

SATURNO.  
Eduardo Chillida  
Montaña Tindaya

---

**Proyecto de ejecución  
del espacio interior.  
Excavación y  
Sostenimiento**

---

Memoria y Anejos

**ISSUE**

SATURNO.  
Eduardo Chillida  
Montaña Tindaya

---

**Proyecto de ejecución  
del espacio interior.  
Excavación y  
Sostenimiento**

---

Memoria y Anejos

julio de 2007

## CONTENIDO

		Página
1	Antecedentes y resumen	1
1.1	1. Documentos que componen el proyecto.	1
1.2	2. Cumplimiento de Normativa	1
1.3	2.1 Cumplimiento del Real Decreto. 1098/01.	2
1.4	2.2 Normativa de protección de la Montaña	2
1.5	Introducción	3
1.6	Descripción general del proyecto	3
1.7	Resumen	4
2	Cartografía y topografía	6
2.1	Cartografía disponible (1:5000, 1:1000 etc.)	6
2.2	Exploraciones LIDAR y ortofotográfica	7
2.3	Bases de Replanteo	7
3	Dimensiones y trazado	8
3.1	Condicionantes del sitio	8
3.1.1	Arqueología	8
3.1.2	Servicios existentes	8
3.1.3	Estructuras existentes	9
3.1.4	Paisaje	9
3.2	Accesos al sitio	9
3.3	Preparación del área de trabajo	9
3.4	Accesos al túnel de entrada	10
3.5	Accesos sobre la montaña	10
3.5.1	Uso de helicóptero	10
3.6	Horas de trabajo	11
3.7	Límites de ruido	11
4	Estudio geológico geotécnico	12
4.1	Reconocimiento del emplazamiento – resumen de trabajos	12
4.1.1	Reconocimientos de la Fase I	12
4.1.2	Reconocimientos de la Fase II	12
4.2	Interpretación del modelo geológico	12
4.2.1	Modelo geológico del área	12
4.2.2	Modelo geológico de la Montaña Tindaya	13
4.3	Análisis de las juntas	16
4.3.1	Estudios de scanlines superficiales	16
4.3.2	Registros de testigos de sondeo	16
4.3.3	Resistencia a la cizalladura y rigidez de las diaclasas	18

---

4.4	Clasificación y zonificación del macizo rocoso	20
4.5	Resistencia y rigidez del macizo rocoso	21
4.5.1	Cálculos empíricos de rigidez del macizo rocoso	21
4.5.2	Clasificación del macizo rocoso	21
4.5.3	Resumen	21
4.6	Tensiones in situ	22
4.7	Parámetros de diseño sísmico	22
4.7.1	Aspectos relevantes del código español de edificación sismorresistente	22
4.8	Resumen de los supuestos de diseño de la Fase III	23
5	Hydrología y drenaje	25
5.1	Drenaje e infiltración del agua de superficie	25
5.2	Agua subterránea	25
5.2.1	Seguimiento del nivel de agua subterránea	25
5.2.2	Permeabilidad del macizo rocoso - Ensayos de Lugeon	26
5.2.3	Permeabilidad - ensayos de hidrofractura	26
5.3	Resumen	26
6	Estudio y dimensionamiento de obras subterráneas	28
6.1	Solución estructural general	28
6.1.1	Concepto híbrido	29
6.2	Análisis	32
6.2.1	General	32
6.2.2	Análisis para la caverna y las galerías en arco	34
	Sin sostenimiento	40
6.3	Diseño de los refuerzos de roca para la caverna, los pozos de luz y el túnel de entrada	40
6.3.1	Elementos de sostenimiento típicos	40
6.3.2	Tratamiento de las diaclasas principales y diques	42
6.3.3	Solución de sostenimiento para los pozos de luz	43
6.3.4	Sistema de sostenimiento de la caverna	43
6.3.5	Sistema de sostenimiento para el túnel de entrada	44
6.4	Diseño del túnel piloto	44
6.4.1	Requisitos de sostenimiento temporal	44
6.4.2	Investigaciones que deben llevarse a cabo desde el túnel piloto	45
7	Movimiento de tierras	47
7.1	Análisis del tamaño de los bloques de roca	47
7.2	Disposición de materiales excavados	48
7.2.1	Vertedero	48
8	Sistemas constructivos	49
8.1	Fases de Construcción / Secuencia de excavación	49

---

8.1.1	Portal y trabajos piloto	49
8.1.2	Pozos de luz	51
8.1.3	Caverna	52
8.1.4	Túnel de entrada	54
8.1.5	Maquinaria y equipos para la construcción	54
8.1.6	Métodos de excavación	54
8.1.7	Instalación de bulones de barra maciza	55
8.1.8	Instalación de anclajes	56
8.1.9	Transporte subterráneo de materiales	56
8.1.10	Ventilación	56
8.2	Requisitos del contratista	58
9	Diseño preliminar de las instalaciones superficiales	59
9.1.1	Oficinas de obra	59
9.2	Camino de acceso	59
9.2.1	Zona exterior de la obra	59
9.2.2	Zona interior de la obra	60
9.2.2.1	Pendiente	60
9.2.2.2	Trazado del vial	60
9.2.3	Personas	61
9.3	Abastecimiento de agua	62
9.3.1	Para consumo humano	62
9.3.2	Para el proceso constructivo	62
9.3.3	Descripción de la Instalación	63
9.3.4	Materiales y equipos a emplear	63
9.3.5	Instalación del sistema	63
9.3.5.1	Depósitos, equipos de bombeo y válvulas	63
9.3.5.2	Tuberías	63
9.3.5.3	Suministro de energía	63
9.3.6	Anclaje de las tuberías de presión, plataformas y otros elementos	64
9.3.7	Mantenimiento de la instalación de impulsión	64
9.4	Suministro eléctrico	64
9.4.1	Descripción de la Instalación	65
9.4.2	Instalaciones de seguridad	65
9.5	Saneamiento	66
9.5.1	Agua sucia	66
9.5.2	Aguas residuales	67
9.5.3	Drenaje del agua de perforaciones	67
9.5.3.1	Descripción de la Instalación	67

---

9.5.3.2	Instalación del Sistema	67
9.5.3.3	Anclaje de las tuberías	68
10	Auscultation y control de las obras	69
10.1	Control y seguimiento de la construcción	69
10.1.1	Instrumentación - tipos y ubicaciones	70
10.1.2	Requisitos del proceso de seguimiento	70
10.2	Control y seguimiento permanente	71
10.2.1	Instrumentación - tipos y ubicaciones	71
10.3	Control y seguimiento del túnel piloto	72
10.3.1	Instrumentación – tipos y ubicaciones	72
10.3.2	Requisitos del proceso de seguimiento	73
11	Repanteo y Geometría	74
12	Reposición de Servidumbres	75
12.1	Reposición de servidumbres	75
13	Servicios afectados	76
14	Expropiaciones	77
15	Situaciones provisionales y definitivas	78
15.1	Desvíos de tráfico	78
15.2	Planificación de la protección ambiental	78
15.2.1	Protecciones medioambientales (ruido, polvo, impacto visual...)	78
15.2.2	Formación de la Personal	78
15.2.3	Protección patrimonial	79
15.2.4	Gestión de los residuos generados	80
16	Programa de construcción	81
17	Estudio de seguridad y salud	82

# 1 Antecedentes y resumen

El presente Proyecto de Ejecución se redacta en cumplimiento del contrato entre Estudio Guadiana S.L. y Ove Arup & Partners, S.A. siendo los autores firmantes de este proyecto son D. José de la Peña Coronado, Ingeniero de Caminos Canales y Puertos con Nº de Colegiado 8956 y D. Carlos Merino Agüeros, Ingeniero de Caminos Canales y Puertos con Nº de Colegiado 19902. En la elaboración del proyecto se ha contado con la colaboración de los equipos especializados de Arup Geotechnics y de Scott Wilson.

El desarrollo de este proyecto está planteado en tres fases tal como se hace referencia en el resto de esta Memoria. La Fase I corresponde a la primera investigación no intrusiva de la Montaña Tindaya. La Fase II hace referencia a la investigación geotécnica mediante ensayos y sondeos; y la Fase III a este Proyecto de Ejecución.

## 1.1 1. Documentos que componen el proyecto.

---

Este Proyecto de Ejecución consiste en una Memoria con Cálculos y Anejos, Planos, Pliego técnico, Mediciones y Presupuesto.

El Índice de esta Memoria coincidiendo con la numeración de los Anejos de este Proyecto es el siguiente:

- 1 Antecedentes y resumen
- 2 Cartografía y topografía
- 3 Dimensiones y trazado
- 4 Estudio geológico geotécnico
- 5 Hydrologia y drenaje
- 6 Estudio y dimensionamiento de obras subterráneas
- 7 Movimiento de tierras
- 8 Sistemas constructivos
- 9 Diseño preliminar de las instalaciones superficiales
- 10 Auscultation y control de las obras
- 11 Repanteo y Geometría
- 12 Reposición de Servidumbres
- 13 Servicios afectados
- 14 Expropiaciones
- 15 Situaciones provisionales y definitivas
- 16 Programa de construcción
- 17 Estudio de seguridad y salud

## 1.2 2. Cumplimiento de Normativa

---

De acuerdo con lo dispuesto en la normativa vigente, en la redacción del presente proyecto se han observado las normas vigentes aplicables sobre construcción. Se adjunta en el Pliego de Prescripciones técnicas el listado de Normativa obligatoria. Asimismo, para la elaboración del Proyecto se ha previsto lo establecido en la Normativa Legal sobre contratos con el Estado. En consecuencia, en la obra serán de aplicación las disposiciones legales y la Normativa Técnica vigente en España en la fecha de la contratación de las

obras, y que se describen en el punto correspondiente del pliego de prescripciones técnicas. Será responsabilidad del Contratista conocerlas y cumplirlas sin poder alegar en ningún caso que no se le haya hecho comunicación explícita al respecto.

Caso de no existir Norma Española aplicable, se podrán aplicar las normas extranjeras (DIN, ASTM, etc.) que se indican en los Artículos del Pliego o sean designadas por la Dirección de Obra.

### 1.3 2.1 Cumplimiento del Real Decreto. 1098/01.

---

Con todo lo expuesto en la Memoria y en los demás documentos se considera a juicio de los técnicos redactores que queda suficientemente definido el presente Proyecto de ejecución. Por otra parte, las obras en él consideradas satisfacen lo especificado en el artículo 125 del Real Decreto 1098/01, de 12 de octubre, toda vez que constituyen una unidad completa, susceptible, por tanto, de ser entregadas al uso general a su terminación.

### 1.4 2.2 Normativa de protección de la Montaña

---

La montaña ha sido declarada Monumento Natural y cuenta con normas propias de conservación.

La protección legal de la montaña se especifica en los siguientes documentos:

- Resolución del 10 de mayo de 1983 de la Dirección General de Bellas Artes y Archivos por lo que se incoa expediente de declaración de MONUMENTO HISTÓRICO ARTÍSTICO, a favor del yacimiento arqueológico de la montaña de Tindaya en La Oliva, isla de Fuerteventura (Las Palmas). (BOE nº 55, de 22 de junio de 1983)
- DECLARACIÓN de BIEN DE INTERÉS CULTURAL por la aplicación del artículo 40.2 de la Ley 16/1985, de 25 de junio, del Patrimonio Histórico Español, que dispone que quedan declarados bienes de interés cultural por los ministerios de esta Ley las cuevas, abrigos y lugares que contengan manifestaciones de arte rupestre. (BOE nº 55, de 29 de junio de 1985)
- CERTIFICADO de que la Comisión Permanente de Patrimonio Histórico de Las Palmas de Gran Canaria, fija en su sesión de 30 de Noviembre de 1989 la delimitación del YACIMIENTO DE TINDAYA en la cota de 250, estableciendo como entorno de protección la línea que, envolviendo el perímetro de la base de la montaña, trata de seguir en lo posible elementos naturales y artificiales claramente reconocibles, tales como barrancos, caminos u otras referencias.
- RESOLUCIÓN de 22 de Mayo de 1992, de la Dirección General de Patrimonio Histórico, por lo que se incoa expediente de delimitación de zona arqueológica, BIEN DE INTERÉS CULTURAL, a favor de la "Montaña Tindaya", en La Oliva (Fuerteventura). Descripción que figura en el anexo a esta resolución ZONA ARQUEOLÓGICA: TINDAYA (LA OLIVA-FUERTEVENTURA). (BOC nº 90, de 3 de Junio de 1992)
- DECLARACIÓN como PARAJE NATURAL DE INTERES NACIONAL de Montaña Tindaya, por la Ley 12/1987, de 19 de Junio. (BOC nº 85, de 1 de Julio de 1987)
- RECLASIFICACIÓN como MONUMENTO NATURAL el Paraje Natural de Montaña Tindaya por la Ley 12/1994, de 19 de Diciembre, de Espacios Naturales Canarios, y cuya delimitación geográfica se describe de forma literal, junto con la superficie que ocupa 186,7 hectáreas, en el anexo (F-6). (BOC nº 157, de 24 de Diciembre de 1994)
- ORDEN de 11 de Marzo de 1997, por la que se aprueban las Normas de Conservación del Monumento Natural de Montaña Tindaya (Fuerteventura). Usos prohibidos delimitados:

1. El libre acceso, salvo por razones de vigilancia, inspección o conservación y sin



perjuicio de los derechos reales de los propietarios afectados, a aquellas zonas por encima de la cota 300, que requerirá la presencia de guías acreditados por la Administración gestora del espacio protegido.

2. La apertura de nuevas pistas por encima de la cota 200, o en laderas con inclinación superior al 15%. Puntos 6 y 8 del Artículo 6 (BOC nº 49, de 16 de Abril de 1997)

- Plan Insular de Ordenación de Fuerteventura

Las Normas permiten la gestión cultural, educativa, recreativa o la oferta turística apropiada, y considera autorizable la construcción de infraestructura artística compatible con el Plan Especial de Protección.

## 1.5 Introducción

---

Eduardo Chillida, artista mundialmente famoso, nació en San Sebastián el 10 de enero de 1924 y murió el 19 de agosto de 2002. Estudió arquitectura en la Universidad de Madrid. Fue galardonado con el Premio Carnegie de escultura en Pittsburgh International en 1964; el premio Wilhelm-Lehmbruck y el premio Nordrhein-Westfalen en Düsseldorf, 1964; y el premio Imperial de la Asociación Japonesa de Arte, 1991. Antes de morir, propuso la creación de una gran escultura o espacio subterráneo en plena Montaña de Tindaya, en la isla de Fuerteventura. La escultura está basada en los conceptos de espacio, escala y luces, y consiste en excavar una caverna de unas dimensiones aproximadas de 65 m de largo por 45 m de ancho y 40 m de alto. Dos conductos de luz conectan el espacio principal con la superficie y están orientados para capturar la rotación del Sol y las estrellas para proporcionar luz natural. Un túnel horizontal que parte de la esquina noroeste de la caverna brindará a los visitantes una vista al mar y al horizonte occidental. El túnel también está concebido como acceso principal al espacio.

## 1.6 Descripción general del proyecto

---

La propuesta de Eduardo Chillida Juantegui consiste en la creación de una gran escultura; un espacio subterráneo monumental, en la Montaña de Tindaya. La escultura se basa en los conceptos de espacio, escala e iluminación y consiste en la excavación de una caverna, cuyas dimensiones aproximadas son de 65 m de largo por 45 m de ancho y 40 m de alto, en el núcleo de la montaña. Dos pozos de luz conectan el espacio interior con la superficie y están orientados para capturar la rotación del sol y las estrellas, lo que proporciona luz natural al interior de la escultura. Un túnel horizontal que parte de la zona norte del espacio interior, ofrece a los visitantes una ventana con vistas al mar y al horizonte. Este túnel también se prevé como acceso principal al interior de la escultura.

Este es un proyecto singular. Su realización será una de las referencias culturales más importantes en las Islas Canarias y tendrá una fuerte proyección tanto dentro como fuera de España. Además de enriquecer la actual diversidad artística de las islas, cabe esperar que la escultura atraiga un gran número de visitantes extranjeros, que querrán acercarse a apreciar la obra y experimentar el espacio interior.

El proyecto también es singular en términos de ingeniería. No sólo será una de las cavernas subterráneas más grandes construidas, sino que se distinguirá por contar con una cubierta plana. La escultura presenta retos de ingeniería realmente difíciles, cuya solución rebasará los límites de la tecnología en materia de ingeniería.

## 1.7 Resumen

Este documento comprende un resumen y recopilación del trabajo llevado a cabo para determinar los parámetros geotécnicos para el análisis y diseño del Proyecto de Ejecución, en adelante Fase III.

El trabajo realizado incluye una investigación completa consistiendo en trabajos de gabinete, levantamiento de diaclasas en campo y realización de ensayos de laboratorio de muestras de canteras existentes alrededor de la base de la montaña (Fase I); una campaña de sondeos, ensayos in situ y ensayos de laboratorio consistiendo en 1,65 km de testificación de sondeo, así como un levantamiento detallado de diaclasas superficiales que se llevó a cabo en la Fase II.

Los resultados de estas investigaciones se han examinado e interpretado cuidadosamente y se han derivado unos parámetros geotécnicos como "mejor estimación" para el diseño. Estos parámetros a continuación se han utilizado para analizar varias tipologías de refuerzos estructurales para la caverna, el túnel y los pozos de luz, utilizando los programas informáticos de análisis 3D comercialmente disponibles: FLAC3D y 3DEC. Para las obras subterráneas y de superficie, se han elaborado Planos de diseño, Memorias, Pliegos técnicos, Mediciones, Presupuesto, Estudio de seguridad y salud y Programa de obra.

La clave crítica de este proyecto es el sostenimiento y estabilidad del techo de la caverna. Se propusieron una serie de tipologías de sostenimiento como soluciones posibles al desafío extraordinario geotécnico y estético impuesto – diseño permanente del techo plano más grande jamás construido en roca discontinua.

Dos conceptos básicos se consideraron para las tipologías de sostenimiento planteadas durante toda la Fase I a la III– diseñar el sostenimiento de la roca para crear una "placa de roca reforzada" o un "arco reforzado de roca" por encima del techo de la caverna. Otra tipología de carácter más "experimental" tipo pasador también se contempló en la Fase III consistiendo en una red de sostenimiento horizontal justo por encima del nivel del techo. Esta solución no podría aplicarse con la misma seguridad hoy en día dada la limitada experiencia aplicada que existe, sin llevar a cabo previamente una campaña amplia de investigación y calibración de este tipo de refuerzos para este uso específico en la roca. Por ello y dada las ventajas de las alternativas conocidas, fue descartada en esta fase incluso por los asesores externos. En cualquier caso, la modelización numérica de la Fase III mostró que, aunque las tres tipologías podrían funcionar individualmente, el tamaño de los elementos de sostenimiento era demasiado grande para que resultara práctico. Se desarrolló por lo tanto una tipología "híbrida" de sostenimiento que redujo la carga/sostenimiento aumentando el número de elementos de sostenimiento y adoptando los mejores aspectos de cada tipología para cada zona. Este enfoque ha resultado en una solución viable para el "caso base" de criterios geotécnicos y de la modelización.

Como parte del proceso normal del diseño, se han llevado a cabo una serie de modelos alternativos para probar la sensibilidad del diseño a variaciones de las condiciones del "caso base". De estos análisis, se han detectado que las variaciones en la orientación de algunas familias de juntas tienen el impacto más crítico sobre el diseño. Si la orientación de las familias de juntas subverticales resultara más pésima que la estimada en la investigación geotécnica y la testificación superficial de juntas, debido al carácter poco tolerante de un techo plano de 50m, se producirían tensiones excesivas para el sostenimiento estructural proyectado. La identificación de esta sensibilidad en el macizo rocoso solo ha sido posible tras el uso de uno de los modelos más grandes de mecánica discontinua en 3D jamás desarrollados.

Por lo tanto, se puede concluir que el diseño presentado es viable para las bases de partida y las sensibilidades analizadas, pero no sin riesgo con consecuencias significativas para el enfoque definitivo del proyecto en función de las variaciones reales del macizo. En la siguiente fase, durante la ejecución de la obra, será

imprescindible realizar un levantamiento de diaclasas muy detallado dentro de las galerías, realizar ensayos in situ y de laboratorio y realizar un análisis detallado con la información actualizada para verificar que se mantiene el modelo geológico fundamental del "caso base" y, si es necesario, para realizar los ajustes precisos en el diseño para proporcionar un factor de seguridad a largo plazo aceptable, incluso sin descartar la necesidad de incorporar otras tipologías planteadas previamente en este proyecto. La descripción de estos trabajos necesarios se ha recogido en este Proyecto.

El presupuesto viene detallado en el documento correspondiente como parte de este proyecto sumando la cantidad de ejecución material de 44.150.344,11€ (Cuarenta y cuatro millones, ciento cincuentamil trescientos cuarenta y cuatro con once céntimos).

En el Anejo 1 se incluye una descripción completa de los antecedentes y el resumen del conjunto monumental.

