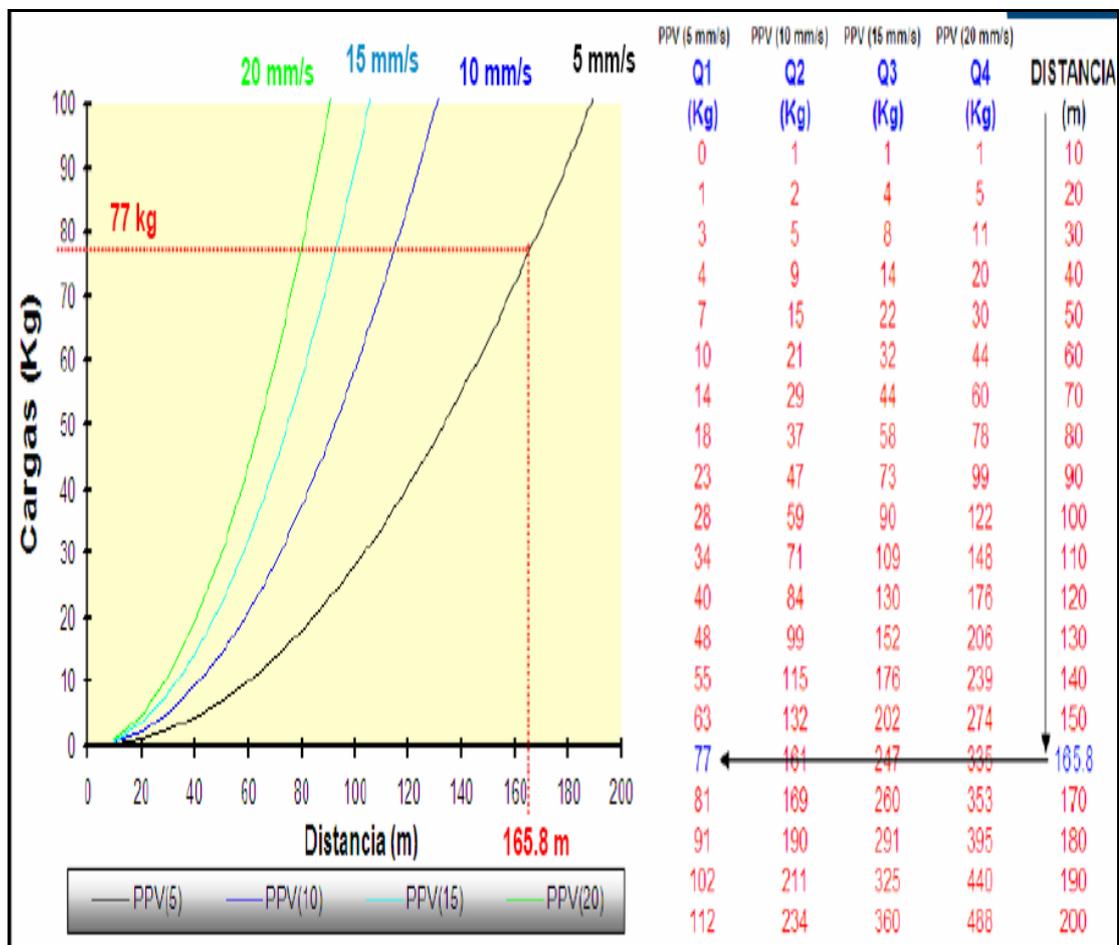


Figura 8.19: Cálculo carga / retardo

Fuente: Archivos Orica

Teniendo como restricción un PPV max = 5 mm/s, a una distancia de 165.8 m., podemos disparar como máximo **77 Kg.** de explosivo por retardo para no generar vibraciones mayores a 5 mm/s.

## 8.9 CÁLCULO PICO PARTÍCULA VS DISTANCIA

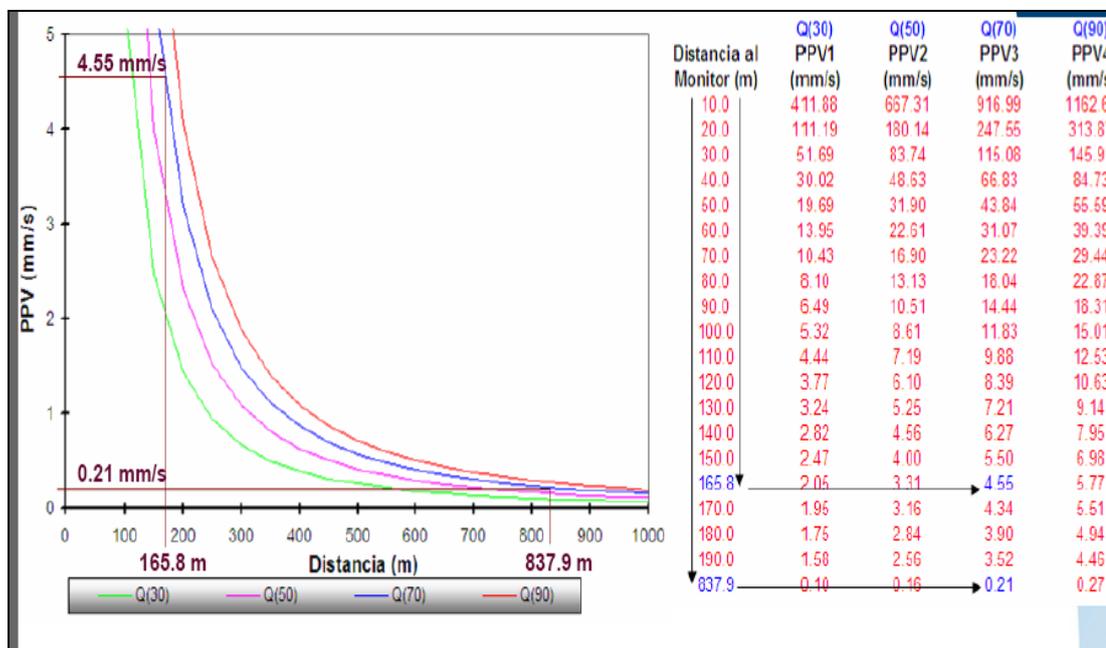


Figura N° 8.20: Cálculo Pico Partícula

Fuente: Lucio Pampacata

Teniendo una carga de 70 Kg por retardo, a una distancia de 165.8 m., se genera un nivel de vibración igual 4.55 mm/s.

Teniendo una carga de 70 Kg por retardo, a una distancia de 837.9 m., se genera un nivel de vibración igual 0.21 mm/s.

## **CAPÍTULO IX**

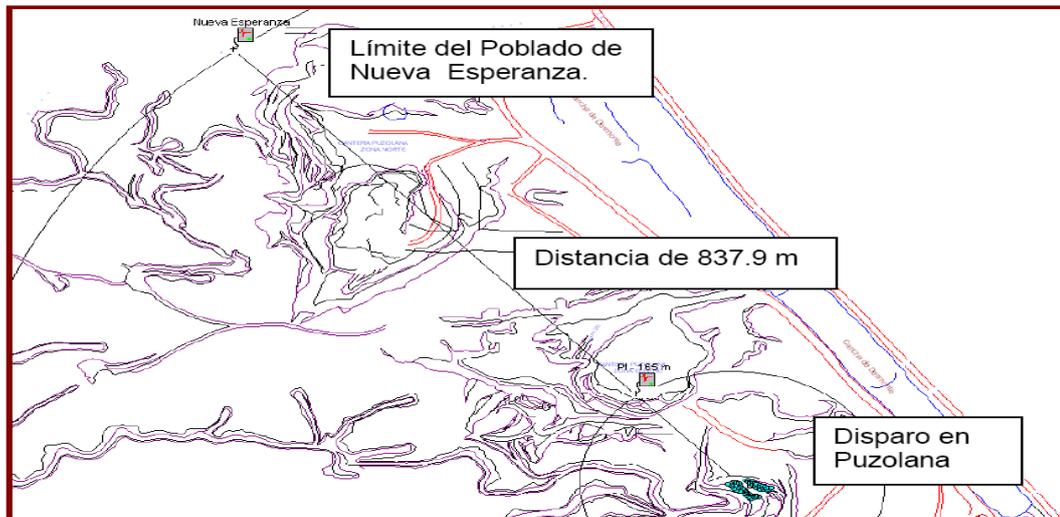
### **INTERPRETACIÓN DEL ANÁLISIS DE VIBRACIONES, DISCUSIÓN DE RESULTADOS DE LA PRESENTE TESIS**

#### **9.1 OBJETIVO**

Los objetivos eran capturar información sísmica en dos sismógrafos ubicados convenientemente, y comparar los resultados con los modelos predictivos desarrollados con el modelo de Vibraciones.

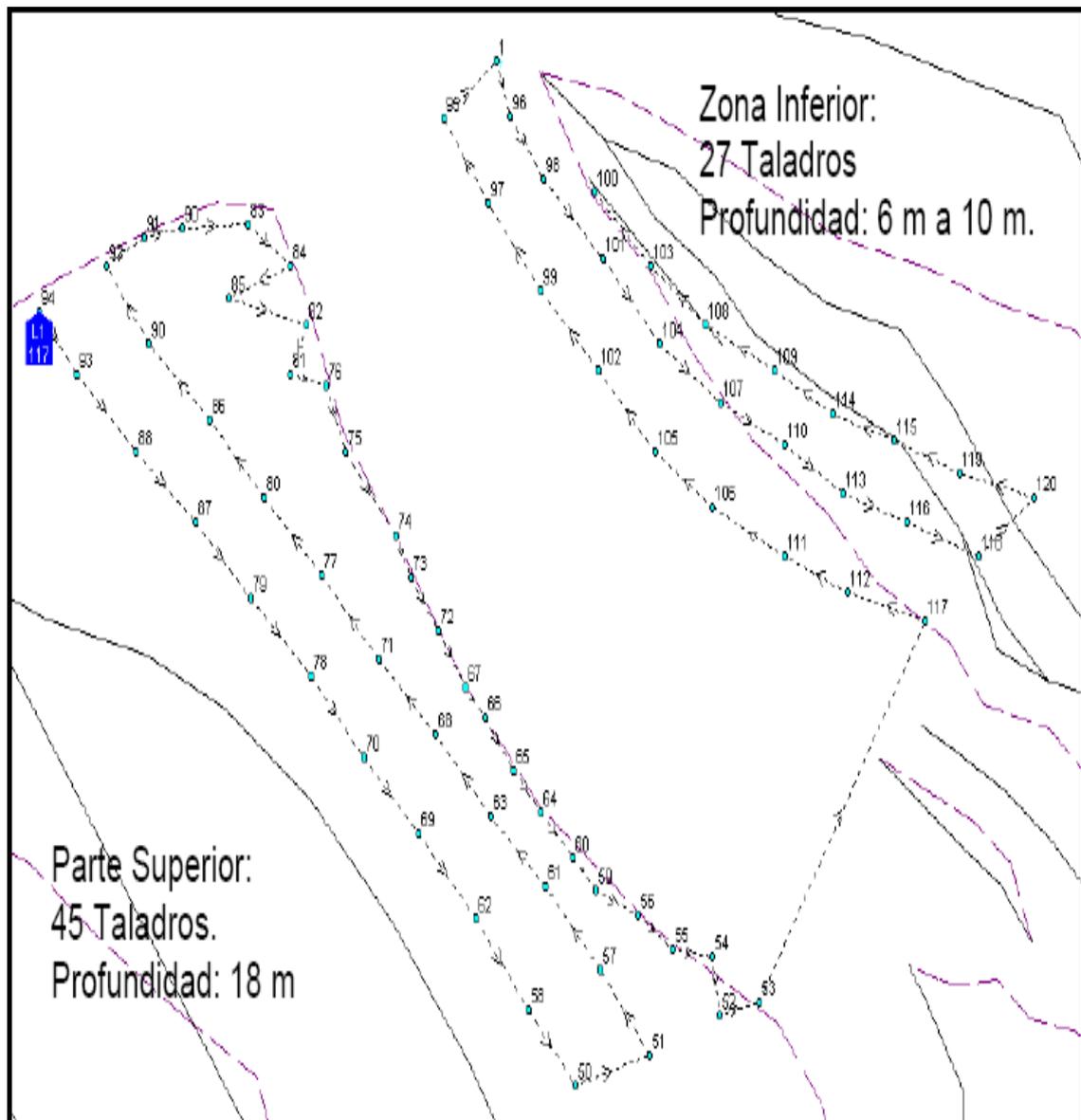
#### **9.2 UBICACIÓN DEL DISPARO**

El disparo se encuentra ubicado a una distancia de **837.9 m** de las paredes de las casas que limita el Poblado de Nueva Esperanza con la Cantera de Puzolana.



