

1. INTRODUCCIÓN

La empresa MINEROSIDERÚRGICA DE PONFERRADA, S.A. (en lo sucesivo MSP), ha solicitado la realización de un estudio que, contemplando los aspectos geológicos, geomecánicos y mineros pertinentes, analice la estabilidad de sus explotaciones, concretamente en la mina "Paulina".

La zona de estudio se encuentra situada en la provincia de León, en la comarca de Laciana, incluida en la hoja 101 del Mapa Topográfico Nacional a escala 1:50.000, concretamente entre las coordenadas geográficas: 6°27'÷6°28' de longitud Oeste y 42°58'÷ 42°59' de latitud Norte, tal como se ve en la figura 1.

La mina "Paulina" está situada próxima al Alto del Charquín o de Carraspal (1573 m s.n.m.), orientada al N y en una zona de alta montaña caracterizada por la existencia de relieves abruptos y por una climatología extrema.

La concesión de la mina tiene aproximadamente 4 km. de material Estefaniense. Se explotan dos paquetes, uno de muro y otro de techo, pertenecientes al flanco norte del Sinclinal de Cerrredo, siendo las principales capas de carbón la Capa II y la Capa IV (dentro del paquete de muro) y las capas Patricia, Sucia y Berta (del paquete de techo).

La extracción del carbón se realiza mediante minería de montaña. La mina subterránea está constituida por cinco pisos y los tres superiores están situados a cotas de 1582 m (5º piso), 1497 m (4º piso) y 1410 m (3º piso) sobre el nivel del mar. La sección de los transversales y las guías es de 3,20 m de ancho y 2,40 m de altura. Tanto el plano topográfico de la zona como el de labores se adjuntan en el Anexo I.

2. PROBLEMÁTICA PLANTEADA Y ALCANCE DEL ESTUDIO

Las capas Berta y Patricia tienen una morfología "bivena". La explotación de la vena de techo que plantea la empresa puede inducir a tener ciertas dudas sobre la estabilidad de las explotaciones, al dejar la capa de muro sin extraer. Por otra parte, la presencia de estratos rígidos situados a techo de la capa, unido a la utilización de madera, que no se recupera, como sostenimiento habitual del taller, puede retrasar el hundimiento y provocar fuertes descargas de tensiones que comprometan la estabilidad del taller.

En este estudio se plantea un análisis teórico del comportamiento de estos talleres. En particular se estudia una "explotación tipo", pues la morfología de las capas Patricia y Berta es similar, y a partir de ella se extienden las conclusiones a todas las capas tras realizar un análisis cualitativo de comprobación.

En todo el estudio se tiene presente el contenido de la propuesta de ITC sobre sostenimiento de explotaciones 04.6.06. Por ello en su momento, si fuera necesario podría utilizarse información recogida en él para realizar los correspondientes estudios y planes de sostenimiento a los que se hace referencia en la mencionada ITC.

3. METODOLOGÍA DE ESTUDIO

Una vez evaluada la problemática existente en la mina se aplica una metodología de trabajo consistente en caracterizar geotécnica y geomecánicamente el macizo rocoso y realizar un análisis tensodeformacional de los talleres para, tras entender el mecanismo de funcionamiento de los mismos, determinar si las explotaciones se realizan de acuerdo con una práctica minera adecuada.

La metodología de trabajo ha requerido realizar tres grupos de actividades que se definen a continuación:

- Trabajos de campo.
- Ensayos de laboratorio.
- Trabajos de gabinete.

3.1 Trabajos de campo

- 1) Visitas a la mina, en las que se efectuó una inspección detallada de los diferentes pisos (3º, 4º y 5º) y de las tres capas de interés.
- 2) Toma de datos de discontinuidades y estratificación, consistentes en medidas de dirección, buzamiento, relleno, continuidad, apertura, espaciado, rugosidad y grado de meteorización de las discontinuidades del macizo.
- 3) Ensayo de rebote en diversos materiales con el martillo Schmidt.
- 4) Toma de muestras para su posterior ensayo en el laboratorio.
- 5) Fotografiado de las capas y talleres.
- 6) Realización de ensayos con placa de carga en el taller de Berta, con el fin de caracterizar el muro de las capas.

3.2 Ensayos de laboratorio

- 1) Peso Específico.

- 2) Resistencia a compresión simple con y sin medida de deformación.
- 3) Resistencia a tracción.

3.3 Trabajos de gabinete

- 1) Estimación de los valores de resistencia a compresión simple a partir de los valores del rebote mediante la fórmula de Miller.
- 2) Estudio de la diaclasación (DIPS).
- 3) Caracterización geomecánica del macizo rocoso.
- 4) Estudio de la estabilidad de las cuñas formadas (programa UNWEDGE).
- 5) Análisis del sostenimiento mediante métodos numéricos (programas FLAC y ALMEC).
- 6) Análisis del sostenimiento atendiendo a los resultados obtenidos y a la Propuesta de ITC 04.6.06 "Sostenimiento de Explotaciones" de Junio-96. Se destaca en este sentido que este estudio, de forma tácita, responde a lo requerido en dicho proyecto de ITC.
- 7) Conclusiones y recomendaciones de índole práctico.

4. GEOLOGÍA GENERAL

La geología de la zona está descrita en la hoja 101 de Villablino del MAGNA, elaborado por el Instituto Geológico y Minero (ver figura 2) y correspondiente al área de Villablino. En este área se encuentra el límite entre la Zona Cantábrica y la Zona Asturoccidental-Leonesa con diferentes características estratigráficas y tectónicas. El Antiforme del Narcea corresponde a la parte más externa del Arco Astúrico, limitada hacia el Este por la Unidad Somiedo-Correcilla (Zona Cantábrica) y hacia el Oeste por la Unidad del Navia-Alto Sil (Zona Asturoccidental-Leonesa).

La mina “Paulina” se encuentra ubicada en la Cuenca Rengos-Villablino, dentro del mencionado Antiforme del Narcea. Las capas de carbón explotadas en esta mina están afectadas por el Sinclinal de Cerredo, aflorando en el flanco Norte del sinclinal.

4.1 Estratigrafía

La zona está constituida por materiales precámbricos y paleozoicos, además de pequeños retazos de materiales terciarios y cuaternarios.

Los materiales precámbricos forman parte del núcleo del Antiforme del Narcea, sobre el que se deposita discordantemente el Paleozoico. Sobre este conjunto Precámbrico-Paleozoico, se halla discordante el Estefaniense de la cuenca de Villablino, dispuesto en una banda que atraviesa la hoja de Oeste a Este en la zona norte y presenta características propias de una sedimentación límnic post-orogénica.

Finalmente los depósitos cuaternarios son de varios tipos: Coluviones, aluviones y deslizamientos de ladera.

A continuación se describen las unidades litológicas que se encuentran en el Antiforme del Narcea y la Zona Asturoccidental-Leonesa, comenzando por los materiales más antiguos.

MAPA GEOLÓGICO

4.1.1 Precámbrico

Se trata de una alternancia rítmica de pizarras, areniscas y cuarcitas con algunos niveles de pórfidos ocupando el núcleo del Antiforme del Narcea.

4.1.2 Paleozoico Inferior

Se pueden distinguir una serie de formaciones cuyas edades abarcan desde el Cámbrico Inferior hasta el Ordovícico Medio y son las siguientes:

- **Formación Cándana** (Cámbrico Inferior)- Es una formación equivalente a la que en la Zona Cantábrica se denomina Formación Herrería. Está constituida fundamentalmente por una serie detrítica que, de muro a techo, consta de conglomerados, cuarcitas beigeas con ciertos niveles de pizarras, areniscas beigeas y rosáceas, pizarras verdes y beigeas y presencia de dolomías con estratos de escasa potencia.
- **Formación Vegadeo** (Cámbrico Inferior-Medio)- Se corresponde con la caliza de Láncara de la Zona Cantábrica. Está constituida por calizas marmóreas y dolomías masivas. Desde el punto de vista hidrogeológico es la formación más interesante ya que al ser carbonatada lleva asociada una importante permeabilidad por disolución.
- **Serie de Los Cabos** (Cámbrico Medio-Ordovícico Inferior)- Constituyen los materiales más modernos dentro de este grupo, de naturaleza detrítica y formados fundamentalmente por cuarcitas y alternancias de areniscas y pizarras. Dentro de esta serie se diferencian tres tramos. El inferior comienza por pizarras y margas verdes y en él abundan cuarcitas blancas o verdosas con intercalaciones de pizarras. El siguiente tramo lo componen alternancias de areniscas y pizarras grises. Finalmente el último tramo está formado por cuarcitas blancas.

- **Pizarras de Luarca** (Ordovícico Medio)- Comienza con pequeños lechos de pizarras negras que progresivamente van aumentando de espesor a la vez que disminuyen los niveles cuarcíticos hasta llegar a ser una formación potente y homogénea de pizarras negras.

4.1.3 Paleozoico Superior

Corresponde a materiales del Carbonífero, concretamente del Estefaniense, que se apoyan discordantemente tanto sobre materiales precámbricos como paleozoicos. Afloran a lo largo de una franja que cruza de W-E constituyendo la cuenca de Villablino, con una extensión lineal de unos 95 km.

Es una sucesión detrítica muy potente de aproximadamente 1200 m, que comienza por un conglomerado de matriz arenosa y cantos de cuarcita, una serie de ciclotemas formados por areniscas de color gris, areniscas arcillosas, pizarras arenosas de color verdoso y pizarras negras que hacia techo se van haciendo carbonosas y pasan a capas de carbón; a veces existen niveles de conglomerados en la base de los ciclos, pero de poco espesor (40÷50 cm). En general los ciclotemas se hacen más incompletos hacia el techo de la formación. También son frecuentes los cambios laterales de facies.

Los conglomerados están constituidos por cantos bien redondeados, centimétricos, de cuarzo, arenisca y pizarra en una matriz silíceo. El tamaño de los cantos decrece hacia el techo de la serie.

Las capas de carbón presentan una potencia variable, desde 0,40 a 3 m.

En cuanto al medio de depósito, la abundancia de fósiles continentales, presencia de carbón y estructuras sedimentarias indican un medio predominantemente continental. Se trata de un medio palustre desarrollado sobre un área tectónicamente activa, con la presencia de importantes sistemas de canales fluviales, llanuras de inundación y pantanos, y con una o dos transgresiones marinas a lo largo de su historia, dando lugar a lo que se denomina una cuenca límnic.

4.1.4 Depósitos cuaternarios

Están asociados a la existencia de valles. Son principalmente de dos tipos: depósitos aluviales o aluviones asociados a depósitos de río, constituidos por cantos de tamaño elevado, muy redondeados, con poca matriz; y depósitos de ladera o coluviones, constituidos por una matriz limo-arcillosa de color pardusco que está englobando cantos angulosos y subangulosos de pizarras y areniscas.

También se observa la existencia de conos de deyección cuya formación se ve favorecida por la presencia de fuertes desniveles.

4.2 Tectónica

Dentro del área de estudio se pueden distinguir tres fases principales de deformación: la deformación Pre-Hercínica, que afecta a materiales precámbricos, la deformación Hercínica, que afecta tanto al Precámbrico como al Paleozoico y finalmente, la deformación Post-Hercínica.

4.2.1 Fase Pre-Hercínica

La presencia de una discordancia angular en la base del Cámbrico muestra la existencia de un plegamiento de los materiales Precámbricos, aunque su intensidad, naturaleza y dirección son difíciles de precisar debido a las deformaciones hercínicas posteriores.

Los pliegues precámbricos son de gran radio, sin esquistosidad ni metamorfismo.

4.2.2 Fase Hercínica

Se pueden distinguir tres fases de plegamiento. La fase primera es la más intensa, dando lugar a un plegamiento penetrativo a todas las escalas, vergente al NE, aunque en la actualidad las capas tienden a la subverticalidad debido a las deformaciones en fases posteriores. Los planos originales tienen una dirección N-S y producen una esquistosidad de plano axial.

La segunda fase origina cabalgamientos, con desarrollo de estructuras menores localizadas en algunos tramos poco competentes próximos al cabalgamiento. A este tipo de estructuras pertenece el cabalgamiento que repite parte de la Serie de Los Cabos. Su superficie es paralela a la estratificación y en general a las estructuras de la primera fase.

Este paralelismo es general en todos los cabalgamientos originados en esta fase, aunque a veces se pueden observar pliegues cortados por ellos.

La tercera fase repliega las estructuras originadas en las fases anteriores y es la responsable de la estructura general del área. A escala regional se trata de grandes pliegues muy abiertos y de plano axial subvertical o vergentes al Sur. En esta zona existe uno de gran importancia, el Antiforme del Narcea, responsable de la verticalización de la Zona Asturoccidental-Leonesa. Esta fase va acompañada por varias estructuras menores, como pliegues decimétricos (desarrollados sobre todo en pizarras) de tipo chevron, con flancos rectos y charnela aguda, en los que a veces aparece una superficie de discontinuidad en el plano axial y en la vertical pasan a ser kink-bands.

4.2.3 Fase Post-Hercínica

Posteriormente a la Orogenia Hercínica se produjeron unas fases tectónicas que dieron lugar a una fuerte compresión lo que provoca fracturas de dirección E-W, siendo la mayoría fallas inversas, que se manifiestan como cabalgamientos. Entre éstas es importante destacar la Falla de Villablino. La compresión dio lugar también a la formación de estructuras plegadas como es el caso del Sinclinal de Cerredo, que pliega el Estefaniense y lo falla a lo largo del eje del sinclinal. Como consecuencia las pendientes medias en la rama norte oscilan entre 30° y 45° y las de la rama sur son de 70°.

Al cesar los empujes de estas fases post-hercínicas se producen una serie de fallas de distensión de tipo radial que afectan al Estefaniense, con orientaciones de NW-SE y NE-SW.

4.3 Actividad sísmica

Dada la proximidad con la zona de Becerreá (Lugo), donde se han venido registrando relativamente importantes movimientos sísmicos desde hace aproximadamente dos años, parece interesante estudiar la presencia de actividad sísmica en la región, por si esto pudiera tener alguna incidencia en la estabilidad de los talleres.

Se pensó que una buena referencia podría ser el conocimiento de la actividad sísmica del mes de octubre de 1996, ya que fue el 18-10-96 cuando ocurrió el fatídico accidente en el taller de la capa Berta, del que no se conoce con exactitud el mecanismo que lo desencadenó.

Para ello se recurrió al Instituto Geográfico Nacional, concretamente al Área de Geodesia y Geofísica. Los datos recibidos nos muestran que la Red Sísmica Nacional, ha registrado una serie de sismos con epicentro en la región de León, durante el mes de Octubre de 1996.

Los sismos registrados tienen su epicentro en Sena de Luna (León), con las siguientes características:

Día	Hora	Magnitud	Intensidad
12 - X - 96	23:26	3.6	III
13 - X - 96	3:51	3.1	–
28 - X - 96	6:31	3.4	–

Cada movimiento sísmico provoca una descarga de la energía acumulada, mediante la liberación de tensiones. Estas tensiones pueden estar asociadas a la presencia de fallas u otras estructuras tectónicamente activas en la actualidad. De este modo, después de cada movimiento sísmico, se produciría un momento de relajación de las distintas estructuras.

Este periodo de relajación no es necesariamente inmediato al movimiento sísmico, llegando a producirse horas, días e incluso semanas más tarde. Así, teniendo en cuenta los sismos registrados en la zona los días 12 y 13 de Octubre de 1996 se puede considerar que han podido repercutir en la mina, aunque tampoco puede decirse que sean la causa desencadenante del deslizamiento del muro en el taller.

4.4 Hidrogeología

Los materiales precámbricos están formados principalmente por pizarras con permeabilidad casi nula, lo que se traduce en una escasa acumulación y circulación de aguas subterráneas.

El Estefaniense posee características más favorables, para la circulación, sobre todo los niveles detríticos más groseros, que aunque estén desconectados entre sí por las numerosas capas de pizarras impermeables, pueden ser comunicados por la presencia de fracturas. Hay que tener en cuenta que la zona está afectada por explotaciones subterráneas de carbón (además de las propias, existen explotaciones vecinas situadas por encima) que generan grietas y fracturas que pueden funcionar como canales para la filtración del agua.

Por tanto puede decirse que la presencia de agua es permanente en mayor o menor grado, aunque se aprecia una clara influencia estacional. Este agua, además de generar problemas de incomodidad en el trabajo, puede afectar geomecánicamente a las explotaciones. Sobre este segundo aspecto se tratará de profundizar en este estudio.

5. GEOLOGÍA LOCAL

A continuación se hace una revisión de la geología local de la mina. Con ello se tiene una base de partida para la modelización posterior y se responde a lo dispuesto en la ITC 04.0.00 a la que se ha hecho referencia.

5.1 Descripción de los paquetes

Con los datos obtenidos en las visitas realizadas a la explotación, en los transversales y en los frentes de las guías de las capas se ha podido reconstruir un corte estratigráfico de las capas de carbón que se explotan en la mina. Un corte geológico de la mina aparece reflejado en el Anexo II.

La columna estratigráfica de los materiales Estefanienses de esta zona (de muro a techo) es la siguiente:

- **Paquete de muro:** Está constituido por doce capas de carbón, destacando fundamentalmente las capas I, II, III y IV, de las cuales sólo se explotan en la actualidad las Capas II y IV:
 - **Capa IV :** Tiene una potencia media de 0,80 m.
 - Nivel Pizarroso de aproximadamente 25 m.
 - **Capa III:** Capa de carbón de escasa potencia que no se explota.
 - Pizarras de espesor unos 60 m.
 - **Capa II:** Presenta una potencia media de 0,80m.
 - Niveles pizarrosos durante unos 20 m.
 - m de areniscas.
 - **Capa I:** Tiene una potencia media de 0,60 m.
 - Nivel de conglomerados de unos 10 m.

- Areniscas con una potencia media de 60 m.
- **Paquete de techo:** Situado a techo de la Capa I y constituido por las capas Patricia, Sucia y Berta que son objeto de estudio en este trabajo. La distancia entre las capas es de 130 m entre Patricia y Sucia, y de 11÷12 m entre Sucia y Berta.

Estas capas presentan una dirección y buzamiento de aproximadamente 198°/40°÷45°.

- **Patricia :** Tiene una potencia media de 1,90 m. Aparece entre dos niveles pizarrosos uno situado a muro de la capa y otro a techo. Este nivel pizarroso de techo (carbonero) tiene una potencia de 55 cm, de los cuales, los últimos 10 cm son más arcillosos.
 - Areniscas de 60 m de potencia.
 - Nivel pizarroso.
 - Arenisca extremadamente dura con una potencia media de 70 m.
- **Sucia:** Dista 130 m de la capa anterior y su potencia media es de 1 m.
 - Pizarras de 11 m de potencia aproximadamente.
- **Berta:** Se encuentra a tan sólo 11÷12 m de la capa Sucia. Tiene una potencia media de 1,70 m.

A techo de la capa se presentan los siguientes materiales:

- Costero de 1 m, constituido por pizarras fuertes, con superficie de despegue a techo.
- ÷2 m de pizarras fuertes alternando con niveles areniscosos.
- Areniscas de 130 m de potencia aproximadamente.

5.2 Descripción de las capas

Durante las visitas realizadas a la mina se han recogido datos del muro y techo de cada capa. A continuación se pasa a describir desde el punto de vista estratigráfico, dichas capas, tal como se encuentran en los frentes de las guías de cada piso o en sus afloramientos. Los puntos de estudio se reflejan en el plano de labores con caracterización de las galerías del Anexo II. En el Anexo III se presentan las fotografías de los frentes de las guías de cada capa de un afloramiento de Patricia en el exterior del 5º piso y del taller de Patricia entre el 4º y 3º piso.

La estructura de las capas es similar en todas ellas, ya que están constituidas por dos venas (conocidas como vena de muro y vena de techo) separadas por un estéril. De estas dos venas, se explota únicamente la de techo.

En general, el porcentaje de cenizas de las capas del Paquete Muro está entre el 7% y el 8%. En el caso de las capas del Paquete Techo, la vena de techo tiene un 20% de cenizas, pero si consideramos el conjunto vena de muro- materiales carbonosos y tierras- vena techo el porcentaje de cenizas aumenta hasta un 45%.

5.2.1 Capa Patricia

Se describe a partir de tres puntos de toma de datos:

- **Piso 5º- Afloramiento:** Se observan las siguientes litologías, que se representan en forma de columna en la figura 3.

- Muro lajoso fuerte.
- Vena muro (25 cm).
- Carbón y tierras (30 cm).
- Vena techo: Patricia (67 cm).
- Pizarra (30 cm).
- Arenisca (80 cm).
- Pizarra (70 cm).
- Arenisca lajosa.

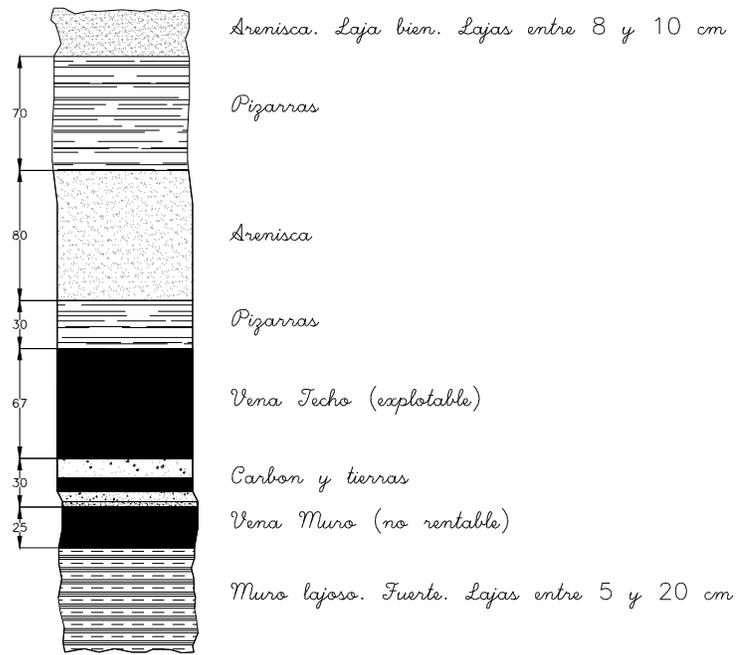


Figura 3.- Levantamiento estratigráfico del afloramiento de la capa Patricia

- **Piso 4º- Frente de la guía Patricia E** (ver figura 4):
- Vena muro (40 cm).
- Tierras (50 cm).
- Material carbonoso (15 cm).
- Tierras (15 cm).
- Vena Techo: Patricia (70 cm).
- Material arcilloso (comúnmente conocido como pastión).
- Techo constituido por pizarras.

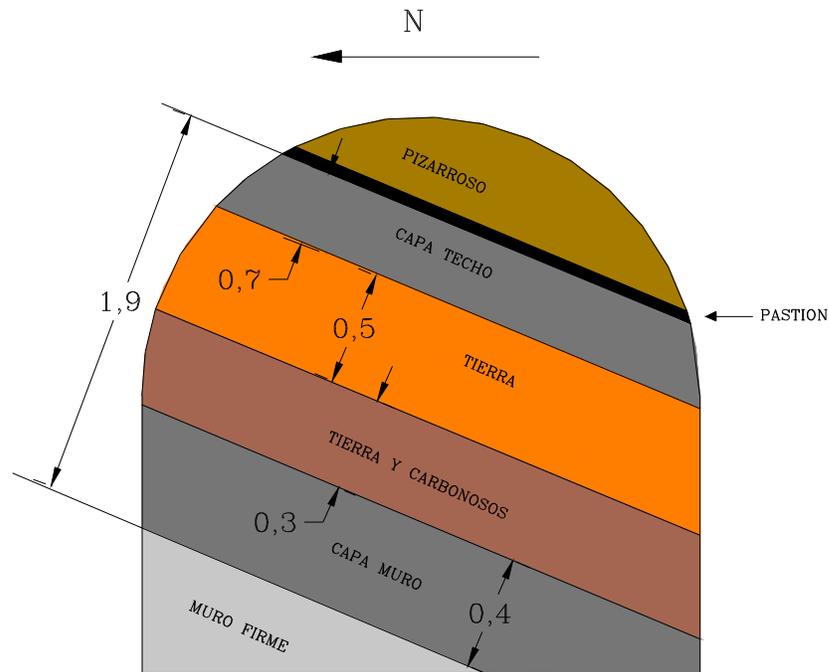


Figura 4.- Descripción del frente guía capa Patricia E, piso 4º (croquis acotado sin escala)

- **Piso 3º- Frente de la guía Patricia E:** En este frente se describen con detalle los materiales que constituyen la vena de muro y la cuña intermedia entre esta vena y la de techo (ver figura 5).