## 2 Cartografía y topografía

### 2.1 Cartografía disponible (1:5000, 1:1000 etc.)

La red cartográfica usada como base para toda la cartografía de este proyecto es el sistema de referencia geodésico REGCAN95. Es el sistema de red utilizado en las Islas Canarias desde 1996 y se usa para la cartografía Carto5000 de Grafcan (Cartográfica de Canarias S.A.) que cubre el área del proyecto. Los parámetros técnicos de esta red son los siguientes:

- (i) Elipsoide WGS84. Los parámetros del elipsoide (esferoide) WGS84 son: Semieje mayor  $a = 6.378.137$  metros; y Achatamiento  $f = 298,257223563$
- (ii) Marca de referencia geodésica: REGCAN95 (coordenadas de abril 95). El origen de las coordenadas geodésicas es: Latitud con referencia al Ecuador; y Longitud con referencia al meridiano de Greenwich
- (iii) Proyección cartográfica = Sistema de coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator), zona 28 Norte

La cartografía topográfica de las Islas Canarias está publicada por Grafcan. A continuación se enumeran los datos topográficos publicados que hay disponibles para el área de estudio.

Nombre (hojas de información clave)	Escala	Intervalo de contorno	Fuente	Comentarios
CARTO1000 (pre-1996) Hojas: E6A-10, E6A-15, E6A-20, E6A-25, E7D-06, E7D-11, E7D-16, E7D-21	1:1,000	1 m	GRAFCAN Basado en fotografía aérea a escala 1:5.000	Usa red antigua (pre-1996), error en etiquetado de contorno
CARTO5000 (post-1996) Hoja FV13A	1:5,000	5 m	GRAFCAN Basado en fotografía aérea a escala 1:18.000	Red actual
Datos MDT Hoja FV13A	1:5,000	N/D	GRAFCAN	Datos de Modelo Digital de Terreno con espaciado de red de 10 m

**Tabla: – Datos topográficos**

Se llevó a cabo una revisión de los datos topográficos disponibles con el objetivo de verificar la exactitud de dichos datos. “Carto5000” es la cartografía publicada más recientemente y sigue la red REGCAN95 actual. Los datos de “Carto1000” usan un sistema de red anteriormente no definido.

El mapa Carto5000 concordó bien con el sistema de red establecido por el estudio sobre el terreno. Sin embargo, para poder utilizar el Carto1000, se tuvo que cambiar la red en AutoCAD para encajarla con Carto5000 y con la información recogida sobre el terreno. Los valores desplazados requeridos para mover la red ‘Carto1000’ se identificaron del siguiente modo:

$$\Delta X = +171,1180 \quad \Delta Y = -122,6060 \quad \Delta Z = -0,5200$$

Con toda la información cartográfica colocada en las mismas coordenadas de red, se puede realizar una comparación para determinar la exactitud de la información. La información más detallada y precisa fue la del trabajo del estudio del sitio y se usó como base para la comparación. La comparación entre los dos "Mapas Carto" reveló lo siguiente:

- Generalmente hay una buena alineación entre los dos familias de datos
- El familia de datos Carto1000 proporciona mayor detalle topográfico de cambios en el terreno
- Hay una falta de coincidencia de detalle en el terreno en el cimero 5m de pico
- Existe una discrepancia en la posición y elevación máxima del pico (horizontal, X e Y; y vertical, Z) - Familia de datos 'Carto1000desplazado' Z = +395,4 m; 'Carto5000' Z = +395,664 m; estudio detallado: Z = +396,38 m
- El familia 'Carto1000desplazado' y el estudio detallado tienen la mejor correlación en el pico.

Las discrepancias que existen entre los tres familias de datos distintos son una función de los diferentes métodos y escalas de los estudios originales, aunque se puede establecer que los mapas 1:1000 y 1:5000 muestran una buena correlación con el estudio sobre el terreno y por lo tanto se considera que son precisos.

## 2.2 Exploraciones LIDAR y ortofotográfica

---

Antes de empezar las investigaciones de la Fase II, se hicieron vuelos de exploración topográfica con un LIDAR (Light Detection and Ranking) aerotransportado y de exploración con nuevas fotografías aéreas en color (14 de enero de 2005) para realizar una prospección precisa de la montaña. Los datos LIDAR se usaron para crear un DEM (Modelo de elevación Digital).

Las nuevas fotografías aéreas en color se orto-rectificaron empleando el DEM derivado de la exploración LIDAR, con el objetivo de crear ortofotografías detalladas con resoluciones de 2 cm. y 5 cm. por píxel.

## 2.3 Bases de Replanteo

---

Se realizaron exploraciones sobre el terreno en la montaña con el fin de establecer bases de replanteo alrededor de su base asociadas con las estaciones fijas de referencia de la isla y el sistema de coordenadas de la red local.

Para verificar el mapa y los datos ortofotográficos disponibles, se emprendieron estudios sobre el terreno en la montaña empleando dGPS (satélite de posicionamiento diferencial global). Las exploraciones dGPS crearon estaciones trigonométricas en la montaña (visibles en las ortofotografías como marcadores blancos cuadrados), establecieron la posición en plano y nivel de características fijas en la montaña, como paredes, edificios, etc., así como la altura de los puntos altos.

Se confirmó que la cima de la montaña Tindaya estaba a 396 m sobre el nivel del mar, alzándose aproximadamente 250 m de la llanura circundante. El centro de la caverna propuesta se encuentra aproximadamente en la referencia 600180E; 3163770N del sistema de coordenadas. El nivel del techo de la caverna está situado a +321,8 m sobre el nivel del mar.

En el Anejo 2 se incluyen las referencias de replanteo empleadas en las fases anteriores.

## 3 Dimensiones y trazado

Este capítulo corresponde a los primeros trabajos, previos a la ejecución de la caverna propiamente dicha. Desarrolla lo que podría definirse como instalaciones generales y los medios a utilizar para solucionar las necesidades de energía eléctrica, abastecimiento de agua, tratamiento de aguas, evacuación e aguas servidas, preparación de vertederos y áreas de acopio y operación, caminos de acceso, movimiento peatonal, oficinas, etc.

En el Anejo 3 se encuentran detallados estos puntos.

### 3.1 Condicionantes del sitio

---

#### 3.1.1 Arqueología

##### Protección de los grabados de la montaña

Un componente muy destacado en el ámbito del Proyecto son los numerosos grabados prehistóricos figurativos en forma de pies que aparecen en determinadas zonas de la montaña. Estos grabados prehistóricos en la superficie de la roca resultan en gran medida imperceptibles con luz diurna, pero perfectamente visibles, sobre todo, de noche, con ayuda de linterna. Una de las razones que permiten comprender el carácter de 'Montaña Sagrada' que se atribuye a Tindaya la explica esta circunstancia. Estos grabados se encuentran principalmente por encima de la cota 300m y se prolongan a lo largo de la cresta que une los dos picos de la montaña (**ver plano G100**).

La escultura estaría ubicada bajo el pico norte de la montaña, evitando interferencias en las zonas de grabados. Las plataformas temporales de perforación previstas en el proyecto de investigación se ubicaban en la parte norte de la montaña, aunque evitando tales interferencias.

#### 3.1.2 Servicios existentes

La zona de obra se encuentra próxima al pueblo de Tindaya, perteneciente al municipio de La Oliva. El pueblo cuenta con servicio de distribución de agua potable y con energía eléctrica.

La zona alta de la montaña de Tindaya no cuenta actualmente con servicios públicos de electricidad, agua, desagüe, gas, telecomunicaciones, etc.

El punto más cercano para cualquier conexión a las redes públicas de electricidad, agua, alcantarillado, gas o telefonía, es el poblado de Tindaya.

Se prevé el suministro de agua mediante camión cisterna y a través de la instalación de depósitos temporales para almacenar agua.

Para el suministro de electricidad, se prevé la instalación de grupos electrógenos temporales.

Existe recepción para teléfonos móviles en casi todas las zonas de la montaña. El Contratista debe también considerar la instalación de un sistema de onda 'walkie talkie' u otro parecido, para asegurar buena comunicación entre campamento base, helicóptero y plataformas de perforación.

El contratista será responsable de la provisión de todos los servicios de abastecimiento para la actuación.

### 3.1.3 Estructuras existentes

En la montaña y su entorno existen estructuras rurales agropecuarias. Consisten principalmente en sistemas de gavias, muros y depósitos. También hay ruinas en el lado suroeste, norte y noroeste de la montaña.

En general, los límites de los trabajos planteados para este Proyecto no afectan a las mencionadas estructuras.

### 3.1.4 Paisaje

La montaña forma parte de un medio árido con escaso suelo vegetal. En otros medios las marcas y daños ocasionados por la actividad humana son borrados o cubiertos por la vegetación o el movimiento de suelo por medios naturales. Tindaya y su entorno cuenta con escasa vegetación y la acción del viento y las lluvias son limitadas, esto le da una fragilidad inherente por lo que no se recupera de daños ocasionados.

Todo trabajo que se efectúe en la montaña y su entorno deberá ser efectuado con las debidas precauciones y métodos de modo que cualquier daño o degradación sea mínimo y de nivel aceptable de acuerdo con las consideraciones del informe ambiental.

Todas las zonas donde prevé actuar el proyecto han sido visitadas ya por miembros de este equipo con objeto de confirmar, de acuerdo con las directrices indicadas en su Estudio Básico de Impacto Ecológico, que el coste ambiental no será relevante para el aspecto de la montaña, su geodinámico, suelo, vegetación y fauna. La afección de tales componentes naturales se estima que será, en su caso, localizada y no supondrá un daño permanente.

## 3.2 Accesos al sitio

---

Inicialmente los vehículos sólo podrán acceder a las partes inferiores de la montaña.

A la salida del pueblo, la montaña cuenta con una red de caminos sin asfaltar que la rodean.

Se considera que los movimientos se realizarán entre la entrada a la obra, el vertedero, el pueblo de Tindaya, La Oliva y el puerto del Rosario.

## 3.3 Preparación del área de trabajo

---

Este apartado se refiere a los trabajos a desarrollar por el contratista, previos a la preparación del sitio, es decir mientras aún no se ha construido ninguna instalación en la montaña.

Como en el resto de las tareas, se exigirá en estas un estricto cumplimiento de todas las recomendaciones medioambientales contenidas en el proyecto.

El Contratista necesita establecer un campamento base inicial para sus oficinas, almacenes, vehículos, oficina de dirección, etc.

También dispondrá de un espacio llano aprovechable para la carga y descarga del helicóptero, que inicialmente transportará el material a los puntos de trabajo, y el aparcamiento del mismo durante las noches.

La preparación de las embocaduras superiores deberá efectuarse sin contar aún con el pozo Alimak. El traslado de los equipos y herramientas hasta los puntos de ataque deberá efectuarse mediante helicóptero. El acceso del personal deberá efectuarse por los caminos naturales existentes en la montaña.



### 3.4 Accesos al túnel de entrada

---

Como no es posible llegar con un camino hasta la embocadura horizontal, se plantea llegar con él hasta la base de la grúa Derrick. Esta grúa será la encargada de completar el traslado de los equipos y cargas hasta y desde la plataforma C. Para el montaje de la propia Derrick y la cimentación de sus patas, así como para el traslado de cargas pequeñas, se utilizará una grúa torre, que estará ubicada entre la Derrick y la embocadura horizontal. El montaje de la grúa torre se realizará con una grúa móvil.

### 3.5 Accesos sobre la montaña

---

Como ya se ha reseñado, el acceso a las zonas más altas de la montaña se realizará por caminos naturales, mientras que las cargas se subirán con helicóptero.

El ascenso a la montaña se realizará a pie, por lo que el impacto sobre el sustrato será limitado en este sentido.

Siguiendo los criterios establecidos en la Fase 2, el contratista cuenta con dos rutas de ascenso posibles:

- Acceso Sur-oeste –
- Acceso Norte –

Estas rutas han sido inspeccionadas por el equipo ambiental colaborador que ha confirmado que las rutas no causarán impactos relevantes. Al comienzo de las actuaciones, el Contratista será responsable de acordar sobre el terreno las zonas exactas por las que transcurrirá la ruta, así como de los elementos de sujeción de las instalaciones y barandillas con un miembro del equipo ambiental y los técnicos del Cabildo y de la Dirección Facultativa.

#### 3.5.1 Uso de helicóptero

Debido a las restricciones de acceso a las embocaduras de los pozos de luz, se prevé el uso de un helicóptero para transportar materiales, maquinarias, herramientas, aseo portátil, tuberías, cables, depósitos, generadores portátiles, combustibles y demás elementos necesarios para los trabajos.

En cualquier caso, la altura a que descenderá este aparato será la mayor posible para cargar y descargar con seguridad, con el objeto de no afectar excesivamente con el viento generado al habitualmente seco y erosionable suelo que cubre la roca.

Eventualmente se usaría el helicóptero para observar la marcha de la obra y la zona circundante durante visitas a la actuación por parte del Cliente, VIPs, periodistas, etc. Estos 'tours' serán gestionados por la Dirección Facultativa, que informará al Contratista con un mínimo de tres días de antelación asegurando que no haya conflicto con los trabajos de excavación.

El Contratista deberá asegurarse de que el uso del helicóptero cumpla con los requisitos de la legislación vigente en materia de aviación civil, en especial aquellas relacionadas al transporte de carga suspendida.



### 3.6 Horas de trabajo

---

El contratista trabajará de lunes a sábado 8 horas diarias, distribuidas según su conveniencia dentro del horario de 8 a 20h.

Todo trabajo que por cualquier motivo no sea posible dentro del horario indicado, deberá ser previamente autorizado por la Dirección Facultativa.

Se ha estimado una media de 40 personas en obra. Sobre esta base se calculan las dotaciones.

### 3.7 Límites de ruido

---

Se exigirá un estricto cumplimiento de las limitaciones de ruido establecidas por el Estudio de Impacto Ambiental.

## 4 Estudio geológico geotécnico

En el Anejo nº 4 se incluye la interpretación completa realizada durante la elaboración del proyecto para el análisis y modelización de la caverna junto con figuras y tablas del análisis de los datos obtenido en las investigaciones previas.

Además, se han realizado estudios específicos en la Fase I (no intrusivos) y en la Fase II (con sondeos) disponibles para consulta e incluidos en un CD con este proyecto.

### 4.1 Reconocimiento del emplazamiento – resumen de trabajos

---

#### 4.1.1 Reconocimientos de la Fase I

El reconocimiento de la Fase I ha sido esencialmente no intrusivo, diseñado para obtener información preliminar de la naturaleza del macizo rocoso. Los resultados del estudio se describen en el informe de la Fase I de Arup (Arup, 2003) y se resume del siguiente modo:

- Estudios de teledetección
- Estudio geológico de gabinete y cartografía sobre el terreno (scanlines)
- Estudios geofísicos
- Propiedades mecánicas de las rocas
- Evaluación de mecánica de rocas

#### 4.1.2 Reconocimientos de la Fase II

Los objetivos de la investigación de la Fase II eran proporcionar parámetros de diseño para la fase siguiente de diseño y, a partir de los nuevos datos, para acotar la viabilidad del proyecto.

La investigación constaba de:

- Un programa de sondeos de perforación de eje rotativo HQ vertical e inclinado (63,5 mm diámetro nominal del eje). Se especificó perforación con (wireline) sacatestigo de cable para minimizar la alteración del testigo.
- Un programa de ensayos de laboratorio que constaba de resistencia a la compresión simple y densidad, ensayos de compresión triaxial, ensayos de corte directo en juntas y en material de relleno, así como ensayos petrológicos y de durabilidad.
- Un programa de ensayos in situ que comprende un familia estándar de pruebas geofísicas dentro del sondeo, así como geofísica de “cross-hole”, ensayos de rigidez y pruebas de permeabilidad.

Además de las investigaciones intrusivas, Arup realizó cartografía superficial para complementar los trabajos iniciales de la Fase I. Incluyó reconocimiento de líneas de exploración (scanlines) adicionales en zonas roca fracturada adyacente al portal de entrada de la caverna, además de la recopilación de un mapa geológico de ingeniería a escala 1:2000 sobre la superficie ocupada por la caverna propuesta (**Dibujo GR211**). El trabajo de cartografía detallado fue posible por la disponibilidad de ortofotografías de alta resolución obtenidas durante los reconocimientos topográficos LIDAR obtenidos en la investigación de la Fase II.

### 4.2 Interpretación del modelo geológico

---

#### 4.2.1 Modelo geológico del área

La geología del emplazamiento se ha descrito en detalle en el informe de la Fase I (Arup 2003). En este apartado se ofrece un breve resumen de ese informe, con algún material adicional basado en los hallazgos de las investigaciones de la Fase II y en artículos publicados recientemente. También se describe el modelo geológico adoptado para el

diseño de la Fase III, que se ha basado en trabajos relevantes publicados y no publicados conocidos por Arup.

#### 4.2.2 Modelo geológico de la Montaña Tindaya

##### **Modelo de diseño de la Fase III de Arup**

Se han emprendido análisis geológicos adicionales de aspectos específicos del trabajo anterior para el diseño de la Fase III. A continuación se resume el modelo geológico actual.

El análisis petrográfico de este proyecto y los datos petrológicos publicados sobre las canteras C2 y C3 sugieren variaciones en composición y textura de la traquita desde traquidacita a traquita de cuarzo a sienita. Esta variación puede deberse parcialmente a la formación ígnea en capas dentro de la montaña.

Las observaciones de la Fase I en las canteras C4 y C5 indican un buzamiento al oeste del contacto basalto-traquita de la serie delevaciones marinas. Los patrones de meteorización en el lado oeste de la montaña también sugieren un buzamiento moderadamente hacia el oeste de la formación de capas primarias en la traquita maciza. Las texturas de fluidos observadas en la cantera C1 sugieren un buzamiento NE moderado de las capas primarias en la traquita.

Las características clave que surgen de el análisis aprovechando el LIDAR son:

- Existen familias de juntas principales inclinadas hacia el este (J5) justo al sur de la superficie ocupada por la caverna, pero no están bien representados en el afloramiento que hay inmediatamente por encima de la caverna. Como tal se considera que las juntas principales J5 penetren probablemente en el espacio de la caverna en mayor medida que la cartografía superficial sugeriría.
- El dique D3 parece seguir la topografía desde las laderas del oeste hasta las laderas del norte de la montaña, donde se pierde. La estructura visible sugiere fuertemente que D3 podría ser una continuación de uno de los mantos detectados en las laderas orientales de la montaña. Eso, junto con las observaciones en las canteras descritas anteriormente, sugiere que la parte más baja de la montaña puede representar un complejo sinclinal de mantos de traquita-basalto en capas.

Por encima del complejo de mantos, se infiere que la traquita tenga un carácter más homogéneo y que consta de traquita maciza con bandas de Liesegang de una composición más uniforme (sienita). Se puede hallar evidencia ocasional de disposición primaria en capas en los testigos de los sondeos (autolitos y feldespatos orientados, por ejemplo), aunque se considera que no afecta a las propiedades mecánicas de la traquita maciza. La presencia de bandeado se observó a todas las profundidades de los testigos de sondeos, lo que sugiere que el bandeado Liesegang es de origen hidrotermal.

En función de la orientación de los mantos inclinados superficiales, se infiere que la caverna y las excavaciones correspondientes se encontrarán completamente en la traquita maciza superior.

El DTM también sugiere que el complejo inferior de mantos inclinados y la traquita maciza superior son atravesados transversalmente por diques que tienden al NE con inclinación abrupta (aunque no se pueden establecer relaciones de edad reales sin estudios de campo adicionales). La cartografía a escala 1:2000 mostró que en un número de casos, el patrón de afloramiento tiene un patrón escalonado distintivo. Por ejemplo, en el informe de la Fase I se describió el afloramiento del dique D6 en la "estación 7" como sigue:

**Dique D6:** *gris medio; piroxeno y fenocristales completamente meteorizados (hasta 5 mm) y vesículas rellenas con óxido de hierro, en una matriz rocosa afanítica; maciza; ligeramente*

*meteorizada, principalmente a lo largo de las superficies de unión ( $W_2$ ); moderadamente resistente ( $S_3$ ); BASALTO.*

***Traquita de yacente:** rosa pálido/crema (hematites pesados que tiñen y bandean); pocos fenocristales de feldespato en una matriz rocosa afanítica; juntaestrecho a muy estrecho ( $F_{4,5}$ ), llano y rugoso; TRAQUITA resistente.*

*Contacto variable / escalonado.*

Un dibujo del afloramiento de un dique en esta estación ilustra la naturaleza variable de la inclinación y espesor del dique (como también se ve en los ángulos de contacto variable del testigo). Se interpreta que eso refleja dilatancia del macizo rocoso a lo largo de las juntas de intersección pre-existentes durante la intrusión del dique. Así es posible inferir que la orientación de la dirección de tensión principal mínima desde el patrón de este afloramiento en el momento del asentamiento era sub-horizontal en dirección E-O aproximadamente.