**Figura N° 9.1**      **Ubicación del disparo**

Fuente: Lucio Pampacata



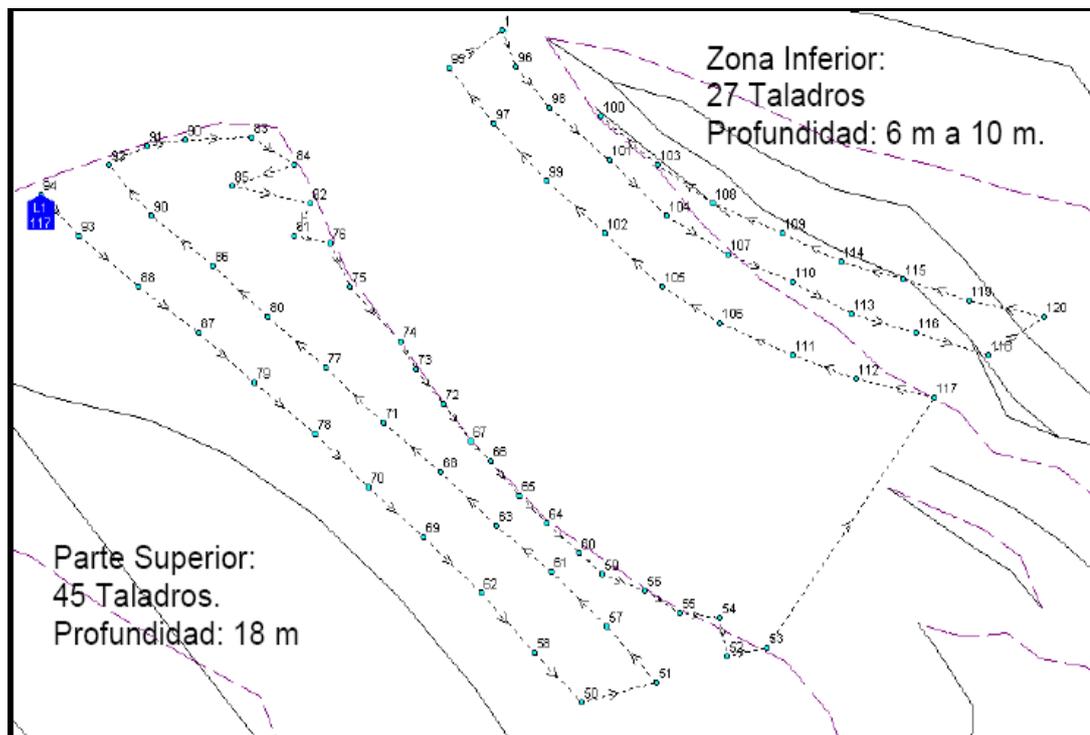
**Figura 9.2:** Disparo en puzolana, todos los taladros son de 5 pulg. de diámetro.

Fuente: Lucio Pampacata

### 9.3 DIAGRAMA DE CARGAS

Con el objetivo de reducir la carga por retardo en los taladros de la zona superior (18 m) está se dividió en dos cargas, cuidando no sobrepasar la carga máxima por retardo de 72 kg. En los taladros de la zona inferior (6 m a 10 m) se usó una carga del 50% de la altura del taladro.





**Figura N° 9.4      Diseño de amarre**

Fuente: Lucio Pampacata

#### **9.4.1 Dirección del Movimiento del Material**

Al ubicarse las paredes de las casas más cercano del poblado Nueva Esperanza al NO del disparo, éste se diseñó para que el desplazamiento del material se realice en dirección NE y pateando al SO; es decir cuidando que las paredes de las casas más cercana le llegue la menor vibración.

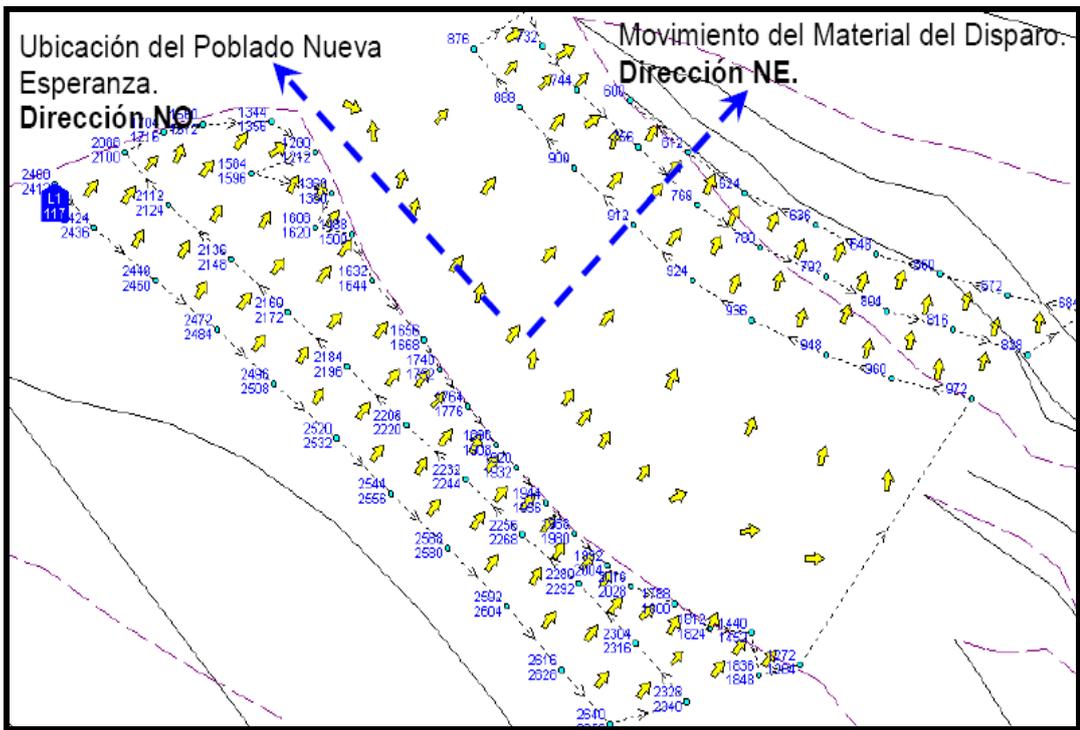


Figura N° 9.5 Diseño de amarre I

Fuente: Lucio Pampacata

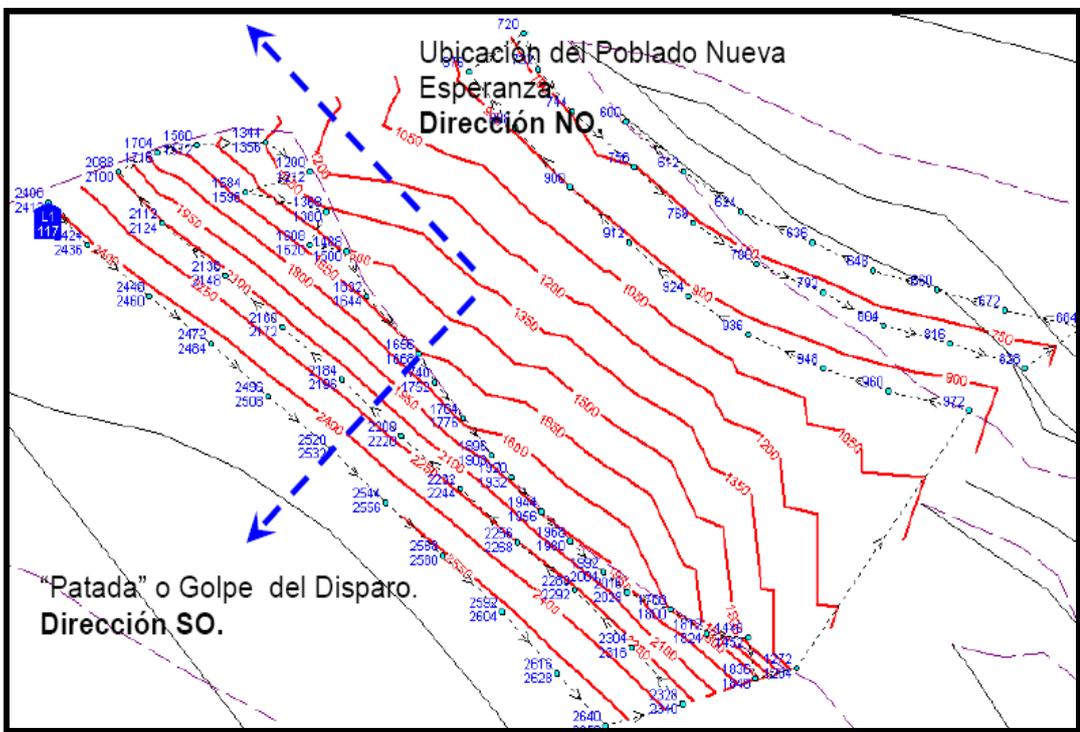


Figura N° 9.6 Diseño de amarre II

Fuente: Lucio Pampacata

## 9.5 NÚMEROS DE DECKS VS. TIEMPOS

Se diseñó el disparo para las cargas detonen tiro a tiro es decir, que las cargas no se acoplen, esto para generar un menor nivel de vibraciones. En una ventana de tiempo de 12 ms, que es el tiempo entre las cargas, podemos notar que efectivamente las cargas detonan 1 a 1 en toda la duración del disparo.