- Muro formado por lutitas firmes.
- Vena carbón muro (34 cm).
- Lutitas (12 cm).
- Carbón (12 cm).
- Pastión (1 cm).
- Alternancia de lutitas con venas milimétricas de carbón (15 cm).
- Pastión (1 cm).
- Lutitas (7 cm).

- Carbonero (10 cm).
- Lutitas (30 cm).
- Vena de techo (61 cm).

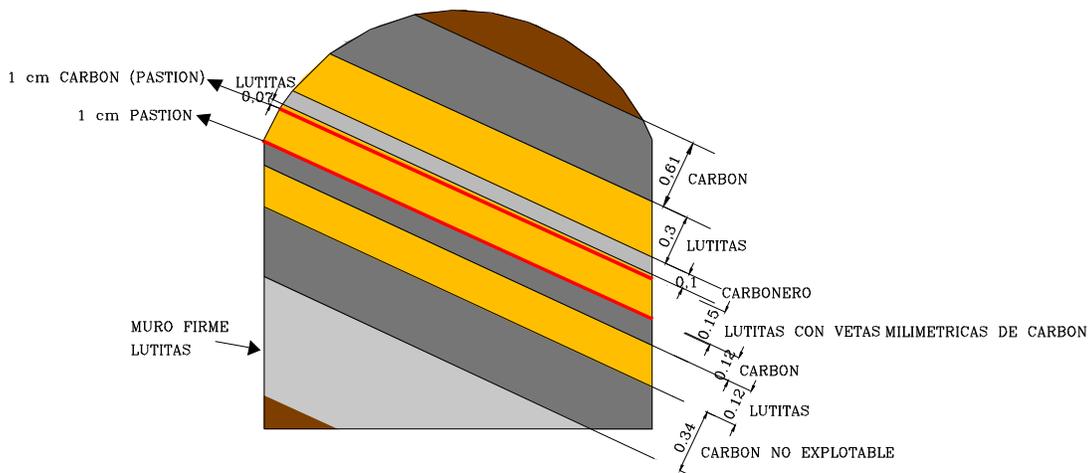


Figura 5.- Capa Patricia Este, piso 3º

5.2.2 Capa Sucia

- Piso 3º- Frente de la guía Sucia E (ver figura 6):
- Muro competente formado por areniscas.
- Pizarras (10 cm).
- Vena techo: Sucia (90 cm).
- Techo formado por lutitas muy competentes.

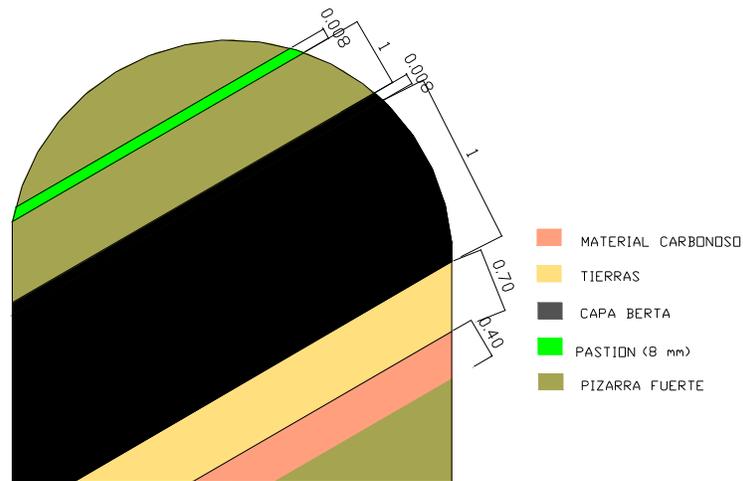


Figura 7.- Capa Berta W, piso 5°.

A partir de estos datos se asumirá una determinada “capa tipo” para los modelos numéricos en los que se basará el estudio.

5.3 Hidrogeología local

En el apartado de hidrogeología se hace un breve comentario de la presencia del agua en toda la región, pero lo más interesante es realizar un estudio hidrogeológico local dentro de la propia mina.

Para evaluar la presencia del agua en la mina debemos tener en cuenta, primero la procedencia del agua y segundo su circulación por el interior de la misma.

El agua presente en la mina procede de las frecuentes precipitaciones propias de una zona montañosa durante el periodo invernal. Este agua de lluvia posteriormente se filtra tendiendo a circular, como es lógico, en sentido descendente.

Esta circulación descendente se ve favorecida por la propia explotación, por la presencia de sistemas de diaclasas, y por los fenómenos de subsidencia.

Es importante señalar que el grado de humedad en la mina es muy alto.

Durante las visitas realizadas se tomaron datos de la presencia de agua en los talleres, galerías en capa (guías) y transversales. Así se observó la salida de agua entre 2 m y 8 m antes del frente del taller de Patricia entre 4° y 3° piso. La presencia de agua es máxima 5 m por delante del coladero.

Según se recorre la guía se detecta como el agua circula preferencialmente por los coladeros abandonados, vertiéndose en la guía a una altura aproximada de 2 m sobre su base.

A lo largo de la transversal del 3^{er} piso y hasta el recorte, se observa la presencia de agua en las grietas, que puede ser debida a la rotura del taller, provocada por la subsidencia.

6. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL MACIZO

Los estudios de campo consistieron en el análisis de la diaclasación y en la realización de los ensayos de rebote y placa de carga en diferentes puntos de la mina, efectuándose también la toma de muestras para su posterior ensayo en el laboratorio.

Se han estudiado los pisos 3º, 4º y 5º, en cada uno de los cuales se ha medido la dirección de las juntas, características de éstas, y cantidad de agua presente, en aquellos puntos en que ha sido posible.

6.1 Estudios de campo

6.1.1 Medidas de las juntas

En primer lugar se han identificado las diferentes juntas que aparecen en las galerías, midiéndose para cada una de ellas los valores de dirección y buzamiento, así como su espaciado, persistencia, apertura, rugosidad, relleno y el grado de meteorización.

Una vez tomadas las medidas de dirección y buzamiento de las juntas, se introducen los valores en el programa DIPS con el fin de identificar las familias de juntas principales.

Todas estas características de las juntas servirán para clasificar geomecánicamente el macizo obteniéndose el RMR y la Q de Barton, e incluso para estimar las características resistentes de los materiales en los casos que sea preciso.

6.1.2 Ensayo de rebote

Se han realizado ensayos de rebote con el modelo "L" del martillo de Schmidt, tanto sobre las areniscas como sobre las pizarras. Con estos valores se estima la resistencia a compresión simple de las rocas. En la tabla I se recogen los valores medidos en las estaciones de los diferentes pisos:

TABLA I

Piso	Situación y Litología	Observaciones	Ángulo	Rebote	Rebote corregido
4º	Frente guía Patricia E. Techo Patricia: pizarras. A 0,5 m del techo.	Por ser una guía, los materiales están afectados por la pega.	30	34,2	31,8
4º	Frente guía Patricia E. Muro Patricia.	Idem.	25	39	37
3º	Frente guía Patricia E. Techo Patricia: arenisca		45	36,8	34,1
3º	Frente guía Patricia E. Techo Patricia: arenisca.		-70	34,6	37,1
3º	Frente guía Patricia E. Muro Patricia: lutitas		30	28,8	26,4
3º	Frente guía Sucia. Techo Sucia: lutitas	Lutitas fuertes.	30	39	36,6
3º	Frente guía Sucia. Muro Sucia: pizarras	Muro bueno.	40	40,4	37,9
5º	Afloramiento. Patricia: carbón.	Afloramiento en el exterior.	10	28	26,2
5º	Afloramiento Patricia. Muro Patricia: pizarras	Afloramiento. Lajoso, pero fuerte.	45	39,4	36,8
5º	Techo Patricia: arenisca ornamental	Afloramiento. Laja muy bien.	45	48	45,8
5º	Frente guía Berta W: Techo de Berta: pizarra.	Muy fuerte.	40	41,4	39,1
4º	Transversal Patricia-Sucia	Falla	45	31	28
4º	Transversal Patricia-Sucia	Falla	45	25,33	22

6.1.3 Placas de carga

El procedimiento para efectuar ensayos de placa de carga consiste en aplicar una carga estática sobre una placa asentada en el muro de las capas de carbón.

La carga se aplica con un incremento sucesivo hasta conseguir un fallo en la resistencia del terreno a la cizalladura.

Estos ensayos permiten determinar los asentamientos y la capacidad portante de los terrenos, así como los distintos módulos de compresibilidad. Esto resulta ser especialmente importante en este caso, dada la aparente poca resistencia del muro de la vena de techo (que es la que se explotará). En esencia lo que se trata es de ver que ese muro no se verá roto por causa de la entibación.

Se han realizado tres ensayos de placa de carga en el taller de Berta 5°- 4° piso.

Los valores correspondientes al taller de Berta se muestran en la tablas II, III y IV. Los gráficos y las fotografías realizadas se muestran en el Anexo IV.

TABLA II: ENSAYO N° 1

Presión	Lectura	Asiento cm	ΔS (cm)	ΔP (kp /cm²)
0,00	42,0	0,000	0,000	0,00
1,25	42,3	0,300	0,300	1,25
1,88	42,4	0,400	0,100	0,63
2,50	42,6	0,580	0,180	0,63
3,13	42,7	0,700	0,120	0,63
3,75	42,8	0,800	0,100	0,63
5,00	43,0	1,000	0,200	1,25
6,25	43,1	1,100	0,100	1,25
7,50	43,2	1,200	0,100	1,25
8,75	43,3	1,300	0,100	1,25
10,00	43,4	1,400	0,100	1,25
10,63	43,5	1,500	0,100	0,63
11,88	43,7	1,700	0,200	1,25
13,13	43,8	1,800	0,100	1,25
10,00	43,7	1,700	-0,100	-3,13
7,50	43,7	1,700	0,000	-2,50
3,13	43,5	1,500	-0,200	-4,38
5,00	43,7	1,700	0,200	1,88
6,25	43,7	1,700	0,000	1,25
7,50	43,8	1,800	0,100	1,25
9,38	43,9	1,900	0,100	1,88
11,88	43,9	1,900	0,000	2,50
12,50	44	2,000	0,100	0,63

TABLA III: ENSAYO N° 2

Presión	Lectura	Asiento (cm)	ΔS (cm)	ΔP (kp/cm ²)
0,00	45,0	0,000	0,000	0,00
2,50	45,3	0,300	0,300	2,50
3,75	45,4	0,400	0,100	1,25
4,38	45,5	0,500	0,100	0,62
5,00	45,5	0,500	0,000	0,63
5,63	45,5	0,500	0,000	0,63
6,25	45,5	0,500	0,000	0,63
6,88	45,5	0,500	0,000	0,63

TABLA IV: ENSAYO N°3

Presión	Lectura	Asiento (cm)	ΔS (cm)	ΔP (kp/cm ²)
0,00	45,1	0,000	0,000	0,00
1,25	45,2	0,100	0,100	1,25
3,13	45,4	0,300	0,200	1,88
5,00	45,5	0,400	0,100	1,88
5,63	45,4	0,300	-0,100	0,63
6,25	45,4	0,300	0,000	0,63
7,50	45,5	0,400	0,100	1,25
8,13	45,4	0,300	-0,100	0,63
9,38	45,6	0,500	0,200	1,25
10,63	45,7	0,600	0,100	1,25
11,88	45,7	0,600	0,000	1,25
12,50	45,7	0,600	0,000	0,63
13,13	45,8	0,700	0,100	0,63

6.2 Ensayos de laboratorio

Con los bloques recogidos se han tallado una serie de probetas y preparado muestras para el cálculo de parámetros, como son el peso específico, la resistencia a compresión, resistencia a la tracción y los módulos de Young y Poisson.

6.2.1 Cálculo del peso específico

Se ha efectuado mediante el empleo de un picnómetro de agua, haciendo ensayos para cada una de las muestras. Un resumen de los resultados de los mismos se recoge en la tabla V.

TABLA V

Muestra	Litologías	Peso específico (g/cm ³)
Techo Capa Patricia piso 5	Arenisca	2,65
Capa Patricia N° 1	Pizarra	2,76
Techo Capa Berta	Pizarra	2,68
Techo Capa Sucia	Pizarra	2,86

6.2.2 Determinación de la resistencia a compresión simple

Para el cálculo de la resistencia a compresión simple se han seguido dos metodologías diferentes, por un lado se han realizado ensayos de resistencia a compresión, con y sin medida de las deformaciones, sobre las probetas talladas a partir de los bloques, y por otro lado se han estimado valores de resistencia a partir de los valores de resistencia al rebote obtenidos en el campo y de las densidades de las muestras.

6.2.2.1 Estimación de la resistencia a compresión simple a partir del ensayo de rebote

Con los valores de resistencia al rebote y peso específico se ha estimado el valor de la resistencia a compresión uniaxial. Para ello se ha aplicado la fórmula de Miller:

$$\log_{10} \sigma_c = 0,00088 \times R \times \gamma_d + 1,01$$

Donde:

R = Valor del rebote.

γ_d = Densidad seca de la muestra (KN/m³).

σ_c = Resistencia a compresión (MPa).

Los resultados obtenidos en este ensayo se recogen en la tabla VI, donde puede observarse que los valores de lutitas y pizarras rondan los 70 MPa.

TABLA VI

Piso	Litología	Valor de Rebote	Resistencia a Compresión(MPa)	Descripción
3º	Lutitas: Techo Sucia	36,6	70,9	Resistencia media
3º	Pizarras: Muro Sucia	37,9	73,46	Resistencia media
3º	Areniscas: Techo Patricia	37,1	71,91	Resistencia media
3º	Areniscas: Techo Patricia	34,1	66,1	Resistencia media
3º	Muro Patricia: Lutitas	26,4	51,56	Resistencia baja
4º	Pizarras: Techo Patricia	31,8	61,64	Resistencia media
4º	Muro Patricia	37	71,72	Resistencia media
5º	Carbón: Patricia	26,2	50,78	Resistencia baja
5º	Pizarras: Muro Patricia	36,8	71,33	Resistencia media
5º	Arenisca ornamental	45,8	88,78	Resistencia alta
5º	Pizarra: Techo Berta	39,1	75,79	Resistencia media
4º	Arenisca Techo Patricia	28	54,27	Resistencia baja
4º	Arenisca Techo Patricia	22	42,64	Resistencia baja

6.2.2.2 *Ensayo de resistencia a compresión simple con o sin medida de la deformación.*

Para este ensayo se han utilizado probetas cilíndricas, con una relación longitud/diámetro comprendida entre 2 y 2,5, y la carga se ha aplicado a velocidad lenta, tal y como exige la normativa de ensayo vigente, ya que estos valores influyen considerablemente en los resultados. El ensayo se ha hecho a temperatura y humedad ambiente.

Consiste en comprimir una probeta cilíndrica según su eje vertical, tal como se representa en la figura 8, hasta que se produce su rotura.

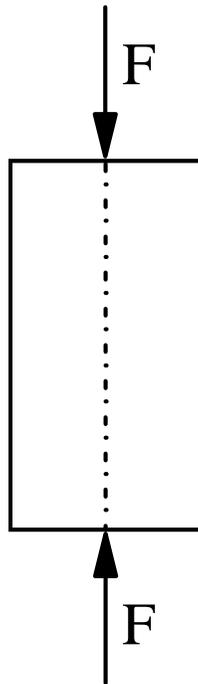


Figura 8.- Ensayo de compresión simple

Se han realizado ensayos de las dos modalidades existentes, con y sin medida de deformaciones. El primer sistema permite la medición de las deformaciones longitudinal y radial de la probeta, para así deducir el módulo de deformación lineal y el coeficiente de Poisson, para lo cual se han empleado bandas extensométricas. Fotografías de los ensayos de compresión realizados se muestran en el Anexo V.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de resistencia a compresión simple (Tabla VII).

TABLA VII

Muestra	Sección	resist. compresión (MPa)	Medida de deformación
TECHO CAPA PATRICIA EXTERIOR MUESTRA N° 1 (ARENISCA)	20,20	86,38	NO
TECHO CAPA PATRICIA EXTERIOR MUESTRA N° 2 (ARENISCA)	21,45	93,24	SI
TECHO CAPA PATRICIA EXTERIOR MUESTRA N° 3 (ARENISCA)	21,45	122,23	NO
TECHO CAPA PATRICIA EXTERIOR MUESTRA N° 4 (ARENISCA)	21,45	101,96	SI
TECHO CAPA PATRICIA PISO 5° MUESTRA N° 1 (ARENISCA)	21,81	178,50	SI
TECHO CAPA PATRICIA PISO 5° MUESTRA N°2 (ARENISCA)	21,24	106,45	SI
TECHO CAPA PATRICIA PISO 5° MUESTRA N° 3 (ARENISCA)	21,24	168,83	SI
PIZARRA TECHO BERTA PISO 5° MUESTRA N°4 (PIZARRA)	21,24	86,44	SI
CAPA SUCIA MUESTRA N° 1 (PIZARRA)	39,69	75,81	SI
CAPA SUCIA MUESTRA N° 2 (PIZARRA)	37,82	96,99	SI
CAPA SUCIA MUESTRA N° 3 (PIZARRA)	17,64	69,67	NO
CAPA SUCIA MUESTRA N°4 (PIZARRA)	29,64	31,04	NO
CAPA SUCIA MUESTRA N° 5 (PIZARRA)	28,08	92,13	NO
CAPA SUCIA MUESTRA N° 6 (PIZARRA)	39,69	54,27	NO
CAPA SUCIA MUESTRA N° 7 (PIZARRA)	31,35	45,71	NO
CAPA SUCIA MUESTRA N° 8 (PIZARRA)	22,08	50,09	NO
CAPA SUCIA MUESTRA N° 9 (PIZARRA)	17,64	48,98	NO
CAPA SUCIA MUESTRA N° 11 (PIZARRA)	17,22	119,40	NO
CAPA PATRICIA MUESTRA N° 1 (PIZARRA)	39,69	44,17	SI
CAPA PATRICIA MUESTRA N° 2 (PIZARRA)	34,22	26,33	NO
CAPA PATRICIA MUESTRA N° 3 (PIZARRA)	27,56	47,90	NO
CAPA PATRICIA MUESTRA N° P1 (PIZARRA)	43,55	18,6	NO
CAPA PATRICIA MUESTRA N° P2 (PIZARRA)	47,52	17,7	NO
MUESTRA N° 1 (CARBÓN)	44,88	0,08	NO
MUESTRA N° 2 (CARBÓN)	53,29	0,13	NO
MUESTRA N° 3 (CARBÓN)	34,84	0,17	NO

A continuación se muestran los valores del módulo de Young (E1) y el coeficiente de Poisson (ν) en la tabla VIII.

En el Anexo V se adjuntan las curvas esfuerzo-deformación obtenidas de los ensayos de compresión con medida de la deformación.

TABLA VIII

Muestra	Litología	Módulo de Young (E) (MPa)	Coefficiente de Poisson (ν)
Techo Capa Patricia	Arenisca	15800,38	0,23
Techo Capa Patricia	Arenisca	24916,37	0,31
Techo Capa Patricia	Arenisca	33792,08	0,17
Techo Capa Patricia Piso	Arenisca	45960,68	0,08
Techo Capa Patricia	Arenisca	46204,90	0,34
Techo Berta Piso 5°	Pizarra	23219,83	0,13
Capa Sucia Muestra n° 1	Pizarra	37715,55	0,14
Capa Sucia Muestra n° 2	Pizarra	21265,67	0,05
Capa Patricia Muestra n° 1	Pizarra	17175,40	0,00

6.2.3 Ensayo de tracción indirecta

El ensayo de tracción indirecta, también llamado ensayo brasileño, consiste en un ensayo de compresión sobre un cilindro de roca, tal como se aprecia en la figura 9.

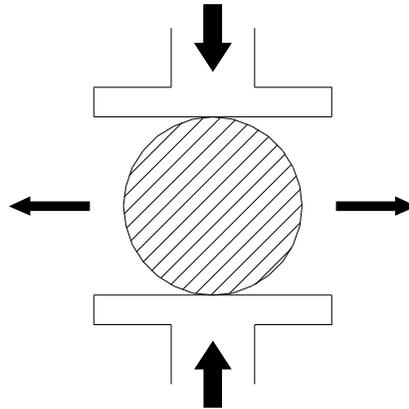


Figura 9. Ensayo de tracción indirecta

Se han realizado ensayos con las muestras obtenidas de la arenisca correspondiente al techo de Patricia. En la tabla IX se presentan los resultados más significativos.

TABLA IX

Muestra	Fuerza (KN)	Resistencia a tracción (MPa)
Nº 1	7,9	4,02
Nº 2	14	6,65
Nº 3	18,7	8,95
Nº 4	17,1	7,99
Nº 5	19,1	8,93
Nº 6	13,3	6,63
Nº 7	17,2	8,79

En el Anexo V pueden observarse el control fotográfico de las muestras.

7. ANÁLISIS DE LA DIACLASACIÓN

7.1 Fundamentos teóricos: DIPS

A continuación se explica el significado de las salidas gráficas del programa informático DIPS, y los resultados obtenidos. El proceso seguido con el DIPS es el siguiente: los valores de dirección y buzamiento de cada una de las juntas medidas en el campo se introducen en el programa, y éste, automáticamente, los representa en forma polar, como se muestra en la figura 10.

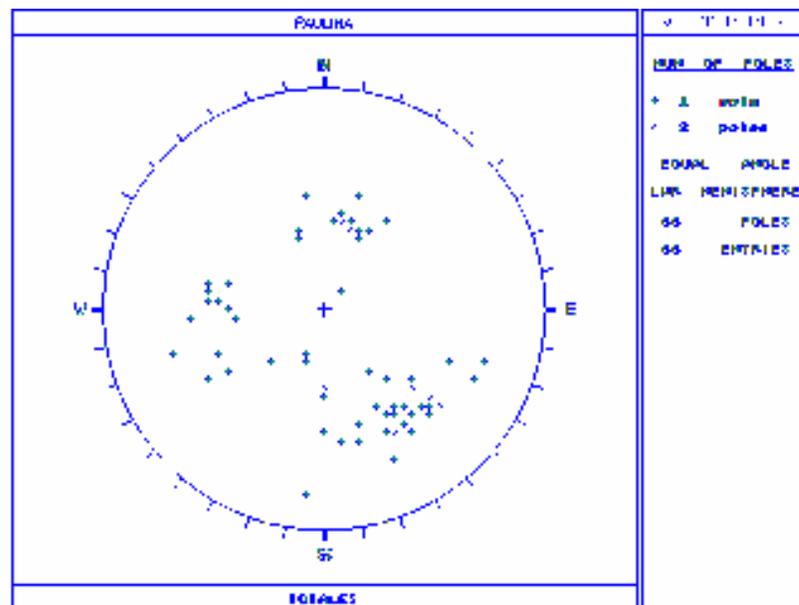


Figura 10.- Representación polar de los valores de dirección y buzamiento

El proceso para determinar la posición de cada polo es la siguiente (figura 11). Primero se establece la situación de la junta en proyección estereográfica (en rojo) y posteriormente se busca su polo (verde), el cual se encuentra a 90°.

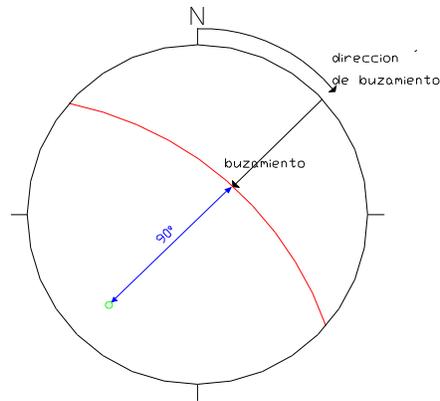


Figura 11.- Localización de los polos

Cada polo representa una de las juntas medidas en el campo. El siguiente paso consiste en la búsqueda de las zonas de máxima concentración de estos polos. A cada una de estas zonas el programa le asocia una familia de juntas con una dirección y buzamiento determinadas, siendo éste, el valor promedio de toda la nube de puntos seleccionada. Estas nubes de puntos se muestran en la figura 12.