Se ha efectuado una interpretación de la geometría de los diques inclinados en la cercanía inmediata de las estructuras de la caverna basándose en las intersecciones con los sondeos y los levantamientos de fisuras de superficie, con la ayuda de software de modelización 3D. En las etapas iniciales de este trabajo, los datos de orientación geofísica (acústica y óptica en televiewer) se usaron junto con técnicas estereográficas en un intento de encontrar soluciones únicas a la orientación de cada uno de los diques. Sin embargo, a causa de la naturaleza irregular de los contactos de diques a todas las escalas, la interpretación directa basada en inferencia geológica fue el único medio por el que interpolar la intersección de diques entre sondeos y la cartografía de superficie.

Se dibujaron contornos de estructura para cada dique y esos datos se incluyeron en el modelo de visualización 3D. Luego se dibujaron cortes transversales horizontales y verticales, y los diques y las juntas principales cartografiadas se proyectaron en cortes transversales en AutoCAD 3D. Para las juntas principales se ha supuesto que eran planas y rectangulares en forma e infinitamente continuas en profundidad.

Los registros gráficos de testificación de sondeos mostraron índices de fractura elevados, con roca muy fracturada y alterada en algunas zonas de traquita masiva así como en los diques. Las secciones geológicas se muestran a escala 1:500 y 1:250 en los dibujos **GR201 a 209. El dibujo GR210** ofrece una lista de diques e interpretación de zonas de traquita fracturada y alterada.

En general las juntas secundarias estaban cubiertas con óxido de manganeso y en una minoría de casos, rellenas. Se vio poca evidencia de estructura de cizalladura en las superficies de las juntas. Las juntas eran generalmente de rugosas a lisas, planas a onduladas, indicando que se formaron en un campo de tensión extensional. Evidencia indirecta a partir de los ensayos de geofísica dentro de los sondeos y algunos ensayos de laboratorios también indicaban que existe un número significativo de juntas incipientes en el macizo rocoso. En algunos casos esas juntas son paralelas al bandeado Liesegang. La tendencia dominante de todas las juntas es NE-SO.

En el **Apartado 4.4** de esta Memoria se incluye una descripción detallada de las características de las juntas secundarias, de las cuales se identificaron un mínimo de 6 familias.

<b>P1/1</b>	88°/275°	88°/269°	130,20 m
<b>P1/2</b>	52°/011°	52°/005°	130,15 m
<b>P1/3</b>	57°/100°	57°/094°	133,5 m
<b>P2/1</b>	88°/245°	88°/239°	115,07m
<b>P2/2</b>	59°/196°	59°/190°	112,6m
<b>P2/3</b>	50°/278°	50°/272°	100,7m
<b>P2/4</b>	62°/103°	62°/097°	111,55m
<b>P2/5</b>	67°/028°	67°/022°	90,15m
<b>P2/6</b>	89°/221°	89°/215°	60,0m
<b>P3/1</b>	89°/160°	89°/154°	93,0m
<b>P3/3</b> <sup>3</sup>	67°/280°	67°/274°	85,35m
<b>P3/4</b>	46°/117°	46°/111°	79,7m
<b>P4/1</b>	88°/069°	88°/063°	81,15m

## Notas:

- 1 Recogido del informe in situ "Caracterización De Las Discontinuidades Mediante Registro Geofísico de Los Sondeos Perforados Durante la Fase II" – Marzo de 2006 - TABLA 3.3.I. Norma de dirección "Dip/Dip" utilizada.
- 2 Se usó una declinación magnética (diferencia entre norte de red y norte magnético) de 6° O para posicionar correctamente los pozos. Ver dibujo GR-212.
- 3 BH3-2 eliminado del programa y reemplazado por BH2-5.

**Resumen del programa de perforación de la Fase II (Nota: Se presupone que BH4-2 sigue una orientación de 32/298 y BH4-3 una orientación de 23/304).**

### 4.3 Análisis de las juntas

La densidad, orientación, distribución y características superficiales de las juntas en la traquita y los diques de basalto se han evaluado de varias maneras. Estas incluyen estudios de testificación superficial en línea (scanlines), registro de sondeos, estudios geofísicos en los sondeos y ensayos de laboratorio.

#### 4.3.1 Estudios de scanlines superficiales

Se llevó a cabo mediciones detalladas de las juntas en ubicaciones selectas en la montaña usando la técnica de línea de barrido (scanline) durante las Fases I y II. Los datos recogidos incluyeron orientación de las diaclasas, espaciado y, donde fue posible, rugosidad y resistencia de las paredes de la diaclasa.

Teniendo en cuenta los efectos geométricos, se realizaron estimaciones sobre el espaciado real de las diaclasas de las familias principales de juntas. No obstante, debido a la naturaleza irregular y meteorizada de la superficie del terreno, las estimaciones visuales de la rugosidad y el relleno de las diaclasas no son indicadores fiables del estado de las juntas a nivel de la caverna.

Se han identificado seis familias de juntas a partir del cartografiado superficial, tal y como se expone en el informe de la Fase II (Arup 2005). No obstante, IST (2006) sólo ha identificado cuatro de las familias (J1, J4, J5 y J6) en los registros geofísicos de sondeo, tal como se expone a continuación.

Número de familia de juntas	Nº de lecturas	Buzamiento típico /Dirección de buzamiento	Espaciado (m)		Continuidad (m)	
			Típico	Intervalo	Típica	Intervalo
J1	60	88/113	2,4	1,4 - 5,0	9,2	0,3 - +40
J2	40	89/220	3,2	1,9 - 4,0	6,8	0,2 - 17,1
J3	19	88/259	5,9	4,2 - 9,6	2,9	0,4 - 7,5
J4	32	55/289	3,2	3,2 - 3,5	6,1	0,8 - +40
J5	10	46/092	4,0	1.0 - 10,0	23,0	5,8 - +40
J6+R	44	90/331	-	-	-	-

**Tabla: Datos de Familias de Juntas de levantamientos Scanline**

#### 4.3.2 Registros de testigos de sondeo

Los registros de testigos de sondeo proporcionaron parámetros tales como el ángulo de discontinuidad respecto al eje del testigo, el Coeficiente de Rugosidad de las Diaclasas (JRC), el relleno, la Denominación de la Calidad de Roca de Deere (RQD) y el índice de fractura (FI).

Los valores de índice de fractura (i.e., el número de juntas que se produce por tramo lineal de testigo) se han representado como números en el lado derecho de los registros gráficos en los cortes transversales geológicos (**Planos GR-202 a 209**). Los valores de RQD se muestran en el lado derecho.

Existe una correlación general entre un índice de fractura más elevado y los contactos con diques y la traquita alterada roja (sombreada en rojo), si bien hay una serie de zonas más fracturadas que no muestran la alteración roja (sombreada en azul). Los valores de RQD muestran un menor grado de correlación, ya que se registraron por maniobra de testigo, que podían tener hasta 3 m de longitud.

### **Análisis de la orientación de las juntas**

Los datos geofísicos registraron el ángulo de inclinación y la dirección de buzamiento de las diaclasas, lo que permite identificar familias diferenciadas de diaclasas. No obstante, la dispersión dentro de cada familia es significativa y se producen también orientaciones aleatorias de las diaclasas. La tabla siguiente resume las familias individuales de diaclasas identificadas por IST basándose en las gráficas estereográficas con la corrección de Terzaghi sobre los datos en función de la orientación de las juntas. Sin embargo, la tabla representa sólo el 53% de las diaclasas incluidas en los registros de ensayos geofísicos, es decir 1.598 diaclasas de las 3.007 atribuidas a las clases 105, 106 y 107. Esta diferencia se debe a que las restantes diaclasas no se han atribuido a una familia de diaclasas en el informe de IST.

Plataforma	Nº de sondeo	Número total de diaclasas	Número de familias de diaclasas	Nº de familia de diaclasas	Número de diaclasas por familia de diaclasas	Buzamiento medio / Dirección de buzamiento	
P-1	P1-1	252	2	J4	102	59/296	
				J5	43	42/091	
	P1-2	254	5	J1	17	88/127	
				J4	14	73/288	
				J5	22	38/097	
				J6	55	89/155	
				J7	23	55/138	
	P1-3	451	1	J4	250	68/293	
	P-2	P2-1	195	3	J4	86	57/296
					J5	29	41/090
J8					9	71/121	
P2-2		335	1	J4	138	65/293	
				J1	99	84/300	
P2-3		254	3	J5	23	47/084	
				J9	16	72/162	
				J4	97	56/291	
P2-5		156	4	J4	52	52/300	
				J5	9	40/095	
				J6	43	84/151	
				J7	8	56/131	
P2-6	100	2	J4	45	64/292		
			J5	14	42/091		
P-3	P3-1	152	3	J4	44	62/297	
				J5	15	44/086	
				J9	25	64/171	

Plataforma	Nº de sondeo	Número total de diaclasas	Número de familias de diaclasas	Nº de familia de diaclasas	Número de diaclasas por familia de diaclasas	Buzamiento medio / Dirección de buzamiento
	P3-2	225	2	J1	61	87/130
				J5	17	45/085
	P3-3	178	2	J1	61	83/296
				J4	45	61/294
				J4	82	52/289
P-4	P4-1	222	3	J5	42	47/090
				J7	12	49/132

**Tabla Familias de diaclasas por sondeo (IST, 2006)**

Las **Figuras 4.18a** y **4.18b** del Anejo 4 muestran también que la distribución de los polos de diaclasas está influida por la orientación de los sondeos, agrupándose aproximadamente los polos en la zona del hemisferio inferior, normal respecto a la orientación del sondeo en muchos casos. Esto indica que es probable cierto sesgo geométrico en las familias de diaclasas observadas en los sondeos.

Las orientaciones de familias de diaclasas según IST muestran una buena correlación con los identificados en la testificación superficial scanline, con las siguientes excepciones:

- J2 y J3 raramente se reconocen en el informe IST.
- J6 sólo se observa en los sondeos S1-3, S2-5
- Las representaciones estereográficas usan intervalos de contorno variables y el estrecho agrupamiento de J4 y J5 ocultan la importancia de las familias de diaclasas con un ángulo más pronunciado (p. ej., J1 y J6).

Aunque el informe de IST no informó de orientaciones para J2 y J3, se dedujeron sin embargo familias de diaclasas adicionales (J7, J8 y J9) que no se habían reconocido en los scanlines.

No obstante, se considera que J7, J8 y J9 se hallan dispersas en torno a las orientaciones medias referentes a J5, J1 y J6 respectivamente y podrían atribuirse con base real a esas familias de diaclasas. Los datos del ensayo geofísico sugieren que J1, J4, J5 y J6 son las familias de diaclasas dominantes en el macizo rocoso.

No obstante, el análisis numérico tridimensional ha utilizado el espaciado de familias de diaclasas principales tal como se encuentran cartografiadas y, por lo tanto es insensible al espaciado de las diaclasas secundarias.

#### 4.3.3 Resistencia a la cizalladura y rigidez de las diaclasas

A fin de determinar posibles propiedades de resistencia a la cizalladura de las diaclasas en el "límite inferior", se ensayaron muestras de material similar al suelo existente en las diaclasas con aparato de corte directo en muestras de suelo recompactado. Además, se seleccionaron muestras de diaclasas para ensayos de cizalladura directa y los resultados se compararon con los cálculos empíricos para evaluar parámetros de diseño adecuados.



**Ensayos con aparato de corte directo en suelo**

Se encargaron ensayos con aparato de corte directo en suelo sobre material de relleno de las diaclasas e incluyeron:

- Traquita muy meteorizada (S2-3 a 46,1 m de profundidad)
- Basalto muy meteorizado (S1-3 a 123,4 m de profundidad)
- Un relleno de arcilla de plasticidad moderada hallado cerca de la superficie de la montaña (S2-4 a 10,3 m)
- Revestimiento de óxido de manganeso.

**Resistencia a la cizalladura de las diaclasas en roca**

La resistencia a la cizalladura de las diaclasas sin rellenar se ha evaluado utilizando una combinación de ensayos de corte directo sobre muestras procedentes de los testigos, cálculos empíricos basados en el sistema Q y cálculos empíricos basados en Barton y Choubey (1977) y Barton y Bandis (1990).

Los ensayos de cizalladura de diaclasas se especificaron como ensayos con carga normal constante (CNL). El laboratorio empleó el equipo portátil descrito por Hoek & Bray (1980) para llevar a cabo los ensayos. Cada muestra de diaclasas se acopló cuidadosamente, se montó en un molde de hormigón y se cortó bajo esfuerzos normales indicados. Puesto que este modelo de equipo no mide el desplazamiento normal, se montó una galga de alta precisión en el equipo y se leyó manualmente. La medición de desplazamiento normal y en corte durante el ensayo permite evaluar la rigidez normal la de cizalladura, el ángulo de rozamiento máximo y la dilatación (**anejo 4– Tabla C4**).

Barton y Bandis (1990) proporcionan la siguiente relación empírica relativa a la tensión cortante máxima y la tensión normal que actúan sobre una diaclasa sometida a desplazamiento en corte:

$$\tau = \sigma_n \tan[JRC \log_{10}(JCS/\sigma_n) + \varphi_b]$$

Siendo:

$\tau$  = máxima resistencia a la cizalladura

$\sigma_n$  = tensión normal efectiva

$\varphi_b$  = ángulo de rozamiento básico con esfuerzo cortante residual en superficie rocosa plana y sin alterar

JRC = Coeficiente de rugosidad de las discontinuidades

JCS = Resistencia a la compresión de las discontinuidades

Se llevaron a cabo de forma rutinaria ensayos de inclinación y deslizamiento sobre los testigos de traquita para obtener valores de ángulo de rozamiento “básico” ( $\varphi_b$ ). Los ensayos realizados bajo supervisión de Arup dieron un valor  $\varphi_b$  de 33°. En conjunción con la gama de valores sugerida por Barton & Choubey (1977), un valor  $\varphi_b$  de 30° sería un valor de diseño razonable.

Basándose en lo expuesto, es posible por lo tanto utilizar el análisis de Barton-Bandis para calcular una curva media de resistencia a la cizalladura referida a las diaclasas y compararla con los datos del ensayo con aparato de corte directo. Suponiendo que JRC =

6,  $JCS = 60\text{MPa}$  y  $\varphi_b = 30^\circ$ , puede trazarse una curva que ajuste de forma conservadora a la dispersión de datos de laboratorio. Los cálculos de los ángulos de rozamiento de la secante ( $\varphi_{sec}$ ) se han estimado en  $\varphi_{sec} = 32^\circ$ .

#### **Angulo de dilatación de las diaclasas**

Un intervalo de ángulos de dilatación entre  $7$  y  $10^\circ$  se considera por lo tanto una estimación razonable para las diaclasas presentes en Tindaya.

Para un intervalo típico de valores de JRC entre  $5$  y  $8$ , la ecuación de Barton da unas estimaciones de desplazamiento en corte con dilatación máxima de entre  $2,1$  y  $2,5$  mm.

#### **Rigideces normales y a cortante de las diaclasas**

Los ensayos de corte directo proporcionan datos a partir de los cuales puede estimarse la rigidez de corte ( $K_s$ ) y la rigidez normal ( $K_n$ ), donde:

$$K_s = \text{tension a cortante} / \text{desplazamiento}$$

$$K_n = \text{tension normal} / \text{desplazamiento}$$

El número limitado de datos registrados en cada ensayo de corte directo sólo permite usar la parte inicial de la curva (entre cero y el primer punto de entrada de datos) para calcular estos valores.

Basándose en los ensayos de laboratorio y en el estudio de lo publicado, se han supuesto unos valores representativos de  $K_n = K_s = 200$  MPa/m para el diseño de este proyecto.

#### 4.4 Clasificación y zonificación del macizo rocoso

La calidad del macizo rocoso dentro de la caverna y las galerías y túneles asociados se evaluó por medio de registros de testigos de sondeo, testificación superficial y ensayos geofísicos. Utilizando estos datos, el macizo rocoso se agrupó en cinco clases que iban desde muy buena a muy mala, por medio de dos sistemas comunes de clasificación de rocas: Q (Grimstad y Barton 1993), y GSI (Hoek y Brown, 1997).

Clasificación del macizo rocoso	Valor Q	Valor GSI	Clase de sostenimiento
A: Muy buena	>4.0	>50	I
B: buena	1.0 - 4.0	40 - 50	II
C: Moderada	0.4 - 1.0	30 - 39	III
D: Mala	0.01 - 0.4	<30	IV
E: Muy mala	<0.01	n/a	V

**Tabla: Clasificación del macizo rocoso.**

La clasificación del macizo rocoso que se prevé en la caverna y en las estructuras asociadas oscila entre Clase A y Clase C. Sin embargo, debe señalarse que las condiciones reales *in situ* no identificadas en las investigaciones sobre el terreno requieren una revisión de esta clasificación durante la excavación y seguimiento por la Dirección de Obra.

La clase de sostenimiento prevista se ha incluido también en la tabla y se refiere sólo a los requisitos de sostenimiento temporal dentro del túnel piloto y los pozos de luz, y al sostenimiento permanente en las galerías de acceso y drenaje. El sostenimiento para las demás zonas de la excavación subterránea correspondientes al gran cubo de la escultura se ha determinado a partir de análisis de modelización 3DEC.

#### 4.5 Resistencia y rigidez del macizo rocoso

Las propiedades del macizo rocoso, entre ellas la resistencia a la cizalladura, el módulo de compresibilidad y de corte, el Módulo de Young y el Coeficiente de Poisson, se han calculado utilizando los esquemas de clasificación del macizo rocoso GSI, Q y RMR. También se ha llevado a cabo una medición directa de la rigidez de la masa utilizando el dilatómetro de alta presión y el gato de Goodman y se han comparado con cálculos empíricos.

##### 4.5.1 Cálculos empíricos de rigidez del macizo rocoso

#### **Índice de calidad del del macizo (Q)**

Los registros de sondeo incluyen valores de RQD, así como los parámetros  $J_n$ ,  $J_r$  y  $J_a$ , que se utilizan para calcular el índice de calidad de la roca en túnel (Q) (Barton et al, 1974):

$$Q = (RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \times (J_w/SRF)$$

Siendo:

$RQD$  = Designación de calidad de roca

$J_n$  = Número de familia de diaclasas

$J_r$  = rugosidad de la diaclasa

$J_a$  = Alteración de la diaclasa

$J_w$  = Agua de la diaclasa

$SRF$  = Factor de reducción po tensión

##### 4.5.2 Clasificación del macizo rocoso

Los valores de clasificación del macizo rocoso (Bieniawski, 1989) referentes a todos los tipos de roca oscilan entre 40 y 95 (de mala a muy buena) y su media es de 66 (buena). Los diques de basalto tienen unos valores menores, de 40 a 78 (malos a buenos) con una media de 56 (aceptables). La traquita adyacente a los diques de basalto posee una escala de 41 a 88 (de mala a muy buena), con una media de 68.

Se utilizan de forma extendida fórmulas para la estimación del módulo del macizo rocoso a partir de RMR:

##### 4.5.3 Resumen

La evaluación de los valores  $Q'$  a partir del registro de sondeos sugiere que los valores típicos oscilan entre 10 y 50 para la traquita, y entre 2 y 50 para los diques. Los valores de GSI equivalentes oscilarían por tanto entre 65 y 80 para la traquita y entre 50 y 80 para los diques.

$E_{\text{macizo}}$  entre 10 y 13 GPa para la traquita y entre 5 y 13 GPa para los diques.

Sobre este intervalo de valores de rigidez, la curva de Galera et al (2005) parece ofrecer resultados ligeramente más conservadores. No obstante, los métodos de Serafim & Pereira y de RocLab actualmente dan valores de  $E_{\text{macizo}}$  mucho más altos. Se cree que esto es debido a que se han basado en una base de datos de rocas más competentes, mientras que los datos de casos más recientes tienen un sesgo hacia peores condiciones de roca.

A efectos del diseño de esta fase de proyecto, se considera que los datos obtenidos con dilatómetro y con el método GSI (actualizado por Hoek y Deiderichs, 2005) ofrecen cálculos fiables y realistas de la rigidez del macizo rocoso.

#### 4.6 Tensiones in situ

La tensión vertical ( $\sigma_v$ ) se supuso que procedía del peso de la sobrecarga a través de la fórmula simple:  $\sigma_v = 0,0226 \cdot (z)$ , siendo  $z$  la profundidad en metros. La altura de la montaña por encima del techo de la caverna aumenta desde un mínimo de 44m entre los pozos de luz hasta un máximo de 61m, antes de reducirse a 49m por encima del punto de unión del túnel de entrada con la caverna. Esto sugiere una tensión vertical del orden de 1,0 a 1,4MPa al nivel del techo de la caverna y de 2,0 a 2,4MPa a nivel del fondo. MeSy creó un modelo bidimensional sencillo de la montaña utilizando el programa de Itasca FLAC2D (V3.03) para investigar la influencia de las laderas de la montaña sobre la orientación de las principales tensiones del terreno *in situ*. Se predijo una rotación moderada en la tensión vertical de 10 a 20° en S1-1, S2-1 y S3-1, que estaba apoyada en las huellas de hidrofractura predominantemente verticales presentes en estos sondeos. La rotación calculada en S4-1 fue de 20 a 30°, lo que coincidía con las huellas de hidrofractura predominantemente inclinadas de 41 a 90° (media= 62°).