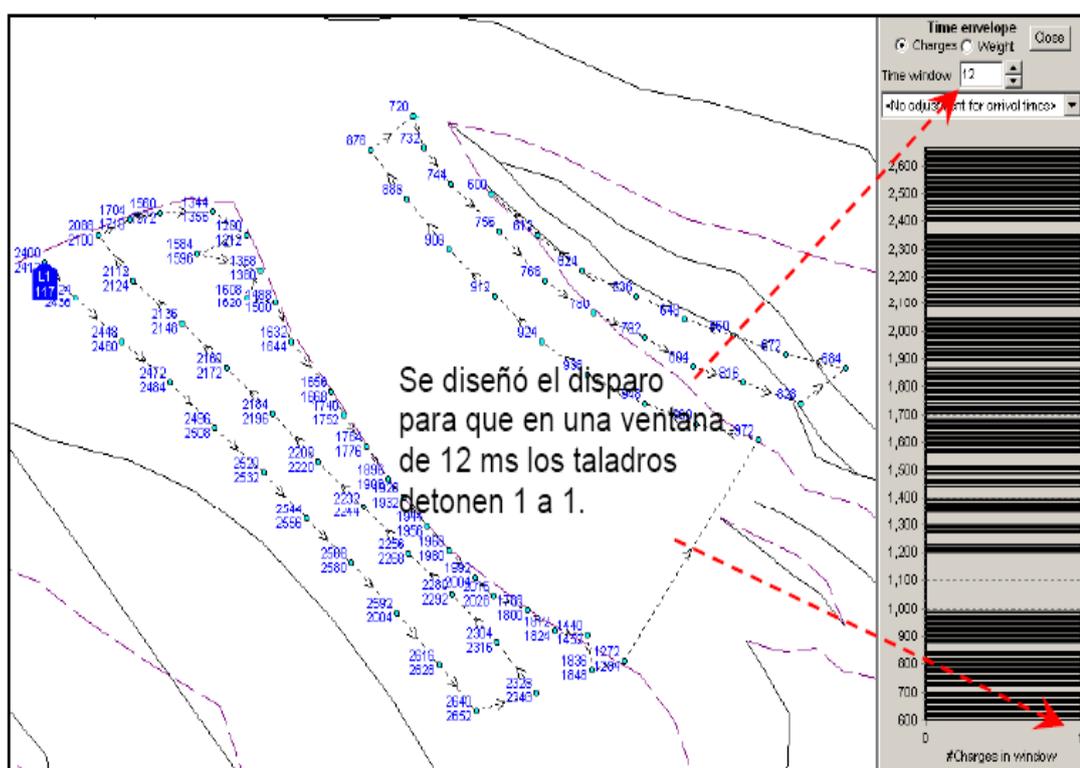


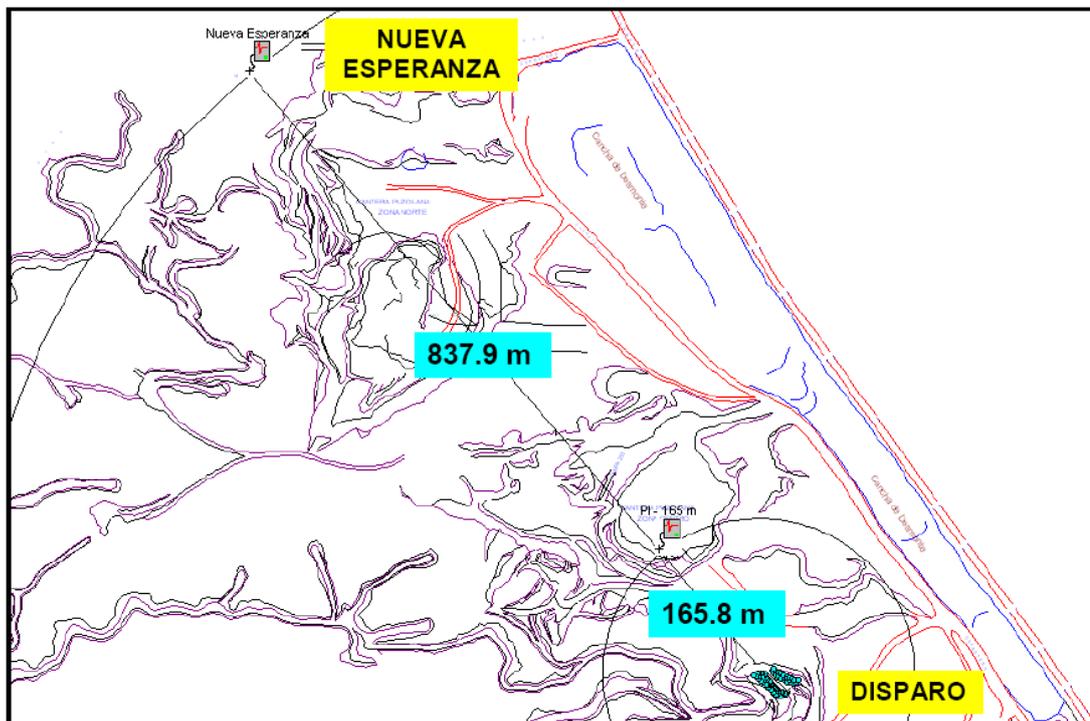
Figura N°9.7: Diseño de disparo en una ventana de 12 ms.

Fuente: Lucio Pampacata

## 9.6 MONITOREO DE VIBRACIÓN

Se colocaron 02 sismógrafos: uno en las paredes más cercanas del poblado Nueva Esperanza (837.9 m) y el otro a 165.8 m al NO del disparo. El objetivo de colocar un sismógrafo a 165.8 m es porque está es la

distancia del “próximo disparo” ubicado en la cantera puzolana norte al muro del poblado Nueva Esperanza.



**Figura N° 9.8: Colocación de sismógrafos respecto del disparo**

Fuente: Lucio Pampacata

### 9.6.1 Resultados de Vibración

A continuación se muestran los resultados de vibración obtenidos en el sismógrafo ubicado en el Muro del Poblado nueva Esperanza y el Sismógrafo ubicado a 837.9m.

### 9.6.1.1 Resultados de vibraciones del sismógrafo a 837.9m.

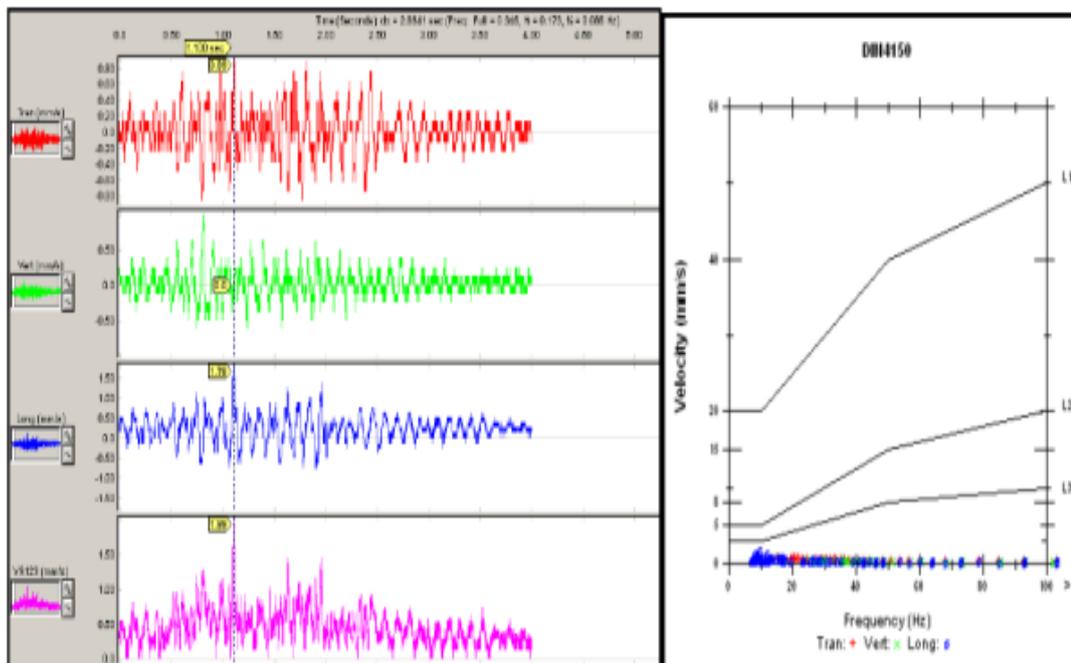
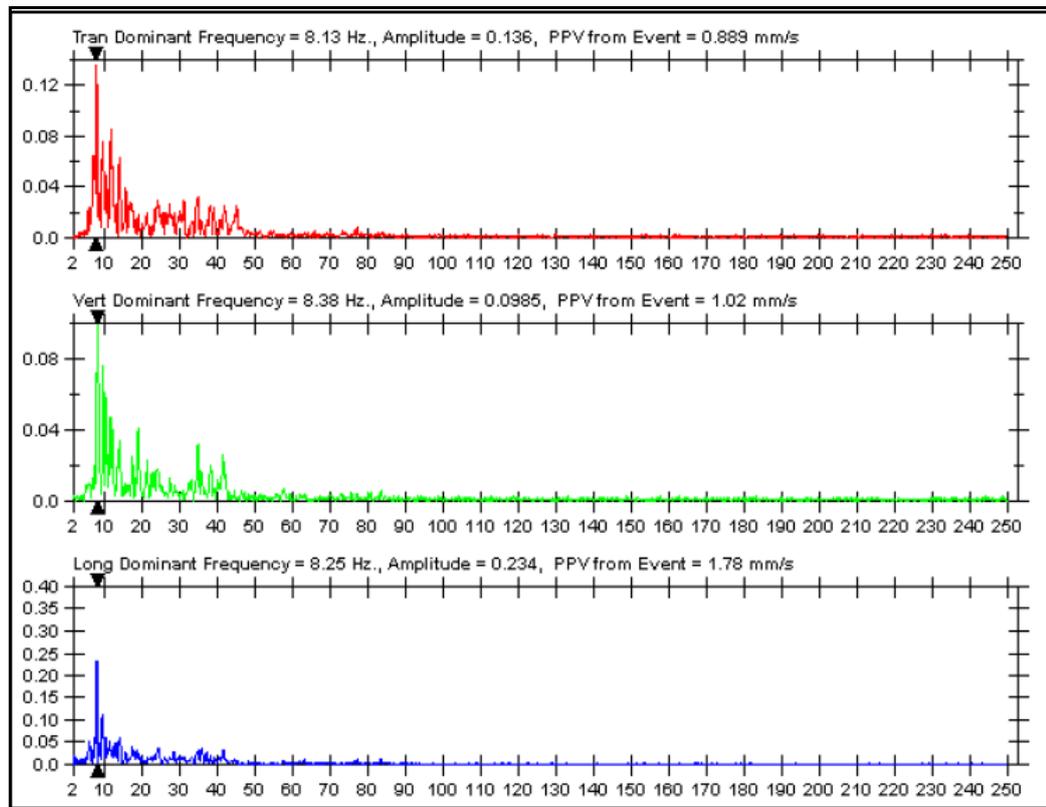


Figura N° 9.9: Resultados de las vibraciones d= 837.9 m.

Fuente: Archivos de campo Orica

En el Gráfico de la Izquierda, nos da un valor de PPV del vector suma igual **1.99 mm/s**, este resultado ha sido influenciado principalmente por la distancia (837.9 m).

Según la Norma Alemana DIN4150, podemos observar en el gráfico de la derecha que todos los niveles de vibración se encuentran debajo de la curva L3 (Grupo III: edificios históricos o por su construcción son sensibles a la vibración), estos niveles de vibración no superan el valor de 3mm/s.



**Figura N° 9.10 Resultados de frecuencias d= 837.9**

Fuente: Archivos de campo Orica

La Frecuencia Dominante en la Transversal es 8.13 Hz, en la Vertical es 8.38 Hz, y en la Longitudinal es 8.25 Hz.