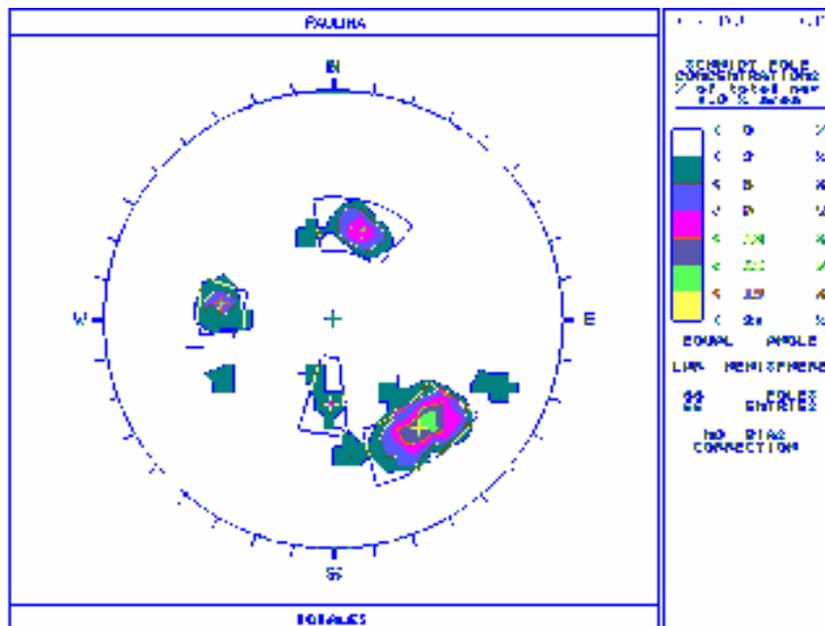


Figura 12.- Nubes de puntos

Por último el programa muestra una representación de las familias de juntas, con sus respectivas direcciones, las cuales son las que posteriormente se utilizarán en el programa UNWEDGE para la determinación de la estabilidad de las posibles cuñas que se formen. La figura 13 muestra las familias de juntas obtenidas al seleccionar una serie de ventanas en el gráfico de nubes de puntos.

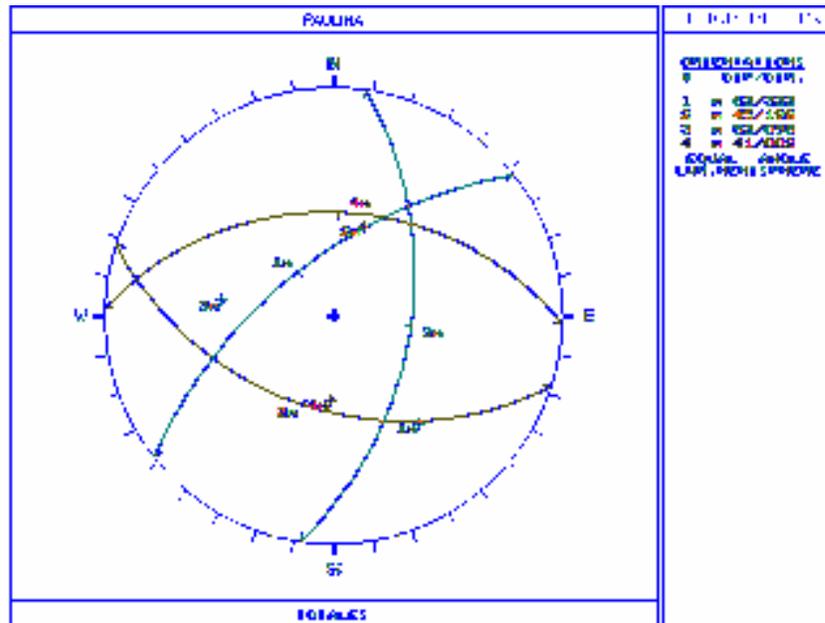


Figura 13.- Familias de juntas

En resumen, el objeto del programa DIPS es la determinación de la orientación de las diferentes familias de juntas presentes en el macizo, y que resultan del análisis de todos los datos medidos en el campo.

Posteriormente se procede a la búsqueda de las familias equivalentes, para luego determinar cuales de ellas forman cuñas.

7.2 Resultados

Los datos de dirección y buzamiento recogidos en el campo se introducen en el programa DIPS, obteniéndose una serie de gráficos que se muestran en el Anexo VI además de las tablas resumen de las familias de juntas. Mediante estos gráficos y con el análisis parcial, por pisos, se sacaron las siguientes conclusiones:

I.- Se pueden definir claramente tres familias:

1.- La primera de ellas corresponde a la estratificación, con un valor de 198/45.

2.- La segunda familia corresponde a una serie de juntas que aparecen con un valor de 322/62. Las direcciones oscilan entre 335° y 290° y los buzamientos entre 70° y 55°, si bien encontramos valores aberrantes de 45°, 75° y 74°.

3.- Con respecto a la tercera familia, los datos tomados nos demuestran su existencia con unos valores en el entorno de 98/52.

II.- Aparecen datos próximos a la 2ª familia, de dirección aproximadamente Norte, que pueden interpretarse como pertenecientes a una cuarta familia con valores de 3° de dirección y 37° de buzamiento, medidos únicamente en el piso 4°.

III.- En consecuencia, se definen 3 familias de juntas y una familia ocasional (J4).

– J1: 198/45

– J2: 322/62

– J3: 98/52

– J4: 3/37

Si realizamos el análisis por pisos, los valores que se obtienen se muestran en la tabla X.

TABLA X

Familias	Piso 3°	Piso 4°	Piso 5°
J1	198/45	181/48	209/45
J2	315/68	329/63	318/62
J3	103/55	94/48	84/58
J4		3/37	

8. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO

Para la caracterización geotécnica del macizo se suelen emplear las dos clasificaciones más importantes utilizadas hoy día:

1. La clasificación de Bieniawski, del South African Council for Scientific and Industrial Research (CSIR), que evalúa el RMR (Rock Mass Rating), orientada a excavaciones subterráneas.
2. La clasificación de Barton, Lien y Lunde, del Norwegian Geotechnical Institute (NGI, Instituto de Geología de Noruega) que establece el índice de calidad "Q".

En primer lugar, se explican los fundamentos utilizados por Bieniawski y por Barton, para más adelante aplicarlos a las distintas litologías presentes en la mina "Paulina". Previamente, y como ambas clasificaciones lo precisan como dato, se procede a calcular el RQD del macizo.

8.1 Cálculo del RQD

Cuando no se dispone de núcleos de perforación, se estima el *RQD* en función de la cantidad de diaclasas por unidad de volumen. La relación usada para convertir este número a *RQD* es la siguiente:

$$RQD = 100 \quad \text{Si } J_v \leq 4,5$$

$$RQD = 115 - 3,3 J_v \quad \text{Si } J_v \geq 4,5$$

siendo J_v el número total de diaclasas por m^3 , dado por la expresión:

$$J_v = \sum_{i=1}^n \frac{1}{S_{mi}}$$

donde S_{mi} es la separación media de cada familia. Así, se tiene:

$$S_{m2} = 0,40 \text{ m} \quad \text{Para } J_2$$

$$S_{m3} = 0,13 \text{ m} \quad \text{Para } J_3$$

$$S_{m4} = 1,40 \text{ m} \quad \text{Para } J_4$$

Sustituyendo estos valores en la fórmula, se obtiene un $J_v = 12,7$, por lo que se estima un **RQD = 73,1**. Este valor se utiliza tanto en la clasificación de Bieniawski como en la de Barton.

8.2 Clasificación de Bieniawski

8.2.1 Fundamento teórico

Comprende los siguientes parámetros:

- Resistencia de la roca inalterada.
- RQD (índice de calidad de roca según Deere).
- Espaciamiento de fisuras (el término "fisuras" se utiliza para toda clase de discontinuidad: diaclasas, fallas, esquistosidad, estratificación, etc.).
- Estado de las fisuras: apertura, continuidad, rugosidad, estado de las paredes (duras o blandas) y relleno.
- Cantidad de agua subterránea.

Además de estos cinco parámetros, Bieniawski establece una corrección según la orientación de las fisuras.

Bieniawski asigna a cada parámetro un determinado valor. La suma de todos éstos constituye el RMR (Rock Mass Rating). Según el valor del RMR se clasifica el macizo en cinco categorías. Además, para cada categoría, se estima la cohesión y el ángulo de rozamiento interno del macizo rocoso, así como el módulo de deformación del macizo E_m , mediante las siguientes correlaciones:

$$E_m \text{ (GPa)} = 2 \text{ RMR} - 100, \text{ para RMR} > 50 \quad (\text{Bieniawski, 1978})$$

$$E_m \text{ (GPa)} = 10^{\frac{\text{RMR}-10}{40}} \quad (\text{Serafim y Pereira, 1983})$$

Actualmente se admite que el módulo de Poisson es el mismo que el de la roca intacta, que se determina por ensayos de laboratorio.

A continuación, en la tabla XI se expone la evaluación de los parámetros de Bieniawski.

Tabla XI. Clasificación geomecánica Rock Mass Rating (RMR), Bieniawski (1989)

A. Parámetros de clasificación y sus ratios									
Parámetros		Escala de valores							
1	Resistencia de la roca intacta	Bajo carga puntual	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para estos valores es preferible la resistencia a compresión simple		
		Acompresión simple	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
Valor		15	12	7	4	2	1	0	
R.Q.D.		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%			
2 Valor		20	17	13	8	3			
3 Espaciado de las juntas		>2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm			
3 Valor		20	15	10	8	5			
4 Condición de las juntas		Muy rugosas, sin continuidad, cerradas, roca labios sana	Ligeramente rugosa separación <1 mm, roca labios muy meteorizada	Ligeramente rugosa separación <1 mm, roca labios muy meteorizada	Espejo o falla o relleno de espesor <5 mm, o juntas abiertas 1-5 mm, juntas continuas	Relleno blando de espesor >5 mm, o juntas abiertas >5 mm, juntas continuas			
Valor		30	25	20	10	0			
5	Agua	Flujo en cada 10 m de túnel, o bien	Ninguno	<10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		
		Relación presión del agua en la junta/tensión principal máxima	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Condiciones generales	Completamente seco	Manchas de humedad	Muy húmedo	Goteo	Flujo de agua		
		Valor	15	10	7	4	0		
B. Ajuste de valores por las orientaciones de las juntas									
Orientación del rumbo y buzamiento de las discontinuidades		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorables			
Valores	Túneles y minas	0	-2	-5	-10	-12			
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25			
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60			
C. Determinación de la clase del macizo rocoso									
Valor total del R.M.R	81-100	61-80	41-60	21-40	<20				
Clase, Número	I	II	III	IV	V				
Descripción	Muy bueno	Bueno	Medio	Malo	Muy malo				
D. Significado de las clases de macizos rocosos									
Clase, Número	I	II	III	IV	V				
Tiempo de manteni	20 años para 15 m	1 año para 10 m	1 semana para 10 m	10 horas para 2,5 m	30 minutos para 1 m				
Cohesión (KPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100				
Ángulo de fricción (°)	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°				
E. Guías para la clasificación de las discontinuidades (condiciones)									
Longitud de la discontinuidad (persistencia)	<1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>21 m				
Valoración	6	4	2	1					
Separación (apertura)	Ninguna	<0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	>5 mm				
Valoración	6	5	4	1	0				
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Levemente rugosa	Suave	Lisa				
Valoración	6	5	3	1	0				
Relleno (gouge)	Ninguno	Fuert. rellena	Fuer. Rellena. >5mm	Suav. rellena	Suave. rellena				
Valoración	6	4	2	0	0				
Meteorización	No meteoriz.	Suav. meteor.	Moder. meteoriza.	Altam. mete.	Descompuesto				
Valoración	6	5	3	1	0				
F. Orientaciones relativas entre las juntas y el eje de la cavidad									
Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel					
Buzamiento 45-90°		Buzamiento 20-45°		Buzamiento 45-90°		Buzamiento 20-45°			
Muy favorable		Favorable		Muy favorable		Regular			
Dirección contra buzamiento 45-90°		Dirección contra buzamiento 20-45°		Buzamiento 0-20° (Independiente del rumbo)					
Regular		Desfavorable		Regular					

En este cuadro se tiene:

- A- Parámetros de clasificación y sus ratios.
- B- Ajuste de valores por las orientaciones de las juntas.
- C- Determinación de la clase del macizo rocoso.
- D- Significado de las clases de macizos rocosos.
- E- Guías para la clasificación de las discontinuidades.
- F- Orientaciones relativas entre las juntas y el eje de la cavidad.

El RMR proporciona guías para la selección de refuerzos en rocas para túneles (tabla XII). La tabla tiene en cuenta factores como la profundidad bajo la superficie (esfuerzos *in situ*), tamaño, forma del túnel y el método de excavación. Es importante dejar claro, que las medidas de soporte dadas en la tabla XII representan el soporte permanente y no el soporte primario o temporal.

Tabla XII. Guía para la excavación y el sostenimiento de túneles en roca (Bieniawski, 1989)

Clase de macizo rocoso	Excavación	SOSTENIMIENTO		
		Pernos de anclaje repartido ($\phi=20$ mm)	Hormigón proyectado	Cerchas de acero
V Muy mala R.M.R.<21	En secciones múltiples. Avances de 0,5÷1,5 m en bóveda. Colocar el sostenimiento a medida que se excava. El hormigón proyectado se coloca lo antes posible después de volar	Empernado sistemático de 5÷6 m de longitud; espaciados 1÷1,5 m en corona y hastiales, con mallazo; bulonado de solera	En corona 150÷200 mm, en hastiales 150 mm y en el frente 50 mm	Cerchas medias o pesadas, espaciadas 0,75 m con enfilaje de chapas y en caso necesario piquetes; contrabóveda
IV Mala R.M.R. 21÷40	En bóveda y destroza. Avances de 1÷1,5 m en bóveda; colocar el sostenimiento a medida que se excava y finalizar a 10 m del frente	Empernado sistemático de 4÷5 m de longitud, espaciados 1÷1,5 m en corona y hastiales, con mallazo	En corona 100÷150 mm y en hastiales 100 mm	Donde se requieran, cerchas ligeras espaciadas 1,5 m
III Media R.M.R. 41÷60	En bóveda y destroza. Avance de 1,5÷3 m en bóveda. Iniciar el sostenimiento después de cada pega. Finalizar el sostenimiento a 10 m del frente	Empernado sistemático de 4 m de longitud espaciados 1,5÷2 m en corona y hastiales, con mallazo en corona	En corona 50÷100 mm y en hastiales 30 mm	Ninguna
II Buena R.M.R. 61÷80	A plena sección de 1÷1,5 m; finalizar el sostenimiento a 20 m del frente	Bulones en corona de 3 m de longitud, espaciados 2,5 m y con mallazo ocasional	50 mm en corona donde requiera	Ninguna
I Muy buena R.M.R. 81÷100	A plena sección avances de 3 m	Generalmente no requieren sostenimiento excepto algún perno ocasional		

8.2.2 Cálculo del RMR

La presencia de distintos tipos de materiales, areniscas, pizarras fuertes, pizarras estratificadas y carbón, hace que se produzcan diferentes comportamientos geomecánicos. Por este motivo, es interesante realizar un estudio del comportamiento geomecánico para cada uno de los materiales. A continuación se muestran los parámetros de Bieniawski para cada litología.

Areniscas:

<u>Parámetro</u>	<u>Valoración</u>
$\sigma_c = 127 \text{ MPa}$	12
RQD = 73%	13
Espaciado = 0,2÷0,6 m	10
Condición junta:	
- Persistencia: 1÷3 m	4
- Separación: < 0,1mm	5
- Rugosidad: Rugosa	5
- Relleno: Ninguno	6
- Meteorización: Suave	5
Agua: Muy húmedo	<u>7</u>
RMR =	<u>67</u>

Pizarras fuertes:

<u>Parámetro</u>	<u>Valoración</u>
$\sigma_c = 71,3 \text{ MPa}$	7
RQD = 73%	13
Espaciado = 0,2÷0,6 m	10
Condición junta:	
- Persistencia: 1÷3 m	4
- Separación: < 0,1mm	5
- Rugosidad: Rugosa	5
- Relleno: Ninguno	6
- Meteorización: Suave	5
Agua: Muy húmedo	<u>7</u>
RMR =	<u>62</u>

Pizarras estratificadas:

Parámetro	Valoración
$\sigma_c = 18,15$ MPa	2
RQD = 73%	13
Espaciado = $0,06 \div 0,2$ m	8
Condición junta:	
- Persistencia: $3 \div 10$ m	2
- Separación: 1-5 mm	1
- Rugosidad: Leve	3
- Relleno: Suave	2
- Meteorización: Moderada	3
Agua: Goteo	4
	4
RMR =	38

Una vez evaluados los parámetros de Bieniawski para cada litología, se procede a la determinación de la clase del macizo rocoso en función del valor final del RMR, asignándose, posteriormente, unos valores de cohesión y ángulo de fricción interna. Todo esto se refleja en la tabla XIII.

TABLA XIII

	Arenisca	Pizarra fuerte	Pizarra estratificada
RMR	67	62	38
Clase de macizo	II	II	IV
Descripción	Bueno	Bueno	Malo
Cohesión (KPa)	$300 \div 400$	$300 \div 400$	$100 \div 200$
Fricción	$35^\circ \div 45^\circ$	$35^\circ \div 45^\circ$	$15^\circ \div 25^\circ$

8.3 Clasificación de Barton

8.3.1 Fundamento teórico

En base a la evaluación de un gran número de casos históricos de excavaciones subterráneas, Barton et al. (1974) propusieron un índice de calidad Q (Tunnelling Quality Index) para determinar las características del macizo rocoso y sus requerimientos de soporte. El valor numérico del índice Q varía en una escala logarítmica de 10^{-3} a un máximo de 10^3 y es definido por:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Donde:

RQD, es el índice de calidad de la roca (Rock Quality Designation).

J_n , representa el número de sistemas de diaclasas.

J_r , representa la rugosidad de la discontinuidad más desfavorable.

J_a , representa el grado de alteración y relleno de la diaclasa más débil.

J_w , representa el flujo de agua.

SRF representa el estado tensional del macizo.

Una aproximación al significado de los cocientes es la siguiente:

1. El primer cociente (RQD/J_n), representa la estructura del macizo rocoso y es una medida rudimentaria del tamaño de los bloques o de las partículas, con dos valores extremos ($100/0,5$ y $10/20$) con un factor de diferencia de 400. Si se interpreta el cociente en unidades de centímetros, los tamaños de "partículas" de 200 a 0,5 cm se pueden apreciar como aproximaciones gruesas pero bastante realistas. Probablemente los bloques más grandes tendrían varias veces este tamaño y los fragmentos pequeños menos de la mitad (las partículas de arcilla no se toman en cuenta).

2. El segundo cociente (J_f/J_a) representa la rugosidad y las características friccionales de las paredes de la diaclasa o de su material de relleno. Este cociente aumenta cuando las diaclasas son rugosas e inalteradas, y sus paredes se encuentran en contacto directo. Se puede considerar que estas superficies están cerca de la resistencia óptima, que tenderán a dilatarse fuertemente cuando estén sometidas a esfuerzos cortantes, y por tanto serán muy favorables a la estabilidad del túnel.

Cuando las diaclasas tienen recubrimientos y rellenos arcillosos delgados su resistencia se reduce notablemente. Sin embargo, el contacto de las paredes, después de un ligero desplazamiento por el esfuerzo cortante, puede ser muy importante para salvar la excavación de un colapso.

En las rocas donde no existe contacto entre las paredes, las condiciones son extremadamente desfavorables para la estabilidad del túnel. Los "ángulos de fricción", dados en la tabla XIV, están un poco por debajo de la resistencia residual de la mayoría de las arcillas y es posible que su reducción se explique por la tendencia que tienen estos lentes de arcilla o rellenos a consolidarse durante el esfuerzo cortante; y esto sucede, por lo menos, cuando los lentes se consolidan normalmente o cuando se presentan ablandamientos o expansiones de los mismos. Aquí también puede intervenir el factor de la presión de expansión de la montmorillonita.

3. El tercer cociente (J_w/SRF) consiste en dos parámetros de fuerzas. SRF es una medida de :

- 1) la carga que se disipa en el caso de una excavación dentro de una zona de fallas y de roca empapada en arcilla.
- 2) los esfuerzos en una roca competente.
- 3) las cargas compresivas en rocas plásticas incompetentes.

Todo lo anterior puede considerarse como un parámetro total de esfuerzos.

En cuanto al parámetro J_w , se trata de una medición de la presión de agua que tiene un efecto negativo en la resistencia al esfuerzo cortante de las diaclasas, debido a la reducción en el esfuerzo efectivo normal. El agua puede causar además un ablandamiento de las arcillas e incluso su lavado. Se demostró que es imposible

combinar estos dos parámetros en términos de esfuerzos normales efectivos entre bloques, ya que paradójicamente un valor alto de esfuerzo normal efectivo indica a veces condiciones menos estables que un valor bajo a pesar de tener una resistencia mayor al esfuerzo cortante. El cociente (J_w/SRF) es un factor empírico y complicado que describe las "fuerzas activas".

Por todo lo expuesto, puede decirse que la calidad Q de la roca para túneles, puede considerarse como una función de sólo tres parámetros, los cuales son medidos empíricamente a partir de:

Tamaño del bloque (RQD/J_n)

La resistencia al esfuerzo cortante entre bloques (J_r/J_a)

Los esfuerzos activos (J_w/SRF)

Sin lugar a dudas, hay otros parámetros que deberían ser considerados para mejorar la precisión de este sistema de clasificación. Uno de ellos podría ser la orientación de las diaclasas. Aunque muchos casos registran la información necesaria de la orientación estructural de las diaclasas en relación al eje de la excavación, no se ha encontrado este parámetro tan importante como se esperaba. Parte de la explicación puede ser que la orientación de muchos tipos de excavación puede estar, y normalmente lo está, ajustada con el fin de evitar el máximo efecto negativo de la orientación de las diaclasas desfavorables.

Sin embargo, esta posibilidad es reducida cuando se trata de túneles, y más de la mitad de los casos analizados, referidos anteriormente, están en esta categoría. Los parámetros J_n , J_r , J_a parecen tener un papel más importante que el de la orientación, ya que el número de sistemas de diaclasas determina el grado de libertad del movimiento de los bloques (si los hay), y las características de fricción y de dilatación pueden variar más que el componente gravitacional de deslizamiento de las fisuras de orientación desfavorable. De acuerdo con los autores de la clasificación, si se hubiera incluido la orientación, la clasificación hubiera sido menos general y su simplicidad esencial se hubiera perdido.

La tabla XIV proporciona los parámetros individuales empleados para obtener el índice de calidad de túneles Q (Tunnelling Quality Index) para macizos rocosos. El uso de la tabla será ilustrado mediante el siguiente ejemplo:

La tabla se compone de tres columnas, en la primera se describen los distintos parámetros que utiliza el sistema Q; en la segunda aparecen sus respectivas valoraciones, y en la tercera, se especifican algunas notas que aclaran su uso.

Al estimar la calidad de roca, se deben seguir las siguientes instrucciones complementarias a las notas indicadas en la tabla XIV:

1. El parámetro J_n que representa la cantidad de sistemas de fisuras estará afectado muchas veces por foliación, esquistosidad, estratificación, etc. Si el desarrollo de estas "fisuras" es muy fuerte, entonces deberán evidentemente considerarse como sistemas de juntas o diaclasas. Sin embargo, si las fisuras son poco visibles, o sólo hay interrupciones locales, será más correcto considerarlas como "fisuras aisladas" a la hora de evaluar J_n .
2. Los parámetros J_r y J_a (que representan la resistencia al esfuerzo cortante), deberán referirse al sistema de fisuras o a la discontinuidad con relleno de arcilla más débiles de la zona que se examina. Sin embargo, cuando un sistema de fisuras o una discontinuidad con el valor mínimo para J_r/J_a tiene una orientación favorable para la estabilidad, otro sistema de discontinuidades, con una orientación menos favorable puede ser más significativa y su valor alto de J_r/J_a deberá ser usado para evaluar Q.
3. Cuando un macizo contiene arcilla, se aplicará el factor SRF para la roca que puede desprender algo. En estos casos la resistencia de la roca inalterada es de poco interés. Sin embargo, cuando las fisuras son pocas y no hay arcillas, la resistencia de la roca inalterada puede ser el eslabón más débil y la estabilidad dependerá de la relación esfuerzo-roca/resistencia-roca. Para un campo de esfuerzos fuertemente anisotrópico es desfavorable para la estabilidad y se toma en cuenta la nota correspondiente para evaluar el factor de reducción por esfuerzos.
4. Las resistencias a la compresión y a la tracción (σ_c y σ_t) de la roca inalterada deberán evaluarse en condiciones presentes o futuras. Se deberá realizar una estimación muy conservadora de la resistencia para aquellas rocas que se alteran cuando se exponen a la humedad o a un ambiente saturado.