#### 4.7 Parámetros de diseño sísmico

Como parte del estudio de la Fase I (Arup 2003) se llevó a cabo un examen preliminar del riesgo sísmico para Fuerteventura, basado en los datos publicados disponibles. Este examen se ha actualizado para incluir el material publicado recientemente. No obstante, no se ha hecho una evaluación probabilística de riesgo sísmico (PSHA) completa, específica del sitio.

A partir del análisis de la Fase I, se considera apropiada una aceleración máxima del suelo (PGA) de 0,1 g para un periodo de retorno de 2.475 años (2% en 50 años).

4.7.1 Aspectos relevantes del código español de edificación sismorresistente  
En el código español de edificación sismorresistente (*Norma de Construcción Sismorresistente Española - Parte General y Edificación*) NCSE-02 las fuerzas sísmicas se tratan de una forma relativamente sencilla.

La aceleración sísmica  $a_c$  que debe usarse para el diseño se define con el enunciado siguiente:

$$a_c = \rho a_b$$

Siendo  $a_b$  la aceleración sísmica, que puede extraerse del "Listado de términos municipales por provincias del valor  $a_b/g$  y  $K$  correspondiente al anexo 1 de la Norma de Construcción Sismorresistente (Parte General y Edificación) NCSE-02". Este listado de riesgo sísmico por ciudades muestra que la totalidad de las Islas Canarias tiene un valor  $a_b$  de 0,04g.  $\rho$  es

un coeficiente adimensional que está en función tanto de la vida útil de la estructura como de la importancia de ésta. Se define como:

$$\rho = (t/50)^{0.37}$$

Siendo  $t=50$  años para construcciones de importancia normal, o  $t=100$  años para construcciones de especial importancia. El coeficiente de importancia (riesgo) ( $\rho$ ) para una vida útil de 50 años es 1,0 y para una vida útil de 100 años es 1,3. Debido a la importancia y a la permanencia de esta estructura, se recomienda utilizar un coeficiente de importancia de 1,3, que equivale a una PGA prevista de  $0,52\text{m/s}^2$  (0,05g).

Si se utiliza un valor de PGA de  $0,8\text{m/s}^2$  (0,08g) basado en la evaluación determinista para los terremotos volcánicos expuesta anteriormente y un factor de importancia de 1,3, la PGA prevista equivaldrá a  $1,04\text{ m/s}^2$  (0,10g). Se utiliza en este proyecto un valor de PGA  $1,0\text{ m/s}^2$  (0,10g) a efectos del proyecto y se compara en el modelo numérico con las aceleraciones máximas obtenidas para estado límite último. Este valor valor y el enfoque pueden ajustarse a información más detallada durante la excavación del tunel piloto.

#### 4.8 Resumen de los supuestos de diseño de la Fase III

Basándose en lo expuesto, se han tomado los siguientes puntos de partida para el diseño del proyecto:

- Se deduce que la caverna y las estructuras asociadas están situadas en un cuerpo de traquita blanca "maciza" relativamente homogénea, encima de un posible complejo sinformal mantos de traquita y basalto.
- La distribución de diaclasas parece ser relativamente uniforme en el cuerpo de traquita maciza. No parece haber una variación sistemática en la densidad del diaclasado asociada a la orientación del sondeo, de modo que, a pesar de que las tendencias estructurales dominantes siguen una dirección NE, no parece haber una anisotropía intrínseca en la resistencia y rigidez del macizo rocoso.
- Los datos procedentes de los estudios de scanline y geofísicos "down-hole" (en los sondeos) indican que J1, J4, J5 y J6 son las familias de diaclasas dominantes del macizo rocoso. Las distancias reales entre diaclasas son, sin embargo, más estrechas en los sondeos que lo que se había previsto según los exámenes superficiales con scanline. No obstante, este hecho tiene una importancia secundaria, ya que las diaclasas principales reconocidas en la testificación se consideran los elementos más esenciales para el diseño y se han modelizado explícitamente en el análisis numérico tridimensional.
- Hay diques de basalto con un ángulo de inclinación muy pronunciado, de fase posterior, que atraviesan el cuerpo de traquita maciza y en algunos lugares muestran un patrón de afloramiento "escalonado" característico. Se considera que esto representa la dilatancia de las diaclasas que se cruzan debido a una dirección de la tensión principal mínimo E-O en el momento del emplazamiento. La distribución de los diques (grosor, dirección y grado de buzamiento) es algo variable.
- Se han definido tres tipos principales de roca a efectos de la caracterización geotécnica: traquita blanca (de bandeado variable); traquita alterada roja y basalto, aunque por volumen la traquita blanca es con diferencia el tipo de roca más importante. Los ensayos triaxiales han asignado a la traquita blanca un coeficiente de Hoek-Brown de  $m_i=18$ . Asimismo, se ha asignado a la traquita blanca una compresión simple mínima de 60MPa y una relación de módulo de 250. Los datos geofísicos, por otro lado, sugieren un valor de compresión simple = 77MPa en la traquita blanca, de 69MPa en la

traquita roja y de 136MPa en el basalto. Existen pocas diferencias en las propiedades geotécnicas de la traquita roja y la blanca.

- Los datos de persistencia de fracturas sugieren que puede asignarse un espaciado representativo entre diaclasas de 0,5m al macizo rocoso. No obstante, los datos geofísicos sugieren que el diaclasado incipiente puede ser significativo. Los datos de orientación de los estudios geofísicos se ajustan mucho a los datos de scanline de la superficie; no obstante, el espaciado real de familias de diaclasas (en J1, J4 y J5) es algo menor que lo observado en los datos de línea de barrido de superficie.
- De las diaclasas observadas en los registros de sondeo, <4% están rellenadas, afectando principalmente a J4 y J5, con un ángulo de rozamiento en el límite inferior de 32°. La mayoría de las diaclasas tiene un recubrimiento de óxido de manganeso, o un relleno de <2mm de grosor, de modo que la rugosidad de la diaclasa determinará la resistencia a la cizalladura. El análisis de la resistencia a la cizalladura de las diaclasas indica que los valores representativos son:  $JRC = 6$ ;  $\phi_b = 30^\circ$ ;  $\phi_{sec} = 32^\circ$ ,  $d_n = 7$  a  $10^\circ$ ;  $K_n = K_s = 200MPa/m$ .
- Se ha intentado realizar diversos cálculos empíricos de la rigidez y se han cotejado con las mediciones in situ (velocidad de ondas P, dilatómetro y gato de Goodman). La mejor convergencia se obtuvo entre los cálculos de GSI (Hoek & Deiderichs, 2005) y el módulo inicial obtenido con el dilatómetro. Se cree también que estos datos son los más realistas.
- Los valores  $Q'$  procedentes de los registros de sondeos sugieren que los valores típicos oscilan entre 10 y 50 para la traquita y entre 2 y 50 para los diques. Los valores de GSI equivalentes oscilarían por lo tanto entre 65 y 80 para la traquita y entre 50 y 80 para los diques, y en cuanto a los valores de  $E_{mass}$ , la estimación sería de 10 a 13GPa para la traquita y de 5 a 13 GPa para los diques.
- Las tensiones in situ en el macizo rocoso son más altos de lo esperado, con una relación entre tensiones horizontales y verticales de aproximadamente 2.
- Los criterios de diseño sísmico se han reevaluado a partir del análisis de la Fase I. Se considera apropiada una aceleración máxima del suelo (PGA) de 0,1 g para un periodo de retorno de 2.475 años (2% en 50 años).

## 5 Hydrología y drenaje

En el Anejo 5 se incluye la investigación realizada sobre la hidrología, permeabilidad y drenaje de la montaña.

### 5.1 Drenaje e infiltración del agua de superficie

Fuerteventura es una de las Islas Canarias más secas. Está situada dentro del área del Cinturón Seco del Sahara, y dispone de poca agua de superficie o subterránea. La precipitación mensual media en Fuerteventura, da un valor medio anual de aproximadamente 100 mm.

Se cree que la mayoría de la precipitación que se produce en la isla se perderá en forma de escorrentía en corrientes efímeras y a través de la evaporación, dejando poco para la recarga del suministro de agua subterránea.

Los elementos de agua superficial en la Montaña Tindaya, identificados durante la investigación de la Fase I, se muestran en el Anejo 5.

### 5.2 Agua subterránea

#### 5.2.1 Seguimiento del nivel de agua subterránea

Los ensayos geofísicos con visor sónico remoto y acústico requieren que la altura del nivel del agua sea lo más alta posible, y ello se consiguió añadiendo agua al sondeo justo antes del ensayo. Por consiguiente, los niveles de agua registrados durante estos ensayos no son representativos del nivel de agua real. Además, los niveles de agua medidos tras estos ensayos muestran valores mayores que los indicados de otro modo por los registros de sondeos. Así pues, los niveles de agua registrados durante la perforación y los tomados antes de los ensayos sónicos y acústicos se consideran más exactos que los otros registros de niveles de agua.

En la **Figura 5.3** y la **Figura 5.4 del Anejo 5** pueden verse cortes transversales a través de la montaña que muestran el perfil piezométrico inferido. Estos indican que un nivel de agua máximo representativo a nivel de la caverna se encuentra aproximadamente a +324m, justo por encima del nivel del techo.

Estos perfiles se basan en los datos de sondeo y en los dos manantiales conocidos, uno cerca de la entrada de Chillida y el otro en un barranco en la cara norte de la montaña. Se considera que, debido a las elevadas precipitaciones que se produjeron durante la investigación, estos niveles representan valores máximos razonables.

Sondeo	Profundidad de agua	Altura del nivel del agua subterránea
S1-1	58.0m BGL	+334.6m
S1-2	73.5m BGL	+319.1m
S1-3	63.3m BGL	+329.3m
S2-1	70.0m BGL	+309.5m
S2-2	79.3m BGL	+300.2m
S2-3	91.4m BGL	+288.1m
S2-4	78.5m BGL	+301.0m
S2-5	75.5m BGL	+304.0m
S3-1	51.0m BGL	+301.9m
S3-3	55.4m BGL	+297.5m

S3-4	76.2m BGL	+276.7m
S4-1	68.0m BGL	+281.3m

**Tabla: Resumen de registros del nivel de agua en los sondeos**

#### 5.2.2 Permeabilidad del macizo rocoso - Ensayos de Lugeon

Se llevaron a cabo once ensayos de Lugeon modificados en los cuatro sondeos verticales para determinar la permeabilidad del macizo rocoso. Se programaron ensayos a una serie de niveles diferentes para examinar la traquita no diaclasada, diaclasas únicas y secciones muy fracturadas del macizo rocoso.

Los resultados de los ensayos de Lugeon determinados por IST se resumen en el anejo. IST ha calculado la gama de valores partiendo de que la permeabilidad (m/sec) sea equivalente a entre  $1 \times 10^{-7}$  y  $2 \times 10^{-7}$  veces el valor de Lugeon. Para comprobar los resultados de IST se empleó otro método (BS5930:1999) que tiene en cuenta la presión aplicada y las tasas de flujo resultantes. Los resultados del coeficiente de permeabilidad determinado por medio de este método confirman los valores de IST.

Los valores de permeabilidad medidos se hallan dentro de un intervalo reducido, de  $1 \times 10^{-5}$  a  $5 \times 10^{-7}$  m/sec aproximadamente, incluso para zonas muy fracturadas adyacentes a diques conocidos.

#### 5.2.3 Permeabilidad - ensayos de hidrofractura

Se llevaron a cabo ensayos de hidrofractura para determinar la tensión in situ en cuatro sondeos. No obstante, antes de llevar a cabo ciclos de presión para el ensayo de hidrofractura se aplicó una presión inicial a fin de determinar la permeabilidad de la roca en la zona de ensayo. Ésta tiene una longitud típica de 0,6 m, aislada por obturadores a ambos lados de aproximadamente 1,2 m de longitud. Los resultados de los ensayos de permeabilidad se encuentran en el anejo. IST describe las zonas en las que se realizaron estos ensayos como roca "no fracturada", lo que confirmaron en gran medida los registros geofísicos down-hole. Así pues, un coeficiente de permeabilidad representativo para la traquita no fracturada estaría en torno a  $10^{-10}$  m/sec.

### 5.3 Resumen

Las observaciones realizadas durante el trabajo de campo de las Fases I y II indican que es probable que haya un régimen de flujo de agua subterránea superficial, que canaliza el agua de lluvia por medio de escorrentía superficial y la red de fracturas de poca profundidad hacia los cauces superficiales de drenaje. Éstos afectarán a las zonas de los pozos de luz y a la embocadura del túnel de la entrada Chillida.

La medición de los niveles de agua en los sondeos, así como los manantiales conocidos de los lados norte y oeste de la montaña, indica que existe un nivel freático que sigue a grandes rasgos la topografía de la montaña. Se deduce que el nivel de agua máximo se encuentra a una altura aproximada de +324 m, justo encima del nivel del techo de la caverna.

La permeabilidad medida del macizo rocoso parece concordar razonablemente con valores entre  $1 \times 10^{-5}$  a  $5 \times 10^{-7}$  m/sec aproximadamente, incluso para las zonas más fracturadas adyacentes a diques. No obstante, las mediciones in situ de la permeabilidad del material rocoso intacto son bastante menores, como cabría esperar, en torno a  $10^{-10}$  m/sec.

Aunque por lo general el clima de Fuerteventura plantea un riesgo bajo de aparición de niveles estables de agua con granges aportaciones, la detección de niveles freáticos en



torno al techo de la caverna aconsejan que el proyecto incorpore un sistema de drenaje que desvíe esta aguas y evite el desarrollo de presiones hidrostáticas sobre el sostenimiento de la caverna.

## 6 Estudio y dimensionamiento de obras subterráneas

En el Anejo 6 se incluye la descripción completa de las soluciones de diseño, análisis efectuados y cálculos estructurales así como las figuras descriptivas de las soluciones planteadas.

### 6.1 Solución estructural general

#### **Fase III, Proyecto de Ejecución**

En la Fase III se investigó con más detalle tres conceptos de sostenimiento. Estos se modelizaron empleando el programa 3DEC (V4.00) de Itasca Inc. El "modelo base" analizado en 3DEC referente a todas las opciones de sostenimiento partía de un macizo rocoso seco, bloques rígidos, ausencia de carga sísmica, caverna sin alterar las condiciones tensionales (*wished in place*) y anclajes modelizados como muelles elásticos sin resistencia a cortante. La secuencia de análisis y el método de modelización se describen con detalle en el **Anejo 6**.

En la Fase III se analizaron tres opciones básicas de sostenimiento:

- Grupos de anclajes instalados desde puntos situados en las galerías horizontales por encima del techo de la caverna, para formar una placa de roca reforzada (Solución 2C). Esto se desarrolló a partir de la Solución 2B. Se aplicó un modelo inicial con seis galerías, cuatro estaciones de perforación por galería, cuatro puntos de anclaje inclinados y uno vertical (120 anclajes en total). Los anclajes se ubicaron siguiendo un patrón regular a lo largo del techo. En este modelo inicial, los anclajes sujetaron eficazmente el macizo rocoso situada por encima de la placa.

Los bloques situados debajo de los anclajes inclinados no tenían sostenimiento en el modelo y por lo tanto eran inestables. En la caverna real éstos se sujetarían por medio de refuerzos adicionales instalados desde la caverna durante la excavación del techo por fases. Aunque la mayoría de las cargas de anclaje eran inferiores a 200 toneladas, se hallaron también algunas cargas excepcionalmente altas.

Se analizó un segundo modelo con la adición de bulones verticales de 3 m de longitud a 2m entre ejes, instalados desde debajo del techo de la caverna. Esto redujo el volumen de bloques inestables en el techo de la caverna desde 619m<sup>3</sup> hasta 74m<sup>3</sup>. Los bloques restantes se tratarían durante la excavación de la caverna. El aumento del número de intersecciones entre diaclasas y refuerzos resultó en una proporción significativamente mayor de cargas de sostenimiento de <200 toneladas.

Se analizó un tercer modelo con cuatro anclajes radiales y uno vertical, en ocho puntos dentro de cada una de las seis galerías (240 anclajes en total), pero sin los bulones. Esto redujo el volumen de bloques inestables en el techo de la caverna. Las cargas de anclaje individuales se redujeron, pero seguían produciéndose cargas de anclajes de >200 toneladas. Incluso anclajes de barra no serían capaces de proporcionar esta carga.

Aunque el modelo mostró que esta solución funcionaba, el hecho de concentrar grandes cargas de sostenimiento en puntos discretos dentro del macizo rocoso potencialmente inestable se consideró una desventaja. El número de intersecciones entre anclajes y diaclasas era relativamente bajo y el patrón de sostenimiento no se prestaba a un gran incremento en el número o la distribución de los anclajes.

- Una malla de anclajes horizontales, instalada desde galerías alineadas en dos direcciones (paralelas a los ejes longitudinal y transversal de la caverna: **Solución 4A**), o sólo alineadas en paralelo al eje longitudinal (**Solución 4B**). El plano inferior de los anclajes se instalaría 2m por encima del techo de la caverna. Los anclajes bidireccionales se instalan a intervalos de 2m (67 anclajes). Los anclajes

unidireccionales se instalan a intervalos de 2m a lo largo del techo de la caverna y a intervalos de 1m entre los dos pozos de luz (51 anclajes). Se analizó un tercer modelo con anclajes bidireccionales y bulones verticales de 3m de longitud en el techo de la caverna.

La solución de anclajes bidireccionales (**Solución 4A**) fue muy eficaz a la hora de retener los bloques del techo de la caverna (quedaron 24m<sup>3</sup> inestables). Los bulones adicionales redujeron el volumen de roca inestable a un valor nominal de 5m<sup>3</sup> y redujeron la proporción de anclajes con cargas >200 toneladas. La longitud total de anclajes fue mucho mayor que en la Solución 2C. La solución de anclajes unidireccionales no fue tan eficaz en retener los bloques del techo (225m<sup>3</sup> inestables) y la proporción de anclajes con cargas >200 toneladas fue superior.

Aunque el sistema de anclajes horizontales funcionó en el modelo, la orientación de los anclajes con respecto a las diaclasas y los diques produciría en realidad el que los anclajes trabajase predominantemente a cizalladura. Los anclajes no están diseñados para trabajar a cizalladura y se consideró que el riesgo de un sistema de sostenimiento semejante conllevaría un alto riesgo de rotura a cortante. Se estudió una variante por la cual se instalarían tuberías pesadas (con chapas de 25mm de grosor) en agujeros perforados desde galerías alineadas en paralelo al eje longitudinal de la caverna (**Solución 4C**). Las tuberías se extenderían hasta un poco más de la mitad del ancho de la caverna, de forma que se solapasen. Aunque los gruesos tubos de acero se consideraron una mejora a la línea de anclajes, permanecían las consecuencias de que los refuerzos trabajasen principalmente a cortante. No se consideró factible perforar los agujeros e instalar los pesados tubos de acero desde el espacio de trabajo restringido proporcionado por las galerías de instalación. Los empalmes son puntos débiles potenciales y no serían aceptables.

- Una serie de arcos de roca reforzados (RRA) formados por pares de anclajes instalados a intervalos de 2m a lo largo de cinco galerías curvadas por encima del techo de la caverna (**Solución 6B, Figura 6.11**). Se incluirían tres arcos en la pila situada entre los pozos de luz. Estos se cruzarían con una galería corta adyacente al pozo de luz más pequeño. Esta es una variante de la Solución 6A. Los arcos tenían 396 anclajes en total. Un modelo inicial mostró que los RRA podían sostener el macizo situado encima. La roca por debajo de los arcos no llevaba sostenimiento en este modelo y por consiguiente quedaba inestable. Se corrió un segundo modelo con los arcos y añadiendo bulones verticales de 3m de longitud instalados en el techo de la caverna. Esto redujo el volumen inestable de 3.497m<sup>3</sup> en el primer modelo a 92m<sup>3</sup>. La proporción de anclajes con cargas >200 toneladas también se redujo. No se analizó en ese momento un modelo con sostenimiento de anclajes entre los arcos y el techo de la caverna.

#### 6.1.1 Concepto híbrido

##### **Caverna**

Aunque la modelización mostró que el macizo rocoso podría sostenerse como una placa reforzada (Solución 2C), como un RRA (Solución 6B) o como una placa delgada pretensada (Solución 4A/B), el concepto de arco fue el preferido para el sostenimiento a largo plazo del techo de la caverna. No obstante, debería aumentarse el número de intersecciones entre diaclasas y anclajes para reducir las cargas de los anclajes individuales.

Se reconoció no obstante que harían falta anclajes horizontales para controlar el relajamiento potencial de las diaclasas subverticales hacia las paredes de los pozos y

serían fáciles de instalar entre los pozos de luz. Además, harían falta anclajes inclinados entre los pozos de luz para controlar la cizalladura potencial a lo largo de los planos de diaclasa subverticales. Estas conclusiones exigieron el desarrollo de un concepto de sostenimiento híbrido (**Solución 6C**) que combinase estos diferentes conceptos de sostenimiento.