### 9.6.1.2 Resultados de Vibraciones a 168.5 m.

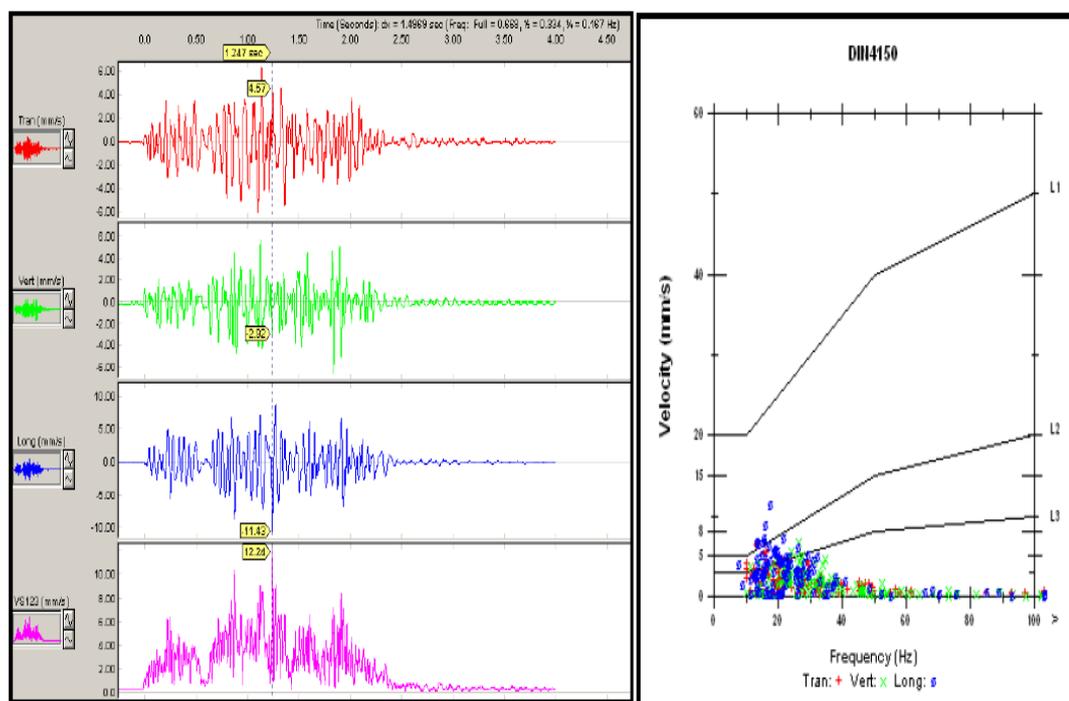
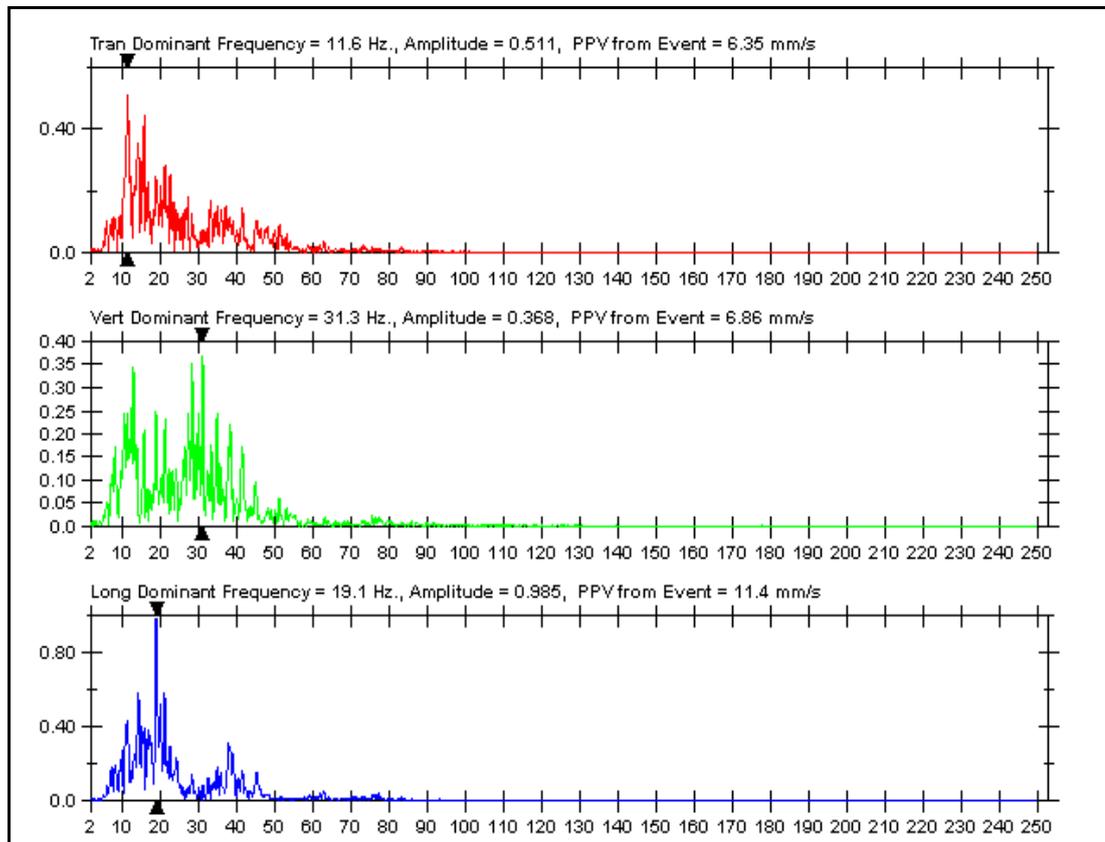


Figura N° 9.11: Resultados de vibraciones d= 168.5 m.

Fuente: Archivos de campo Orica

En el Gráfico de la Izquierda, nos da un valor de PPV del vector suma igual **12.24 mm/s**, este resultado ha sido influenciado principalmente por la carga (fue diseñada a 72 Kg. máximo por retardo, sin embargo por problemas de calibración del camión, en algunos taladros se cargó hasta 82 Kg.)

Según la Norma Alemana DIN4150, podemos observar en el gráfico de la derecha que algunos puntos, principalmente de la Onda Longitudinal se encuentran encima de la curva L3 (Grupo III: edificios históricos o por su construcción son sensibles a la vibración), estos niveles de vibración superan el valor de 3 mm/s.



**Figura N° 9.12: Resultados de frecuencias d=168.5m.**

Fuente: Archivos de campo Orica

La Frecuencia Dominante en la Transversal es 11.6 Hz, en la Vertical es 31.3 Hz, y en la Longitudinal es 19.1 Hz.

### 9.6.1.3 Discusión de resultados de los sismógrafos

De acuerdo a los resultados obtenidos se pudo concretar lo siguiente:

Los resultados de vibración de las paredes de las casas de la población Nueva Esperanza, no generaron ningún tipo de daño, ya que según la Norma DIN4150 todos los valores se encuentran por debajo de la curva.

Los resultados de vibración a 165.8 m, nos arrojó un nivel máximo de 12.2 mm/s, se puede observar algunos valores por encima de la curva de daño principalmente en la Onda Longitudinal; sin embargo estos nuevos valores serán útiles para ajustar el modelo y determinar la nueva carga /retardo que se propondrá para el siguiente disparo

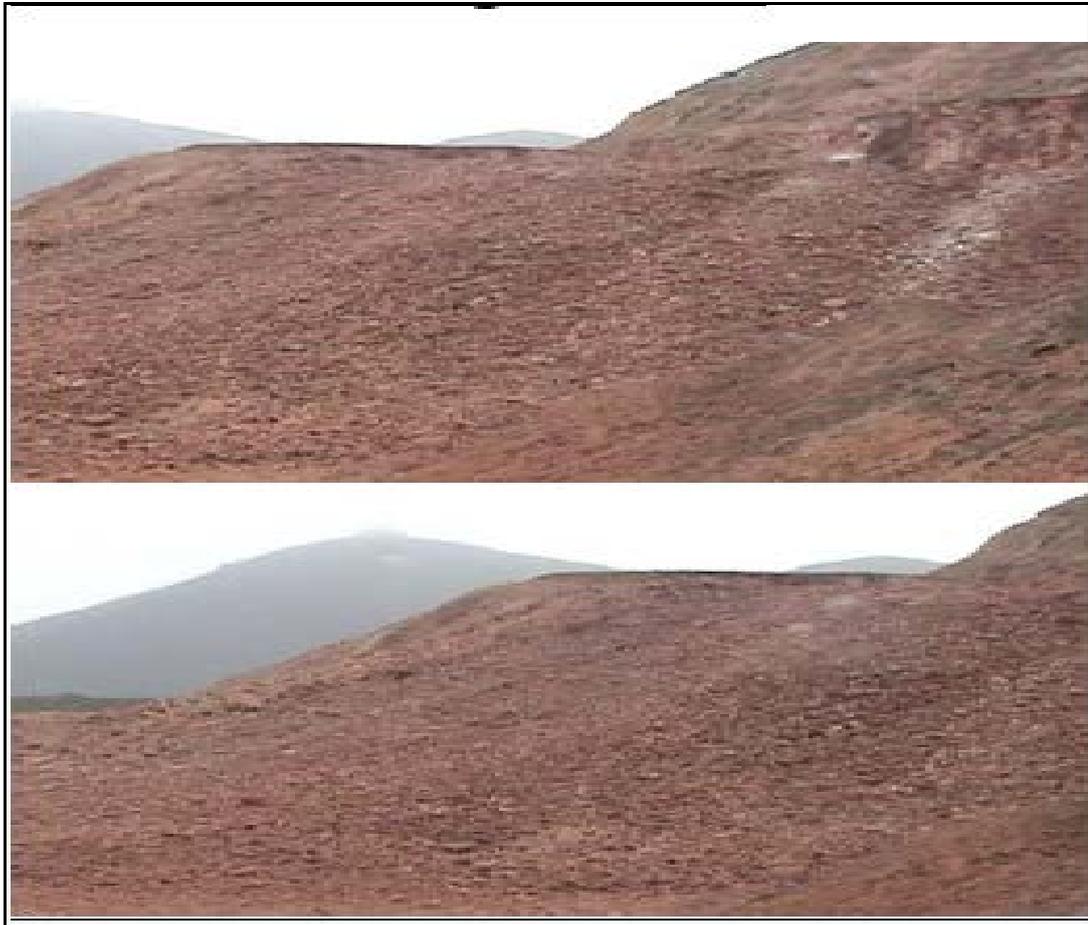
En la figura 9.11, nos da un valor de PPV del vector suma igual **12.24 mm/s**, este resultado ha sido influenciado principalmente por la carga (fue diseñada a 72 Kg. máximo por retardo, sin embargo por problemas de calibración del camión, en algunos taladros se cargó hasta 82 Kg.)

**Tabla N° 9.1 Resultados de las pruebas de peso de mezcla explosiva**

| Prueba de peso de mezcla explosiva    |   |
|---------------------------------------|---|
| Peso requerido para las pruebas (Kg.) | Peso real proporcionado por el camión (Kg.) |
| 72                                    | 82  |
| 60                                    | 67.8  |
| 48                                    | 54.6  |

## 9.7 RESULTADOS DE FRAGMENTACIÓN

Después de realizado el disparo se observa una buena fragmentación y material bastante uniforme.



**Figura N° 9.13: Resultados de la fragmentación**

Fuente: Lucio Pampacata

## **9.8 AJUSTE DE MODELO DE VIBRACIONES DE DEVINE**

Con estos nuevos valores de vibraciones ajustaremos nuestro Modelo de Devine; es decir estimaremos un nuevo valor de  $K$  y  $\alpha$ .

| <b>PPV (mm/s)</b> | <b>Distancia (m)</b> | <b>Carga (kg)</b> |
|-------------------|----------------------|-------------------|
| 82.15             | 8.0                  | 5.45              |
| 86.63             | 8.9                  | 5.45              |
| 88.93             | 10.0                 | 5.45              |
| 56.04             | 11.3                 | 5.45              |
| 51.35             | 12.8                 | 5.45              |
| 31.21             | 14.4                 | 5.45              |
| 61.35             | 10.0                 | 5.45              |
| 48.21             | 10.8                 | 5.45              |
| 57.66             | 11.7                 | 5.45              |
| 40.06             | 12.8                 | 5.45              |
| 34.08             | 14.1                 | 5.45              |
| 24.71             | 15.6                 | 5.45              |
| 12.20             | 165.8                | 82.00             |
| 1.99              | 825.9                | 82.00             |

Figura N° 9.14 Nuevos Valores para ingresar al Modelo de Devine.