Tabla XIV. Clasificación de los parámetros individuales usados en el sistema Q (Barton et al., 1974)

Descripción	Valor	Notas
1. Designación de calidad de roca	R.Q.D.	
A. Muy mala	0÷25	1. Para R.Q.D. ≤ 10 (Incluyendo 0). Se puede tomar R.Q.D. = 10
B. Mala	25÷50	
C. Media	50÷75	
D. Buena	75÷90	2. Intervalos de 5 para el R.Q.D., por ejemplo 100, 45, 90, etc. son de suficiente precisión
E. Excelente	90÷100	
2. Número de familias de juntas	J_n	
A. Roca masiva	0,5÷1,0	
B. Una familia de diaclasas	2	
C. Una familia y algunas juntas ocasionales	3	
D. Dos familias	4	
E. Dos familias y algunas juntas ocasionales	6	
F. Tres familias	9	1. En intersecciones de túneles ($3x J_n$)
G. Tres familias y algunas juntas ocasionales	12	
H. Cuatro o más familias, roca muy fracturada, "terrones de azúcar"	15	2. En boquillas, ($2x J_n$)
J. Roca triturada terrosa	20	
3. Número de rugosidad de las juntas	J_r	
a. Contacto entre las dos caras de la junta.		
b. O mediante un desplazamiento cortante de menos de 10 cm		
A. Juntas discontinuas	4	
B. Junta rugosa o irregular ondulada	3	
C. Suave ondulada	2	
D. Espejo de falla, ondulada	1,5	1 Si el espaciado de la familia de juntas es mayor de 3 m hay que aumentar el J_r en una unidad
E. Rugosa o irregular, plana	1,5	
F. Suave plana	1,0	
G. Espejo de falla, plana	0,5	2. Para juntas planas con espejo de falla provista de lineaciones, si éstas están orientadas en la dirección mínima de resistencia se puede usar $J_r = 0,5$
c. No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ambas se desplazan lateralmente		
H. Zona conteniendo minerales arcillosos, suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las caras de la junta	1,0 nominal	
J. Arenas, gravas o zona fallada suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las dos caras de la junta	1,0 nominal	
4. Número de alteración o meteorización de las juntas	J_a	ϕ_r grados
a. Contacto entre las dos caras de la junta		
A. Junta sellada dura, sin reblandecimiento, impermeable, p.ej. cuarzo, paredes sanas	0,75	
B. Caras de la junta únicamente manchadas	1,0	25+35
C. Las caras de la junta están alteradas ligeramente y contienen minerales no reblandecibles, partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla, etc	2,0	25+30
D. Recubrimiento de lino o arena arcillosa, pequeña fracción arcillosa no reblandecible	3,0	20+25
E. Recubrimiento de minerales arcillosos blandos o de baja fricción, p.ej. caolinita, mica, clorita, talco, yeso, grafito, etc. y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los recubrimientos son discontinuos con espesores máximos de 1 ó 2 mm	4,0	8+16
b. Contacto entre las dos caras de la junta con menos de 10 cm de desplazamiento		
F. Partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla	4,0	25+30
G. Rellenos de minerales arcillosos no reblandecidos, fuertemente sobreconsolidados. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor	6,0	16+24
H. Sobreconsolidación media o baja, reblandecimiento; rellenos de minerales arcillosos. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor	8,0	12+16
J. Rellenos de arcillas expansivas, p.ej. montmorillonita, de espesor continuo de 5 mm. El valor J_a depende del porcentaje de partículas de tamaño de la arcilla expansiva	8,0÷12,0	6+12
c. No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ésta ha sufrido un desplazamiento cortante		
K. Zonas o bandas de roca desintegrada o roca machacada y arcilla	6,0	
L. o triturada (véase G, H y J para	8,0	
M. condiciones de arcilla)	8,0÷12,0	6+24
N. Zonas o capas de arcilla limosa o arenosa, pequeñas fracciones de arcilla (inablandable)	5,0	
O. de arcilla (véase G, H y J para	10,0÷13,0	

P. las condiciones de la arcilla	6,0÷24,0		
----------------------------------	----------	--	--

Tabla XIV. Continuación

5. Factor de reducción por agua en las fisuras		J_w	Presión agua kg/cm ²			
A. Excavaciones secas o de fluencia poco importante, p.ej. menos de 5 l/min localmente		1,0	<1,0	1. Los valores presentados con el signo * son sólo valores estimativos. Si se instalan elementos de drenaje, hay que aumentar J_w 2. Los problemas causados por la formación de hielo no se consideran		
B. Fluencia o presión medias, ocasional lavado de los rellenos de las juntas		0,66	1,0÷2,5			
C. Fluencia grande o presión alta; considerable lavado de los rellenos de las juntas		0,5	2,5÷10,0			
D. Fluencia grande o presión del agua altas		0,33*	2,5÷10,0			
E. Fluencia o presión excepcionalmente altas al dar las pegas, decayendo con el tiempo		0,2*±0,1	>10			
F. Fluencia o presión excepcionalmente altas		0,1*±0,05	>10			
6. Factor de reducción de esfuerzos		S.R.F.				
a. Zonas de debilidad que interesecan la excavación y que pueden ser causa de que el macizo rocoso se desestabilice cuando se construye el túnel		1. Redúzcanse estos valores SRF de 25-50% si las zonas de fracturas sólo interesan pero no cruzan la excavación				
A. Múltiples zonas de debilidad que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada, roca circundante muy suelta (cualquier profundidad)					10,0	
B. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación <50 m)					5,0	
C. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación >50 m)					2,5	
D. Múltiples zonas de fracturas en roca competente (sin arcilla), roca circundante suelta (cualquier profundidad)					7,5	
E. Zonas de fractura aisladas en roca competente (sin arcilla), (profundidad de la excavación <50 m)					5,0	
F. Zonas de fractura aisladas en roca competente (sin arcilla) (profundidad de la excavación >50 m)					2,5	
G. Fisuras abiertas sueltas, fisuración intensa (cualquier profundidad)		5,0				
b. Roca competente, problemas de esfuerzos		2. Para un campo virgen de esfuerzo fuertemente anisotrópico (si se mide): cuando $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, redúzcanse σ_c a $0,8\sigma_c$ y σ_t a $0,8\sigma_t$. Cuando $\sigma_1/\sigma_3 >10$, redúzcanse σ_c y σ_t a $0,6 \sigma_c$ y $0,6 \sigma_t$, donde σ_c = fuerza compresiva no confinada y σ_t = fuerza de tensión y σ_1 y σ_3 son las fuerzas may. Y men. Prin. 3. Hay pocos casos reportados donde el techo abajo de la superficie sea menor que el ancho del claro. Se sugiere que el SRF sea aumentado de 2,5 a 5 para estos casos (vea H)				
H. Esfuerzo bajo, cerca de la superficie	σ_c/σ_1 >200				σ_t/σ_1 >13	S.R.F. 2,5
J. Esfuerzo mediano	200÷10				13÷0,66	1,0
K. Esfuerzo grande, estructura muy cerrada (generalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de las paredes)	10÷5				0,66÷0,33	0,5÷2
L. Desprendido moderado de la roca (roca masiva)	5÷2,5				0,33÷0,16	5÷10
M. Desprendido intenso de la roca (roca masiva)	<2,5				<0,16	10÷20
c. Roca compresiva, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de presiones altas de la roca						
N. Presiones compresivas moderadas					5÷10	
O. Presiones compresivas altas					10÷20	
d. Roca expansiva, acción química expansiva dependiendo de la presencia de agua						
P. Presiones expansivas moderadas					5÷10	
R. Presiones expansivas altas		10÷15				

Para relacionar el índice de calidad para túneles (Q) y los requerimientos de soportes para excavaciones subterráneas, Barton et al. (1974) definieron un elemento adicional denominado "Dimensión equivalente" -De- (Equivalent Dimension) de la excavación. Esta dimensión se obtiene al dividir el ancho, diámetro o altura de la excavación por una cantidad llamada "relación de soporte de la excavación" (ESR: Excavation Support Ratio); la formulación correspondiente viene dada de la siguiente forma:

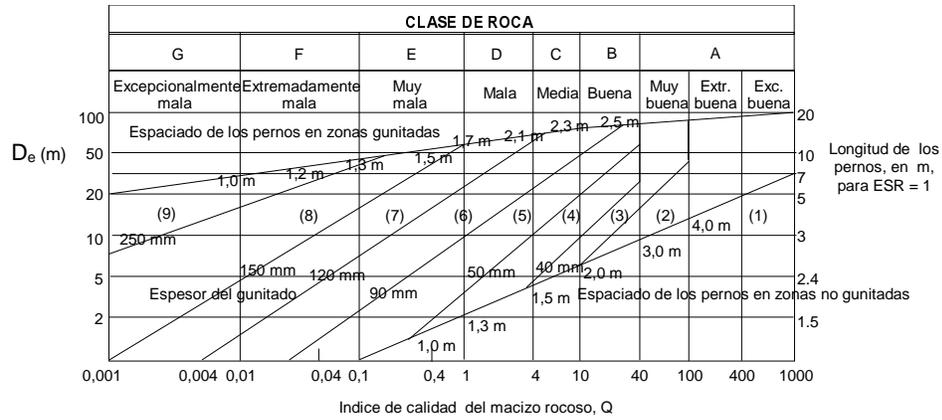
$$De = \frac{\text{Ancho de la excavacion, diametro o altura (m)}}{\text{Relacion de soporte de la excavacion ESR}}$$

La relación de soporte de la excavación ESR está relacionada con el uso que se pretende dar a la excavación y el grado de seguridad que se le quiere asignar al sistema de soporte instalado para mantener la estabilidad de la excavación (véase tabla XV). Barton et al. (1974) sugieren los siguientes valores:

Tabla XV. Relación del sostenimiento de una excavación (E.S.R.)

Tipos de excavación	ESR
A. Excavaciones mineras provisionales	3÷5
B. Excavaciones mineras permanentes, túneles de conducción de aguas para obras hidroeléctricas. (Con excepción de cámaras de alta presión para compuertas), túneles piloto (exploración), pozos y cámaras grandes subterráneas	1,6
C. Cámaras de almacenamiento, plantas subterráneas para el tratamiento de aguas, túneles pequeños para carreteras y ferrocarriles, cámaras de presión y accesos a túneles	1,3
D. Casas de máquinas, túneles grandes para carreteras y ferrocarriles, refugios de defensa civil, portales y cruces de túneles	1,0
E. Estaciones nucleoeeléctricas subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones para deportes y obras de comodidad públicas, fábricas	0,8

La figura 14 proporciona una estimación del soporte necesario en un túnel o galería, en función del índice de calidad del macizo (Q) y de la dimensión equivalente (De). En el caso a estudio, únicamente se obtendrá la calidad del macizo mediante el índice Q.



CATEGORÍAS DEL REFUERZO

- 1) Sin sostenimiento
- 2) Pernos aislados, sb
- 3) Pernos sistemáticos, B
- 4) Pernos sistemáticos y gunita de espesor 40-50 mm,
- 5) Gunita de 50-90 mm de espesor reforzada con fibra y pernos, sfr+B
- 6) Gunita de 90-120 mm de espesor reforzada con fibra y pernos sfr+B
- 7) Gunita de 120 : 150 mm de espesor reforzada con fibra y pernos sfr+B
- 8) Gunita de espesor >150 mm; reforzada con fibra y cerchas de acero reforzadas con gunita y pernos sfr+RRS+B
- 9) Hormigón en masa CCA

Figura 14. Estimación del soporte para las categorías basadas en el índice de calidad de túneles Q (Grimstad y Barton, 1993).

8.3.2 Cálculo de Q

En este apartado se calcula el parámetro Q de Barton para las areniscas, las pizarras fuertes y para las pizarras estratificadas, como se muestra en la tabla XVI.

TABLA XVI

Litología	RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF	Q	Clasificación
Arenisca	73	9	3	0,75	1,0	2,5	13	Buena
Pizarra fuerte	73	12	3	1,0	1,0	2,5	9,73	Media
Pizarra estratificada	73	12	3	4,0	1,0	2,5	1,8	Mala

En función de los resultados obtenidos se puede deducir la clase de roca correspondiente a cada litología. Según Barton la arenisca corresponde a una clase Buena, las pizarras fuertes a una clase Media y las pizarras estratificadas a una clase Mala.

9. ESTUDIO TEÓRICO DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALLERES

Tras la realización de los correspondientes trabajos de campo y teniendo en cuenta la planificación futura de MSP se llega a la conclusión de que se puede realizar un análisis teórico en profundidad de su "taller tipo" y luego sacar conclusiones prácticas para las diferentes explotaciones en cada capa ya que todas las capas tienen unas características parecidas:

- Tienen una pendiente similar.
- Tienen una disposición litológica similar:
 - Techo superior: Arenisca.
 - Techo próximo: Pizarra.
 - Vena de carbón a explotar: $0,7 \div 1,2$ m.
 - Muro pizarroso más o menos competente.
 - Vena de carbón que no se prevé explotar.
 - Muro de pizarra.
 - Muro lejano de arenisca.

El análisis se realiza utilizando la siguiente metodología:

- a) Análisis de posibles formaciones de cuñas en el techo del taller y galería: Con ello se pretende conocer, a partir de las juntas existentes, el mecanismo de formación de bloques y determinar si son activos, generando costeros. Con la continuidad o persistencia de las distintas familias de juntas (determinadas previamente con el programa DIPS tras las medidas "in situ") y su intersección con el techo, los hastiales y la base del hueco generado al avanzar se puede calcular la forma, el peso y el factor de seguridad de las cuñas que pueden formarse. Para ello se utiliza el programa informático denominado UNWEDGE.

b) Análisis tensodeformacional de un "taller tipo": Se estudia el comportamiento tensodeformacional de un taller en condiciones similares a las reales con el fin de entender el mecanismo de funcionamiento durante su actividad. En la simulación se tienen en cuenta todas las litologías, prestando especial atención a la pizarra situada entre las dos venas de carbón por si el hecho de explotar sólo la vena de techo pudiera comprometer la estabilidad del taller. También se trata de simular la situación real de la mina en el modelo, aunque con una clara tendencia a situarse en las condiciones más desfavorables.

9.1 Análisis de la estabilidad de cuñas

Este análisis se realiza con la ayuda del programa informático UNWEDGE, con el cual se estudian todas las combinaciones posibles de formación de cuñas. Se utilizan los datos de la estratificación y de las familias de juntas definidas previamente en la zona indicando la dirección y buzamiento de cada una.

La combinación de tres de las familias de juntas determinadas con el programa DIPS, intersectando con la galería, forma una cuña, la cual puede ser estable o inestable. Esto será determinado utilizando el programa UNWEDGE, analizando cada caso en función de las juntas que aparezcan y la geometría de las excavaciones (transversales y talleres). Se hace una análisis general de las juntas que es válido para todos los talleres de la mina "Paulina", dada la regularidad con que se presentan.

A continuación se explica cada uno de los parámetros de las salidas gráficas del programa informático UNWEDGE.

9.1.1 UNWEDGE: Fundamento teórico

Para su funcionamiento el programa necesita los siguientes parámetros: dirección y buzamiento de tres juntas (previamente determinadas con el programa DIPS), dirección e inclinación de la galería, cohesión de las juntas, fricción de las juntas y cantidad de agua.

Una vez introducidos los datos, el programa calcula las posibles cuñas que se forman en el espacio, y permite visualizarlas, como se ve en la figura 15.

Se determinan las cuñas que se forman por intersección de los tres planos definidos por tres familias y la clave, la solera y los hastiales de la excavación (hasta seis geometrías diferentes).

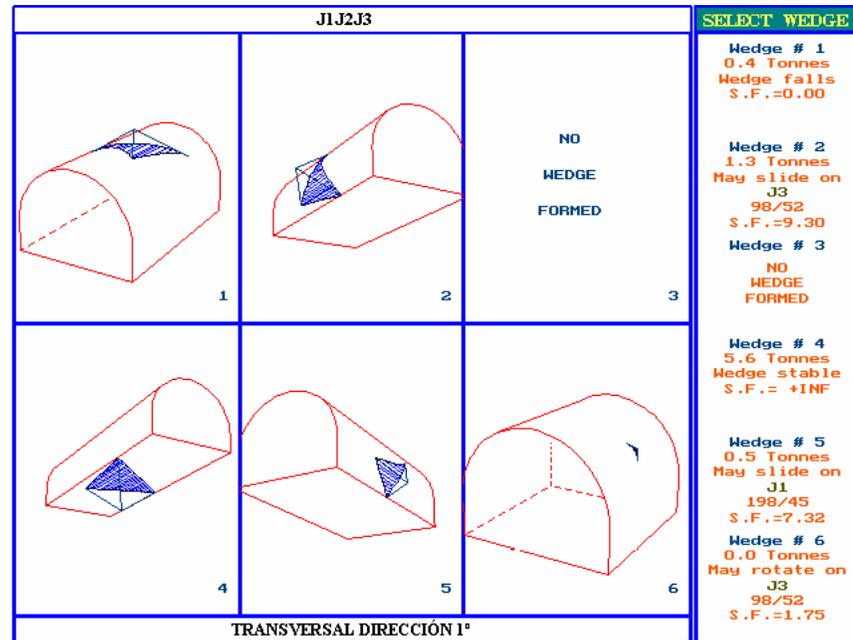


Figura 15.- Cuñas que se forman en el espacio

En la parte inferior derecha de cada celda existe un número, que nos indica el número identificativo de la cuña. En la parte derecha de la figura pueden verse las características de cada una.

Hay que tener en cuenta que la posición de las diferentes celdas varía en función de los datos introducidos; es decir, las posibles cuñas en la clave pueden aparecer en otras celdas que no sean la celda número 1.

Cuando no se forma una cuña, el programa lo indica, como es el caso de las celdas números 3 y 6 del ejemplo de la figura 15.

En el borde lateral de la figura 15, debajo del número correspondiente a cada cuña, se indica el factor de seguridad, el peso y la estabilidad de cada una de las cuñas, como se aprecia claramente en la figura 16.

Indica el peso de la cuña

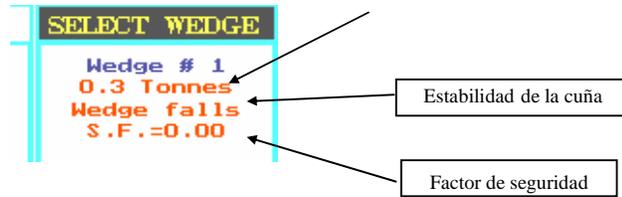


Figura 16.- Detalle de la información de cada cuña

En este caso concreto la cuña es totalmente inestable, como viene indicado por la expresión "Wedge falls". Existen otros casos en los que se indica que la cuña puede deslizarse ("May Slide on"), y sobre qué junta deslizaría. En la siguiente figura 17 aparecen detallados todos los datos.

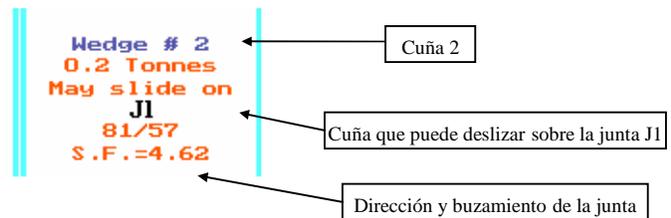


Figura 17.- Información de la estabilidad de cada cuña

En el caso de que la cuña se considere inestable, se puede proceder a introducir un sostenimiento, que puede estar constituido por pernos, gunita o combinación de ambos. Este programa permite definir la longitud de los pernos, su espaciado, situación, y características, además de la resistencia de la gunita y su espesor.

También se puede realizar un análisis de las posibles cuñas que se forman en los frentes de avance. En cada gráfico se muestra como en los casos anteriores, el factor de seguridad de cada cuña, además de su peso, y de la junta por la que pueden deslizarse, tal y como aparece detallado en la figura 18.

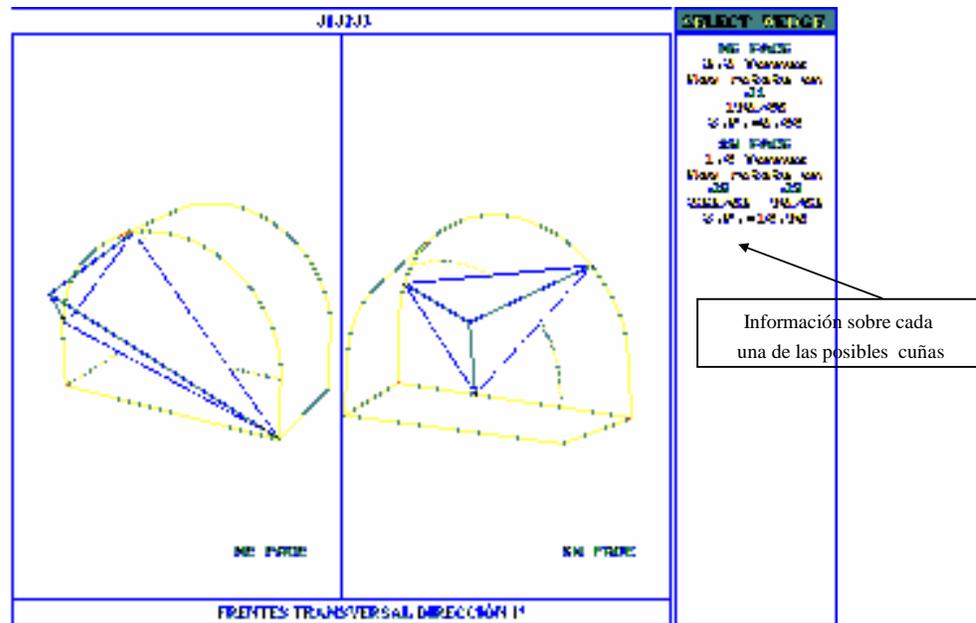


Figura 18.- Posibles cuñas en los frentes de avance

9.1.2 Resultados del UNWEDGE

I.- A partir de los datos de dirección y buzamiento de las cuatro principales familias de juntas se han obtenido una serie de resultados con respecto a la posible formación de cuñas (Anexo VII).

II.- El análisis se ha realizado para los transversales de los pisos 3°, 4° y 5°, así como para un taller genérico. Los transversales tienen una dirección aproximadamente Norte, por ello, se ha estudiado la variación en los resultados al desviar ligeramente dicho transversal de su dirección variándola entre 1° y 22°. Como se esperaba, dicha variación es poco representativa.

III.- Dichos resultados se presentan en forma de tablas, en las cuales el peso de las cuñas viene expresado en toneladas y S.F. representa el factor de seguridad. En la primera celda de cada tabla se encuentra la combinación de las tres familias que determinarán la cuña. Así, por ejemplo, J1J2J3 representa la combinación de las familias 198/45, 322/62 y 98/52.

IV.- Estas combinaciones de familias se han aplicado tanto en el taller como en los distintos transversales considerando en cada caso una cohesión de $C = 10 \text{ t/m}^2$, un ángulo de fricción interno de $\phi = 30^\circ$ y una presión de agua de $W.P. = 0,5 \text{ t/m}^2$. Los gráficos obtenidos a partir del UNWEDGE se muestran en el Anexo VII.

En las gráficas *J1*, *J2* y *J3* son las denominaciones genéricas de las tres familias combinadas en cada caso y se corresponden respectivamente con la primera, segunda y tercera familia que aparecen en los títulos.

9.1.2.1 Transversales

Si se considera un transversal de dirección $N1^\circ$ con una presión de agua de $W.P. = 0,5 \text{ t/m}^2$, los resultados obtenidos son los que se muestran en la tabla XVII.

TABLA XVII

J1J2J3	Cuña 1	Cuña 2	Cuña 3	Cuña 4	Cuña 5	Cuña 6	Frente NE	Frente SW
Peso (t)	0,4	1,3	No forma	5,6	0,5	0,0	2,3	1,4
S.F.	0,00	9,30	–	Infinito	7,32	1,75	8,44	14,96

J1J2J4	Cuña 1	Cuña 2	Cuña 3	Cuña 4	Cuña 5	Cuña 6	Frente NE	Frente SW
Peso (t)	0,1	0,0	0,4	0,4	No forma	0,1	0,4	0,4
S.F.	0,00	0,00	14,14	0,00	–	4,82	0,00	0,00

J1J3J4	Cuña 1	Cuña 2	Cuña 3	Cuña 4	Cuña 5	Cuña 6	Frente NE	Frente SW
Peso (t)	0,1	4,9	No forma	0,5	0,8	0,0	0,5	0,6
S.F.	0,00	3,81	–	0,00	21,19	2,04	3,33	11,76

J2J3J4	Cuña 1	Cuña 2	Cuña 3	Cuña 4	Cuña 5	Cuña 6	Frente NE	Frente SW
Peso (t)	48	0,0	No forma	43	No forma	No forma	17	28
S.F.	infinito	0,00	–	20,03	–	–	infinito	20,03

Para el caso de un transversal de dirección N22° y con una presión de agua de W.P. = 0,5 t/m², los resultados son los de la tabla XVIII.