Los anclajes que forman los arcos en la Solución 6C están dispuestos radialmente alrededor de las galerías, de forma que éstas se hallan dentro de un arco anular de roca reforzada en vez de hallarse simplemente por encima de arcos de roca reforzados. Con una longitud de 7m, estos anclajes son demasiado largos para ser instalados como barras macizas desde las galerías de 3m de diámetro propuestas, por lo que se requeriría el uso de anclajes. Los anclajes que sostienen la roca entre los arcos y el techo de la caverna tienen una longitud de hasta 14m en el modelo actual. Se instalarán también bulones desde el techo de la caverna durante su excavación. En el modelo actual éstos tienen 3m de longitud. La pila de roca situada entre los dos pozos de luz estará reforzada por encima del techo de la caverna con líneas de anclajes horizontales a intervalos de 2m. Se instalarán anclajes radiales desde una galería que se extiende hacia la pila desde los arcos de roca para sostener la pila por encima de estos anclajes.

Estos supuestos de sostenimiento se han desarrollado utilizando un modelo de "caso base" para la montaña, tal como se ha expuesto anteriormente. En el **Anejo 6** se incluye un informe detallado de la modelización tridimensional llevada a cabo para desarrollar el modelo.

El trazado general y las medidas de sostenimiento propuestas se muestran en los **Planos de serie 400 y serie 800**. En estos planos se identifican las galerías en arco con orientación N-S como **Galerías A a F**. La galería en arco con orientación E-O que se encuentra entre los pozos de luz se denomina **Galería P**. La galería de acceso superficial situada hacia el NE se denomina **Galería M**. Los dos túneles de acceso horizontales con orientación E-O que conectan las Galerías A a F y la Galería M se denominan la **Galería de Acceso Norte** y la **Galería de Acceso Sur** respectivamente.

### ***Túnel piloto y pozos piloto***

El túnel y los pozos piloto sólo requerirán sostenimiento temporal. Este consistirá predominantemente en bulones y hormigón proyectado (gunitado) armado con fibra y sin armar. La embocadura y los ~20m iniciales del túnel de entrada se excavarán en toda su dimensión para permitir la instalación de la plataforma de trabajo. Esta zona requerirá un sostenimiento permanente inmediato consistente en bulones y paraguas de sostenimiento (*pipe arch poles*). El techo del túnel de entrada se inclinará para convertirse en el techo del túnel piloto a ~30m desde la embocadura invertida. El techo de esta sección de transición no estará reforzado por bulones, ya que éstos atravesarían el techo final del túnel de entrada, lo que podría dañarse durante su ampliación posterior. En esta sección se levantará un dosel de arcos de acero. Puede que se requieran también arcos de acero en las intersecciones con los diques o con cualquier otro terreno fracturado en el túnel piloto. No se prevé que los arcos de acero formen parte del sostenimiento permanente en ninguna parte de las obras subterráneas.

El túnel piloto y los pozos piloto se excavarán en el volumen del túnel de entrada permanente, la caverna y los pozos de luz, de forma que ninguna de las superficies permanentes se verá atravesada por las obras piloto o los bulones que sostienen estas obras. La selección de los refuerzos se basará en la clasificación del macizo rocoso (**Sección 6.2.1**). Aunque las obras piloto sólo son temporales, serán las arterias a través de las cuales pasará la roca excavada, el personal y los equipos y materiales de construcción durante la mayor parte del programa de construcción. El criterio de sostenimiento empleado

será, por lo tanto, conservador. La posterior excavación de la roca en torno a los trabajos piloto, el desescombro y el transporte serían difíciles si se utilizasen refuerzos con bulones de acero. Por lo tanto, los bulones serán de fibra de vidrio.

El trazado general y las medidas de sostenimiento propuestas para el túnel y los pozos piloto se muestran en los **Planos serie 500**.

### ***Pozos de luz***

Una parte significativa de las paredes de ambos pozos de luz cruzan con el techo de la caverna. Las diaclasas son predominantemente subverticales, de modo que forman columnas de roca, delimitadas por las superficies de alivio de tensiones de la diaclasa. Si no se refuerzan, las superficies de alivio se desplazarán hacia los pozos, reduciendo la resistencia a la cizalladura a lo largo de estas superficies. Esto se ve empeorado por el hecho de que los perfiles de los pozos no son circulares. El sostenimiento necesario para evitar el colapso de estas grandes columnas de roca potencialmente inestables situadas por encima del techo de la caverna es superior al de las secciones en las que las paredes de los pozos de luz están parcialmente confinadas por el macizo. La solución de sostenimiento general en el modelo actual consiste en bulones de 10m de longitud inyectados con lechada a intervalos de 2m. La carga de trabajo de 6 a 38 toneladas requiere que el diámetro de los pasadores alcance un máximo de 40 mm. La mayoría de los pasadores tendrá cargas en servicio de 6 a 19 toneladas, lo que requiere que tengan un diámetro de 25 a 28 mm. Es muy importante señalar que todo el sostenimiento en el modelo actual de "caso base" a lo largo de las obras subterráneas se ha modelizado como barras de pasadores totalmente inyectados con columnas de lechada, no como bulones o anclajes fijados en los extremos, que tienen secciones móviles.

La estabilización de la sección del techo de la caverna entre los pozos de luz es potencialmente la parte más importante de todos los trabajos subterráneos. Además de los bulones de las paredes de los pozos y el arco de roca (**Galería P**), la sección de pila por encima del techo de la caverna está reforzada por filas de anclajes a intervalos de 2m para evitar que la pila de roca se desplace hacia los pozos de luz. En el pozo de luz más grande, situado al Sur, los anclajes se instalarán en tres filas horizontales. Para mantener las cabezas de los anclajes en la pared del pozo de luz más pequeña situado al Norte a una distancia razonable, se dispondrán anclajes de forma alterna inclinados en un ángulo bajo, de modo que crucen la pared de la chimenea en 6 filas horizontales. Los análisis posteriores durante la ejecución de las excavaciones piloto puede que muestren que estos bulones pueden ser sustituidos por anclajes pretensados, lo que resultaría ser una solución más práctica.

El trazado general y las medidas de sostenimiento propuestas para los pozos de luz se muestran en los **Planos serie 400**.

### ***Túnel de entrada***

El túnel de entrada estará sostenido por cables o bulones convencionales o bulones rellenos de lechada. Se instalarán pequeños bulones de acero inoxidable entre los bulones del techo del túnel. El techo tendrá un revestimiento protector de resina y geotextil.

Todos los diques se recortarán, se drenarán y se reforzarán tal como se muestra en el **Plano 408**.

## 6.2 Análisis

### 6.2.1 General

El diseño de la Fase III para las obras subterráneas permanentes se ha basado principalmente en el programa informático 3DEC de elementos tridimensionales característicos. 3DEC emplea el "método de elementos discretos" (*discrete element method* DEM), que se refiere a cualquier método que permite desplazamientos finitos y rotaciones de cuerpos discretos, y reconoce nuevos contactos a medida que progresa el cálculo. El término "método de elementos característicos" (*distinct element method*) se refiere a un DEM que emplea una solución dinámica explícita para las leyes de movimiento de Newton. El programa permite, por lo tanto, modelizar de manera eficaz el comportamiento de muchos volúmenes de roca poligonales delimitados por superficies de diaclasas, cuando se produce una excavación.

El programa se ha utilizado para probar tres conceptos de sostenimiento diferentes y una solución híbrida basada en los datos geotécnicos disponibles antes de la ejecución de la Obra. En común con todos estos programas, 3DEC está limitado por la complejidad del modelo que puede aplicarse.

El modelo de 3DEC utilizado en el diseño de la Fase III contiene las laderas de la montaña, la caverna, los pozos de luz y el túnel de entrada, así como una representación simplificada de las diaclasas y los diques cartografiados. El modelo no incluye las obras subterráneas permanentes secundarias (galerías en arco, túneles de acceso y drenaje) o las obras temporales (túnel piloto, galería de prueba y pozos piloto) ya que se consideró que tendrían una influencia menor sobre los resultados del análisis. Las secuencias de excavación por fases para la zona del techo de la caverna se han modelizado de una forma simplificada.

Por lo tanto, se puede considerar que el análisis proporciona una solución general para la excavación y el sostenimiento del Espacio Tindaya. Durante la ejecución de la obra se deberá realizar modelos adicionales (de volúmenes más pequeños) de las zonas locales críticas de la caverna a fin de validar los resultados de este análisis con los datos complementarios obtenidos durante la ejecución del túnel y los pozos piloto.

El análisis numérico siguió la secuencia que se muestra en la **Figura 6.13**.

En el **Anejo 6** se incluye un informe detallado sobre el trabajo de modelización llevado a cabo por Itasca (España).

### ***El modelo de "Caso base"***

El modelo de FLAC3D aplicado en la Fase I mostró que el macizo rocoso no estaría sujeto a tensiones significativas. Por lo tanto, el modelo 3DEC del caso base utilizado en la Fase III parte de que los bloques de roca situados entre las juntas no son deformables.

Las juntas que definen los bloques se deducen de las diaclasas principales testificadas. Las diaclasas secundarias detectadas en el macizo rocoso se considera que tienen una influencia menor sobre el comportamiento global (no obstante, se tratarán para evitar la inestabilidad en el diseño, que provocaría una rotura gradual). La resistencia de las diaclasas principales entre los bloques se supone que se rige por los parámetros de resistencia de Mohr-Coulomb, con un valor de cohesión y tracción cero. La resistencia a la cizalladura a lo largo de las juntas depende por lo tanto de la fricción, la dilatación y la fuerza normal que actúa a lo largo de la junta.

Las excavaciones y el sostenimiento se consideran como realizados instantáneamente, aparte de una excavación secuencial de la zona del techo de la caverna.

Se parte de que la excavación será en seco basándose en que el macizo rocoso estará drenado por las excavaciones piloto iniciales y las excavaciones de la galería del techo y la recarga del nivel freático será baja en el clima árido que predomina en la isla.

Estas simplificaciones se consideran razonables para lograr un modelo numéricamente eficaz y han permitido evaluar una serie de variantes clave del modelo dentro del programa de proyecto relativamente corto. Éstas se describen brevemente a continuación y en detalle en el **Anejo 6**.

### ***Sensibilidad del modelo***

La sensibilidad del modelo del caso base se investigó comparando los desplazamientos y las cargas de las estructuras de sostenimiento para los siguientes casos:

- Dos secuencias de excavación del techo de la caverna y de la caverna “instantáneas” (*wished in place*).
- Nivel freático: Los datos de sondeo y de cartografiado de la superficie sugieren que el máximo nivel freático probable está próximo al nivel del techo de la caverna. Se llevó a cabo un análisis que representa la recuperación a largo plazo del nivel freático hasta ese nivel, aunque el nivel freático máximo es probable que no afecte a gran parte del sostenimiento de la zona del techo. Esto se considera un enfoque conservador, ya que se espera que las galerías permanentes drenen el macizo rocoso.
- Carga sísmica: Se aplica al modelo casos discretos de carga sísmica para diferentes direcciones de tal manera que se obtiene las aceleraciones críticas de inestabilidad. Estas se pueden comparar con las señales temporales proporcionales extraídas del terremoto de Montenegro del 15 de abril de 1979 en dirección longitudinal, transversal y vertical.
- Orientación de las diaclasas: Se varió la dirección o el buzamiento de las diaclasas subverticales clave en 10° para evaluar la sensibilidad de la solución estructural a las orientaciones de las diaclasas principales.
- Resistencia de las diaclasas: El ángulo de dilatancia se redujo de 10° a cero grados en disminuciones graduales de un grado para comprobar la estabilidad del modelo bajo resistencia a la cizalladura decreciente. Además, se llevó a cabo un análisis único para comprobar la respuesta del modelo a un modelo de resistencia de diaclasas detallado de "rendimiento continuo" disponible en 3DEC.
- Deformabilidad de los bloques de roca: Como comprobación final, el supuesto de bloques rígidos se cambió por bloques deformables. El objetivo dello fue principalmente evaluar la orientación de las tensiones en la montaña al compararse con las mediciones de hidrofracturas de MeSy, siempre con las limitaciones propias de un modelo prácticamente al límite.

Se pueden realizar análisis de sensibilidad adicionales, y se recomienda mantener este tipo de comprobaciones durante la fase de ejecución. En especial, se considera recomendable realizar estudios adicionales que empleen el modelo de resistencia de diaclasas de deformación plástica continua y el modelo de bloques deformables. No obstante, se considera que se han llevado a cabo suficientes ensayos del modelo del caso base para validar la solución de sostenimiento general descrita con más detalle a continuación.

### ***Resumen de los resultados***

El modelo del caso base se aplicó inicialmente sin refuerzos. Este modelo mostró que las zonas del techo de la caverna adyacentes a las paredes de los pozos de luz son especialmente sensibles al fallo de columnas de roca delimitadas por planos de diaclasa verticales y por las paredes de los pozos. Donde éstas no se cruzan con el techo de la caverna, las columnas de roca están apoyadas en el macizo rocoso y aparecen estables en el modelo. Las columnas inestables se extienden hasta la superficie del terreno en el modelo. Éste es un escenario probablemente realista dado el número de superficies libres disponibles para la liberación de tensiones, pero la presencia de diaclasas inclinadas (J4 y J5) tendería también a romper las columnas, posibilitando más fallos de cuñas locales de las que son visibles en el modelo. La relajación hacia los pozos de luz permitiría la dilatación a lo largo de las superficies de las diaclasas y una pérdida de cualquier tensión existente del terreno que actuase a lo largo de las superficies de diaclasas. Se reduciría también la cohesión y la resistencia a tracción. Esto haría posible un fallo de cizalladura a lo largo de las diaclasas a medida que se produjese un desplazamiento de la columna.

Se aplicó un modelo inicial con bulones de 7m de longitud rellenos de lechada en torno a las paredes de los pozos de luz. La longitud de los bulones era inadecuada para controlar el desplazamiento de las columnas de roca (dadas las juntas representadas en el modelo) y tuvieron que aumentarse a 10m. En realidad, el tamaño de las columnas de roca dependerá de la frecuencia de las juntas verticales, ya que verdaderamente existen en torno a las paredes de los pozos de luz. El sostenimiento deberá validarse o modificarse empleando los datos de diaclasas recopilados durante la excavación de los pozos de luz. En el modelo actual, el sostenimiento de las paredes se instala horizontalmente: perpendicular a la dirección de cizalladura. En los actuales pozos de luz, este sostenimiento radial debería instalarse en un ángulo positivo ( $\sim 30^\circ$ ) respecto a la horizontal, para permitir desarrollar un componente de sostenimiento axial. Para evitar pérdidas de relajación, el sostenimiento permanente debería instalarse a medida que se excave el pozo, no instalarse parcialmente durante la excavación y completarse en algún punto alejado de la cara que va avanzando.

El concepto de sostenimiento híbrido incluye una galería de anclaje (**P**), que se curva hacia abajo desde la galería de anclaje E hasta el macizo rocoso situada al este de los pozos de luz. Los anclajes dispuestos radialmente desde la galería P se cruzan con las diaclasas en ángulos diversos y proporcionan una cantidad significativa de apoyo al pilar situado entre los pozos de luz. Algunos de los anclajes se extienden desde la galería P hasta las paredes de los pozos de luz y hasta el techo de la caverna. Estos se instalarían desde la galería, antes de exponer los sondeos durante la excavación de las paredes de los pozos de luz. Es importante que todo el sostenimiento se complete antes de la excavación de cualquier parte del techo de la caverna.

En el modelo se incluyen también tres horizontes de tirantes subhorizontales. Su finalidad es mantener al macizo rocoso comprimido para prevenir la expansión de las pilas justo encima del techo de la caverna. Todo el sostenimiento en el modelo de bloques rígidos (caso base) está modelizado como anclajes o anclajes de barra maciza inyectados con lechada, a intervalos de 2m (filas alternas decaldas 1m). Los tirantes pueden cambiarse por cables de acero pretensados con cabezales de anclaje en ambos extremos, si se mostrara que es viable en el análisis con los datos complementarios de la excavación del túnel y los pozos piloto. En este caso, los cables individuales se recubrirán con grasa y plástico, de modo que puedan tensarse a lo largo de toda su longitud después de haber inyectado de lechada los cables en los orificios de anclaje.

#### 6.2.2 Análisis para la caverna y las galerías en arco

##### **Método analítico**



El sostenimiento permanente para las excavaciones menores (galerías en arco, túneles de acceso y drenaje) se basará en las condiciones del terreno halladas utilizando el índice de calidad de túnel (Q). Puesto que éstas son estructuras permanentes, se utilizarán valores Q sin ponderar. El sostenimiento consistirá en bulones y hormigón gunitado armado con fibras de acero.

Las principales estructuras (caverna, pozos de luz y túnel de entrada) se han analizado como excavaciones dentro de la Montaña Tindaya empleando los programas tridimensionales 3DEC y FLAC3D. Aunque puede incluirse un reducido número de juntas en FLAC3D, el macizo rocoso está modelizada básicamente como un material continuo con las propiedades del macizo rocoso. 3DEC es un programa de elementos discontinuos que trata el macizo rocoso como una serie de bloques delimitados por juntas. Los parámetros de resistencia y rigidez se requieren tanto para las juntas como para los bloques del macizo rocoso. Los modelos de elementos discontinuos son más difíciles de elaborar y de ejecutar que los modelos de elementos continuos y los tiempos de procesado por el ordenador son significativamente más largos.

FLAC3D se usó en la Fase I para investigar las concentraciones de tensiones y el efecto de los diques. En la Fase III también se utilizó para reproducir las tensiones in situ del terreno identificadas durante la investigación de campo de la Fase II. Esto permitió crear eficazmente el modelo de tensiones antes de transferirse a 3DEC. Esto se describe en detalle en el **Anejo 6**.

Al igual que todos los programas numéricos, 3DEC se halla limitado en la complejidad que puede modelizarse. Las laderas de la montaña se incluyeron en el modelo del caso base para permitir desarrollar las tensiones verticales y horizontales del terreno. Se incluyeron los principales trabajos subterráneos (caverna, pozos de luz y túnel de entrada), pero los trabajos relativamente menores (túnel piloto, pozo piloto, túneles de acceso, galerías en arco y galerías de drenaje) se excluyeron. Se realizó una estimación del número de juntas (diaclasas y diques) que podían incluirse en el modelo. La testificación detallada en superficie y en los sondeos mostró que las diaclasas principales y los diques en muchos casos no eran continuos o lineales a lo largo de la huella del proyecto. Esta variabilidad sería difícil de modelizar y sería menos conservadora que la adopción de simples planos lineales. Se seleccionaron planos de discontinuidad para representar los 8 diques y 34 diaclasas principales que cruzaban la caverna y el túnel de entrada. El macizo rocoso entre las juntas se modelizaron como bloques no deformables.

### ***Modelo estructural 3DEC***

Se ha supuesto en la Fase III que los pozos de luz se excavarán hasta la altura de las galerías en arco. Las galerías de acceso se excavarán desde cada pozo, en paralelo al eje longitudinal de la caverna. Se excavarán cinco galerías en arco completas y dos parciales desde las galerías de acceso. Se excavará un túnel desde el túnel de acceso norte hasta la falda de la montaña, el cual proporcionará acceso permanente a las galerías en arco y drenaje. El modelo actual de 3DEC no incluye ninguno de los túneles de acceso, galerías en arco o túneles de drenaje.

En el modelo del caso base, el sostenimiento previo consistirá en anclajes, dispuestos radialmente alrededor de cada galería en arco. Todos los anclajes serán bulones inyectados con lechada o anclajes de barras. Una vez que los refuerzos previos se hayan completado, los pozos de luz se excavarían hasta el nivel del techo de la caverna. Este se excavaría por fases. La primera fase sería mover una serie de frentes de 5m x 5m en paralelo al eje longitudinal de la caverna. Se instalaría también bulones en el techo y las paredes de la caverna desde los frentes. Los bulones restantes se instalarían a medida que se va excavando las columnas de roca entre los frentes. A continuación se excavaría el

volumen de la caverna como una serie de plataformas, instalando en cada nivel de plataforma los refuerzos de las paredes. El sostenimiento de la galería en arco se instala de una vez en el modelo de 3DEC antes de la excavación del techo de la caverna.

Tomar un valor cero de tensión y dilatación se consideró conservador. El modelo mostró que los desplazamientos eran sensibles a la cohesión. Debido a los efectos desconocidos de fluencia a largo plazo, la meteorización y las tensiones normales desconocidas para las diaclasas principales individuales, no se consideró que fuera seguro confiar en la cohesión a largo plazo. Por consiguiente, se volvieron a evaluar los datos de dilatación, se corrió de nuevo el modelo con la resistencia a cortante definida por la dilatación y ángulo de rozamiento, mientras la cohesión y la resistencia a tracción se fijaron en valor cero. Estos parámetros actualizados se adoptaron para el modelo del caso base.

### **Comportamiento del macizo rocoso sin sostenimiento**

El modelo se aplicó inicialmente sin ningún sostenimiento para investigar la mecánica por la cual podría fallar el macizo rocoso situado encima del techo de la caverna. Se hizo una primera prueba con las diaclasas principales seleccionadas a partir de la testificación de estructuras geológicas y los datos de sondeo, sin ningún sostenimiento con unos parámetros iniciales estimados. Sorprendentemente, los bloques del techo no eran inestables en el modelo: los únicos bloques sueltos formaban una columna en la pared del pozo de luz sur.