Fuente: Lucio Pampacata

### 9.8.1 Modelo promedio K50% de vibraciones

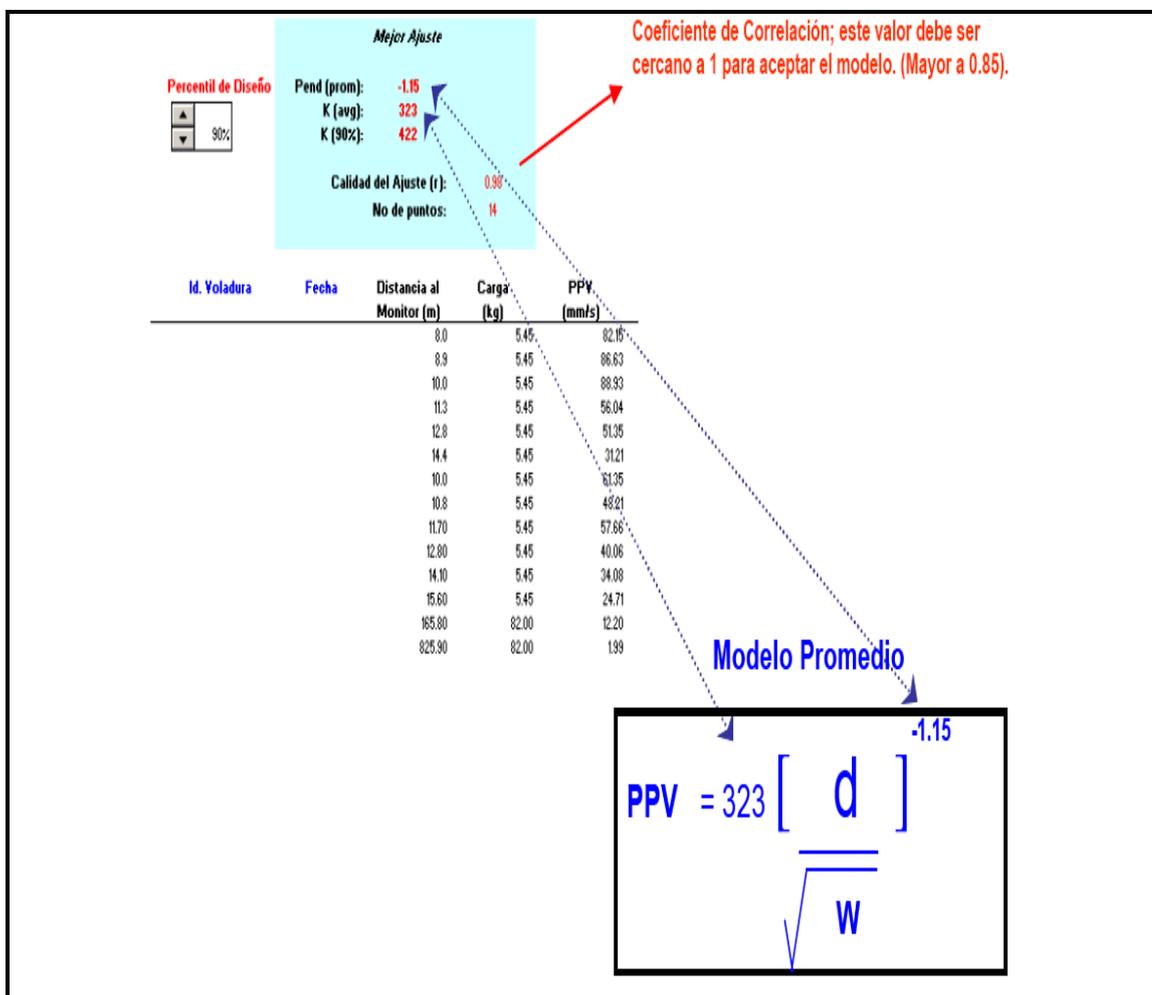


Figura N°9.15: Modelo promedio

Fuente: Lucio Pampacata

Se ha determinado los valores de  $K = 323$  y  $\alpha = -1.15$  para un modelo promedio de los datos.

### 9.8.2 Modelo Ajustado K90% de Vibraciones

La línea en azul es el modelo promedio, describe la condición media de la población de datos, es decir, el 50 % de los datos se ubicarán por debajo de

la curva que representa el modelo y los 50% restantes se encontrarán sobre la curva. Matemáticamente esto es correcto, sin embargo, significa que existe una probabilidad de 50% que una carga explosiva producirá un nivel de vibración que supera a lo predicho por el modelo, situación que deja inútil el modelo.

La solución se encuentra en desplazar el modelo (línea en roja) hasta que sus predicciones cubran una mayor cantidad de datos de campo, en rangos que oscilan entre 85% y 95%, haciendo más confiable y segura la estimación de vibraciones.

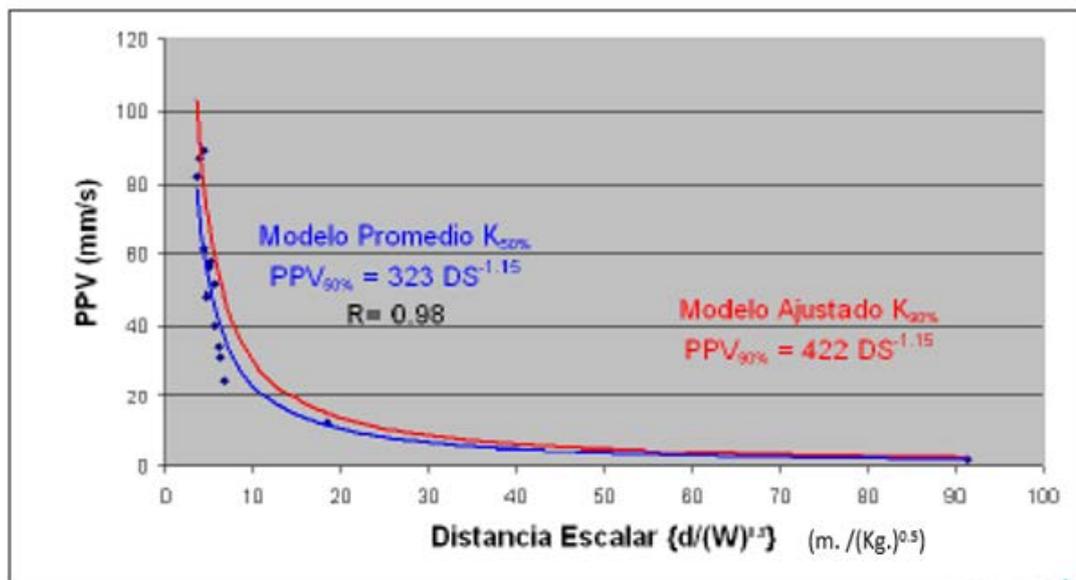


Figura N° 9.16: Modelo Ajustado

Fuente: Lucio Pampacata

### 9.8.3 Cálculo Velocidad Pico partícula VS Distancia

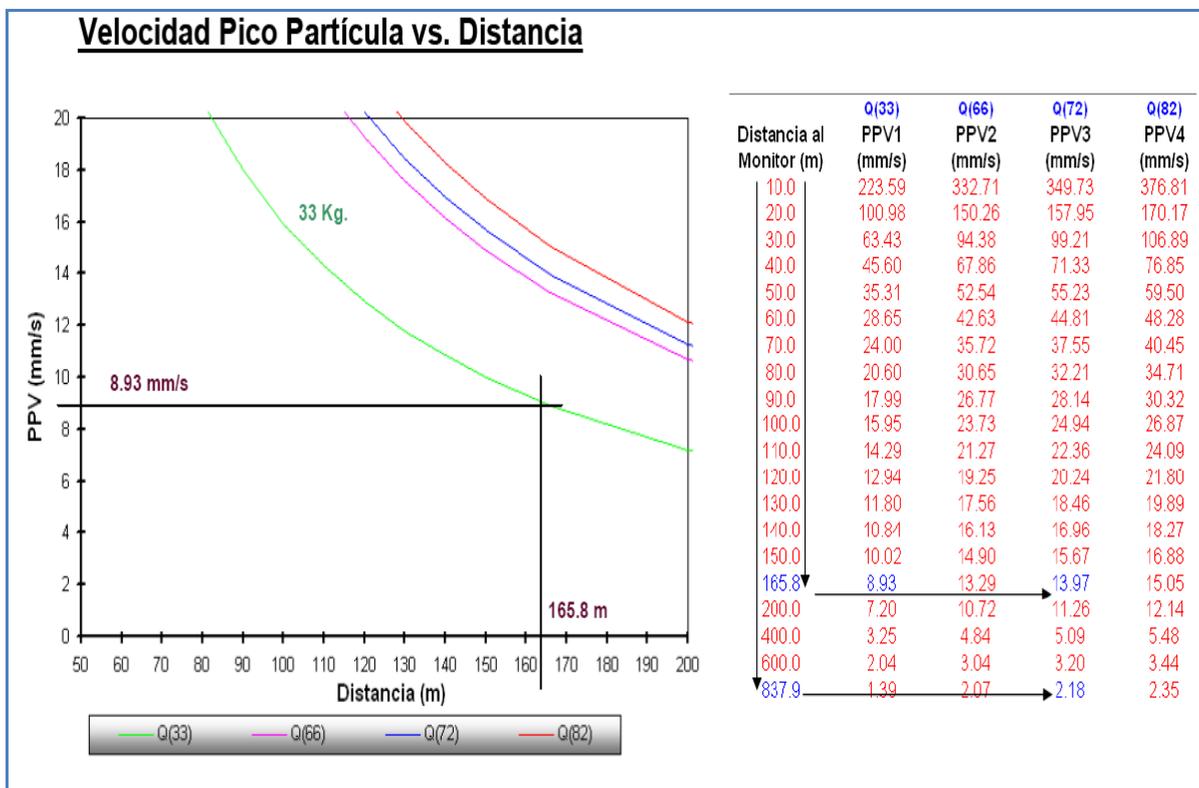


Figura N°9.17 Cálculo de carga VPP vs Distancia

Fuente: Archivos de campo

Para disminuir el nivel de vibraciones a una distancia de 165.8 m (por la carga que normalmente se emplea para taladros de esta altura), necesariamente tenemos que disminuir la carga/retardo de 72 Kg. a 33 Kg., esto operativamente significa tener 03 decks por taladro (para alturas de 13 m a 17 m). En taladros de menor altura mantendríamos 02 decks por taladro. Esto significa generar un 8.9 mm/s según el modelo de Devine.

## 9.9 PROPUESTA DE DISPARO, EJECUCIÓN Y ANÁLISIS RESPECTO A LOS DATOS OBTENIDOS DEL PRESENTE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN (APLICACIÓN AL MODELO DE MONTECARLO)

De acuerdo a los resultados se aplicará el modelo y ejecución del disparo

### 9.9.1 Ubicación del disparo

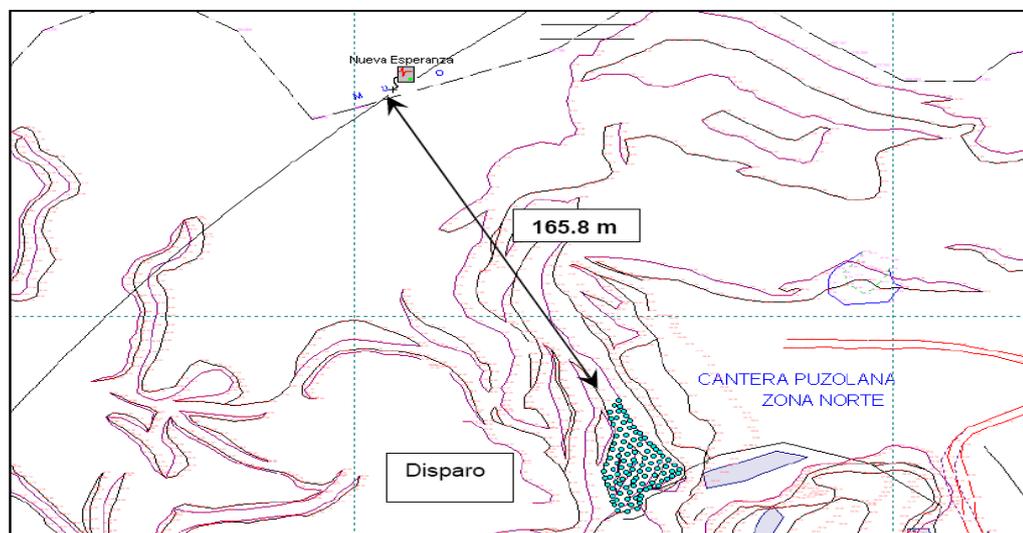


Figura N°9.18 Ubicación del disparo

Fuente: Lucio Pampacata

### 9.9.2 Diseño de Carga propuesto para el disparo

El nuevo diseño de carga involucra cargar con 03 decks por taladro en aquellos de mayor altura (> 13 m), esto para disminuir la carga/retardo de 72 Kg. a 33 Kg.