TABLA XVIII

J1J2J3	Cuña 1	Cuña 2	Cuña 3	Cuña 4	Cuña 5	Cuña 6	Frente NE	Frente SW
Peso (t)	1,4	0,0	0,0	0,7	No forma	No forma	1,0	1,0
S.F.	0,00	0,00	4,09	85,59	0,00	0,00	17,84	12,44

J1J2J4	Cuña 1	Cuña 2	Cuña 3	Cuña 4	Cuña 5	Cuña 6	Frente NE	Frente SW
Peso (t)	0,4	0,0	0,1	0,5	No forma	0,0	0,8	0,8
S.F.	0,00	0,00	11,89	29,93	–	1,26	20,13	16,94

J1J3J4	Cuña 1	Cuña 2	Cuña 3	Cuña 4	Cuña 5	Cuña 6	Frente NE	Frente SW
Peso (t)	0,0	3,1	No forma	0,5	0,3	0,0	0,7	0,7
S.F.	0,00	3,41	–	0,00	0,00	2,20	0,00	8,53

J2J3J4	Cuña 1	Cuña 2	Cuña 3	Cuña 4	Cuña 5	Cuña 6	Frente NE	Frente SW
Peso (t)	5,0	0,0	0,0	36	NO	NO	19	29
S.F.	infinito	0,00	0,00	20,61	–	–	Infinito	22,33

9.1.2.2 Taller

En este caso se considera un taller genérico con una inclinación de 41°, en el que se obtienen los siguientes resultados (Tabla XIX).

TABLA XIX

J1J2J3	Cuña 1	Cuña 2	Cuña 3	Cuña 4	Cuña 5	Cuña 6
Peso (t)	0,1	No forma	No forma	0,1	No forma	No forma
S.F.	0,45	–	–	109,95	–	–

J1J2J4	Cuña 1	Cuña 2	Cuña 3	Cuña 4	Cuña 5	Cuña 6
Peso (t)	0,0	0,0	No forma	0,0	0,0	No forma
S.F.	17367,8	476,45	–	Infinito	181,15	–

J1J3J4	Cuña 1	Cuña 2	Cuña 3	Cuña 4	Cuña 5	Cuña 6
Peso (t)	0,1	No forma	No forma	0,1	No forma	No forma
S.F.	26,78	–	–	303,57	–	–

J2J3J4	Cuña 1	Cuña 2	Cuña 3	Cuña 4	Cuña 5	Cuña 6
Peso (t)	21	No forma	No forma	21	No forma	No
S.F.	22,07	–	–	Infinito	–	–

De todo esto se puede concluir que no se pueden formar grandes cuñas con factor de seguridad inferior a la unidad.

En concreto, en los transversales, las mayores cuñas que pueden formarse se situarían teóricamente en el caso de los transversales con dirección N22° y juntas J1 J2 J3 con unas cuñas de 1,4 toneladas, lo cual puede evitarse con el posteo habitual de dichas galerías.

En los talleres, el peso de las cuñas que pueden activarse es teóricamente de 0,1 toneladas (pequeñas costras y costeros), que son los que pueden causar problemas en la circulación habitual por el taller o en el ripado de entibación. Esto debe tenerse en cuenta en la práctica, aunque teóricamente no afecte a la estabilidad global del taller.

9.2 Estabilidad teórica de un "taller tipo" en MSP

9.2.1 Introducción

Dado que básicamente todos los talleres de MSP tendrán unas características similares, se estudia tensodeformacionalmente un "taller tipo" utilizando un soporte informático formado por programas basados en diferencias finitas. En este caso concreto se han utilizado los programas FLAC y ALMEC.

El programa FLAC se utilizó para realizar el análisis bidimensional y el programa ALMEC se ha utilizado para el análisis tridimensional del taller.

Para definir el modelo se tiene en cuenta su geometría (la geometría del taller y la disposición de las capas) y las propiedades de los materiales, obtenidas a partir de los ensayos y de las clasificaciones geomecánicas. Esta es la razón de que se hayan realizado las determinaciones expuestas con anterioridad.

Se parte de un modelo genérico de taller como el que se muestra en la figura 19, en el que se representan 130 m desde la guía de cabeza hasta la guía de base. El arranque se realiza mediante rozadoras tipo KT1 o POISK II. También se representa el sostenimiento, que se realiza mediante mampostas y llaves de madera, y el relleno que se retiene mediante cajones de madera.

El taller utilizado para la modelización ha sido el de Patricia entre 4° - 3° piso, que es representativo, y al estar activo permite la validación de los resultados.

La litología considerada y su potencia se muestran en la siguiente secuencia; de techo a muro:

- Arenisca.
- Pizarra estratificada (0,5 m).
- Vena de carbón: Patricia (0,7 m).
- Pizarra estratificada (0,5 m).

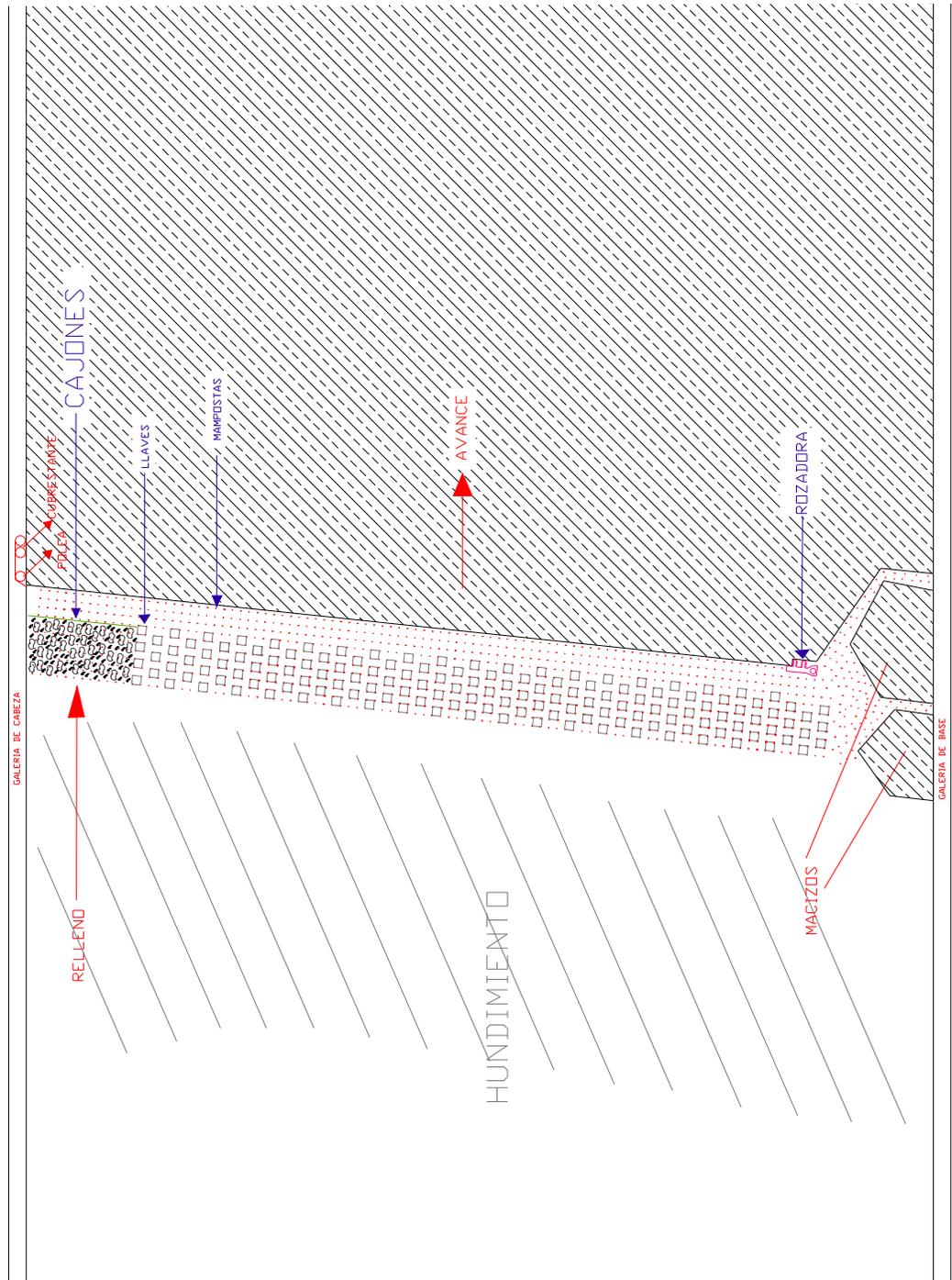


Figura 19.- Modelo genérico de taller

- Vena muro: Carbón (0,5 m).
- Pizarra fuerte.

Respecto a las propiedades de los materiales, en este "taller tipo", se tienen en cuenta tres litologías distintas, areniscas, pizarras estratificadas y carbón, con sus correspondientes módulos de Young, coeficientes de Poisson, módulos de Bulk, módulos de cizalla, resistencias a la tracción, cohesiones y fricciones, como se muestra en la tabla XX. Estos parámetros son necesarios para realizar los cálculos con el programa FLAC.

TABLA XX

	RMR	Bulk (GPa)	Cizalla (GPa)	Cohesión (MPa)	Fricción (grados)	Tracción (MPa)	Poisson (v)	Módulo Young (GPa)
Pizarra fuerte	62	15,80	9,48	0,3	36	0,03	0,25	23,71
Pizarra estratificada	38	1,75	1,31	0,1	20	0,01	0,2	3,16
Carbón	20	0,6	0,81	0,01	15	0,01	0,1	1,78
Arenisca	67	35,14	16,22	0,4	42	0,04	0,3	42,17

9.2.2 FLAC

9.2.2.1 Introducción y explicación de las salidas gráficas

En este apartado se caracteriza el estado tensional de la explotación, con el fin de analizar sus desplazamientos y tensiones.

Para dicha caracterización se ha realizado un análisis bidimensional utilizando el programa FLAC V 3.22 (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Este programa utiliza el cálculo numérico basado en la formulación explícita lagrangiana de diferencias finitas, por lo que está especialmente indicado para estudiar fenómenos de grandes deformaciones como las que podrían producirse en este tipo de estructuras.

El proceso de simulación requiere las siguientes fases:

1. Modelización del terreno empleando una malla de puntos que definen zonas.
2. Asignación de unas características resistentes y un modelo de comportamiento a los materiales de las distintas zonas.
3. Definición de la geometría de la explotación y su localización espacial en el terreno.
4. Cálculo de la situación equilibrada, compatible con las condiciones de contorno y que cumpla la ecuación constitutiva asignada a cada material.

Como resultados se obtienen los desplazamientos de los puntos de la malla, las tensiones y las deformaciones producidas, representándose por colores que equivalen a los intervalos de valores mostrados a la izquierda de cada gráfica.

Las salidas gráficas del programa FLAC presentan unas codificaciones que se comentan a continuación:

En la parte izquierda de cada gráfico se presenta una leyenda en la que se indica, entre otras cosas, el número de pasos o iteraciones (STEP), los resultados obtenidos en cada cálculo representados bien mediante colores o bien mediante vectores, así como las dimensiones del trozo de terreno que se representa en cada figura (escala horizontal (eje OX), escala vertical (eje OY)). A la hora de interpretar los resultados hay que tener en cuenta que los colores que aparecen en cada uno de los gráficos representan los valores que indica la escala situada a la izquierda del mismo. Un mismo color, no representa el mismo valor en todos los gráficos, es decir, cada gráfico es independiente de los demás. Las escalas que aparecen en abscisas y ordenadas indican las dimensiones del modelo (en metros), no coincidiendo estas con la cota real del terreno modelizado. Pasemos a analizar entonces los resultados obtenidos.

1.-Geometría modelizada: Representa la geometría de las galerías. La escala, en metros, a la que vienen representadas, se muestra a la derecha y debajo del gráfico. (*10²) representa que los números que aparecen (con punto decimal) se han de multiplicar por 100.

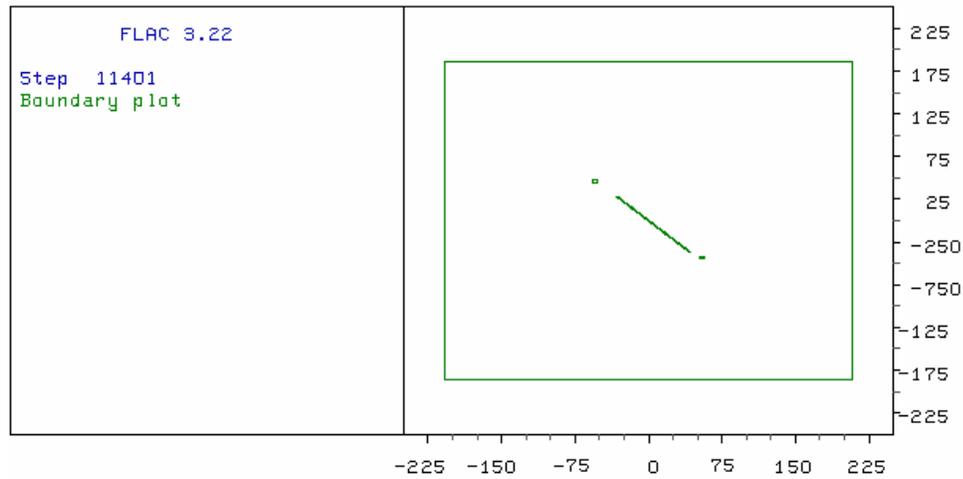


Figura 20.- Geometría utilizada

2.- Modelo: En la siguiente figura se presenta el modelo constitutivo o de comportamiento (Mohr-Coulomb, ubícuotas, doble fluencia, etc.) asignado a cada zona de la simulación.

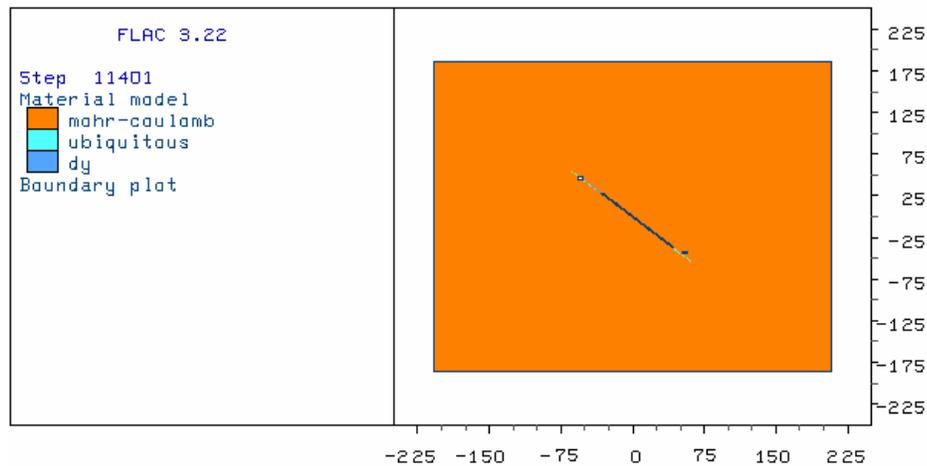


Figura 21.- Modelos constitutivos.

3.-Desplazamientos en el eje X: Indica, con escala de colores, la magnitud de los desplazamientos en la dirección del eje de las X (en este caso eje horizontal). Pueden darse valores positivos y negativos que muestran el sentido en la dirección de dicho eje. Las unidades se expresan en metros. Los signos positivos representan desplazamientos de izquierda a derecha, y los negativos de derecha a izquierda.

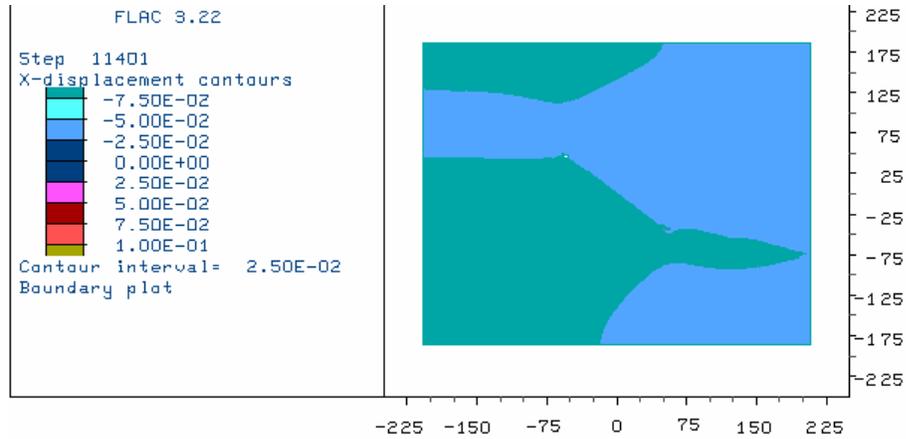


Figura 22: Desplazamientos horizontales.

4.-Desplazamientos en el eje Y: Se indica, mediante escala de colores, la magnitud de los desplazamientos en la dirección del eje de las Y (en este caso eje vertical). Las unidades se expresan en metros. Los signos negativos representan movimientos de arriba hacia abajo, y los positivos de abajo hacia arriba. En algunos de los modelos se observará que la suma de los hundimientos en el techo y de los hinchamientos en el muro es mayor que la potencia de la capa. Este efecto es debido a que los modelos representan cortes verticales a la capas y no perpendiculares a su línea de máxima pendiente.

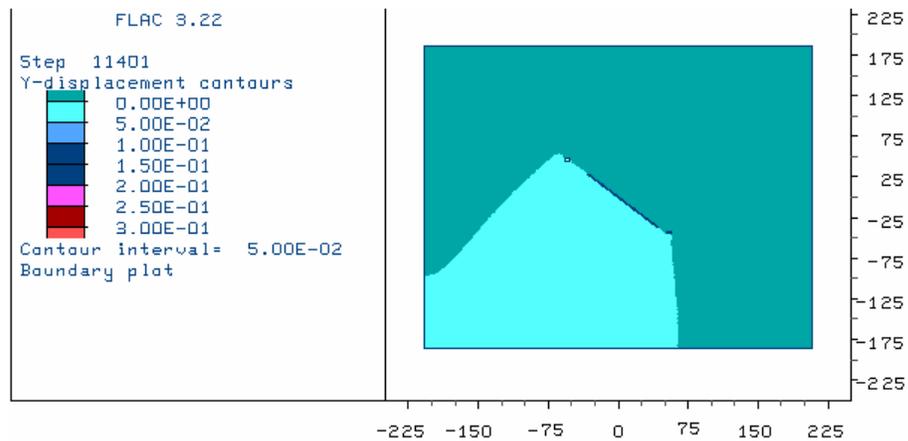


Figura 23.- Desplazamientos verticales.

5.-Tensiones principales máximas: Indica, mediante colores, la magnitud de las tensiones principales máximas. La magnitud de estas tensiones viene representada por la escala de colores situada a la izquierda del gráfico. En este tipo de gráficos se pueden observar zonas en blanco situadas en el borde de la galería; esto es debido a limitaciones en el mallado propias del programa. Los signos negativos representan compresiones y los positivos tracciones. Las unidades son las del Sistema Internacional, en este caso Pascales.

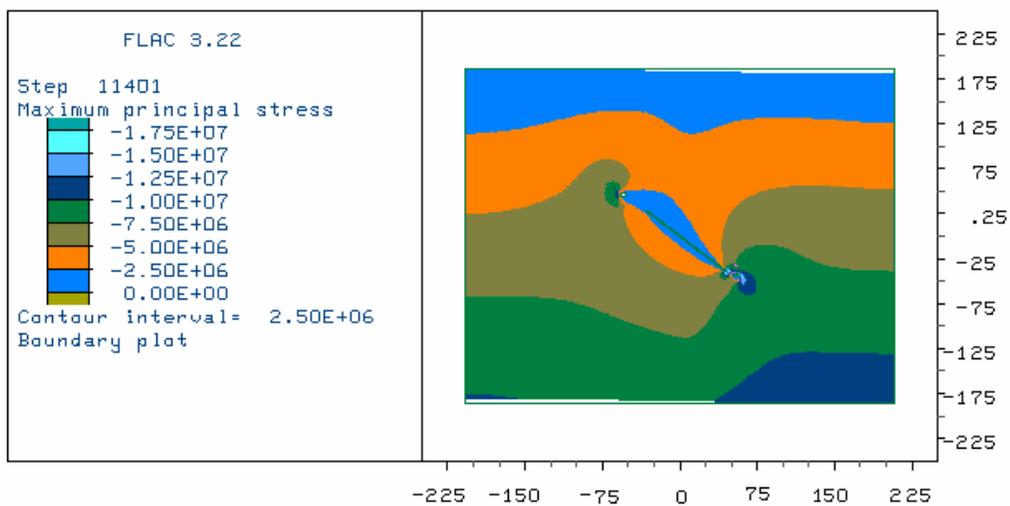


Figura 24.- Tensiones principales máximas

6.-Tensiones cortantes: Indica, mediante colores, la magnitud de los incrementos en los cortantes. La magnitud de estos incrementos viene representada por la escala de colores situada a la izquierda del gráfico. Se observan en este caso zonas en blanco situadas en el borde de la galería debido, como mencionamos anteriormente, a limitaciones del mallado.

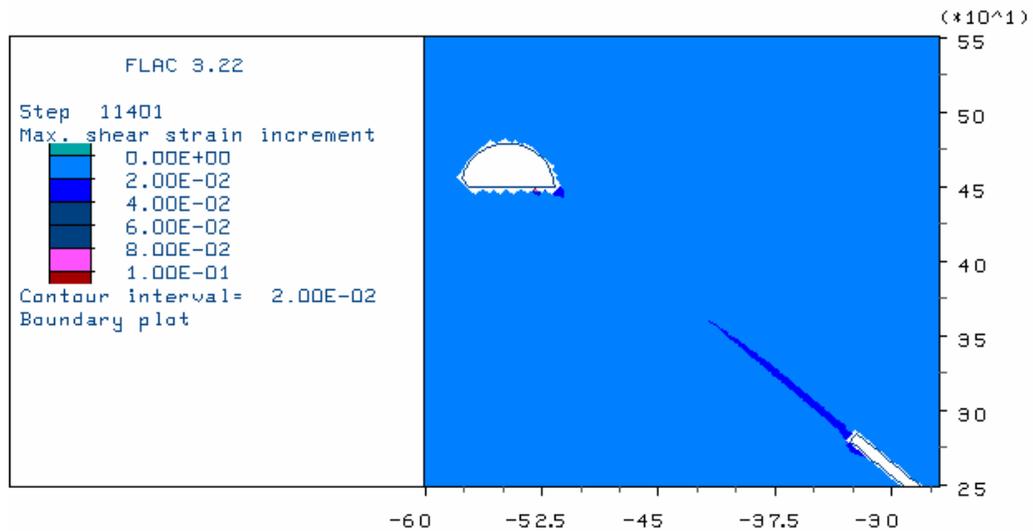


Figura 25.-Tensiones cortantes

7.-Plasticidad: Representa la plasticidad que sufre el macizo al construir las galerías, es decir, muestra las zonas de rotura que se han producido. A partir de dichas zonas se puede estimar el radio de plastificación. En cada zona se indica mediante símbolos y colores el tipo de fallo que se produce. De este modo:

- “At yield” - Indica zonas que se encuentran en fluencia en la actualidad.
- “Elastic, at yield in past”- Zonas en las que se ha alcanzado un estado elástico tras su ruptura por fluencia.
- “Uniaxial tension failure”- Representa zonas en las que se ha producido fallo por tracción. Es frecuente que aparezcan este tipo de fallos en las fronteras del modelo, situación que no es significativa.
- “Yield and tension failure”- Muestra aquellos puntos en los que la rotura se ha producido por tracción y/o fluencia.
- “Slip along ubiq joints”- Deslizamientos a lo largo de juntas ubicuas.
- “Ubiq joints slip in past”- Juntas ubicuas deslizadas.