La reaplicación del modelo con valor de cohesión cero permitió que grandes bloques de roca se desplazasen desde el techo de la caverna y las columnas de roca, convirtiéndose en inestables en la caverna y las paredes de los pozos de luz. Este fallo se extendió a lo largo de aproximadamente el 50% de la superficie del techo y en sentido vertical hasta la superficie del suelo. Se supuso que los bloques de roca se habían cizallado a lo largo de las diaclasas verticales y se habían separado de las diaclasas inclinadas (J5). Las diaclasas J5 actuaron como superficies de liberación, sin aportar de forma significativa resistencia a cortante en el macizo rocoso. La ubicación de las diaclasas J5 tuvo una influencia notable en la extensión vertical de los bloques desprendidos y su extensión lateral a lo largo del techo de la caverna. Los pocos diques que cruzaban la caverna (modelizados como diaclasas principales) tuvieron aparentemente escasa influencia sobre la estabilidad del techo.

Dada la clara importancia de la resistencia de cohesión en los planos de juntas principales para la estabilidad del macizo, se decidió reevaluar los parámetros usados en el modelo. La cohesión de las diaclasas principales y diques se redujo de 0 a 0,5 MPa respectivamente.

El ángulo de dilatación se volvió a evaluar de modo que fuese  $10^\circ$  para las diaclasas principales. Se asignó a los diques un ángulo de dilatación mucho más bajo,  $4^\circ$ , para reflejar su estado potencialmente más débil y alterado. El número de diaclasas en el modelo no sobrecargó el programa 3DEC y se consideró que podían incluirse diaclasas adicionales. Una reevaluación de los datos de testificación superficial y de sondeos sugirió que la familia de diaclasas J5 podría estar infrarrepresentado en el modelo y por lo tanto se añadieron más planos J5, convirtiéndose este en el modelo del caso base.

Los planos J5 adicionales y los cambios de parámetros efectuados en el modelo dieron como resultado un grado similar de fallos de bloques en el techo de la caverna y de las columnas en las paredes de los pozos de luz. Se dieron también zonas de fallo adicionales en el techo.

Los modelos de sostenimiento de la Fase III descritos anteriormente se aplicaron con los parámetros del caso base revisado y las diaclasas J5 adicionales. Para permitir hacer una comparación directa de los diferentes conceptos de sostenimiento, los tres modelos se

aplicaron inicialmente sin incluir el sostenimiento en la caverna, los pozos de luz y los techos y paredes del túnel de entrada.

### ***El modelo de sostenimiento a modo de “tipi”***

El concepto de sostenimiento a modo de “tipi” (**Solución 2C**) consistía en 6 galerías horizontales con inicialmente 4 “tipis” por galería, concentrándose en cada “tipi” 4 anclajes inclinados y 1 vertical de aproximadamente 20 m de longitud. Este modelo demostró que tal sistema de sostenimiento podía evitar los fallos de techo pronosticados en los modelos sin sostenimiento, pero requeriría cargas axiales máximas excepcionalmente elevadas para sostener hasta 3.202 toneladas (6.404 toneladas para un factor de seguridad de 2), lo que es claramente inviable. El centro del techo de la caverna, especialmente el que está adyacente a los pozos de luz, requirió el sostenimiento más pesado. No está claro de qué modo la falta de sostenimiento en las paredes de los pozos de luz ha influido en este patrón de inestabilidad y cargas de sostenimiento. Se formaron grandes columnas de roca en las paredes de los pozos de luz, lo que sugiere una relajación del macizo rocoso hacia los pozos de luz. Esto requiere una investigación adicional con los datos obtenidos en el túnel y los pozos piloto.

### ***El modelo de sostenimiento a modo de “raqueta”***

El concepto de sostenimiento a modo de “raqueta” (**Solución 4A**) consiste en dos niveles de refuerzos con anclajes que se cruzan en ángulos rectos para formar efectivamente una red de sostenimiento por encima del techo de la caverna. Los niveles más bajos y los más altos están situados a 2 y 3 m por encima del techo de la caverna respectivamente. Todos los anclajes están instalados a 2m entre ejes en el modelo. Como resultado, hay 39 anclajes a lo largo del eje transversal de la caverna y 28 a lo largo del eje longitudinal.

La “raqueta” evitó efectivamente el desmoronamiento del macizo rocoso situada encima del techo de la caverna y sostuvo todos los bloques salvo un pequeño número de ellos (volumen total de 24 m<sup>3</sup>) en el techo de la caverna. Un hecho significativo es que los anclajes cruzaron también una columna de roca en la pared del pozo de luz norte, que había presentado inestabilidades en el modelo con “tipi”. Esta intersección, justo encima de esta zona especialmente sensible del techo de la caverna, sostuvo adecuadamente la columna, evitando que se separase de la pared del pozo de luz.

### ***El modelo de sostenimiento con arco de roca reforzado***

Este concepto de sostenimiento (**Solución 6B**) consiste en galerías curvadas (5 completas y 1 parcial) que discurren en dirección Norte-Sur a lo largo del eje transversal de la caverna y 3 galerías curvadas en sentido Este-Oeste entre los pozos de luz, desde las cuales se instalan pares de anclajes de 6 m de longitud a intervalos de 2m. A diferencia de la solución de “tipi”, los anclajes en este modelo no se extienden hasta el techo de la caverna; simplemente forman un arco en el macizo rocoso situada encima del techo. La curvatura da como resultado que haya un volumen mucho mayor de roca inestable encima del techo que en las soluciones de “tipi” y “raqueta”. En consecuencia, el volumen de bloques inestables es grande. Los arcos, no obstante, sostuvieron efectivamente el macizo rocoso situada encima, de forma que no se produjo la extensión vertical del derrumbe presente en el modelo sin refuerzos.

La máxima carga axial en refuerzos alcanzó las 2.003 toneladas (requiriendo una carga de trabajo de 4.006 toneladas para un factor de seguridad de 2) y un gran número de anclajes tenía cargas superiores a 200 toneladas.

### **Modelo Híbrido de Arco de Roca Reforzado**

Si bien cada uno de las tres alternativas de sostenimiento fue eficaz a la hora de evitar el hundimiento de cuñas en el techo en el modelo sin refuerzos, ninguno proporcionó la solución completa y todos dieron como resultado axiles máximos en las estructuras de sostenimiento muy elevadas. Para rebajar las cargas por bulón sería necesario aumentar el número de bulones en el modelo. Por consiguiente, se requería un concepto híbrido (**Solución 6C**) que incorporase los mejores elementos de los tres conceptos de sostenimiento y permitiese instalar un mayor número de anclajes.

La alternativa de arco de roca híbrido consiste en galerías en arco curvadas por encima del techo de la caverna, desde las cuales irradian anclajes. Cada formación radial de anclajes de 7m de longitud está dispuesta a lo largo de los arcos a intervalos de 2m. Las formaciones en cada arco alterno están situadas a distancias de 1m, de forma que crean una serie de arcos entrelazados a lo largo del eje transversal de la caverna y entre los pozos de luz. Anclajes de hasta 14 m de longitud se extienden hasta el techo de la caverna y hasta las paredes de los pozos de luz. Además, se instala una serie de anclajes subhorizontales (tirantes) de 23 m de longitud a lo largo de la base del pilar situado entre los dos pozos de luz para reforzar esta zona especialmente sensible.

El modelo híbrido se aplicó inicialmente con sostenimiento de anclajes de 7 m de longitud a 2m entre ejes en las paredes de los pozos de luz y bulones de 3 m de longitud en el techo y las paredes de la caverna. El túnel de entrada permaneció sin refuerzos. Se vio que los anclajes eran demasiado cortos para sostener las columnas de roca en las paredes de los pozos de luz y la caverna y su longitud se aumentó por lo tanto a 10 y 5 m respectivamente. Los anclajes y los bulones se modelizaron con un comportamiento elastoplástico, capacidades de carga de 120 y 15 toneladas respectivamente y capacidades de deformación máxima del 1%.

La solución híbrida sostuvo efectivamente todos los bloques de roca en el techo de la caverna (<1m<sup>3</sup> permaneció inestable). Ninguno de los anclajes alcanzó sus capacidades prefijadas. Aunque la mayor parte de los bulones tenía cargas de <10 toneladas, 53 anclajes (2% en total) alcanzaron de hecho sus cargas en servicio prefijadas de 15 toneladas (tabla siguiente), particularmente en el techo y en la pared del extremo oeste. En todos los casos la deformación axil fue inferior al 1% nominal, por encima del cual se supone que se ha producido fallo. La deformación máxima del 0,9% (próxima al límite de deformación) fue alcanzada sólo por un anclaje. Es posible que las longitudes de los anclajes deban aumentarse según las comprobaciones basadas en la información adicional del túnel piloto.

Zona	Carga axil máxima en el sostenimiento (toneladas)	Carga axil de trabajo requerida para un factor de seguridad de 2 (toneladas)
Anclajes en el techo de la caverna	44.2	88
Anclajes (tirantes) entre los pozos de luz	29.6	59
Anclajes en las paredes de los pozos de luz	38.3	77
Bulones en el techo y las paredes de la caverna	15.0*	+30

\*Nota: anclajes con la deformación axil máxima prefijada.

**Tabla: Carga máxima en la caverna y los pozos de luz**

Como en los modelos anteriores, las cargas axiles más elevadas de los anclajes en las galerías en arco se hallaban en el centro del techo de la caverna y en el techo entre los pozos de luz. Las cargas en los anclajes en la pared de los pozos se incrementaban también hacia la zona del techo de la caverna.

### ***Análisis de la secuencia de construcción de la caverna***

Se determinó que el caso más desfavorable sería simulación instantánea tanto de excavación como sostenimiento en el modelo del caso base y que de hecho, la excavación y sostenimiento secuencial y por fases de la caverna darían como resultado menores desplazamientos y menos fallos de los anclajes. Se corrió el modelo base con el sostenimiento híbrido, con excavación y sostenimiento por fases para la caverna y los pozos de luz con el fin de investigar la reacción del macizo rocoso a la secuencia de excavación del techo de la caverna. Los pozos de luz se excavaron hasta el nivel del techo de la caverna como una sola fase.

El techo se excavó a continuación como una serie de frentes de 5 m de ancho y 7 m de alto, discurriendo en paralelo al eje longitudinal de la caverna. El sostenimiento con anclajes ya estaba colocado en esta fase. Se barajaron dos secuencias de excavación:

- Galerías paralelas y columnas al nivel del techo, seguidos de la excavación por fases de la caverna en plataformas.
- Excavación de varios frentes y plataformas, en varias caras simultáneamente.

### ***Resumen de los resultados***

A continuación se resume el éxito relativo de las diversas soluciones de sostenimiento estudiadas en el diseño de la Fase III.

Aunque la cantidad de refuerzos varía, la solución híbrida (6C) ofrece la solución más viable para el sostenimiento del Espacio Tindaya. La estabilidad del macizo rocoso, especialmente la situada por encima del techo de la caverna, y en consecuencia las cargas de sostenimiento, son sensibles a pequeñas cantidades de cortante. Esto deberá tenerse en cuenta en las actualizaciones de la testificación con las excavaciones piloto durante la fase de su ejecución.

Concepto de sostenimiento	Volumen de bloques inestables (m <sup>3</sup> )		Carga axil máxima (toneladas)
	Techo de la caverna	Paredes de la caverna y los pozos de luz	
Sin sostenimiento	10,030	4,522	0
“Tipis” de 4x6 (2C)	619	3,183	3,202
“Tipis” de 4x6 + bulones (2C)	74	1,825	1,754
“Tipis” de 8x6 (2C)	382	2,238	1,934
“Raqueta” 2D (4A)	24	1,623	948
“Raqueta” 2D + bulones (4A)	5	2,757	1,413
“Raqueta” 1D (4B, 4C)	225	2,210	890
“Arcos de roca” (6B)	3,497	3,601	2,003
“Arcos de roca” + bulones (6B)	92	3,572	1,694
Híbrido (6C)	1	0	44

**Tabla: Comparación de las diferentes soluciones de sostenimiento**

Si bien la solución híbrida parece ofrecer una solución a la excavación y el sostenimiento del Espacio Tindaya, la estabilidad conseguida por medio de este concepto de sostenimiento ha demostrado ser sensible a una diversidad de factores, en especial la variación en las orientaciones críticas de familias de juntas principales.

El macizo rocoso entre las galerías en arco y el techo de la caverna es de hecho un peso muerto. En algunas circunstancias, es posible que el sostenimiento no sea lo bastante resistente para evitar el fallo a cortante a lo largo de los planos de diaclasas y la inestabilidad, particularmente en la zona del techo entre los pozos de luz. Se considera, por lo tanto, que esta sensibilidad detectada será un punto clave en las comprobaciones y actualizaciones realizadas en el modelo de la fase de obra para validar el concepto.

### 6.3 Diseño de los refuerzos de roca para la caverna, los pozos de luz y el túnel de entrada

#### 6.3.1 Elementos de sostenimiento típicos

Puesto que los refuerzos estarán completamente rellenos de lechada, no serán recuperables. La protección contra la corrosión es, por lo tanto, una cuestión primordial en el diseño de los cables y los bulones.

#### **Bulones**

Los bulones deben ser barras de acero enfundadas en una vaina de plástico estriado o con resaltes. La corona entre la barra de acero y la funda de plástico, y entre esta y la pared de la perforación, debe rellenarse con lechada de cemento. La barra de acero debe tener suficiente sección y propiedades resistentes para las cargas previstas, con un factor de seguridad de al menos 2. El acero inoxidable no es probable que tenga la capacidad de carga axil necesaria para satisfacer este requisito, pero podría usarse para los bulones cortos (pequeños bulones) en los techos de la caverna y el túnel de entrada. Para los

agujeros inclinados hacia arriba, el bulón debería disponer de un anclaje mecánico o una cápsula de resina rápida para fijarlo en su sitio mientras la lechada se inyecta y fragua. El bulón debería dotarse de los purgaderos de lechada y aire necesarios para asegurar un relleno completo de los espacios entre la barra y la vaina y entre la vaina y la perforación.

El sostenimiento principal con anclaje de la Fase III se instala sobre una retícula de 2 x 2 m. Se supone que la superficie de roca entre los bulones estará recubierta con resina y geotextil. Esto no será suficiente para sostener los bloques de roca que podrían desprenderse del techo entre los principales bulones y se instalarán bulones pequeños (de 1 m de longitud) adicionales sobre una retícula de 0,5 x 0,5 para complementar el sostenimiento principal. Estos pequeños bulones serán de acero inoxidable y estarán rellenos de lechada.

Los bulones principales y complementarios se colocarán dentro de perforaciones (sondeos), de tal forma que no serán visibles en la obra terminada. Se perforará el agujero para el bulón. La parte superior estará escariada para permitir instalar la placa del bulón circular en la base del agujero escariado y para instalar el anclaje, de forma que no se corte durante el paso posterior con el hilo de diamante. Luego se pegará con cemento un disco de roca en la boca del agujero escariado y se le dará un acabado puliéndolo con la superficie de roca final.

### **Anclajes**

Se requerirán anclajes allí donde las dimensiones del sitio de instalación sean insuficientes para la instalación de un bulón convencional sin el uso de empalmes. El anclaje deberá tener la misma protección contra la corrosión que el bulón normal, consistente en un mínimo de tendones de acero con inyección de lechada y una vaina de plástico, que a su vez queda inyectada dentro de una perforación. Los tendones deberían consistir en barras de al menos 8 mm de diámetro en vez de trefilado para permitir la utilización de un sistema de control de la corrosión.

Se instalarán anclajes desde las galerías en arco hasta el techo de la caverna, antes de la excavación por fases de esta. Los anclajes serán atravexados durante la excavación del techo de la caverna y probablemente resulten dañados por las voladuras. Se recortarán hasta la superficie excavada. Luego se perforará un agujero alrededor del anclaje y los cables se limpiarán para permitir fijar una cabeza al bulón a una profundidad suficiente para que no sea cortada por el paso posterior del hilo de diamante. Luego se pegará con cemento un disco de roca en la boca del agujero y se nivelará con la superficie de roca acabada.

### **Hormigón proyectado**

Se usará hormigón proyectado (gunita) sin armar y armado con fibra de acero como parte del sostenimiento permanente de los túneles y galerías menores por encima del techo de la caverna, y como parte del sostenimiento temporal para los túneles piloto y los pozos piloto. Se usará también hormigón proyectado para el sostenimiento de cualquier dique débil que cruce la caverna y el túnel de entrada. Puede que se requiera también para el sostenimiento permanente y temporal de la roca excavada al nivel del terreno: sujeto al visto bueno de la Dirección Facultativa y de las autoridades medioambientales.

Para las obras permanentes sólo debería usarse hormigón proyectado por vía húmeda. Puede usarse hormigón proyectado por vía seca para las obras temporales si el contratista lo prefiere.

El hormigón proyectado armado con fibra debería acabarse con una capa de hormigón proyectado sin armar de 1 cm de grosor para proteger al personal que utiliza el túnel de posibles enganches en las fibras. Esto incluirá el sostenimiento de los diques.

Todas las superficies de hormigón proyectado deberían incluir drenaje. Éste debería consistir en agujeros abiertos perforados a través del hormigón proyectado y >100mm en el macizo rocoso a intervalos entre 2 y 5 metros, dependiendo de la tasa de filtración. Deberían instalarse tuberías de drenaje de plástico en los agujeros y cualquier agua subterránea conducida al sistema de drenaje para esa zona. Cualquier filtración de agua subterránea se debería captar con láminas drenantes (hueveras) y transferirse el agua a las tuberías de drenaje en el fondo del túnel.

Se debería realizar un seguimiento el sostenimiento de hormigón proyectado en las galerías en arco y los túneles de acceso por el posible desarrollo de grietas durante la excavación de la caverna y a largo plazo, ya que esto podría indicar movimientos del terreno.

#### 6.3.2 Tratamiento de las diaclasas principales y diques

La permeabilidad del macizo rocoso es baja por lo general y no se prevé que las diaclasas principales requieran un pretratamiento por medio de inyecciones de lechada desde las galerías en arco. Pueden aparecer durante la excavación, no obstante, algunas diaclasas abiertas y diaclasas con un relleno importante de manganeso y es probable que la Dirección de Obra requiera que estas se laven y se inyecten desde las galerías en arco y el túnel de acceso, antes de la excavación por fases del techo de la caverna. Puede que se requiera la inyección adicional de tales juntas desde el frente durante la excavación del techo de la caverna. Puede instalarse sostenimiento adicional para tratar estos planos de debilidad potenciales.

Los diques de basalto que atraviesan el túnel piloto pueden sostenerse con hormigón proyectado armado con fibra o malla de acero, bulones y arcos de acero según considere necesario el Contratista para mantener la seguridad de sus obras temporales. Los diques que atraviesan las obras permanentes se recortarán hasta una profundidad suficiente para permitir la instalación de un relleno de hormigón proyectado u hormigón. Los diques se excavarán con herramientas manuales o chorros de agua y se sostendrán por bataches como parte de la secuencia de excavación total de la caverna y el túnel de entrada. Tras la excavación, las paredes de los diques se reforzarán con una capa de hormigón proyectado, dosificada si es necesario para reducir la filtración de agua subterránea. Una lámina drenante (huevera), con geotextil en su cara exterior, se fijará sobre el extremo excavado del dique. El dique se rellenará entonces hasta la mitad de la profundidad excavada con hormigón proyectado armado con fibra (en el techo y las paredes) u hormigón (en el suelo de la caverna y el túnel de entrada).

Se instalarán bulones para fijar el hormigón proyectado curado al macizo rocoso en el techo y las paredes. Los bulones se cubrirán con una capa final de hormigón proyectado armado con fibras, y con una capa superior de hormigón proyectado sin armar de 1 cm de grosor. El hormigón irá acabado hasta la superficie de roca excavada. Posteriormente la roca y el hormigón se desgastarán hasta conseguir una superficie plana durante los trabajos de acabado para los suelos de la caverna y el túnel de entrada. El hormigón proyectado en el techo y las paredes se instalará con un espesor suficiente para dejar un espacio permanente, tras los trabajos de acabado con hilo de diamante. Por motivos estéticos, la profundidad del retranqueo guardará relación con la anchura del dique, sin que sea de tal profundidad que cause relajamiento del macizo rocoso adyacente. Los bordes del hueco se sostendrán con resina y geotextil.



Las láminas drenantes tipo huevera atravesarán y transferirán las filtraciones de agua subterránea a los agujeros de drenaje perforados a 2m entre ejes a lo largo del dique en el suelo acabado de la caverna y el túnel de entrada (**Plano 410**).

#### 6.3.3 Solución de sostenimiento para los pozos de luz

La ladera situada encima de los pozos de luz se excavará por plataformas y se sostendrá con bulones de 7 m de longitud a 2m entre ejes. Se requerirá probablemente también hormigón proyectado armado con fibra de acero.