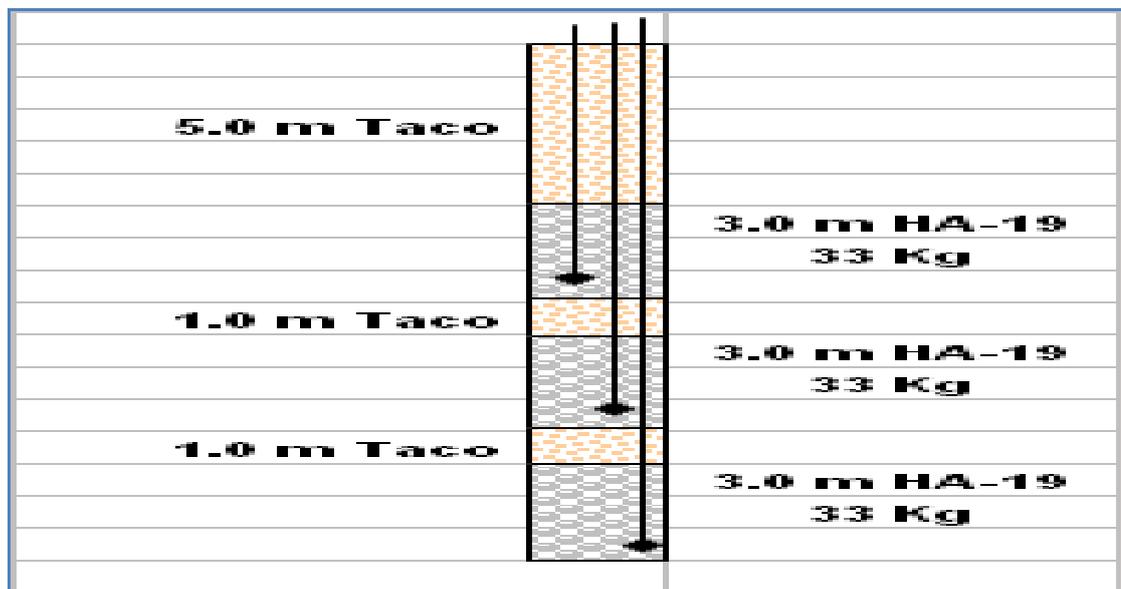


Figura N° 9.19 Diseño de carga propuesto

Fuente: Lucio Pampacata

### 9.9.3 Predicción del Vector Suma

Ingresando las nuevas constantes  $K$  y  $\alpha$ , podemos predecir los niveles máximos de PPV.

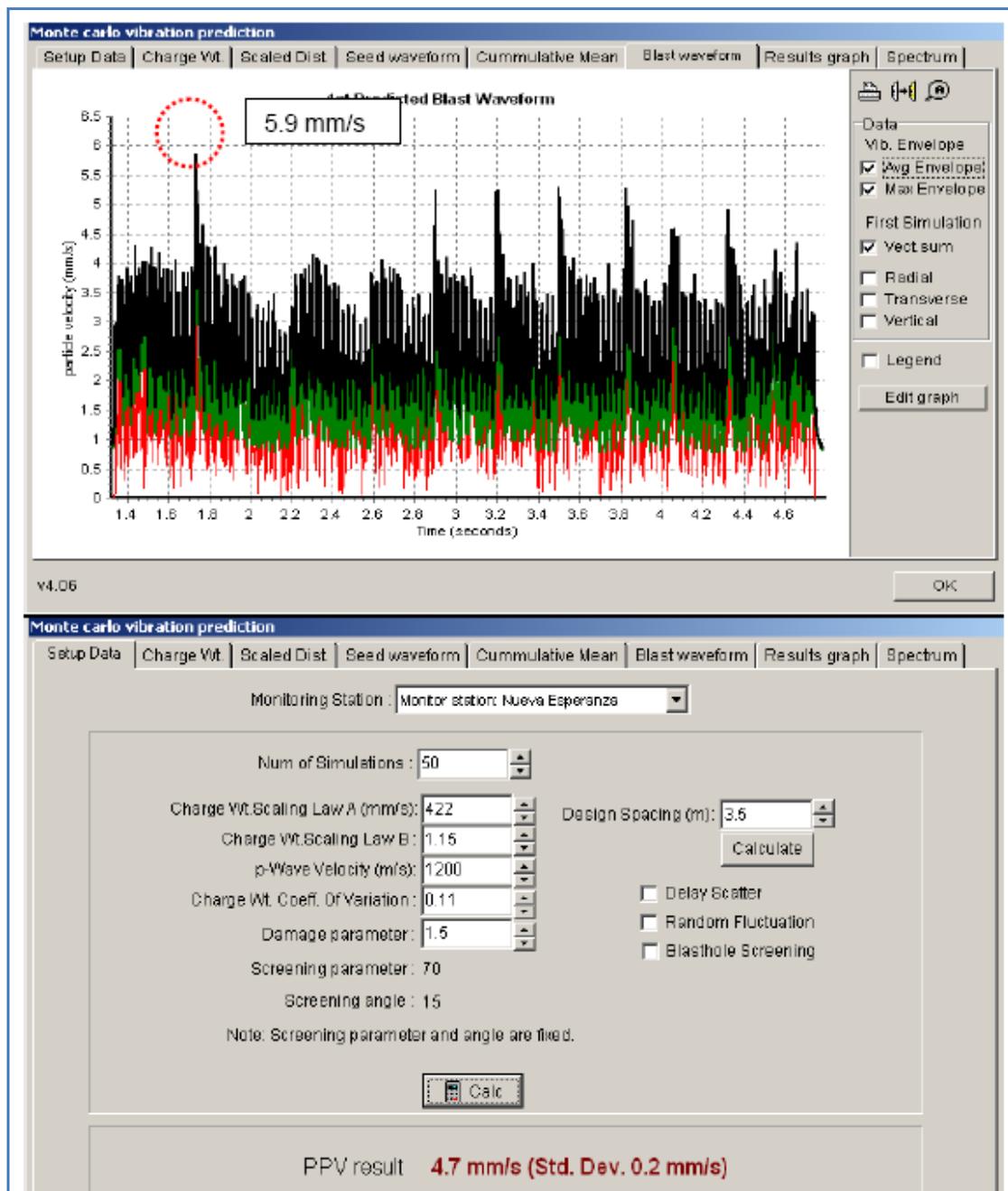


Figura N°9.20 Predicción del PPV promedio y máximo

Fuente: Lucio Pampacata

Según el modelo computacional tenemos un PPV promedio de 4.7 mm/s y un valor máximo de 5.9 mm/s.

### 9.9.4 Carga/retardo vs. Tiempo

En esta grafica se observa que efectivamente en toda la voladura la carga por retardo es 33 Kg/retardo como máximo.

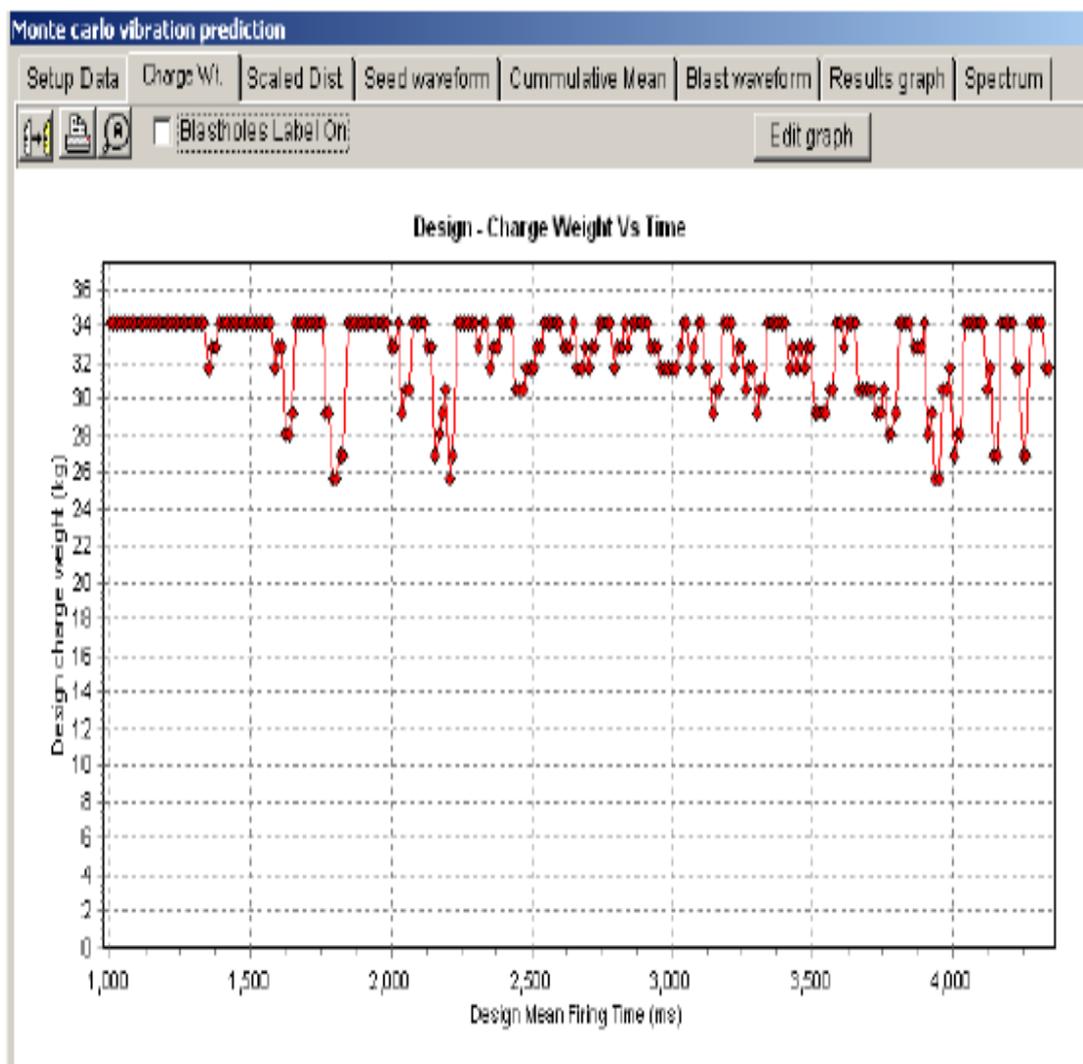


Figura N°9.21 Carga /retardo vs. Tiempo

Fuente: Lucio Pampacata

### 9.9.5 Análisis de Frecuencia

La frecuencia dominante del modelo nos da un valor de 51 Hz.