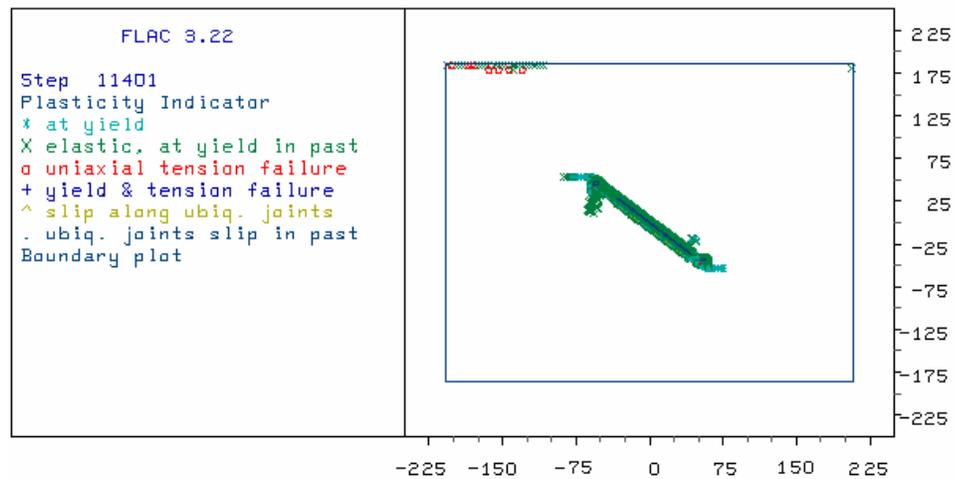


Figura 26.- Estado plástico.

Todos estos gráficos aparecen en el Anexo VIII. En los que se ha creído conveniente se ha adjuntado un detalle de la zona.

9.2.2.2 Corte del taller por un plano vertical

Esta simulación permite analizar el comportamiento del taller a medida que avanza la explotación. Para ello se divide en cuatro etapas con avances de 12 m, 25 m, 38 m y 50 m. Para visualizar bien el avance se ha realizado un corte del taller por un plano vertical.

Para la simulación se tiene en cuenta un sostenimiento con **entibación de madera** (llaves y mampostas), modelo actual de la mina, y un sostenimiento con **entibación hidráulica** (mampostas hidráulicas).

9.2.2.2.1 Entibación de madera

La primera figura representa el modelo simulado. En este caso se trata de un corte por un plano vertical en un taller entibado con madera (alternancia de llaves y mampostas) cuando se han avanzado 12 m. Las propiedades asignadas son:

- Distancia entre mampostas 1 m.
- Llaves de madera de $1,25 \times 1,25 \text{ m}^2$

- Diámetro mamposta 0,10 m.
- Módulo de Young de la madera $E = 8 \times 10^8$ Pa.
- Límite elástico de la madera $= 1,08 \times 10^6$ N.

Destaca el hecho de que el taller permanece intacto, no se ha cerrado, pese a estar el frente alejado 12 m.

La figura 2 representa un detalle de la anterior.

Las líneas azules representan el sostenimiento (llaves y mampostas de madera), que permanece en el taller a pesar de que éste avance (no se recupera).

La figura 3 representa el estado plástico en el entorno del panel explotado.

La figura 4 muestra los desplazamientos según el eje X (horizontal). Resalta el hecho de que los valores máximos corresponden al frente de avance (son del orden de 3 cm) y se dirigen hacia la zona ya explotada. En la figura 5 se representa el campo de desplazamientos según el eje Y. A lo largo de la zona ya explotada se produce un hinchamiento del orden de 5 mm, mientras que los movimientos verticales del techo son máximos en el vano más alejado del frente (2,5 cm), siendo de 1 cm en el resto de la longitud explotada.

En la figura 6 se representan las tensiones principales máximas, concentradas en los extremos de la excavación, mientras que la zona central está sometida a tensiones de compresión mucho menores. Las tensiones principales mínimas, que aparecen en la figura 7, tienen una forma similar a las anteriores, envolviendo el panel explotado.

El campo de cortantes se representa en la figura 8, donde se observa que estos se concentran en el frente y en el techo más próximo. Los valores son muy bajos. Por último, en la figura 9, se representan los esfuerzos axiales (normales) en las mampostas y llaves. Se puede apreciar que son las llaves las que soportan los mayores esfuerzos (hasta 70 toneladas), mientras que las mampostas no soportan más de 7 toneladas.

En la figura 10 se muestra el taller tras 25 m de avance. Como se ve, éste aún no se ve afectado por un hundimiento significativo. El resto de las figuras representan un detalle del mismo, el estado plástico, los desplazamientos en X (que ya alcanzan los 4,5 cm), los desplazamientos en Y, las tensiones principales, cortantes y esfuerzos en el sostenimiento. Destaca en la representación de los desplazamientos verticales, la diferencia entre los desplazamientos sufridos en el techo sobre las mampostas (hasta 2 cm) y sobre las llaves, que es mucho menor (entre 0,5 mm y 1 cm).

Tras 38 m de avance, ya se puede apreciar el efecto del hundimiento. En la figura que representa el campo de desplazamientos en Y se observa como las mampostas han cedido, mientras las llaves de madera aún sostienen el techo, ya que los desplazamientos son de 70 cm en el primer caso y de 10 cm en el segundo.

En las representaciones de las tensiones principales se aprecia como existe una zona a unos 30 m del frente donde existen tensiones importantes y que probablemente se corresponda con la zona en proceso de hundimiento. Esta idea se refuerza en la figura que representa los esfuerzos en el sostenimiento, donde se pueden diferenciar tres zonas: una primera en la que las mampostas están rotas y las llaves se encuentran en un estado de resistencia residual, una segunda donde las mampostas están rotas y las llaves están llegando a su límite resistente y una tercera (más próxima al frente) en la que las mampostas están en proceso de ruptura, pero las llaves se encuentran en perfecto estado.

El último grupo de salidas gráficas representa el estado tras 50 m de avance. Las figuras son muy similares a las que muestran el estado de la explotación tras 38 m de avance.

9.2.2.2.2 Entibación hidráulica

En este modelo se han utilizado mampostas hidráulicas con las siguientes características:

- Distancia entre mampostas = 1 m.
- Módulo de Young = 2×10^9 Pa.
- Límite elástico $E = 17 \times 10^4$ N.

– Pretensado (puesta en carga) = 8×10^4 N.

La figura 1 muestra el modelo simulado, destacando el hecho de que el taller se ha cerrado. La figura 2 representa un detalle de la anterior, donde las barras azules representan el sostenimiento (mampostas hidráulicas), que se van desplazando a medida que avanza el taller.

La figura 3 representa el estado plástico en el entorno del panel explotado.

La figura 4 muestra el desplazamiento en el eje X, que es de 3,5 cm en la zona que se está hundiendo. En la figura 5 se observa el desplazamiento en el eje OY, que es de 60 cm (como máximo), dando lugar al cierre del taller por hundimiento del techo y por un hinchamiento del muro de 10 cm.

La figura 6 representa la tensión principal mayor, siendo máxima en los extremos del panel explotado. La figura 7 (tensión principal menor) es análoga a la anterior.

En la figura 8 se aprecia que los esfuerzos máximos en las mampostas son de 15 toneladas.

Para un avance de 25 m las figuras son las siguientes. Las figuras 1 y 2 representan el cierre del taller y un detalle del mismo.

La figura 3 muestra el estado plástico dando lugar a una concentración alrededor de la zona explotada.

La figura 4 representa los desplazamientos en el eje X, que son de 6 cm en la zona de hundimiento. En la figura 5 se pueden observar los desplazamientos en el eje OY, que son de 60 cm por hundimiento del techo y 10 cm por hinchamiento del muro, dando lugar al cierre del taller.

Respecto a la figura 6, se puede observar como la tensión principal máxima se concentra en los extremos del taller modelizado, ocurriendo lo mismo para la tensión principal menor en la figura 7.

En la figura 8 se presenta el esfuerzo cortante con valores máximos de 0,2 Pa en la zona de hundimiento.

La figura 9 muestra los esfuerzos en mampostas que en este caso son de 18 toneladas.

Los avances posteriores previstos eran de 38 cm y 50 cm pero se aprecia que la evolución era la misma por lo que no se realizaron.

9.2.2.3 Modelo de taller y bordes de tajo

En esta simulación se representa un taller cortado por un plano vertical, pero perpendicular al de la sección anterior, por lo que permite ver el taller en toda su longitud y los bordes de tajo. La entibación en este modelo es con madera, lo que muestra el comportamiento del taller tal y como se encuentra en este momento.

La primera figura que se adjunta representa la geometría del modelo (guía de cabeza, zona del relleno, taller, macizo de protección y guía de base) así como los comportamientos asociados a cada zona. Así, debajo de la capa de carbón hay una capa de lutitas, representada en rojo en la que la rotura se produce principalmente a través de las juntas ubicuas (esquistosidad). Para el relleno se ha tomado un comportamiento tipo doble fluencia, representando un material mezcla de relleno y llaves que se compacta con la presión.

Las figuras 2 y 3 representan las tensiones principales mayor y menor, observándose valores importante en las guías y sobre todo en la de base.

La figura 4 representa la geometría de la zona superior del modelo, lo que permite estudiar en detalle el comportamiento del relleno. En la figura 5 se representa el estado plástico en la zona anterior.

Los desplazamientos según el eje X (figura 6) concentran sus valores máximos en la zona de la guía de cabeza en contacto con el relleno (2 cm) y en el taller, donde por efecto del hinchamiento hay desplazamientos de hasta 3 cm. Los desplazamientos máximos según el eje Y (figura 7) se concentran en las mismas zonas, estando también asociados a hinchamientos y pudiendo llegar a los 8 cm.

La figura 8 representa los cortantes. Se ve que existen valores importantes en la base de la guía, en la zona de contacto con el relleno y en la parte final del relleno, extendiéndose por debajo del taller durante los primeros metros del mismo. Esta situación se aprecia con más detalle en la figura 9, donde además se representan los esfuerzos en el sostenimiento (como anteriormente, mucho mayores en las llaves que en las mampostas). El cortante máximo se sitúa, precisamente entre las dos primeras llaves.

La figura 9 representa los desplazamientos en el eje X en el centro del taller. En los puntos asociados a la existencia de mampostas los desplazamientos alcanzan los 3 cm, mientras que donde se colocan llaves son del orden de mm. Los desplazamientos X en el techo son mucho más regulares (entre 0,5 y 1 cm). En la figura 10, que representa el campo de desplazamientos verticales, el fenómeno es similar (hundimientos máximos de 2 cm e hinchamientos máximos de 3 cm).

Destaca el hecho de que mientras las llaves permanecen intactas, las mampostas se deforman en uno u otro sentido.

La figura 11 representa los cortantes, que se extienden más o menos regulares a lo largo del muro, aunque algo más concentrados en las áreas asociadas a mampostas, lo mismo que en el techo. La última figura de este grupo centrado en el taller (figura 12), representa los esfuerzos a que se ve sometido el sostenimiento.

La figura 13 muestra la geometría de la parte inferior del modelo (fin del taller, macizo de protección y guía de base). La figura 14 representa el estado plástico en esta zona. Se producen fenómenos de tracción en la base de la guía y en el hastial izquierdo (macizo de protección).

Los desplazamientos en el eje X más importantes (figura 15) se producen al final del tajo y en la base de la guía, al igual que los desplazamientos en el eje Y que se representan en la figura 16 y que pueden alcanzar los 30 cm en la base de la guía (hinchamiento). Los hundimientos máximos producidos son del orden de 5 cm. La figura 17 representa los cortantes, concentrados como ya es habitual, en la base de la guía y en la zona de transición taller-macizo de protección.

9.2.3 Análisis de sensibilidad en 2D

Una vez llevado a cabo el análisis tensodeformacional en un "taller tipo" (identificable con Patricia), se intentan ajustar las características geomecánicas de los materiales para adaptarlas a las de Berta y Sucia.

Hay que tener en cuenta que este análisis es más cualitativo que cuantitativo, ya que asignando unas propiedades base (obtenidas a partir del RMR) a los litotipos de la capa Patricia se han definido, por comparación de los RMR respectivos, las propiedades del resto de los litotipos. Por tanto, este estudio lo que permite es la comparación entre el comportamiento de los distintos talleres analizados más que la obtención de resultados numéricos. Partiendo, pues, de una asignación de propiedades a los materiales que componen el taller de Patricia, se definen los talleres de Berta y Sucia, para a continuación definir tres modelos nuevos y diferentes definidos como Ficticia 1, Ficticia 2 y Ficticia 3, con los siguientes objetivos:

- Ficticia 1 representa la capa Berta, pero sustituyendo el muro próximo de la capa por un material más resistente. Se intenta de esta forma determinar la influencia de la resistencia del muro en la estabilidad del taller.
- Ficticia 2 representa la capa Berta sin relleno en el borde superior de tajo. Se justifica así la necesidad de relleno para mantener la integridad de la guía de cabeza.
- Ficticia 3 representa la capa Berta con un relleno más rígido que el actual pero de menor longitud (10 m). Se intenta estudiar así la influencia de la longitud y rigidez del relleno.

En la siguiente tabla (tabla XXI) se resumen los RMR tomados para cada litotipo a partir de los cuales se estiman las correspondientes propiedades:

RMR	Patricia	Berta	Sucia	Ficticia1	Ficticia2	Ficticia3
Carbón	21	16	10	16	16	16
Muro inmediato	27	27	33	44	27	27
Muro próximo	44	44	67	44	44	44
Muro lejano	67	67	67	67	67	67
Techo próximo	55	56	55	56	56	56
Techo lejano	27	27	33	44	27	27

Los resultados de este análisis se adjuntan en el Anexo IX. Para cada uno de los seis modelos definidos (Patricia, Sucia, Berta, Ficticia 1, Ficticia 2 y Ficticia 3) se adjuntan las gráficas de desplazamientos horizontales, verticales e incrementos de cortante.

Como conclusiones lógicas se obtienen:

- a) Comparación de las capas Patricia, Sucia y Berta: Los desplazamientos máximos esperables en la zona del relleno son similares en las tres capas. El efecto de hinchamiento del muro es más intenso en Berta. En cuanto a los incrementos en los cortantes, tienen también una amplia similitud en los tres casos, concentrándose en la zona de transición relleno-taller.
- b) Comparación de las capas Berta y Ficticia 1: Lógicamente, al mejorar las características geomecánicas del muro en Ficticia 1, las deformaciones en él se reducen. Los esfuerzos cortantes son puntualmente mayores que en Berta, en la zona de paso relleno-taller, pero algo menores a lo largo del resto del taller.
- c) Comparación de las capas Berta y Ficticia 2: En este caso, en que no se ha supuesto relleno (la zona de transición guía de cabeza-taller, representa el sostenimiento de la galería), resulta significativo el hecho de que antes de 5000 pasos el modelo (en el resto de simulaciones se alcanzan los 30000) ha colapsado por un exceso de deformaciones en la guía.
- d) Comparación de las capas Berta y Ficticia 3: Se confirma la idea de que es preferible disminuir la longitud del relleno, aumentando su calidad, reduciéndose los cortantes en la zona relleno-taller y los desplazamientos teóricos.

9.2.4 ALMEC

Esta simulación se ha realizado utilizando un código tridimensional en diferencias finitas explícito, ALMEC3D (*Análisis Lagrangiano de Medios Continuos 3D*), desarrollado por el Grupo de Ingeniería del Terreno de la Universidad de Oviedo y tiene por objeto analizar el comportamiento del taller de Patricia entre 4º y 3º piso, determinando las tensiones, las deformaciones y los posibles estados de fallo producidos.

El análisis conlleva el mallado tridimensional en diferencias finitas o partición del conjunto en pequeños trozos (tanto del taller como del sostenimiento), denominándose *nodo* a cada uno de los vértices de la cuadrícula del mallado. Se considera que la magnitud de la fuerza vertical que actúa sobre el bloque modelizado, corresponde al propio peso de la franja de material que tendría sobre él considerando una profundidad de 148 m.

Se han analizado dos modelos distintos: uno considerando un estado previo y otro simulando el avance de 1 m, con el fin de establecer la comparación entre ellos. Es importante el hecho de que la geometría modelizada corresponde a la parte central del taller y por tanto no tiene en cuenta los bordes de tajo.

9.2.4.1 Descripción del modelo utilizado

En la simulación de los dos modelos utilizados se suponen unos ejes de referencia XYZ, con origen en el vértice inferior izquierdo del bloque modelizado y considerando la dirección OX la de avance del taller. Para ambos casos se emplean los mismos parámetros de entrada.

Los parámetros para la modelización tridimensional referentes a características del terreno se presentan en la tabla XX y las características que definen las llaves de madera son las siguientes:

- Módulo de deformación volumétrica = 0,48 MPa
- Módulo de deformación de cortante = 0,52 MPa
- Cohesión = 0,23 MPa

- Ángulo de fricción = 0°
- Resistencia a tracción = 230 KPa

Las condiciones de contorno están reflejadas con puntos coloreados de la siguiente forma:

VERDE: Representa los nodos fijos en la dirección OY.

AZUL: Representa los nodos fijos en la dirección OX.

ROJO: Representa los nodos totalmente fijos, en todas las direcciones.

A continuación se describen las figuras que se adjuntan en el Anexo IX.

9.2.4.2 Simulación con llaves de madera: Estado previo

La figura 1 representa el modelo geométrico en el que se muestra la disposición de las capas así como el taller. La figura 2 muestra un visión distinta del modelo anterior, mediante un corte a través de un plano vertical. Así se puede observar la geometría interior del taller con sus correspondientes llaves de 1,25 m x 1,25 m.

La figura 3 representa las condiciones de contorno y las restricciones al movimiento del modelo. Los colores asociados a cada tipo de restricción son los mencionados en el apartado anterior.

La figura 4 muestra los desplazamientos según el eje X. Estos desplazamientos son máximos en el frente de carbón, pudiendo alcanzar los 40 cm. El sentido de este desplazamiento es hacia la zona ya explotada. Los desplazamientos según el eje Y se representan en la figura 5. Estos valores son máximos en la base del taller, pero sus valores no superan los 9 cm. En la figura 6 se representan los desplazamientos en Z (verticales). Como es lógico los mayores desplazamientos se producen en la zona más alejada del frente y corresponden a un hundimiento de hasta 75 cm unido a un hinchamiento de 17 cm. La figura 7 permite apreciar estos desplazamientos en detalle.

La tensión principal máxima se representa en la figura 8. Las tensiones mayores aparecen, como es lógico, unos metros por delante del frente. En la parte superior del bloque modelizado aparecen también tensiones importantes relacionadas con el hecho de que el modelo aún no se ha estabilizado y por lo tanto el reparto de tensiones no se ha completado.

La figura 9 muestra las tensiones en el plano YZ, es decir, los cortantes. Estos aparecen concentrados en el muro de la parte inferior del taller.

Las figuras 10 y 11 permiten apreciar el aspecto final del modelo, al representar las superficies deformadas. En la figura 11 se observa en detalle este fenómeno junto con la disposición de las llaves.

Las dos siguientes figuras (12 y 13 en detalle) representan el estado de fallo en el modelo. El color rojo simboliza la rotura por cortante, el color verde la rotura por tracción, el azul rotura por tracción y cortante y el morado rotura por tracción o cortante o ambos.

La última figura de este grupo (figura 14) muestra la evolución de la tensión principal máxima en un punto del carbón sin explotar al aumentar el número de etapas corridas por el programa. Cuando esta tendencia se estabiliza indica que el modelo ha alcanzado el equilibrio.

9.2.4.3 Estado tras un avance de 1 m

En el mismo anexo (Anexo IX) se muestran las salidas gráficas de la modelización considerando el estado tras un avance de 1m. Dada la similitud entre este caso y el anterior, las descripciones realizadas en el apartado 8.2.3.2. serán útiles para su interpretación.

Destaca como curiosidad el hecho de que en el diagrama que representa la evolución de la tensión principal mayor con el número de etapas se produce un importante pico aproximadamente en la etapa 9500, correspondiente al momento del avance (el estado de la tensión en etapas previas es idéntico al modelo anterior).

9.2.5 Análisis del efecto sísmico mediante el programa SLOPE

Mediante el programa informático SLOPE se analizó matemáticamente la estabilidad de un taller sobre el que actúa una carga sísmica. Para ello, se ideó un modelo en el se considera al taller como si fuera un talud, partiendo de las mismas características del taller.

Así, para la geometría del modelo (figura 27) se tiene en cuenta un talud con una inclinación de 41° , con una capa de carbón de 1 m, un muro inmediato de pizarras estratificadas y un muro más lejano formado por pizarras fuertes. Se ha supuesto que todas las litologías están saturadas de agua, y no se ha tenido en cuenta el sostenimiento del taller.

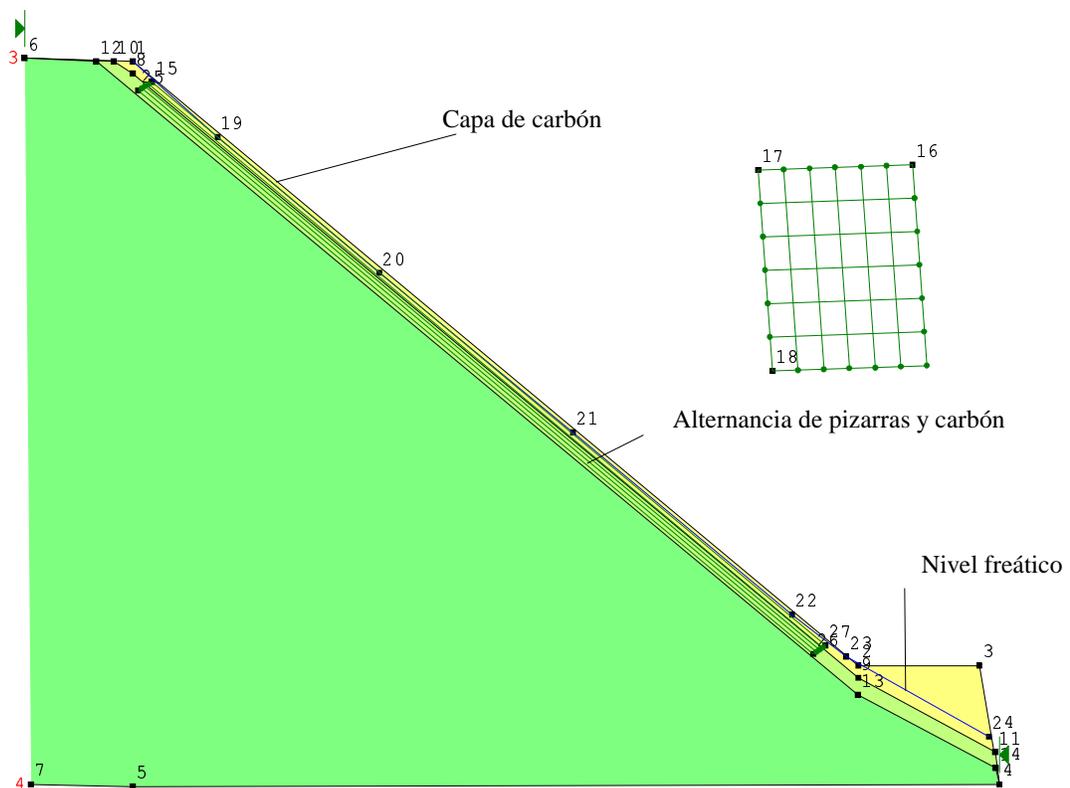


Figura 27.- Geometría simulada en el programa SLOPE

El programa SLOPE utiliza un coeficiente denominado K para definir una fuerza horizontal función del peso y que representa el efecto sísmico. De este modo, si tenemos en cuenta el modelo sin considerar la carga sísmica, el coeficiente será nulo, $K = 0$.

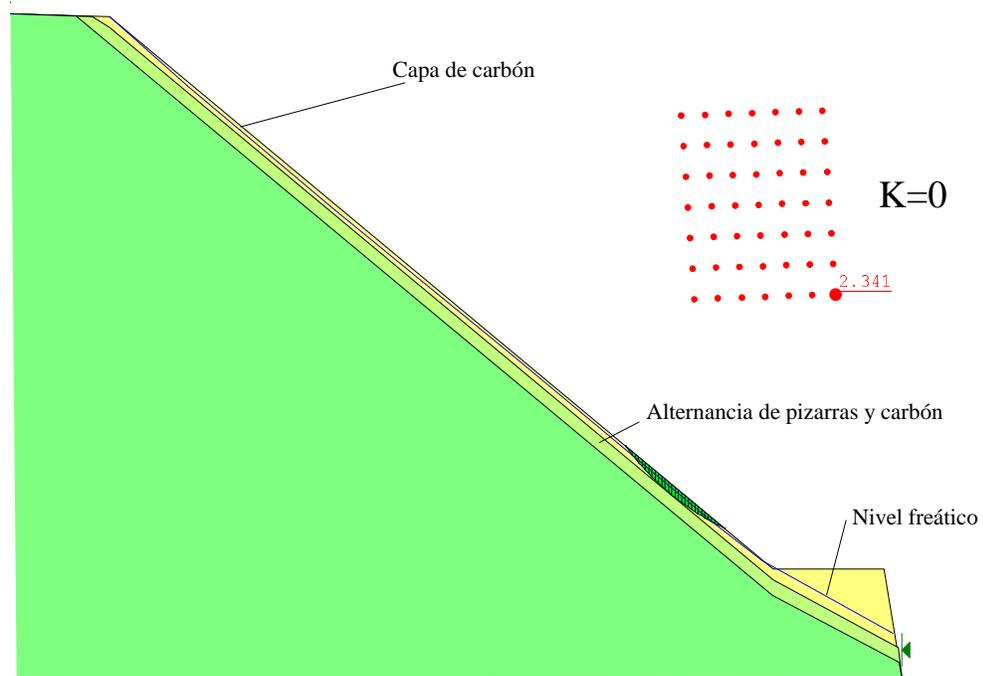


Figura 28.- Posibilidad de deslizamiento en condiciones normales

En la figura 28 se representa la posibilidad de deslizamiento del muro de la capa en condiciones normales. La malla de puntos rojos representa los centros de los círculos de rotura estudiados. El número que aparece junto a uno de dichos puntos es el factor de seguridad más bajo obtenido de todos los estudiados. La zona rallada de color verde oscuro representa la superficie de rotura.