Puede que se requiera un desvío de los flujos de agua de lluvia a través de cauces de drenaje en superficie.

Es posible que se requiera sostenimiento temporal de las caras de roca a medida que ésta se excave en las huellas de los pozos de luz. Este sostenimiento será seleccionado por el contratista para mantener la seguridad de las obras y no formará parte del diseño de las obras permanentes.

El sostenimiento temporal de los pozos piloto no atravesará las paredes de los pozos de luz acabadas.

El sostenimiento final de la roca se verificará con los datos obtenidos durante la excavación, dependiendo de las condiciones de los mismos hallados durante la construcción. Se requerirán también análisis de estabilidad de las laderas por encima de los pozos de luz.

Las paredes de los pozos de luz en el diseño del proyecto llevan sostenimiento de bulones o anclajes de 10 metros de longitud a 2m entre ejes. Puede que se requieran anclajes adicionales, dependiendo de las condiciones del macizo rocoso encontradas durante la excavación de los pozos de luz.

#### 6.3.4 Sistema de sostenimiento de la caverna

La estabilidad de la caverna depende de la capacidad de los bulones y anclajes de sostener las juntas. En la medida de lo posible, el sostenimiento permanente se instalará antes de la excavación de la caverna. Todos los refuerzos instalados durante la excavación deberán ser permanentes y no se instalará ninguno temporal.

El sistema de sostenimiento adoptado en el diseño del proyecto consiste en anclajes y bulones convencionales. Se recomienda realizar análisis numéricos adicionales durante la ejecución para contrastar y afinar la capacidad y longitud de los bulones. En función de estas pruebas es posible que los bulones de 3 m de longitud adoptados en proyecto deban alargarse. La capacidad de los anclajes instalados entre las galerías en arco y el techo de la caverna puede que necesite también aumentarse y pretensarse.

Las paredes de la caverna llevarán sostenimiento de anclajes o bulones. Similarmente a lo anterior, estos sistemas se deberán comprobar con las pruebas insitu para contrastar previamente en la fase de ejecución tanto la capacidad como la longitud de los bulones.

La confluencia de los pozos de luz con el techo de la caverna se reconoció en la Fase I como potencialmente la zona más difícil de sustentar. El análisis numérico de la Fase III ha mostrado que el sostenimiento del techo de la caverna adyacente a los pozos de luz tiene una influencia significativa sobre la estabilidad del techo de la caverna en su conjunto. Se instalarán refuerzos adicionales dentro de la columna entre los pozos de luz.

El sostenimiento detallado de la zona de unión entre la entrada y la caverna parte de los análisis realizados para este proyecto junto con el estudio detallado que se derivará de los datos locales sobre el estado del macizo rocoso y la ubicación de los diques, obtenidos

durante las excavaciones piloto. No se prevé que esta zona requiera modelizaciones adicionales excesivamente complejas.

Las galerías en arco y los túneles de acceso forman parte de las obras permanentes. Los anclajes, que forman los arcos de roca y el sostenimiento previo del techo de la caverna, sostendrán también las galerías en arco, pero tanto estas como los túneles de acceso requerirán sostenimiento adicional, diseñado para dar estabilidad a largo plazo. Esto se determinará utilizando una metodología de clasificación del macizo rocoso durante la excavación de las galerías y túneles.

#### 6.3.5 Sistema de sostenimiento para el túnel de entrada

El manantial existente encima de la entrada a la embocadura propuesta deberá desviarse alrededor de la excavación de la embocadura. Puede que se requiera también un método de desvío de los flujos de agua de lluvia a través de cauces de drenaje superficiales.

La ladera de la montaña por encima de la embocadura propuesta deberá también despejarse de bolos sueltos. Puede que se requiera cierta estabilización local con bulones.

El cliente requiere que la ladera en la embocadura del túnel de entrada se recorte hasta las superficies naturales de diaclasas. Esto determinará el sostenimiento real que se vaya a instalar. Se supuso en la Fase III que la cara recortada se sostendría por encima de la embocadura del túnel de entrada con un paraguas de sostenimiento con micropilotes a modo de cielo protegido. Puede que se requiera también cierta estabilización con bulones e inyección de lechada en las fisuras alrededor de la embocadura.

Se requerirá sostenimiento temporal (bulones, hormigón proyectado, arcos de acero) en el túnel piloto, pero el sostenimiento final que se requiere para el túnel de entrada acabado se instalará a medida que se excave el túnel de entrada.

En el diseño de la Fase III, el sostenimiento final para el techo del túnel de entrada consiste en bulones de 5m de longitud a 2m entre ejes y bulones complementarios más pequeños de 1m de longitud a 2m entre ejes. Los diques se recortarán y se sustentarán con gunita y hormigón. Aparte de esto, no se utilizará hormigón proyectado u hormigón. El techo se protegerá con un revestimiento de resina y geotextil.

El sostenimiento de las paredes del túnel de entrada será el mismo que el del techo.

## 6.4 Diseño del túnel piloto

### 6.4.1 Requisitos de sostenimiento temporal

Se determinaron cinco clases de sostenimiento temporal para el túnel piloto y los pozos piloto usando el Índice de Calidad de Tunelación (Q), sistema de clasificación del macizo rocoso (Barton et al, 1974; Grimstad y Barton 1993).

Los datos presentes en los registros de sondeo se utilizaron para calcular los valores Q. Se supuso que los parámetros de "tensión" (Jw y SRF) son ambos 1, de forma que los valores Q se reducen a valores de Q', pero por comodidad el término Q sigue usándose aquí. El sistema Q está diseñado para estimar el sostenimiento requerido para las obras permanentes. El sostenimiento en los túneles piloto y los pozos piloto sólo necesitará emplearse para las obras temporales. Para calcular el sostenimiento temporal, los valores Q se reducen a valores  $Q_{temp}$  utilizando la fórmula:  $Q_{temp} = 5Q$ .

Al mismo tiempo, el ESR (Relación de sostenimiento de la excavación) aumenta usando la fórmula:  $ESR_{temp} = 1,5 ESR$ . Se seleccionó un ESR de 1,6 (túneles piloto), dando un  $ESR_{temp}$  de 2,4. Se decidió, no obstante, que para seguir siendo conservadores respecto a

las excavaciones piloto arteriales de Tindaya, los valores Q se aumentarían a valores  $Q_{temp}$ , pero los valores ESR seguirían sin modificarse.

#### 6.4.2 Investigaciones que deben llevarse a cabo desde el túnel piloto

El diseño de una gran caverna subterránea sigue una secuencia de fases de validación y afinamiento, empleando datos de mayor calidad en cada fase. El trabajo de diseño de la Fase III se basa en los datos de ensayo visuales de laboratorio y en obra disponibles a partir del cartografiado superficial de la montaña y testigos de sondeo. Si bien estos datos han permitido someter a prueba los conceptos de sostenimiento, posee limitaciones:

- Las pruebas con los testigos, los ensayos de laboratorio y los ensayos in situ se refieren a volúmenes de roca determinados, que son pequeños en relación con el tamaño de la caverna y la estructura geológica.
- La rigidez del propio aparato de ensayo de corte directo es limitada.
- El estado del macizo rocoso en la superficie de la montaña y en profundidad en los sondeos puede variar.
- El modelo 3DEC es a gran escala pero con detalle limitado, especialmente debido a que las diaclasas de baja continuidad no se han modelizado explícitamente.

La excavación del túnel piloto facilita la siguiente fase del proceso de diseño. El túnel representa un volumen significativo de roca para validación del macizo rocoso y los parámetros de las superficies de diaclasas por medio de levantamientos de juntas superficiales y ensayos in situ, para la selección y recuperación de muestras de ensayo de laboratorio y para pruebas de métodos constructivos.

Se parte de que el túnel piloto se excavará rápidamente para acceder a la base de los pozos piloto. Por lo tanto, será el principal conducto para el transporte de roca residual, personas y materiales, ventilación y drenaje. Independientemente de esto, es importante que en el túnel piloto se realice un levantamiento detallado de juntas y otras características geológicas. Puesto que el túnel piloto estará en uso continuo, deberá excavar una galería de ensayo junto al túnel, dentro del volumen de la caverna posterior.

#### **Galería de prueba**

Las dimensiones y el sostenimiento temporal de la galería de prueba se muestran en el **Plano 506**. Los detalles de las investigaciones que deben llevarse a cabo se incluyen en la Especificación Particular (Pliego Técnico).

El túnel piloto cruzará la esquina noroeste de la caverna y se bifurcará hacia los pozos norte y sur. Hay insuficiente espacio entre el túnel piloto y la pared norte de la caverna para la excavación de una galería de prueba. Por lo tanto, la galería se excavará en el lado sur del túnel piloto para cruzar el Dique 5C. La galería tendrá 5m de ancho y aproximadamente 20m de largo. Su excavación servirá inicialmente de prueba para la excavación por fases del techo de la caverna. La galería tendrá por lo tanto un techo plano y se excavará con explosivos para probar la metodología del contratista referente al control de sobrerrotura y daños por voladura a la roca del techo, el sostenimiento del techo con bulones embebidos y el corte del techo hasta su perfil final con hilo de diamante. Se incluirán pruebas de tratamiento de la superficie con inyección de resina y uso de resina y geotextil.

Una vez esté completado el trabajo de prueba, la galería puede utilizarse como un apartadero para los camiones de residuo. Puede que se requiera un tercer pozo piloto para acceso del personal dentro de la huella del pozo de luz sur. Si este es el caso, el túnel de acceso del personal al pozo podría conducirse desde el extremo de la galería de prueba.

Se deberán realizar un levantamientos geotécnicos detallados, se cortarán muestras de bloques no alterados de las juntas principales, y se realizarán ensayos insitu y de laboratorio.

### ***Instrumentación y control***

Se instalará alguna instrumentación básica (seguimiento geotécnico de detalle y cinta extensométrica) en el túnel piloto y la galería de prueba, pero éstos no tienen una ubicación adecuada para la instrumentación que se necesita para controlar la excavación de la caverna, los pozos de luz o el túnel de entrada.

### ***Levantamiento geotécnico y registro de datos***

El túnel piloto y la galería de prueba deberán obtener una testificación detallada geológica para proporcionar datos que confirmen o modifiquen los criterios del diseño del túnel de entrada y la caverna. El levantamiento geotécnico debería incorporarse a cada etapa de excavación a medida que avance el frente. Se mantendrá un modelo actualizado en 3DEC con estos datos que se irá actualizando a medida que se obtienen más datos.

A su vez el contratista recuperará muestras del material de roca cuando lo requiera la Dirección Facultativa para ensayarlas en el laboratorio en obra del contratista para determinar parámetros de rigidez, resistencia a compresión y al corte directo.

## 7 Movimiento de tierras

### 7.1 Análisis del tamaño de los bloques de roca

Se ha efectuado una estimación *in situ* de la distribución de tamaños de bloques en la roca basada en la distribución a gran escala de tamaños de bloques modelizada en 3DEC, a partir de la distribución del espaciado entre diaclasas procedente de los datos de la testificación superficial (*scanlines*) y a partir de la distribución de persistencia de juntas observada en los registros de testigos y en los estudios geofísicos down-hole.

A la hora de evaluar una "longitud característica de las diaclasas" ( $L_n$ ) apropiada a partir del modelo 3DEC de la Fase III, se estableció la distribución de volúmenes de bloques definida por las juntas principales. De los aproximadamente 20.000 bloques definidos, se determinó un volumen medio de 43m<sup>3</sup>.

Suponiendo que los bloques tuvieran una forma aproximadamente cúbica, puede calcularse un valor  $L_n$  de 3,5m. Aunque la distribución de tamaños de bloques siguió una forma exponencial negativa, que concuerda con los trabajos publicados, este cálculo de  $L_n$  es claramente una sobreestimación, ya que excluye las diaclasas secundarias cuya existencia se conoce en el macizo rocoso.

En la Fase II el espaciado entre diaclasas individuales en cada familia se evaluó a partir de distribuciones de los datos de *scanlines* de probabilidad acumulada. La distribución de espaciados indicaba un patrón exponencial negativo. Basándose en este supuesto, una estimación de tamaños de los bloques de roca *in situ*

(según Wang et al, 1990) sugiere que la siguiente distribución de tamaños de bloques es factible:

- el 10% de los bloques son <0,4 m<sup>3</sup> ( $L_n = 0,74m$ )
- el 50% de los bloques son <3 m<sup>3</sup> ( $L_n = 1,44m$ )
- el 80% de los bloques son <10 m<sup>3</sup> ( $L_n = 2,15m$ )

A partir de los mapas geológicos de ingeniería, los tamaños de bloques se manifestaron en algunos de los bloques potencialmente inestables de diaclasas situados en la cara norte de la montaña. El tamaño de estos oscilaba entre 0,025 - 10 metros cúbicos. Un tamaño de bloque "típico" de 2 a 4m<sup>3</sup> estimado visualmente coincidía razonablemente con la estimación teórica basada en los *scanlines*. Los espaciados calculados para tres familias de diaclasas (J1, J4 y J5) por IST (2006) –pueden emplearse también para calcular una distribución de tamaños de bloques del modo siguiente:

- el 10% de los bloques son <0,6 m<sup>3</sup> ( $L_n = 0,84m$ )
- el 50% de los bloques son <12 m<sup>3</sup> ( $L_n = 2,29m$ )
- el 80% de los bloques son <40 m<sup>3</sup> ( $L_n = 3,42m$ )

Estos datos sugieren una escala similar de tamaños de bloques para el macizo rocoso a pesar del menor espaciado debido a la diferente orientación de las familias de diaclasas examinados. No obstante, las tres diaclasas utilizadas en estos análisis sugieren que cabría esperar bloques de forma más alargada y plana, por lo que los valores de  $L_n$  que dan por supuesta una forma cúbica no son tan fiables en este caso. Un simple análisis de las distancias entre discontinuidades registradas en los sondeos, indica que es probable que existan unos valores típicos entre 0,01 a 5m, y una media de 0,5m. Si puede suponerse que este valor representa de modo rudimentario una dimensión de bloque cúbico (i.e.  $L_n = 0,5m$ ), esto sugiere que en el macizo rocoso existen bloques con un volumen medio de 0,125m<sup>3</sup>. No obstante, en comparación con los análisis de tamaños de bloques descritos

anteriormente, este parece ser un análisis conservador. No obstante, cuando se excava el macizo rocoso, la rotura natural a lo largo de juntas incipientes y la rotura debida a voladura y a manipulación general ("fragmentación") reducirá significativamente la distribución real de tamaños de bloques obtenida a menos que se empleen métodos mecánicos cuidadosos (como por ejemplo en la extracción de piedra desbastada). La Dirección de obra deberá por lo tanto tener en cuenta la influencia de estos datos a la luz de los métodos de excavación que haya elegido.

## 7.2 Disposición de materiales excavados

El material proveniente de la apertura de galerías, pozos y de la propia caverna, será clasificado y tratado como se explica en el capítulo de sistema constructivo.

El 80% se triturará y se volcará a una tolva situada debajo de la plataforma C. La tolva descarga en una cinta transportadora que llega hasta el pie de obra y descarga en otra tolva que a su vez descarga en los camiones que transportarán el material hasta vertedero. La tolva de la plataforma "C" llevará en su parte superior una malla, tal que las piedras mayores de 50 cm queden retenidas (este tamaño de piedras se utilizaría para futuras mamposterías en seco, tradicionales de la isla). Un aspirador enviará el polvo generado en la tolva hasta un filtro.

La cinta transportadora estará recubierta para impedir que el viento disperse el polvo del material y a su vez que en caso de lluvia no se moje la cinta. La cubierta se conformará con costillas metálicas y chapa acanalada. La cinta se montará sobre una estructura metálica elevada.

Dicha estructura se aprovechará para el tendido de las tuberías de servicios entre pie de obra y embocadura horizontal.

La cinta transportadora se diseña con una pendiente máxima de 14°, lo cual se traduce en un 25%.

El otro 20% del material saldrá en forma de bloques o de piedras de gran tamaño. En este caso una pala cargadora las depositará en un contenedor sobre la plataforma C y será la grúa Derrick la que baje el material hasta el cambio de sentido, donde se carga en camiones que lo transportan hasta la zona industrial de Puerto del Rosario (aproximadamente a 23 km).

Esta repartición 20%-80%, surge del aprovechamiento integral de la Derrick, y a su vez de sus propias limitaciones. Se ha calculado que la Derrick realizara un proceso completo (de carga, movimiento de ida, descarga, movimiento de regreso y posicionamiento para nueva carga) en el tiempo de 1 hora. Si mueve 30 ton en cada operación, en 8 horas será capaz de mover 240 ton, que sobre las 900 ton diarias a mover, representa un 25%.

Considerando que no todos los días se molerán 900 ton, se ha adoptado una media del 20% del material excavado a bajar con la Derrick.

### 7.2.1 Vertedero

El material procedente de la machacadora será transportado hasta el vertedero controlado próximo. Previamente al vertido del material en el mismo, el contratista generará una explanada de extensión suficiente como para acopiar todo el material que habrá de verter. Este trabajo deberá coordinarlo con el propietario del vertedero, quien podrá indicar cual (o cuales) es la asignada para estos vertidos. El contratista debe tener en cuenta que todo el material extraído de la montaña será reutilizado.

## 8 Sistemas constructivos

### 8.1 Fases de Construcción / Secuencia de excavación

La secuencia de excavación prevista se describe en los **Planos de la serie 600**. La disposición general de las estructuras planteadas se muestra en los **Planos de las series 400 y 800**.

#### 8.1.1 Portal y trabajos piloto

El túnel de entrada se construirá en un valle natural al lado de la Montaña Tindaya, donde el ángulo de la ladera cambia de aproximadamente 30° a 50°. El suelo de la embocadura del túnel de entrada estará a una altura de +274m. Se ha supuesto que podría construirse una carretera hasta una altura aproximada de +225m. Las pendientes se hacen demasiado pronunciadas por encima de esta altura y el valle demasiado estrecho. Se ha supuesto que se instalará una grúa Derrick a una altura aproximada de +240m. Ésta elevará los equipos desde la carretera hasta la plataforma de trabajo delante de la embocadura del túnel de entrada. También trasladará bloques de roca desde la embocadura hasta la carretera si el contratista decide recuperar la traquita para uso comercial. Puede que también se instale una grúa torre a una altura aproximada de +250m para ayudar a mover material y equipos durante la construcción de la embocadura.

Existen bloques de roca sueltos encima y alrededor de la embocadura, que podrían rodar ladera abajo durante la construcción y la operación del Espacio. La retirada de estos bloques obligaría a los operarios a trabajar amarrados empleando equipos de elevación para mover los bloques. Es improbable que se permita el uso de explosivos. Los operarios trabajarían en dirección descendente desde lo alto de la montaña. El acceso a y el trabajo sobre la montaña requeriría el acuerdo de las autoridades gubernamentales, medioambientales, ecológicas y arqueológicas relevantes. Puede que se exija al contratista que ayude en la recuperación y reubicación de especímenes de valor ecológico o de otro tipo.

El trabajo de excavación inicial en la boca del túnel debería realizarse con equipos ligeros (perforadoras tipo *air-leg*, compresores pequeños, desescombro manual). Deberían establecerse controles medioambientales tales como el control del agua de construcción antes de llevar a cabo cualquier trabajo en la montaña. Se requerirán excavaciones inicialmente para los cimientos de la grúa Derrick y la grúa torre, para desviar el manantial existente encima de la embocadura del túnel de entrada, para estabilizar la ladera alrededor de la embocadura con bulones y para excavar una zona de trabajo y un paramento vertical. Puede que se requiera productos químicos expansivos para excavar los cimientos, pero la excavación de la ladera para estabilizar la embocadura requerirá probablemente explosivos. Puede ser posible el uso de martillos neumáticos montados sobre retroarañas o máquinas todoterreno similares de pequeño porte, pero los martillos percutores de un tamaño lo suficientemente grandes para excavar la embocadura requerirían maquinaria pesada, que no podría trabajar en las laderas.

Los primeros ~20m del túnel de entrada se excavarán hasta su perfil completo previendo los trabajos de acabado con hilo de diamante, que se llevarán a cabo tras la excavación de la caverna.

Esto dejará sitio para la plataforma de trabajo, que alojará el pozo para escombros, los tanques de decantación, los generadores eléctricos, los compresores, etc. Antes de excavar el túnel será necesario instalar un paraguas de micropilotes por encima de la embocadura. Esto no puede hacerse con columnas perforadoras y requerirá una máquina perforadora (perforadora Jumbo o perforadora sobre guías). Ésta probablemente deberá

elevarse por piezas y montarse en la zona de trabajo delante de la embocadura. Se requerirá pequeñas excavadoras para retirar y distribuir los escombros. Se requerirán mantas protectoras para explosiones donde se lleven a cabo trabajos de voladura en superficie.

La embocadura se excavará en forma de frente superior y plataforma inferior. Los primeros ~10m del túnel piloto se excavarán al mismo tiempo que el frente para evitar daños en la plataforma de trabajo debidos a posteriores voladuras. Esta sección de 10m del túnel piloto tendrá una inclinación descendente desde el techo del túnel de entrada hasta el techo del túnel piloto y estará sostenida con arcos de acero y hormigón proyectado. Se requerirá un sumidero en el extremo inferior de esta sección. A continuación se excavará la plataforma de la embocadura.