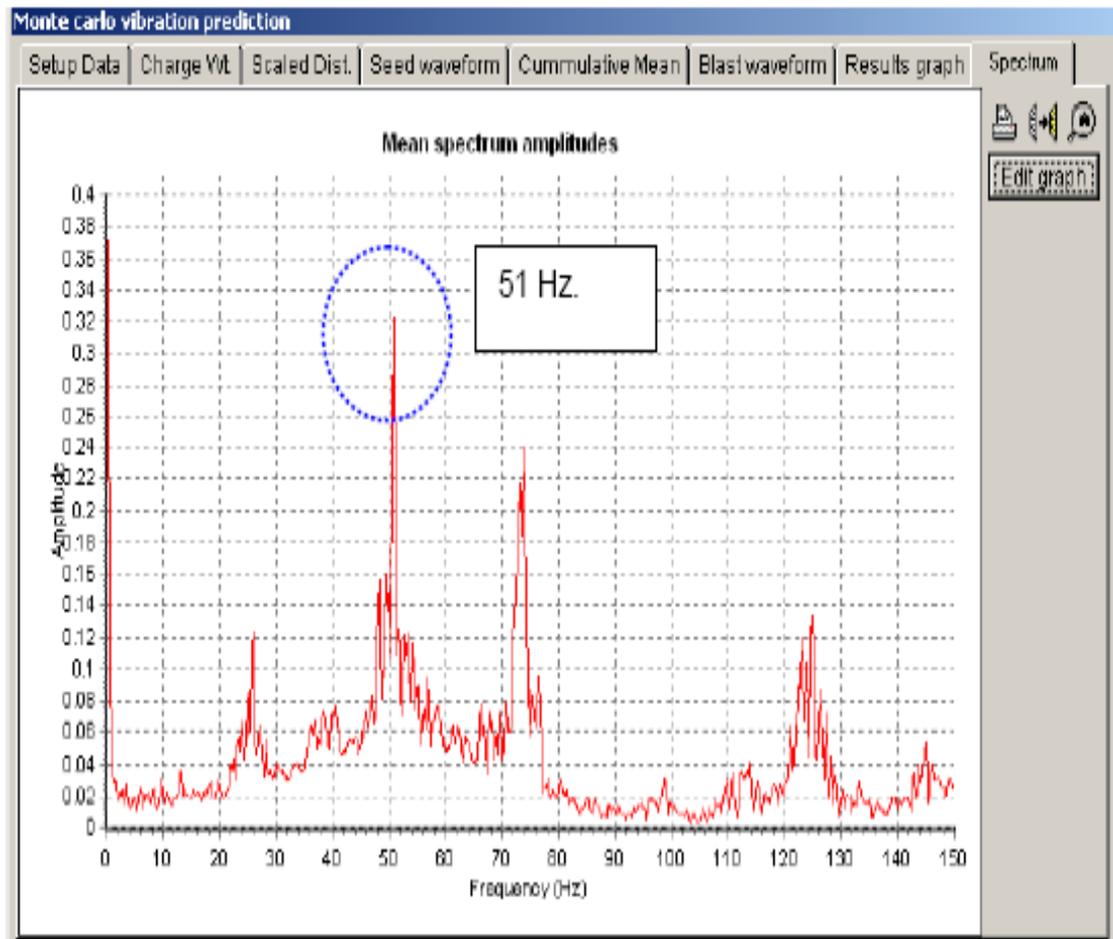


Figura N° 9.22 Análisis de frecuencia

Fuente: Lucio Pampacata

### 9.9.6 Ejecución y resultados de vibraciones

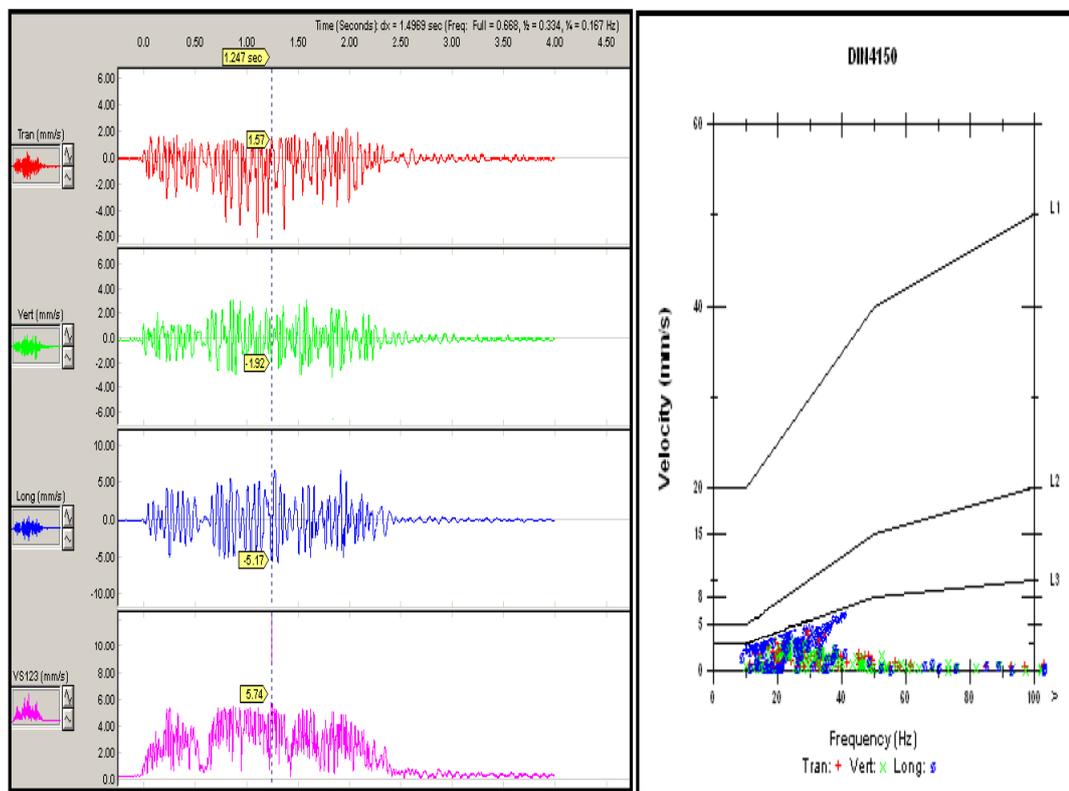


Figura N°9.23 Análisis de frecuencia

Fuente: Lucio Pampacata

En el Gráfico nos da un valor de PPV del vector suma igual **5.74 mm/s**, este resultado es muy cercano a lo predicho, el cual nos indica la seguridad de seguir programando más disparos en dicha zona Según la Norma Alemana DIN4150.



**Figura N°9.24 Resultado de la fragmentación**

Fuente: Lucio Pampacata

**Tabla 9.2: Disparos ejecutados en cantera después de generar el modelo ajustado**

| Disparos ejecutados en cantera después de generar el modelo ajustado |  |   |                                      |
|--|--|---|--------------------------------------|
| Fecha  | Distancia a las paredes de las casas (Nueva Esperanza) | PPV Max. Predicho por el modelo ajustado $\alpha = -1.15$ | PPV real registrado en el sismógrafo |
| 05/02/2013   | 170  | 8.5791  | 6.9875                               |
| 08/03/2013   | 200  | 7.116615  | 6.54189                              |
| 26/03/2013   | 400  | 3.206926  | 2.415945                             |
| 15/04/2013   | 600  | 2.011796  | 1.230155                             |
| 30/04/2015   | 350  | 3.739209  | 3.521458                             |
| 15/05/2015   | 270  | 5.039525  | 4.236589                             |
| 05/06/2015   | 220  | 6.377814  | 5.684125                             |
| 15/06/2015   | 360  | 3.620013  | 3.200456                             |
| 02/07/2015   | 500  | 2.48109   | 2.014123                             |
| 28/07/2015   | 600  | 2.011796  | 1.569823                             |



**Figura N°9.25 Gran equipo humano que trabajo durante las constantes pruebas tanto en cantera como en el trabajo de investigación.**

Fuente: Lucio Pampacata

## CONCLUSIONES

1. Lo importante de esta tecnología, es el de obtener las velocidades pico partículas, para cada una de las cargas explosivas, las que asociadas a las distancias en que se registra dicha detonación conforman una buena base de datos, que permite construir modelos confiables de predicción de vibración, con los cuales se pueden evaluar diferentes modificaciones a los distintos parámetros de la voladura, tales como tipo y cantidad de explosivo según distancia y evaluar el daño potencial que esa vibración puede producir.
2. En el sismógrafo ubicado a 168.5m., nos da un valor de PPV del vector suma igual 12.24 mm/s, este resultado de acuerdo a los registros del camión proporcionado de anfo fue influenciado principalmente por la carga (fue diseñada a 72 Kg. máximo por retardo, sin embargo por problemas de calibración del camión, en algunos taladros se cargó hasta 82 Kg.).

3. Los resultados de vibración a 165.8 m, nos arrojó un nivel máximo de 12.2 mm/s, se puede observar algunos valores por encima de la curva de daño principalmente en la Onda Longitudinal; sin embargo estos nuevos valores nos fueron útiles para ajustar el modelo y determinar la nueva carga /retardo 33 kg, para el caso de estudio, lo cual arrojó velocidades pico partículas muy aproximadas al modelo.
4. El modelo matemático de Devine nos da un valor carga/retardo de 33Kg., esto significa que en taladros mayores a 13 m de altura fue necesario emplear 03 decks por taladro, esto para disminuir los niveles de vibraciones.
5. Las vibraciones producidas por las voladuras y el conocimiento de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso, permiten estimar la probabilidad de ocasionar daño en dicho macizo. Los altos niveles de vibración pueden dañar la roca, produciendo fracturas nuevas o extendiendo y dilatando fracturas existentes. La vibración en este contexto, puede ser considerada como un esfuerzo o deformación del macizo rocoso.
6. Influye también en los resultados el comportamiento del macizo rocoso a lo largo del recorrido de la onda desde el punto de detonación hasta la zona del geófono, esto debido a la atenuación de su velocidad ya sea el medio de transporte; roca, arena, grava, etc.
7. Establecer puntos estratégicos de monitoreo para controlar las vibraciones inducidas por la voladura de rocas fue importante para proteger las estructuras de la ciudad, ya que esto contribuye al bienestar y posicionamiento estable de la minera en caso de denuncias por daños a terceros.

8. Se debe usar el método de la velocidad pico partícula (PPV), para evaluar y cuantificar las vibraciones inducidas por la voladura de rocas, porque este método ha demostrado dar resultados confiables, para evaluar los diferentes criterios de daños postulados por varios investigadores.
9. Es importante recalcar la necesidad de implementar laboratorios con equipos y simuladores para fortalecer los conocimientos de los futuros ingenieros, contar con su propio campo de pruebas y Laboratorio de Ingeniería de Explosivos y Voladura de Rocas, esto conllevará a la seguridad de nuestros egresados en desenvolverse y adaptarse en su centro de trabajo.
10. Gracias a este modelo propuesto se desarrollaron más voladuras en dicha zona no afectando las estructuras aledañas, esto con previo consentimiento al retiro de las poblaciones de las zonas afectadas al radio de influencia por temas de seguridad.

## **BIBLIOGRAFÍA**

1. DENIS DA GAMA, C." Ruido y vibraciones relacionadas con el uso de Explosivos y Equipos". Primer Seminario de Comunicaciones y Auditorías Ambientales Internas. División de Minas y Canteras del instituto geológico y minero, Portugal, 1998.
2. VIDAL NAVARRO TORRES, PH.D, PEDRO MARQUES BERNARDO, M.SC. "El blastware iii como herramientas para la prevención y control ambiental de vibraciones en voladuras", Universidad Técnica de Lisboa 2004.
3. DOWDING, C.H.: "Blast Vibration Monitoring and Control, Prentice Hall, Inc, Englewood Cliffs, New Jersey, 1985.
4. FERAHIAN, R. H & H. S. WARD: "Vibrations Environmental in Laboratory Buildings" National Research Council of Canada, Division of Building Research, 1970.