En cambio, si se considera la carga sísmica provocada por un movimiento sísmico (el más fuerte producido en esta zona y mencionado anteriormente en el apartado 3.3), se obtienen una pequeña variación del coeficiente ($K = 0,01$) (ver figura 29).

Con esta alteración se provoca una ligera disminución del factor de seguridad, pasando de 2,3 a 2,0. Esta variación del factor de seguridad no afecta a la estabilidad del taller, en este caso considerado como un talud, ya que es aún lo suficientemente alto como para garantizar la misma.

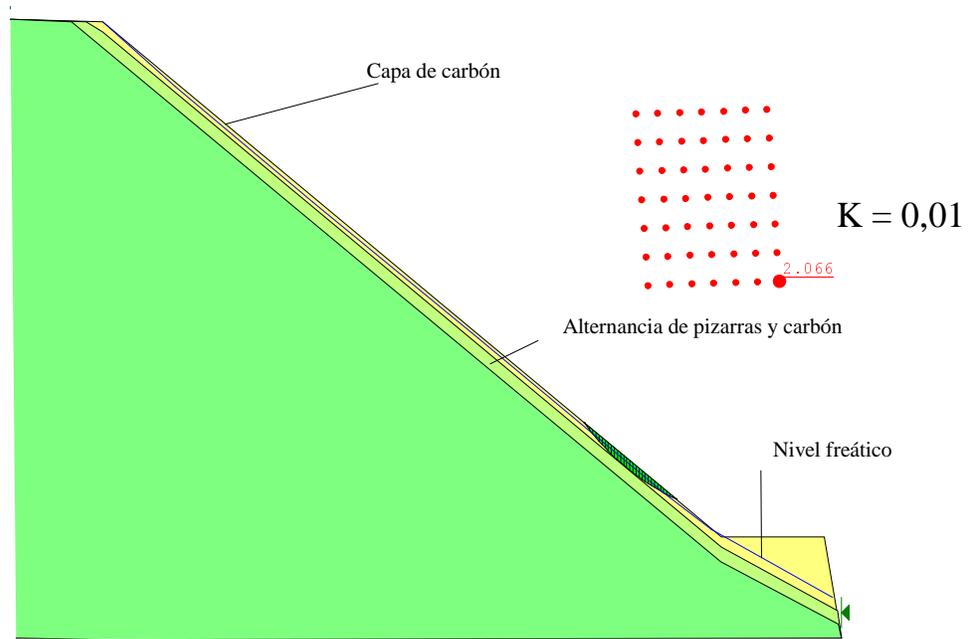


Figura 29.- Posibilidad de deslizamiento bajo carga sísmica

10. CÁLCULOS DE PORTANCIA DEL SOSTENIMIENTO CON MAMPOSTAS DE MADERA

Basándonos en la propuesta de ITC 04.6.06 "Sostenimiento de Explotaciones" de Junio-96 (Anexo 1), se realizaron una serie de cálculos de portancia del sostenimiento con mampostas de madera, con el fin de comprobar numéricamente la bondad del sostenimiento de los talleres.

El citado borrador de ITC define un factor de seguridad, FS, como el cociente entre la capacidad portante de las mampostas y la presión del techo a que se ven sometidas.

Este factor de seguridad debe ser superior a 1,4. La capacidad portante de la mamposta se define a partir de la tensión crítica más baja que puede soportar, que es la de pandeo. Según la norma DIN 21315, se tiene:

$$S_k = 15680 - 411,6 \frac{L}{D}$$

Siendo:

S_k : tensión de rotura a pandeo, en kN/m^2

L : longitud de mamposta o potencia de la capa, en m

D : diámetro de la mamposta, en m

Se supone que la tensión crítica a compresión de la madera de pino es de 15680 kN/m^2 .

La densidad de posteo debe cumplir:

$$S_k \cdot S_m \cdot N \cdot K = FS \cdot P_k \cdot S \quad \text{y por tanto}$$

$$FS = (S_k \cdot S_m \cdot N \cdot K) / (P_k \cdot S)$$

Siendo:

$$S = N \cdot C \cdot B / n$$

S_m : sección de la mamposta, (en m^2).

N : número de mampostas por línea perpendicular al frente, entre éste y la tela de relleno o línea de hundimiento, que se toma igual a 3.

n : número de mampostas por bastidor, también igual a 3.

K : factor de eficiencia de la madera, $K=0,75$

P_k : presión de techo, en kN/m^2 , que se toma:

$$P_k = 2 \times \text{Potencia Capa} \times \text{Peso específico del techo}$$

S : superficie de techo a considerar, en m^2 .

FS : factor de seguridad (mayor de 1,4).

C : ancho de calle (roza), en m (1 m, en este caso).

B : longitud de bastidores, en m (2,5 m, para el caso considerado).

Por tanto:

$$FS = \frac{S_k \cdot S_m \cdot K}{P_k \cdot G \cdot B} n$$

Con todo esto se ha elaborado un ábaco en el que se obtienen los factores de seguridad para cada diámetro de mamposta y para una serie de potencias de capa. Este ábaco se presenta a continuación.

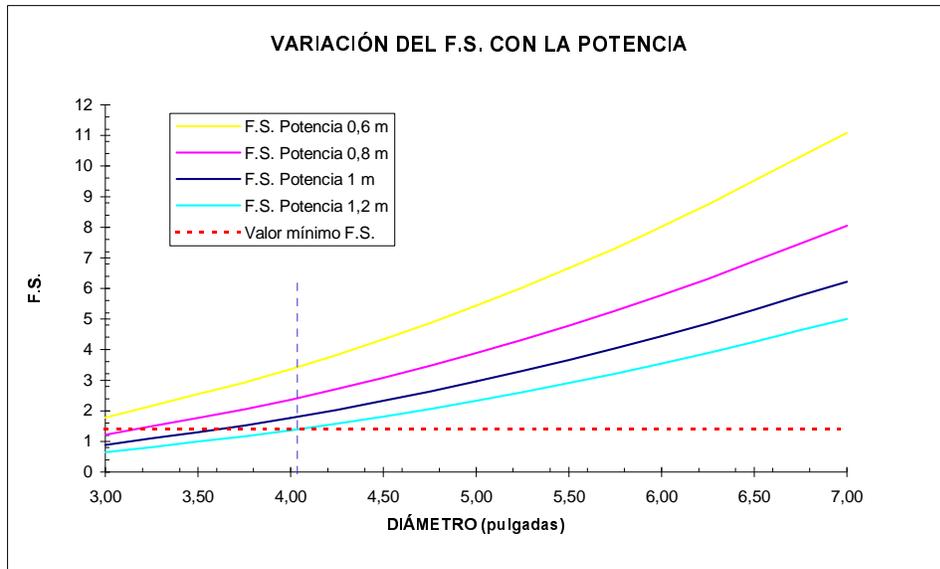


Figura 30.- Factores de seguridad en función de los diámetros de mamposta y la potencia de la capa

Como se ve en dicho ábaco, para mampostas de cuatro pulgadas, en potencias de hasta 1,2 m se está por encima del factor de seguridad mínimo requerido (1,4).

11. SÍNTESIS DE LOS RESULTADOS DEL ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD

En los capítulos anteriores de este documento se ha presentado la **información básica que es necesaria** para estudiar el mecanismo de comportamiento de los talleres en la mina "Paulina" y conocer sus condiciones teóricas de seguridad desde el punto de vista de la estabilidad de los mismos. Entre otros trabajos, se ha realizado un inventario geológico-geotécnico de las capas y de su entorno rocoso en el ámbito de la mina estudiada, se ha conocido la geometría de la mina, se han tomado datos y muestras *in situ* y se han realizado ensayos de laboratorio para determinar los parámetros de entrada en los modelos de cálculo.

En el capítulo 8 se presentan los cálculos realizados con la ayuda de programas informáticos de reconocido nivel científico, los cuales han conducido a unos determinados resultados tras realizar análisis estructurales (de las juntas, con el programa DIPS y de la formación de cuñas con el programa UNWEDGE) y tensodeformacionales (con los programas FLAC y ALMEC). También se incluye un cálculo de la estabilidad del muro de la capa en condiciones desfavorables (sin sostenimiento, saturado de agua y sometido a los esfuerzos dinámicos producidos por un movimiento sísmico, con el programa SLOPE).

Esta metodología de cálculo y análisis es diferente a la más convencional, consistente en la aplicación de determinadas fórmulas (analíticas o empíricas) más o menos simplistas y/o apropiadas, que permiten obtener unos factores de seguridad. Sin embargo, el análisis tensodeformacional del macizo rocoso a partir de un modelo adecuado es mucho más poderoso, fiable y completo pues permite además entender el mecanismo de funcionamiento del sistema estudiado (en este caso el taller) si se saben interpretar las salidas del programa.

La metodología convencional puede ser adecuada en cálculos de determinados parámetros, en disciplinas en las que el modelo de comportamiento sea sencillo y/o siga leyes bien conocidas (electricidad, estructuras metálicas, etcétera), pero puede resultar engañosa o parcialmente fiable en el caso de que existan muchos parámetros intervinientes y no se conozcan con exactitud todos los datos de entrada, como en este caso. Aquí, parece más importante conocer como funciona el sistema y en base a parámetros que pueden conocerse razonablemente o acotarse (características del terreno, portancias de la entibación, etcétera) establecer con criterios científicos las condiciones en las que el taller puede funcionar de forma compatible con la seguridad. En ese proceso, por supuesto, se tienen en cuenta los resultados numéricos obtenidos en los cálculos, que también pueden presentarse de forma convencional y en términos de factor de seguridad.

En definitiva, se quiere transmitir la idea de que aunque todo lo expuesto hasta aquí pueda parecer complejo, alejado del estudio concreto del taller, e incluso farragoso (en todos los capítulos se ha tratado de presentar previamente un fundamento teórico y algunas aclaraciones para el lector interesado en profundizar en el estudio), esto no debe ser así.

Resumir todo lo anterior y traducir muy brevemente y de forma sencilla a resultados de interés práctico la enorme cantidad de información contenida en las figuras incluidas en los anexos que recogen los resultados del análisis tensodeformacional, es el objetivo prioritario de este capítulo.

En cuanto a cálculos, básicamente el estudio ha consistido en:

11.1 Análisis de juntas (programa DIPS) y cuñas (programa UNWEDGE).

11.2 Análisis tensodeformacional en dos dimensiones (2D) para un "taller tipo" de la mina "Paulina". Se utilizó el programa FLAC, y el análisis se realizó en dos fases complementarias:

11.2.1. Estudio de una sección transversal en zona central del taller para estudiar el hundimiento y calles de trabajo:

- Con sostenimiento de madera (llaves y puntalas).

- Con sostenimiento a base de mampostas hidráulicas individuales.

11.2.2. Estudio longitudinal del taller para ver la estabilidad a lo largo del mismo.

11.3. Análisis de sensibilidad en 2D variando las características de los terrenos para extender las conclusiones a los talleres en las capas "Patricia", "Berta" y "Sucia".

11.4. Análisis de comprobación en tres dimensiones (3D), con el programa ALMEC.

11.5. Estudio y cálculo de la estabilidad del muro de la explotación en caso de explotar solo la vena de techo de las capas, en condiciones desfavorables: sin sostenimiento, saturado de agua y sometido a esfuerzos dinámicos producidos por un hipotético seísmo con el programa SLOPE.

11.1 Cálculo de cuñas en el taller con el programa UNWEDGE

Estos cálculos han servido para comprobar que, en general, **no se forman grandes cuñas activas** ("costeros" que pueden desprenderse) en el "taller tipo", salvo las de una determinada tipología, cuyo peso se sitúa en torno a **0,1 toneladas como máximo**.

El análisis de juntas determina para ese tipo de cuñas inestables un factor de seguridad de valor $F.S. = 0,45$ lo que sugiere que este problema, sin ser excesivamente complicado de controlar, debe tenerse en cuenta, principalmente en el posteo de la zona de trabajo del taller y en la recuperación de mampostas, si estas llegan a ser móviles (hidráulicas). Hay que tener en cuenta que se trata de costeros producidos en la zona descomprimida del área de trabajo, no en el hundimiento propiamente dicho.

El análisis estático del resto de cuñas, dan factores de seguridad $F.S. > 22$, lo que hace pensar que en los talleres de la actual mina "Paulina" **los grandes costeros en la zona de trabajo no son esperables, teóricamente**. El hundimiento se producirá con el avance del taller y afectará al techo de la capa en mayor o menor profundidad, dependiendo de diversos factores (densidad de llaves, avance, hinchamiento de muro, tipo de entibación, etcétera).

11.2 Análisis en dos dimensiones (2D) del taller con el programa FLAC

11.2.1 Estudio transversal en la zona central del taller para estudiar la zona de hundimiento y calles de trabajo

- Con sostenimiento de madera (llaves y puntaladas)

En este caso, el análisis explica claramente (y en concordancia con lo observado en la realidad, lo cual valida los cálculos) el proceso de hundimiento del postaller y el trabajo de las llaves y mampostas.

El sostenimiento (a base de mucha madera, que se abandona) **funciona** y puede tener efectos psicológicos favorables en el taller, **pero** como se verá al compararlo con el caso de las mampostas hidráulicas, el sistema "taller + sostenimiento + hundimiento" **trabaja de forma, aparentemente, más "estresada"** (si se permite la expresión) **de lo deseable**, debido al efecto de "freno al hundimiento" producido por la madera. Se retrasa el cierre del taller, que no obstante se ve ayudado por el hinchamiento del muro de la capa. Mientras no se cierre el postaller o se asiente el hundimiento, el sistema no libera tensiones, y eso no es bueno. Se puede ver que las llaves llegan a estar sometidas a esfuerzos superiores a 70 toneladas unos 12 metros por detrás del frente. Sería mejor que el techo ya hubiera hundido o se hubiera cerrado el hueco. Por ello defenderemos en su momento la colocación de llaves cada cierto espacio para cortar el hundimiento, pero dejando hueco suficiente para que este se produzca de forma controlada, pero efectiva. Esto requiere, por supuesto, un adecuado sostenimiento (preferiblemente con entibación hidráulica) en la zona de trabajo.

Una vez avanzados entre 25 y 38 metros, el techo en el postaller hunde, o cierra el hueco por convergencia de techo y muro. A los 50 metros ya está hundido y los esfuerzos sobre las llaves se reducen. La distancia crítica teórica de mayor tensión en el taller para sostenimiento con madera se sitúa entre los 25 y 40 metros. Lógicamente sería mejor que fuera más pequeña pues el nivel tensional acumulado en el ciclo sería menor. Sobre esto reflexionaremos más adelante, aunque adelantamos que lo observado en la mina permite descartar (por los riesgos e incomodidades adicionales) la provocación del hundimiento mediante la utilización de disparos al techo con explosivos, ya que el hinchamiento del muro favorece el apoyo bastante antes que si se tratase de capas más potentes o en las que el muro no hincha tanto.

- Con mampostas hidráulicas individuales

Los resultados teóricos en este caso son concluyentes:

- **La distribución de tensiones es más favorable** por el rápido hundimiento del postaller.

- **Los esfuerzos sobre las mampostas hidráulicas son de 18 toneladas** como máximo, cifra que puede tomarse como referencia para diseñar el sostenimiento.

Es decir, **el funcionamiento del sistema parece más adecuado en este caso que con madera**. No obstante, existen una serie de problemas inherentes al taller que parecen recomendar, si se utilizase entibación hidráulica, la **utilización de madera como entibación complementaria**, es decir, llaves de madera para cortar el hundimiento y frenar los posibles arrastres y puntalas de apoyo, discrecionalmente en el taller, así como mampostas de refuerzo detrás de las llaves (como tornapuntas para evitar que los costeros incidan directamente contra las llaves).

Dado que en el modelo se supusieron tres mampostas hidráulicas por bastidor y que cada bastidor estaba separado 1 metro, la carga máxima por metro cuadrado en la zona de trabajo del taller será de:

$$\frac{3 \times 18}{2,5} \text{ t/m}^2 = 21,6 \text{ t/m}^2$$

Esta cifra también puede tomarse como referencia si se quiere modificar la disposición de las mampostas con relación a lo supuesto en el modelo. Por otra parte se observa que en caso de colocar mampostas de 25 toneladas el factor de seguridad será del orden de:

$$F.S. = \frac{25}{18} = 1,4$$

Como comprobación (los resultados van a ser compatibles), se puede aplicar la teoría de Jacobi (muy clásica y simple, pero aceptada como primera aproximación en Alemania, por su sencillez y bastante buena eficacia). Según Jacobi, la "portancia" (en toneladas por metro lineal de taller) del sostenimiento está definida por la expresión:

$$P = K \times \Gamma \times M / (f-1) \text{ (t/ml)}$$

donde K es un factor de seguridad, f coeficiente de expansión de los estratos del hundimiento, Γ el peso específico de los terrenos y M potencia de la capa en metros. Para $K=1,6$; $\Gamma= 25 \text{ kN/m}^3$ y $f= 1,5$ se obtiene:

$$P = 80 \times M \text{ kN/m}^2 = 96 \text{ kN/m}^2 \text{ para una capa de 1,2 m de potencia.}$$

Suponiendo una distancia de unos 6 metros desde el frente hasta la zona donde las llaves en un sostenimiento mixto pueden forzar al techo a hundir (1 m de avance + 2,5 m entibación + 2,5 m de llaves, por ejemplo), se tendrá que es necesario una portancia del sostenimiento de:

$$6 \times 96 = 576 \text{ kN/m de taller} \approx 57 \text{ t/m de taller}$$

Si a esto añadimos que las hipótesis de Jacobi se centran en tajos subhorizontales y que las presiones sobre el techo en tajos inclinados son menores, se concluye que con 3 mampostas de 20 toneladas por bastidor sería también suficiente.

Dado que existe una propuesta de ITC relativa al sostenimiento de talleres, se ha querido dar también validez al estudio comprobando que lo que aquí se indica es compatible con dicha ITC (04.6.06). En ella se propone que el valor de la resistencia mínima del sostenimiento (R_{\min}) debe ser el mayor valor de las siguientes expresiones (en kN/m^2):

$$R_{\min} \geq (44,1 + 1,633 E) M$$

$R_{\min} \geq 78,4 M$; siendo E la pendiente máxima (°) y M la potencia (m)

Para 42° de pendiente y 1,2 m de potencia, se obtiene 135 kN/m² y 94 kN/m² respectivamente. Tomando el mayor valor se tiene que el sostenimiento debe tener una resistencia mínima de 13,5 toneladas por metro cuadrado de taller. Las mampostas hidráulicas de 20÷25 toneladas, para las densidades de posteo propuestas, lógicamente también cumplen este requisito.

11.2.2 Estudio longitudinal del taller para ver la estabilidad a lo largo del mismo

Este estudio se realizó para determinar los esfuerzos, principalmente cortantes, y deslizamientos a lo largo del taller, en sentido longitudinal.

En este caso, se simuló un taller entre pisos 3° y 4° en la capa Patricia con sostenimiento de madera. Se ha elegido este taller pues estaba en funcionamiento y se podían comprobar los resultados. Al final, lo obtenido está en concordancia con la realidad.

En las figuras (recogidas en el Anexo VIII) se puede ver que **los máximos desplazamientos en sentido longitudinal y los cortantes** (relacionados ambos con la posibilidad de deslizamientos del muro) **se producen:**

- **En el relleno, en la zona de contacto con la galería**, lo que conduce a pensar que es conveniente rellenar bien la parte alta del taller y frenar bien el relleno con una adecuada realización de cajones. Dado que el relleno proviene de las guías, y que no es calibrado, debe cuidarse que esté lo más compactado posible para que entre en carga cuanto antes, eliminando el riesgo de que entre en movimiento. Si no hay suficiente relleno parece preferible acortar el tramo rellenado.

- **En el muro del taller en la zona de transición entre relleno y hundimiento.** De esto se deduce que conviene frenar bien el relleno, pero no romper el muro por la presión de las llaves. En este sentido conviene que tengan una importante superficie de reparto e incluso apuntalar los cajones con frenos y tornapuntas que afecten lo menos posible al muro.

- **En el muro a lo largo del taller, en la zona de apoyo de la entibación.** Esto significa que debe cuidarse de que la entibación no rompa el muro, creando superficies de posible inicio de deslizamiento por descalzamiento. El ensayo con la placa de carga (ver apartado 6.1.3.) realizado sobre capa Berta permitió alcanzar sin romper el muro una presión sobre el mismo de unos 13 kp/cm^2 , equivalentes a 1,3 MPa. Si tenemos en cuenta que en el modelo teórico la tensión en el muro bajo la entibación es de 1 a 2 MPa (ver figuras en el Anexo VIII), se puede suponer que el aparente problema no lo será si se toman precauciones o se colocan **placas o tablonces de madera de reparto convenientemente dispuestos** (encadenados entre sí a lo largo del taller).

11.3 Análisis de sensibilidad en dos dimensiones (2D) para extensión de conclusiones a todos los talleres

El estudio, inicialmente se ha realizado sobre una "capa tipo" de las de la mina "Paulina", dado que en lo fundamental las capas Patricia y Berta son similares en su tipología:

- Al techo: pizarras más o menos estratificadas (techo inmediato) y por encima areniscas (techo lejano).
- Capa de carbón de dos venas de las que se explotará la superior en una potencia de 0,8 a 1,2 metros, dejando un muro próximo de pizarra y material carbonoso.
- Al muro de la vena a explotar: material pizarroso y carbonoso (muro inmediato) y por debajo pizarras competentes (muro más lejano).

El taller estudiado se ha realizado suponiendo que está en la capa Patricia, ya que era la que más fácilmente se podía comprobar los resultados.

Las conclusiones son válidas para todos los talleres; sin embargo, con objeto de hacer más fiable el análisis, **se ha hecho un análisis de sensibilidad** repitiendo el estudio en 2D, modificando los parámetros resistentes de los materiales acercándolos a los de las capas Berta y Sucia. De este nuevo estudio se obtiene lo siguiente:

En el Anexo IX se incluyen los resultados gráficos obtenidos para las capas Berta, Patricia y Sucia en distintas hipótesis, que trataban de analizar cualitativamente los siguientes puntos:

1. Influencia del aumento de la resistencia del muro.
2. Influencia de la longitud y rigidez del relleno.

Dejando claro que las propiedades han sido estimadas cualitativamente a partir del RMR de cada litotipo (con lo cual se estudia la incidencia relativa de cada factor) se puede concluir al respecto lo siguiente:

- a) Cuando se aumenta la resistencia del muro, disminuyen los cortantes generados.
- b) Cuando aumenta la resistencia del relleno la carga sobre la entibación es menor. Sobre la longitud de zona rellenada, se confirma la idea de que es mejor una longitud menor de esta zona y que el relleno esté bien compactado, completándolo con llaves de madera cuando no se disponga de material suficiente, a que sea incompleto.

11.4 Análisis en tres dimensiones (3D) con el programa ALMEC

Este análisis ha permitido hacer una comprobación final del funcionamiento de todo el sistema (taller, postaller, hastiales, sostenimiento). Se ha simulado además un avance en el taller de 1 metro, obteniendo resultados coherentes con lo observado en la realidad.

Desde un punto de vista práctico, **además de confirmar lo expuesto** anteriormente y ver el pico de tensión por delante del frente de carbón al realizar el avance, **se detecta el aumento de los cortantes en el muro de la capa a medida que se descende por el taller**. Esto es lógico y requiere que el control del taller se realice en toda su longitud. La zona afectada es mayor cuanto más distancia exista entre el frente y el hundimiento o apoyo.

11.5 Estudio y cálculo de la estabilidad del muro de la explotación en caso de explotar solo la vena de techo de las capas

Dado que el modelo teórico que se ha puesto a punto no implicaba la posibilidad de deslizamiento del muro del taller, y con objeto de eliminar todo tipo de dudas, se ha hecho un cálculo muy simple y conservador para ver si existe un riesgo claro de deslizamiento del muro en **condiciones muy desfavorables** con el programa SLOPE. Se ha supuesto que no hay sostenimiento en el taller, que circula agua por el muro, saturándolo, y que se sufren las vibraciones de un movimiento sísmico.

El resultado ha sido claro: si no se descalza o rompe el muro (esto es muy importante), teóricamente no tiene por qué haber deslizamiento en condiciones normales, siendo el factor de seguridad 2,3 en el caso de no tener en cuenta el seísmo y 2,0 teniéndolo en cuenta.

11.6 Algunas consideraciones de interés práctico realizadas a partir de los resultados del análisis

En el capítulo anterior ya se han apuntado algunas cuestiones que tienen un claro interés práctico en el problema que se estudia. En este capítulo se exponen otras cuestiones de interés basadas en los cálculos presentados gráficamente en los anexos.

Con relación al taller

1. En primer lugar puede decirse que la explotación por sí misma de la vena de techo de las capas Berta y Patricia (la capa Sucia no la tiene), no parece implicar riesgo de deslizamiento inherente a esa metodología, siempre que no se rompa el muro o descalce artificialmente.
2. La conclusión anterior exige prestar especial atención a que el muro no se rompa, sea por la rozadora o por presiones excesivas. Un menor nivel tensional en el muro en la zona de trabajo se conseguirá asegurando que el taller lleve una velocidad de avance suficiente para que el techo pueda descargar periódica y regularmente.

3. Una buena y regular velocidad de avance del taller también permitirá aprovechar el hinchamiento del muro en el postaller, que aumenta la convergencia en éste, sin que afecte sobremanera a las calles de trabajo. Para ello es conveniente disponer de una entibación que teniendo una portancia suficiente, sea fácil de avanzar y deje libre el postaller para que hunda o se cierre controladamente.

Con relación a la entibación

4. De acuerdo con lo anterior, parece muy adecuada una entibación hidráulica individual (no se considera la entibación hidráulica autodesplazable mediante pilas o escudos además de por razones económicas y de estructura, por estar haciendo referencia a la explotación sólo de la vena de techo), ya que puede ponerse en carga de inmediato y avanzarse con rapidez desde una zona protegida por las mampostas de las calles más próximas al frente, aunque ello no supone descartar otros tipos de sostenimiento.
5. **La mayor idoneidad de la entibación hidráulica no debe descartar *a priori* la utilización de madera.** No obstante, en este caso pueden surgir problemas debido a aspectos como la menor carga inicial de las llaves y mampostas (a veces casi nula), la cantidad de trabajo que da la "tira" de madera y su colocación, la gran cantidad de madera necesaria para alcanzar una portancia adecuada, etc. Todo ello entorpece el avance y luego (al abandonarse la madera en el postaller) retrasa también el hundimiento.
6. **Las mampostas hidráulicas actualmente existentes en el mercado son relativamente ligeras, estables y seguras, aunque la pendiente de las capas (unos 42°) requiere una especial atención en su manejo.** Hay experiencia contrastada de su utilización en explotaciones vecinas, y bien colocadas no debe temerse por su estabilidad. Ahora bien, en esta pendiente es conveniente que sean de buena calidad y sobre todo que "recuperen" bien (descarguen adecuadamente). En estas hipótesis, las mampostas hidráulicas pueden proporcionar un aumento de la seguridad no solo por su resistencia e idoneidad, sino por reducir tareas peligrosas y penosas como la tira de madera y la colocación de las llaves y mampostas, al reducirse el número de llaves

que se necesitan colocar.

7. Pese a la mayor idoneidad de la entibación hidráulica individual, en principio se descarta su utilización exclusiva en el taller. Es conveniente disponer de mampostas de madera de refuerzo hasta conocer *in situ* el comportamiento del taller; y por supuesto, se considera necesario la realización de llaves de madera de buena calidad que se situarían frenando los cajones del relleno y a una adecuada distancia dentro del taller para cortar el hundimiento y frenar posibles corrimientos.
8. Sin tratar de proponer definitivamente el sostenimiento del taller, lo cual debe realizarse en función de la experiencia que se vaya adquiriendo (asegurando la portancia teórica calculada, por supuesto), de acuerdo con los resultados del análisis, podría pensarse en la siguiente distribución del sostenimiento:
 - a) **Sostenimiento sólo con madera:** La distribución actual parece correcta, dentro de las limitaciones que tiene la madera frente a la entibación hidráulica. También puede decirse que es compatible y se ajusta a lo dispuesto en la propuesta de ITC 04.6.06 en cuanto a espaciamiento, sección de madera, tornapuntas, posteo de chulana, etcétera.
 - b) **Sostenimiento con madera y colchones neumáticos:** En este caso se puede decir lo mismo que en el caso anterior. Parece correcta y es compatible con la referida ITC.
 - c) **Sostenimiento mixto con madera y entibación hidráulica individual:** En este caso, que no se presenta en la actualidad en la mina "Paulina" podría plantearse un sostenimiento similar (o una variante) a lo dispuesto en la figura 31:

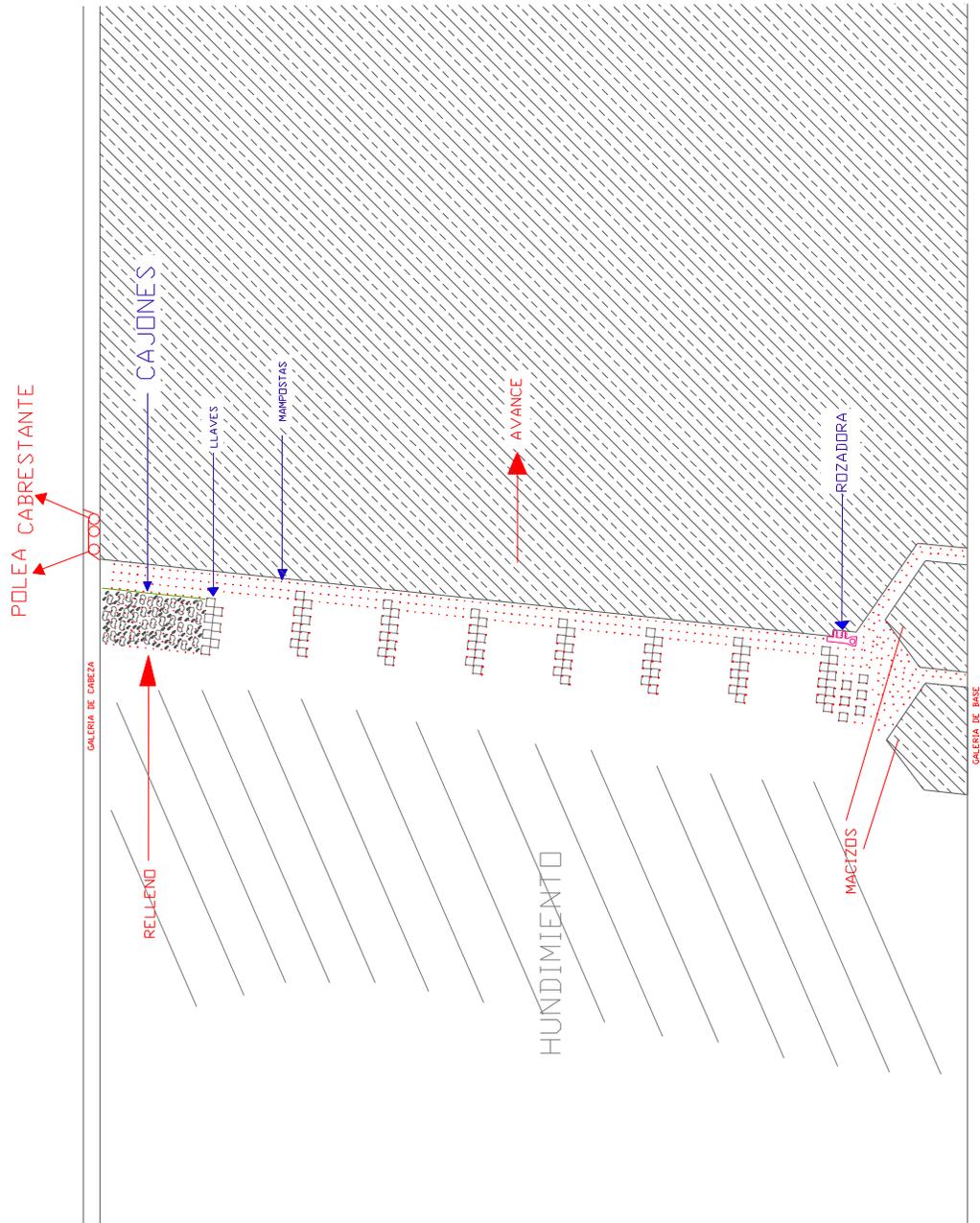


Figura 31.- Esquema de un taller con entibación mixta

Se colocarían al menos dos filas de llaves que no afecten al muro en la zona inferior del relleno, para colocar a continuación una serie de bastidores con tres mampostas hidráulicas, seguidas por al menos dos filas de llaves al tresbolillo, otra vez mampostas, llaves, etcétera. Para protegerse de costeros se podrán colocar puntalas y/o rachos al techo, cuando se crea necesario. Se debe vigilar que la resistencia del muro sea suficiente para asegurar la portancia deseada. Se tendrá en cuenta lo dispuesto en la ITC tantas veces referida, en particular las distancias, tornapuntas, etcétera. Los cálculos realizados en este estudio avalan la estabilidad teórica de la explotación. Al no tratarse de un sostenimiento constituido exclusivamente con mampostas metálicas no afectaría la limitación de los 36° de pendiente máxima. En cualquier caso los beneficios que conlleva la utilización de dicha entibación y la experiencia en explotaciones vecinas serían suficiente justificación para admitirla en 42° de pendiente.

9. **No es objeto de este estudio hacer valoraciones económicas,** pero se puede decir que frente a la inversión inicial hay que contraponer el ahorro en jornales, los mayores rendimientos esperables y la disminución del consumo permanente de madera.

Con relación al hundimiento

10. **Debe cuidarse que el hundimiento o convergencia del postaller no se retrase.** En el caso de utilizar mampostas hidráulicas es de esperar que ese problema se reduzca, si no se hinca la entibación en el muro, pues su avance deja hueco para hundir. Además, al no abandonar tanta madera en el postaller se aprovechará mejor el efecto del hinchamiento del muro.
11. **En el caso de utilizar entibación de madera el problema se complica, aunque no significa (como se viene demostrando) que la estabilidad del taller peligre de antemano.** Para potencias inferiores a los 2÷2,5 metros, pese a ser bastante rígido el techo, no parece conveniente tratar de provocar el hundimiento con la ayuda de explosivos. Esto parece que sería poco operativo, retrasaría los trabajos y quizás produciría un efecto negativo desde el punto de vista de la seguridad. Por otra parte en las capas Patricia y Berta

existe un plano de despegue en el techo más próximo que impide que se produzcan grandes golpes de techo. En todo caso, se podrían utilizar explosivos para provocar el primer hundimiento tras el inicio de los talleres; o incluso, si no hundiera se podría tratar de hacer algún ensayo rompiendo las llaves del postaller, si éste no converge.

Con relación al relleno

12. Es fundamental que el relleno entre en carga adecuadamente y cuanto antes. Para ello debe estar bien frenado y convenientemente compactado. Si no hay relleno suficiente es preferible acortar la zona a rellenar y completar la protección de la guía con más llaves de madera.

Con relación al agua

13. La mina "Paulina", con las lógicas variaciones estacionales, normalmente tiene agua y ésta también se manifiesta en los talleres, con los problemas que ello conlleva. No se trata solamente de que la actividad es más penosa y que disminuyen las horas de trabajo y rendimientos, sino que genera problemas desde el punto de vista de la seguridad por cuestiones geomecánicas: reduce la fricción de estratos, descompone el material pizarroso y disminuye su competencia y resistencia, aumenta la presión efectiva en las juntas, puede movilizar el relleno o hundimiento, etcétera. Por este motivo, los cálculos se han realizado reduciendo las características resistentes de los materiales.

El agua es difícil de eliminar, ya que procede de la aportación exterior por lluvia o deshielo, de los manantiales, etcétera, y penetra en la mina por las grietas producidas por explotaciones situadas por encima, y circulando a través de ellas y de las areniscas más permeables. No obstante **se recomienda realizar donde sea posible captaciones, mantener el piso de las galerías en condiciones que permita el desagüe fácil, tener las cunetas limpias, etcétera, y evitar que el agua penetre en el taller y en el muro, y si entra, favorecer su circulación**. Las experiencias realizadas en la mina (se ha llegado a realizar pozos de control en guías para ver la evolución del agua) parece que no han sido exitosas, lo cual no debe impedir que se intente mejorar de todas las formas posibles, tales como la realización de zanjas o

pocillos en las galerías, por delante de los talleres y bombeo a la cuneta de la galería desde la zona más alejada del frente del taller.

Con relación a otras cuestiones

14. Se ha observado que la capa tiene una disposición tal que, además del buzamiento sobre la línea de máxima pendiente está algo alabeada, "repicando" bien hacia el frente o hacia el hundimiento, según el sentido de avance. Siempre que sea posible se buscará montar el taller de modo que esa inclinación no se meta hacia el frente de avance. **El taller, si es posible, se recomienda llevarlo por la línea de máxima pendiente, pero de existir inversión del frente, ésta no debería ser superior a los 6º**, según la práctica más habitual, la mínima para que la rozadora pueda bajar con la máxima seguridad posible.
15. Se ha tratado de analizar la posible influencia de otras explotaciones sobre las estudiadas. Las explotaciones en Patricia no deben tener influencia sobre las de las capas Berta y Sucia, ya que están separadas unos 130 metros. Las capas Berta y Sucia se encuentran a unos 12 m una de otra, cosa que ha de ser tomada en cuenta, como ya lo hace la Dirección Técnica de MSP, que dispone de planos actualizados de las explotaciones existentes en las distintas plantas y actúa en consecuencia. En la zona Oeste, ambas capas se encuentran vírgenes por encima del 4º piso, por lo que se podrán explotar conforme las normas más habituales de buena práctica minera, según tiene planificado MSP.
16. Es bien conocida la conveniencia de cerrar ciclos en las explotaciones mineras, en particular los de sostenimiento. En el caso de que la entibación del taller se realice con madera (con menor capacidad portante y que tarda un tiempo mayor en entrar en carga), esta cuestión es de capital importancia. Todavía es más relevante cuando la explotación deba permanecer sin avanzar un cierto periodo de tiempo (fines de semana, vacaciones, conflictos, etc.). No es objeto de este trabajo analizar como asegurar esto en la práctica.

12. CONCLUSIONES

- I. **El presente estudio se realiza para tratar de conocer las condiciones de estabilidad en las que se pueden desarrollar las explotaciones de la mina "Paulina".** En particular, **frente a un posible deslizamiento del muro**, en el caso de explotar la vena de techo de las capas dejando a muro del taller un material compuesto por pizarras y material carbonoso, **y frente al efecto de un posible golpe de techo** producido por la existencia de estratos competentes y rígidos a techo de la capa.

- II. Tras tomar los datos necesarios y realizar los cálculos, **respecto al deslizamiento de muro se concluye que éste no es inherente a la explotación de la vena de techo de las capas dejando la de muro.** Gestionando el taller adecuadamente (ya se hace) no tiene por qué pensarse en un riesgo más allá del normalmente existente en explotaciones similares. **La reducción de la potencia explotada y el hinchamiento del muro (más débil ahora) contrarresta el posible efecto negativo de dejar a muro material relativamente poco competente**, al cerrarse antes el postaller y relajar consiguientemente las tensiones.

- III. **Lo mismo puede decirse desde el punto de vista de los golpes de techo.** Al explotar solamente la vena de techo es menor el hueco creado y **no se acumulan tantas tensiones** en los estratos de techo. **No se considera necesario, en principio, utilizar explosivos para ayudar a romper el techo**, salvo excepciones, como puede ser la necesidad de iniciar el hundimiento.

- IV. **El sostenimiento con madera es caro y engorroso** - mucho coste en madera que se pierde, muchos jornales (sierra, transporte, tira, colocación, etc.), se requieren especialistas para colocarla bien en los talleres, el taller tiene un avance limitado, hay que reforzar mucho los fines de semana, cuando el taller "aprieta" con madera es muy difícil de controlar, etcétera - ; **pero asumiendo esto, puede decirse que actualmente se coloca bien** y, sin entrar en cuestión de costes y operatividad (no es objeto del estudio), **las**

explotaciones actuales con determinadas limitaciones pueden llevarse con madera dentro de unos parámetros razonables de seguridad.

V. La utilización de un sostenimiento hidráulico que entre en carga de inmediato, facilite el avance sistemático del taller (incluso dos rozas diarias) y permita un hundimiento rápido del postaller (e hinchamiento del muro en la zona de postaller, no en la de trabajo) podrá hacer mejorar la operatividad del taller. Quizás sería interesante plantear un ensayo con unas mampostas hidráulicas para ver su funcionamiento. Parece que este tipo de entibación conllevaría también beneficios económicos a corto y medio plazo, por su rápida amortización en este caso.

VI. En este estudio se hacen una serie de reflexiones de aplicación práctica que están en parte basadas en la experiencia pero refrendadas por los cálculos para su aplicación en el caso concreto de la mina "Paulina".

VII. Dado que todo este estudio es compatible con la propuesta de ITC 04.6.06, en caso de que dicha ITC fuese implantada, podría ser utilizado y tomado como base por la Dirección Técnica de MSP a la hora de presentar ante la Autoridad Minera Competente si fuera requerido.

13. BIBLIOGRAFÍA

- **BARTON N.; LIEN R. AND LUNDE J. (1974).** *Engineering Classification of rock Masses for the design of tunnel support.* Rock Mech. 6. 183-236.
- **BIENIAWSKI Z. T. (1984).** *Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling.* A. A. Balkema/Rotterdam/Boston. 272 p.
- **BRADY B. H.; BROWN E.T., (1985).** *Rock Mechanics for Underground Mining.* London. George Allen & Unwin. 527p.
- **CHOQUET P., HADJIGEORGIOU J. (1993).** *The Design of Support for Underground Excavations.* Comprehensive Rock Engineering, Principles, Practice and Projects. Volume 4. Editor in chief John A. Hudson, Pergamon Press. pp 313-348.
- **HOEK E., BROWN E. T., (1980).** *Underground Excavation in Rock,* The Institution of Mining and Metallurgy, London, England, 1980.
- **HUDSON, JOHN A. (1993).** *Comprehensive Rock Engineering.* Pergamon Press.
- **IGME.** *Mapa Geológico de España.* E:1:50.000. Hoja N°.101 (Villablino)
- **OBERT L.; DUVALL, W. (1967).** *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock,* New York, Wiley.
- **ROSELL DE ALMEIDA, CARLOS (1993).** *Aspectos relevantes en la Excavación de Túneles.* X Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Lima.
- **SERAFIM J.L. and PEREIRA J.P.(1983)** *Consideration of the Geomechanical Classification of Bieniawski.* Proc. Int. Symph. On Engineering Geology and Underground Construction, Lisbon 1(II), 33-44.
- **TÁMEZ, ENRIQUE (1992)** *Manual de diseño Geotécnico.* IV Encuentro Nacional de Obras Subterráneas, Minería y Geología, La Habana.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. PROBLEMÁTICA PLANTEADA Y ALCANCE DEL ESTUDIO	3
3. METODOLOGÍA DE ESTUDIO	4
3.1 Trabajos de campo.....	4
3.2 Ensayos de laboratorio.....	4
3.3 Trabajos de gabinete.....	5
4. GEOLOGÍA GENERAL.....	6
4.1 Estratigrafía	6
4.1.1 Precámbrico.....	8
4.1.2 Paleozoico Inferior	8
4.1.3 Paleozoico Superior.....	9
4.1.4 Depósitos cuaternarios.....	10
4.2 Tectónica	10
4.2.1 Fase Pre-Hercínica.....	10
4.2.2 Fase Hercínica	10
4.2.3 Fase Post-Hercínica	11
4.3 Actividad sísmica.....	12
4.4 Hidrogeología	13
5. GEOLOGÍA LOCAL.....	14
5.1 Descripción de los paquetes.....	14
5.2 Descripción de las capas.....	16
5.2.1 Capa Patricia.....	16
5.2.2 Capa Sucia	19
5.2.3 Capa Berta	20
5.3 Hidrogeología local	21
6. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL MACIZO	23
6.1 Estudios de campo	23
6.1.1 Medidas de las juntas.....	23
6.1.2 Ensayo de rebote.....	23
6.1.3 Placas de carga	24
6.2 Ensayos de laboratorio.....	26
6.2.1 Cálculo del peso específico	26
6.2.2 Determinación de la resistencia a compresión simple.....	27
6.2.2.1 Estimación de la resistencia a compresión simple a partir del ensayo de rebote	27

6.2.2.2 Ensayo de resistencia a compresión simple con o sin medida de la deformación	28
6.2.3 Ensayo de tracción indirecta.....	31
7. ANÁLISIS DE LA DIACLASACIÓN.....	33
7.1 Fundamentos teóricos: DIPS	33
7.2 Resultados.....	35
8. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO	37
8.1 Cálculo del RQD	37
8.2 Clasificación de Bieniawski.....	38
8.2.1 Fundamento teórico	38
8.2.2 Cálculo del RMR	41
8.3 Clasificación de Barton.....	43
8.3.1 Fundamento teórico	43
8.3.2 Cálculo de Q.....	51
9. ESTUDIO TEÓRICO DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALLERES	52
9.1 Análisis de la estabilidad de cuñas.....	53
9.1.1 UNWEDGE: Fundamento teórico	53
9.1.2 Resultados del UNWEDGE.....	56
9.1.2.1 Transversales	57
9.1.2.2 Taller	58
9.2 Estabilidad teórica de un “taller tipo” en MSP	59
9.2.1 Introducción.....	59
9.2.2 FLAC	62
9.2.2.1 Introducción y explicación de las salidas gráficas	62
9.2.2.2 Corte del taller por un plano vertical	68
9.2.2.2.1 Entibación de madera	68
9.2.2.2.2 Entibación hidráulica	70
9.2.2.3 Modelo de taller y bordes de tajo	72
9.2.3 Análisis de sensibilidad en 2D.....	74
9.2.4 ALMEC	76
9.2.4.1 Descripción del modelo utilizado	76
9.2.4.2 Simulación con llaves de madera: Estado previo.....	77
9.2.4.3 Estado tras un avance de 1 m.....	78
9.2.5 Análisis del efecto sísmico mediante el programa SLOPE	79
10. CÁLCULOS DE PORTANCIA DEL SOSTENIMIENTO CON MAMPOSTAS DE MADERA	82

11. SÍNTESIS DE LOS RESULTADOS DEL ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD	85
11.1 Cálculo de cuñas en el taller con el programa UNWEDGE	87
11.2 Análisis en dos dimensiones (2D) del taller con el programa FLAC	88
11.2.1 Estudio transversal en zona central del taller para estudiar la zona de hundimiento y calles de trabajo.....	88
11.2.2 Estudio longitudinal del taller para ver la estabilidad a lo largo del mismo	91
11.3 Análisis de sensibilidad en dos dimensiones (2D) para extensión de conclusiones a todos los talleres	92
11.4 Análisis en tres dimensiones (3D) con el programa ALMEC.....	93
11.5 Estudio y cálculo de la estabilidad del muro de la explotación en caso de explotar solo la vena de techo de las capas	94
11.6 Algunas consideraciones de interés práctico realizadas a partir de los resultados del análisis	94
12. CONCLUSIONES	101
13. BIBLIOGRAFÍA.....	102

ÍNDICE DE ANEXOS

- ANEXO I. Plano topográfico y plano de labores**
- ANEXO II. Corte geológico y plano de labores con caracterización de las galerías**
- ANEXO III. Fotos de los frentes y taller**
- ANEXO IV. Fotografías del ensayo de placa de carga y resultados de los ensayos de placa de carga**
- ANEXO V. Fotografías de ensayos y gráficas tensión-deformación**
- ANEXO VI. Tablas resumen de familias de juntas y resultados del programa DIPS**
- ANEXO VII. Tabla resumen de las cuñas obtenidas y resultados del programa UNWEDGE**
- ANEXO VIII. Análisis bidimensional de un taller tipo**
- ANEXO IX. Análisis de sensibilidad en 2D**
- ANEXO X. Análisis tridimensional (ALMEC)**