5. CRUM, S. V., D. E. SISKIND, W. E. PIERCE AND K. S. RADCLIFFE:  
“Ground Vibration and Airblasts Monitored in Swedesburg”, Pennsylvania,  
from blasting at the McCoy Quarry. Contract Research Rept. By the U.S  
Bureau of Mines for the Pennsylvania, 1997.
6. HOEK E. / ET BROWN, “Excavaciones subterráneas en roca”, Marzo 1985.
7. LOPEZ JIMENO, “Manual de Perforación”, 2da Edición.
8. JESÚS A. PASCUAL DE BLAS, “Problemática de las vibraciones en las  
voladuras. Medición, control y regulación legal”.
9. C. SCHERPENISSE, G. SILVA, A. MUSIC & I. HUMERES, *N° 08 Estrategia  
A La Problemática Ambiental.*
10. . C. SCHERPENISSE, Curso De Perforación Y Voladura para Orica.
11. EMPRESA ENAEX DE CHILE, II Curso De Tronadura De Enaex A Cielo  
Abierto.
12. F. GIRALDO, J. POMA, M. MENDOZA, Memo Im-I-M-152-Determinacion  
Del Abaco Para Criterio De Daño Por Efectos De Voladuras En Lq2c.
13. HOLMBERG, JOHANSSON, “Control De Daño En Tronaduras En Minería  
Civil Y Construcción”, Viña Del Mar, Chile 1999.

## ANEXOS

### CÁLCULO DE LAS CONSTANTES SEGÚN MODELO DEVINE

La regresión potencial tiene por ecuación:

$$Y = \alpha \cdot X^{\beta}$$

Y la regresión recíproca es:

$$Y = \frac{1}{\alpha + \beta \cdot X}$$

Para el primer caso los valores siguen una ley potencial. La ecuación está dada por:

$Y = \alpha \cdot X^{\beta}$  tomando logaritmos en ambos miembros, queda:

$$\log Y = \log \alpha + \beta \cdot \log X$$

Donde las constantes  $\alpha$  y  $\beta$  quedan fijadas al resolver simultáneamente las ecuaciones:

**Sistema de ecuaciones logarítmicas**

$$\begin{cases} \Sigma \log Y = \log \alpha \cdot N + \beta \cdot \Sigma \log X \\ \Sigma \log X \cdot \log Y = \log \alpha \cdot \Sigma \log X + \beta \cdot \Sigma (\log X)^2 \end{cases}$$

Para el segundo caso, la ecuación está dada por  $Y = 1/(\alpha + \beta \cdot X)$  entonces invirtiendo, la misma expresión se puede escribir  $1/Y = (\alpha + \beta \cdot X)/1$  o sea:

$$Y = \frac{1}{\alpha + \beta \cdot X} \Rightarrow \frac{1}{Y} = \alpha + \beta \cdot X$$

Donde las constantes  $\alpha$  y  $\beta$  quedan fijadas al resolver simultáneamente las ecuaciones:

$$\begin{cases} \Sigma \frac{1}{Y} = \alpha \cdot N + \beta \cdot \Sigma X \\ \Sigma X \cdot \frac{1}{Y} = \alpha \cdot \Sigma X + \beta \cdot \Sigma X^2 \end{cases}$$

### Cálculo I

De acuerdo al modelo de vibraciones de Devine se calculó por el método de mínimos cuadrados ajustando a una regresión potencial

| DISTANCIA (D) | CARGA (Q) | Y (PPV)      | X (D/ $\sqrt{Q}$ ) | Log X           | Log Y           | Log X · Log Y     | (Log X) <sup>2</sup> |
|---------------|-----------|--------------|--------------------|-----------------|-----------------|-------------------|----------------------|
| 8             | 5.45      | <b>82.15</b> | <b>3.426823</b>    | 0.534892        | 1.914608        | 1.024107765       | 0.286109             |
| 8.9           | 5.45      | <b>86.63</b> | <b>3.812341</b>    | 0.581192        | 1.937668        | 1.126156849       | 0.337784             |
| 10            | 5.45      | <b>88.93</b> | <b>4.283529</b>    | 0.631802        | 1.949048        | 1.23141212        | 0.399173             |
| 11.3          | 5.45      | <b>56.04</b> | <b>4.840388</b>    | 0.68488         | 1.748498        | 1.197511733       | 0.469061             |
| 12.8          | 5.45      | <b>51.35</b> | <b>5.482918</b>    | 0.739012        | 1.71054         | 1.264109436       | 0.546138             |
| 14.4          | 5.45      | <b>31.21</b> | <b>6.168282</b>    | 0.790164        | 1.494294        | 1.180737501       | 0.62436              |
| 10            | 5.45      | <b>61.35</b> | <b>4.283529</b>    | 0.631802        | 1.787815        | 1.12954437        | 0.399173             |
| 10.8          | 5.45      | <b>48.21</b> | <b>4.626212</b>    | 0.665226        | 1.683137        | 1.119665747       | 0.442525             |
| 11.7          | 5.45      | <b>57.66</b> | <b>5.011729</b>    | 0.699988        | 1.760875        | 1.23259043        | 0.489983             |
| 12.8          | 5.45      | <b>40.06</b> | <b>5.482918</b>    | 0.739012        | 1.602711        | 1.18442217        | 0.546138             |
| 14.1          | 5.45      | <b>34.08</b> | <b>6.039776</b>    | 0.781021        | 1.5325          | 1.196914147       | 0.609994             |
| 15.6          | 5.45      | <b>24.71</b> | <b>6.682306</b>    | 0.824926        | 1.392873        | 1.149017426       | 0.680503             |
| Sumatorias    |           |              |                    | <b>8.303915</b> | <b>20.51457</b> | <b>14.0361897</b> | <b>5.830942</b>      |

Reemplazando los valores en el sistema de ecuaciones logarítmicas:

$$\begin{cases} 12 x_1 + 8.30391 x_2 = 20.5145 \\ 8.30391 x_1 + 5.83094 x_2 = 14.0361 \end{cases}$$

Donde

$$X_1 = \text{Log } \alpha = 3.014834376$$

**Donde  $\alpha = 1034.858$**

$$X_2 = \beta = -1.8862722019 = -1.89$$

## Cálculo II

De acuerdo al modelo de vibraciones de Devine se calculó por el método de mínimos cuadrados ajustando a una regresión potencial incluyendo los dos nuevos valores.

| DISTANCIA (D) | CARGA (Q) | Y (PPV)      | X (D/ $\sqrt{Q}$ ) | Log X           | Log Y           | Log X. Log Y       | (Log X) <sup>2</sup> |
|---------------|-----------|--------------|--------------------|-----------------|-----------------|--------------------|----------------------|
| 8             | 5.45      | <b>82.15</b> | <b>3.426823</b>    | 0.534892        | 1.914608        | 1.024107765        | 0.286109             |
| 8.9           | 5.45      | <b>86.63</b> | <b>3.812341</b>    | 0.581192        | 1.937668        | 1.126156849        | 0.337784             |
| 10            | 5.45      | <b>88.93</b> | <b>4.283529</b>    | 0.631802        | 1.949048        | 1.23141212         | 0.399173             |
| 11.3          | 5.45      | <b>56.04</b> | <b>4.840388</b>    | 0.68488         | 1.748498        | 1.197511733        | 0.469061             |
| 12.8          | 5.45      | <b>51.35</b> | <b>5.482918</b>    | 0.739012        | 1.71054         | 1.264109436        | 0.546138             |
| 14.4          | 5.45      | <b>31.21</b> | <b>6.168282</b>    | 0.790164        | 1.494294        | 1.180737501        | 0.62436              |
| 10            | 5.45      | <b>61.35</b> | <b>4.283529</b>    | 0.631802        | 1.787815        | 1.12954437         | 0.399173             |
| 10.8          | 5.45      | <b>48.21</b> | <b>4.626212</b>    | 0.665226        | 1.683137        | 1.119665747        | 0.442525             |
| 11.7          | 5.45      | <b>57.66</b> | <b>5.011729</b>    | 0.699988        | 1.760875        | 1.23259043         | 0.489983             |
| 12.8          | 5.45      | <b>40.06</b> | <b>5.482918</b>    | 0.739012        | 1.602711        | 1.18442217         | 0.546138             |
| 14.1          | 5.45      | <b>34.08</b> | <b>6.039776</b>    | 0.781021        | 1.5325          | 1.196914147        | 0.609994             |
| 15.6          | 5.45      | <b>24.71</b> | <b>6.682306</b>    | 0.824926        | 1.392873        | 1.149017426        | 0.680503             |
| 165.8         | 82        | <b>12.2</b>  | <b>18.30955</b>    | 1.262678        | 1.08636         | 1.371722224        | 1.594355             |
| 825.9         | 82        | <b>1.99</b>  | <b>91.2054</b>     | 1.960021        | 0.298853        | 0.585758168        | 3.841681             |
| Sumatorias    |           |              |                    | <b>11.52661</b> | <b>21.89978</b> | <b>15.99367009</b> | <b>11.26698</b>      |

Reemplazando los valores en el sistema de ecuaciones logarítmicas:

$$\begin{cases} 14 x_1 + 11.5266 x_2 = 21.8997 \\ 11.5266 x_1 + 11.2669 x_2 = 15.9936 \end{cases}$$

Donde:

$$X_1 = \text{Log } \alpha = 2.508206$$

$$\text{Donde } \alpha = 322.5599 = 323$$

$$X_2 = \beta = -1.146487 = -1.15$$

### CALCULO DE LA VELOCIDAD DE LA ONDA "P" CON DATOS GEOTECNICOS REALES

$$V_{\text{onda P}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}}$$

**Donde:**

Módulo de Elasticidad = (E)

Densidad = ( $\rho$ )

Coefficiente de Poisson = ( $\nu$ )

Resistencia a Tracción ( $\sigma^t$ ) = (Mpa.)

**Datos geotécnicos:**

|            | Litología                        | Puzolana |
|------------|----------------------------------|----------|
| E          | Módulo de elasticidad (Mpa.)     | 2.5      |
| $\rho$     | Densidad ( Kg./m <sup>3</sup> )  | 1500     |
| $\nu$      | Coefficiente de Poisson          | 0.13     |
| $\sigma^t$ | Resistencia a la tracción (Mpa.) | 0.5-1.0  |

Reemplazando valores:

$$V_{\text{onda P}} = \sqrt{\frac{2500000000 (1 - 0.13)}{1500 \times (1 - 2 \times 0.13)(1 + 0.13)}}$$

$$V_{\text{onda P}} = 1316.828 \text{ m/s}$$

Por lo que obtenemos como resultado un valor de 1316.828 m/s, lo cual comparado con la velocidad de Onda de los registros sismográficos (1203 m/s), nos muestra que el valor obtenido en el campo guarda concordancia con los resultados teóricos.

### **ANTECEDENTES DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN**

Anteriormente para obtener la materia prima, se emplearon picotones, tractores, pero debido al costo elevado, se tuvo que emplear un método más económico, es por esta razón se realizó el empleo de voladura, previa evaluación de vibraciones para no perjudicar a las poblaciones aledañas.



Figura N°1: El avance del martillo al día martes 15 de enero en la mañana (5 días). Empezó a trabajar el día jueves 10 a las 4:00 pm, solo trabaja en el turno de día de lunes a sábado, aproximadamente 10 hrs. diarias.

Fuente: Lucio Pampacata



Figura N° 2: El avance del martillo al día domingo 20 de enero en la mañana. Lleva un 65% de avance con un total de 52 hrs trabajadas aproximadamente. Fue solicitado el tractor para mover el material y extraer las partes suaves del banco para priorizar el trabajo del martillo a las partes de mayor dureza.

Fuente: Lucio Pampacata