Antes de cualquier excavación del túnel piloto, será necesario completar la plataforma y aislar los equipos de manipulación de escombros, para evitar cualquier contaminación por polvo. La cinta transportadora requerirá cimientos y obras de sostenimiento.

El sostenimiento permanente en la zona de la embocadura se instalará en agujeros rematados para permitir el paso posterior del hilo de diamante. Todas las cabezas de los refuerzos posteriormente se cubrirán con un disco de roca para ocultar su presencia una vez concluido el proceso de corte con cable. Puede que se requiera algo de inyección de lechada o resina para prevenir la infiltración de agua subterránea en esta parte del túnel de entrada.

El túnel piloto se excavará de manera que queden 2m de roca entre su techo y el techo acabado del túnel de entrada. El túnel piloto se sujetará con bulones de fibra de vidrio temporales y hormigón proyectado, dependiendo del estado del macizo rocoso. Puede que se requiera arcos de acero en zonas de roca fracturada y en los diques. Se utilizará un sistema de clasificación del macizo rocoso para determinar el sostenimiento requerido.

El túnel piloto se excavará con explosivos. Un equipo de perforación "jumbo" de múltiples brazos hará los orificios de voladura y los orificios para los bulones. Se requerirá una excavadora con ruedas para cargar los escombros en dumpers articulados. Los dumpers trasladarán los escombros hasta la plataforma de la embocadura, donde se cargarán sobre la cinta transportadora. Una criba de barras evitará que los bloques demasiado grandes para ser manipulados por la cinta transportadora inclinada entren en el pozo para escombros. Estos bloques normalmente se romperían con martillos hidráulicos o con explosivos para permitir su paso a través de la criba de barras, pero habrá un porcentaje a recuperar los bloques para su reutilización.

El túnel piloto se bifurcará hacia la base de cada pozo de luz. Los pozos piloto se excavarán hacia arriba ("elevados") desde el túnel piloto hasta la superficie del terreno utilizando un sistema Alimak para reducir los efectos medioambientales de la excavación de los pozos (polvo, derrame de agua) sobre las laderas de la montaña. Los pozos piloto se sustentarán con bulones de fibra de vidrio y hormigón proyectado según sea necesario para la excavación segura y el uso posterior de los mismos durante el paso de escombros y para el transporte seguro de personal y equipos. La intersección de las paredes finales de los pozos de luz con los refuerzos temporales de bulones se evitará en la medida de lo posible.

Será necesario efectuar algunos trabajos de excavación en los portales de los pozos de luz para crear zonas de recepción seguras antes de la perforación de los pozos piloto. Para evitar daños a las laderas de la montaña, todos los operarios y materiales necesarios para construir estas zonas de recepción tendrán que transportarse por medio de helicóptero y la zona de trabajo debe hallarse dentro de la huella de los pozos de luz que se construyan posteriormente. No sería práctico recoger los escombros desde la montaña, y por lo tanto deberán almacenarse para su extracción posterior a través de los pozos piloto. Por lo tanto, las obras iniciales de la embocadura deben ser las mínimas que se requieran por motivos



de seguridad. Será necesario realizar algunas excavaciones en las laderas e instalar refuerzos así como la retirada de rocas sueltas de las laderas por encima de los pozos. Se levantarán plataformas en torno a las perforaciones para aumentar la superficie de trabajo. Se requerirán bulones y posiblemente hormigón proyectado armado con acero en cierta cantidad para sostener las laderas existentes y las que se excaven. Puede ser necesaria alguna inyección de lechada. No se permitirán explosivos en la zona de la embocadura, o para la excavación de los primeros 15m de los pozos de luz. Se prefiere el uso de productos químicos expansivos, pero es probable que se necesiten también martillos hidráulicos para excavar los pozos de luz.

Una vez que estén completados los pozos piloto, las zonas de recepción se podrán ampliar hasta la huella completa de cada pozo de luz y se podrán retirar los escombros a través de los pozos piloto. Esto se hará por etapas. En cada etapa, la ladera de roca excavada se extenderá y sostendrá con bulones permanentes. Las obras en superficie se cubrirán con una estructura temporal para evitar el polvo, el ruido y la contaminación lumínica.

Se excavará una galería de prueba frente al túnel piloto dentro de la huella de la caverna. Las técnicas de excavación, sostenimiento y acabado de superficies se probarán durante la excavación de la galería de prueba. Se llevarán a cabo ensayos in situ y se recogerán muestras de testigos y bloques para ensayos de laboratorio. El contratista puede optar por excavar un tercer pozo Alimak por motivos de seguridad, dentro de la huella del pozo de luz más grande, situada al sur. Si se requiere así, el túnel de acceso a este pozo podría trazarse desde el extremo de la galería de prueba. Puede que se requieran excavaciones retranqueadas en los túneles de acceso y túneles piloto para llevar a cabo ensayos in situ o para extraer muestras de prueba, si se demuestra que las juntas que cruzan la galería de prueba no son adecuadas.

Los controles medioambientales requeridos durante la excavación del proyecto tendrán un efecto significativo sobre los procedimientos de construcción del contratista. Se requerirán medidas extraordinarias para asegurar que no se escape polvo ni humos de ninguna parte de las obras. La ventilación se diseñará para desplazar la totalidad del aire desde todas las zonas de las obras subterráneas hasta la embocadura de entrada del túnel, donde se limpiará el aire de ventilación. Se requerirán puertas de ventilación y chorros de agua para mitigar el polvo en la base de los pozos piloto.

#### 8.1.2 Pozos de luz

La excavación en los 15m superiores no dejarán ninguna zona de trabajo alrededor de las huellas de los pozos de luz. Se ha supuesto que el contratista instalará grúas puente en cada pozo de luz, para elevar a operarios y materiales por los pozos piloto y para elevar la maquinaria de excavación hasta una zona protegida cuando se vuelen los suelos de los pozos de luz. Sólo se utilizará maquinaria ligera de perforación y excavación en los pozos de luz. Se instalarán paneles acústicos por encima de las grúas puente para evitar la contaminación sonora.

Hay secciones de las paredes de los pozos de luz que no son verticales y esto afectará a la forma en que se van a precortar. Los túneles de acceso se excavarán desde los pozos de luz norte y sur hasta las galerías en arco cuando los suelos de los pozos de luz lleguen a la altura de +329m. Estos suelos se utilizarán como zona de trabajo para la excavación de los túneles y galerías. Los equipos de perforación, desescombro y transporte deberán estar dimensionados para trabajar en estos pequeños túneles y galerías. Una vez terminado el sostenimiento previo, los pozos de luz se excavarán hasta la altura de +315,5 m, donde se usarán como plataformas de trabajo para la excavación del techo de la caverna. Se instalarán anclajes a través del pilar entre los pozos de luz, por encima del techo de la caverna. Desde allí, los pozos de luz se excavarán como parte de las plataformas de la caverna.

Todos los escombros se retirarán a través de los pozos piloto hasta el túnel piloto durante el ciclo de desescombro. Las paredes finales de los pozos de luz se precortarán usando perforaciones paralelas para reducir el daño por voladura causado a las paredes de roca. Las paredes de los pozos de luz se sustentarán con bulones o anclajes de 10m de longitud a intervalos de 2m. Todos los refuerzos permanentes se retranquearán para permitir recortar la roca con una sierra de hilo de diamante al final de la construcción del pozo de luz. Algunas juntas con flujos de agua estacional y a largo plazo atravesarán las paredes de los pozos de luz. No se permitirá la utilización de tuberías de drenaje. Las entradas de agua y filtraciones deberán por lo tanto interceptarse y sellarse completamente con lechada.

### 8.1.3 Caverna

El techo de la caverna llevará un sostenimiento previo de anclajes, que se instalarán desde galerías en arco curvadas por encima del techo de la caverna. Al Norte y al Sur se excavarán túneles de acceso (de 2,5 m de anchura y 3,0 m de altura) en dirección Este-Oeste desde los pozos de luz, en paralelo a las paredes longitudinales de la caverna.

Se excavará un túnel de drenaje (de 2,0 m de anchura y 3,0 m de altura) hasta un punto especificado en la ladera de la montaña. Se requerirá un acceso a la ladera para excavar y proporcionar sostenimiento a un acceso al túnel de drenaje. Esto requerirá probablemente el uso de helicópteros para subir los equipos y el personal al emplazamiento de la embocadura. Será necesario el empleo de columnas perforadoras y compresores móviles. Todos los escombros se almacenarán para su posterior eliminación a través de los túneles de drenaje y acceso hasta los pozos piloto. Las galerías en arco se cruzarán con cursos de agua subterránea a lo largo de las juntas desde la montaña situada encima. Se instalarán orificios de drenaje con tuberías colectoras de plástico a través de los refuerzos de hormigón proyectado, penetrando en la roca. El agua correrá por tuberías de drenaje de plástico a lo largo de los suelos de las galerías hacia los túneles de acceso norte y sur. Se requerirá un sumidero en el túnel de acceso sur desde el cual se bombeará el agua a través de la galería en arco E al túnel de drenaje. La bomba requerirá una alimentación permanente. Las entradas del túnel de acceso en las paredes de los pozos de luz estarán selladas para evitar la infiltración de agua subterránea a los pozos de luz y la caverna. El agua drenada desde las galerías en arco hasta la embocadura del túnel de entrada creará un nuevo manantial. La embocadura del túnel de drenaje proporcionará acceso permanente al sostenimiento y la instrumentación del techo de la caverna y requerirá una verja de seguridad y alarmas contra intrusos. Se requerirá iluminación y ventilación permanente en las galerías de acceso, con interruptores en la embocadura del túnel de drenaje y en cada confluencia entre galería en arco y túnel de acceso.

Se excavarán cinco galerías en arco (**A a E**) de norte a sur entre las galerías de acceso. Se excavará un arco parcial, **Galería P**, de este a oeste entre los pozos de luz. Se excavará una galería corta (**F**) desde el túnel de acceso norte. Se instalarán anclajes desde estas galerías para crear arcos de roca reforzados por encima del techo de la caverna. Algunos anclajes se extenderán hasta el techo de la caverna y las paredes de los pozos de luz. Las galerías en arco tendrán 3,5 m de altura y 3 de anchura, lo que es menos que la longitud del sostenimiento. Los anclajes deberán diseñarse para ser instalados desde estas galerías, sin el uso de empalmes. En el diseño actual (Fase III), los anclajes son anclajes de barra rellenos de lechada.

El techo de la caverna y el macizo rocoso situado encima se instrumentarán con extensómetros de sondeo, cinta extensométrica y referencias permanentes, que se instalarán en las galerías en arco. En el **Anejo 10** se incluyen detalles de las propuestas de instrumentación. Las cabezas y los anclajes de los instrumentos estarán en un terreno potencialmente inestable, pero se referenciarán a puntos estables por debajo del suelo de la caverna empleando topografía láser y extensómetros o inclinómetros.

Se perforarán tres orificios de extensómetro o inclinómetro a 10m bajo el suelo de la caverna desde los túneles de acceso norte y sur, y desde una caja excavada frente a la **Galería A** en arco. El equipo de perforación deberá ser capaz de perforar estos agujeros verticales con alta precisión hasta una profundidad de al menos 70m. Los instrumentos estarán equipados con aparatos de lectura a distancia durante la construcción y la operación a largo plazo de la caverna. Estos equipos requerirán una fuente de alimentación.

Todas las galerías en arco y túneles de acceso y drenaje requieren un sostenimiento permanente con bulones y hormigón proyectado armado con fibra.

El techo de la caverna se excavará como una serie de frentes paralelos desde los pozos de luz. La modelización en 3DEC ha mostrado que la actual secuencia y ritmo de excavación son importantes para la estabilidad del techo de la caverna y deben comprobarse en el análisis de seguimiento de excavación en la Fase IV. Las caras pueden excavar con explosivos controlados para dejar una capa de roca de al menos 50mm de grosor entre la excavación y el techo acabado. Éste se recortará posteriormente utilizando equipos de hilo de diamante.

Es importante que todos los refuerzos en las galerías en arco se instalen y estén operativos antes de iniciar cualquiera de los frentes. Los anclajes se instalarán de forma que atraviesen el techo de la caverna y se ubicarán a medida que avancen los frentes. La sección de cable dañada por la excavación de los frentes se recortará hasta el techo de la caverna. A continuación se utilizará una perforadora de corona para retranquear el orificio del anclaje, sin dañar los restantes tendones del anclaje. Se fijará una cabeza circular al cable y se tensará hasta la cara del orificio preparado. La cabeza se fijará a una profundidad más allá de la superficie acabada de la caverna.

Se instalarán bulones en el techo de la caverna a medida que avance la cara de cada frente. En el modelo actual (Fase III) los bulones tienen 3 m de longitud, a 2m entre ejes. Todos los bulones deben instalarse a una distancia de 5 m del frente, y ninguno debe instalarse al final de la excavación del techo. Los orificios para los bulones se realizarán con un tubo sacatestigo a profundidades suficientes para proporcionar el espacio necesario para poder recortar la capa de roca con el hilo de diamante. Se conservarán los testigos de roca. Los bulones se rellenarán de lechada completamente y se instalará una placa circular en la cara de la sección extraída del orificio.

Cuando se haya excavado y sostenido totalmente el techo de la caverna de roca, la capa restante de roca se retirará de una vez utilizando un hilo de diamante. Los extremos roscados de los bulones se utilizarán para sujetar poleas, por las que se deslizarán los cables de diamantes. El hilo de diamante se situará inicialmente dentro de ranuras recortadas en la confluencia entre techo y pared con una sierra giratoria. A medida que se corte el techo final, la capa de roca restante se romperá con martillos y se volverá a ubicar las poleas. Se ha supuesto que este trabajo lo realice una empresa especializada en el corte de roca con tecnología de hilo de diamante como subcontrata.

Los diques que contengan roca débil o húmeda se excavarán hasta una profundidad que dependerá de la anchura del dique y se tratará tal como se muestra en el **Plano 408**.

Se cortarán discos de roca de los testigos de roca conservados y se pegarán a las secciones de los orificios de los bulones y anclajes utilizando un adhesivo de roca apropiado. Toda sección de los discos que resalte se nivelará hasta la superficie de roca acabada por medio de pulido.

Se instalarán pequeños bulones de acero inoxidable en orificios perforados en la superficie de roca acabada a intervalos de 0,5 m. Al igual que con los bulones y anclajes, se realizarán orificios para permitir instalar las cabezas más allá de la superficie de roca

acabada. Los pequeños bulones se rellenarán de lechada y se acabarán con un disco de roca en la superficie de excavación.

El volumen restante de la caverna se excavará como una serie de plataformas. Dentro de los límites de recuperación obligatorios, el contratista puede optar por retirar simplemente la roca como escombros, o recuperar los bloques de roca para su uso comercial. Se utilizarán planchas protectoras para explosiones a fin de proteger el techo acabado de daños debidos a proyección de rocas durante la excavación de plataformas. A medida que se vaya excavando cada plataforma se instalará sostenimiento con bulones o anclajes, se instalará la instrumentación y se realizarán cortes con hilo de diamante en las paredes laterales de la caverna y en los pozos de luz.

Una vez terminada la excavación de la caverna, las paredes y el techo de la caverna se limpiarán con chorros de agua de alta presión. Se fijará geotextil a las superficies acabadas y se rociarán con una capa de resina. Se requiere llevar a cabo más investigaciones durante la Fase IV para identificar una resina y un geotextil adecuados. Se prevé fijar una red de cables de fibra óptica a la superficie de roca, bajo la resina y el geotextil, para controlar la estabilidad a largo plazo de la roca del techo. Serán necesarias más investigaciones en la Fase IV para identificar el sistema idóneo. El sistema de control para los cables de fibra óptica se situará en las galerías en arco. Se requerirá una conexión entre las galerías en arco y el techo de la caverna. También será necesario un sistema de seguimiento a largo plazo para determinar el estado y la carga de los refuerzos con anclajes. Se considera apropiado un sistema móvil como por ejemplo GRANIT, pero a falta de las verificaciones de la Fase IV.

Se dará un acabado al suelo de la caverna con máquinas de pulido.

#### 8.1.4 Túnel de entrada

El túnel de entrada se excavará hasta su tamaño completo desde la caverna hasta la embocadura. El sostenimiento consistirá en bulones, retranqueados en el techo de la caverna. Se instalarán pequeños bulones de acero entre los bulones. Se empleará un hilo de diamante para recortar la roca volada hasta la superficie acabada. Se instalará resina y geotextil a lo largo del techo. Los diques se drenarán con un acabado tal como se muestra en el **Plano 408**. Se utilizarán máquinas de pulido para terminar el suelo.

#### 8.1.5 Maquinaria y equipos para la construcción

Para demostrar que el proyecto Tindaya podría llevarse a cabo y para estimar un precio de construcción, se ha deducido una solución constructiva en la Fase III. Se debe tener en cuenta que el contratista debe determinar qué equipos requiere para realizar el proyecto (dentro de los límites impuestos por el proyecto, por ejemplo, la secuencia de excavación) y estimará para cualquier oferta sus propios costes de construcción, basándose en su experiencia en la construcción de grandes obras civiles en España y en las Islas Canarias.

En el **Anejo 16** se ofrece una lista de los equipos principales.

#### 8.1.6 Métodos de excavación

Las investigaciones geotécnicas indican que la mayoría del macizo rocoso, que comprende la "traquita blanca", es ligeramente abrasiva (CAI 0,6 a 1,3), tiene una compresión simple entre 40 y 120MPa y puede tener hasta un 10% de cuarzo. Se ha supuesto, por lo tanto, que no será eficaz excavar los grandes volúmenes de roca requeridos utilizando máquinas fresadoras tipo "minador". Aunque puede que se disponga de algunos equipos de excavación mecánica especializados y experimentales, se ha supuesto que las obras subterráneas se excavarán utilizando técnicas de perforación y voladura. Los explosivos amplifican y trasladan una onda sísmica hasta el macizo rocoso adyacente. La onda se

refleja desde el frente al macizo rocoso, rompiendo la roca a tracción. Se produce también algún daño en el macizo rocoso restante alrededor de la excavación, creando una capa de roca dañada. Es importante que este daño se reduzca al mínimo cortando previamente el perímetro de la excavación, diseñando un corte eficaz, programando la detonación y limitando la carga peso/detonador.

Se instalará sostenimiento en todas las excavaciones a medida que la excavación avance. Además, se instalará una gran parte del sostenimiento del techo de la caverna antes de que se excave cualquier parte del mismo. El principal sostenimiento de bulones o anclajes en el modelo actual se instala a 2m entre ejes. La roca situada entre los anclajes no se sostiene con malla de acero u hormigón proyectado, ya que no se acepta estéticamente. Por lo tanto, se instalará bulones a intervalos de 0,5 m entre el sostenimiento principal de la caverna y los techos del túnel de entrada como sostenimiento secundario de bloques. Se prevé utilizar geotextil y resina para sujetar las superficies de roca entre el sostenimiento principal y el secundario y se verificará en las pruebas durante de la Fase IV. Actualmente la instalación de sostenimiento secundario, geotextil y resina no se ha considerado necesario para las paredes del Espacio.

Los medios cañones que permanezcan en las superficies de roca tras el precorte no son un acabado aceptable en el concepto del Espacio. Se prevé actualmente que los medios cañones y una capa de roca de un grosor aproximado de 50 mm se recortarán de los techos y paredes de la caverna, los pozos de luz y el túnel de entrada con un cable de hilo de diamante, para conseguir un acabado fino en la superficie de roca. El sostenimiento de bulones y anclajes se instalará cerca del frente de avance y por lo tanto deberá retranquearse a una profundidad por debajo de la superficie acabada para evitar ser cortado por el hilo de diamante. El extremo roscado de los bulones se utilizará para sujetar las poleas necesarias para controlar el corte con cable. Todos los refuerzos del sostenimiento deben cubrirse para que no sean visibles desde el interior del Espacio. Se prevé conseguir esto fijando un disco de roca en la boca del orificio retranqueado. Las intersecciones y esquinas de la caverna, los pozos de luz y el túnel de entrada deberán acabarse con equipos de pulido. Los suelos de la caverna y el túnel de entrada se pulirán.

La construcción del proyecto Tindaya debe seguir las pautas del diseño y todas las variaciones del método de excavación, la secuencia y el sostenimiento diseñados deberán someterse a pruebas completas con análisis numérico y ensayos de campo donde sea procedente, antes de que se acepte su aplicación previo a la valoración por la Dirección Facultativa.

#### 8.1.7 Instalación de bulones de barra maciza

Se instalará bulones de acero para el sostenimiento permanente del Espacio allí donde la excavación sea lo bastante amplia para permitir instalar un bulón sin el uso de empalmes. Éste probablemente sea el caso en los pozos de luz, el túnel de entrada, el techo de la caverna y las paredes laterales de la caverna. Todos los bulones estarán totalmente rellenos de lechada sin pretensar, de forma que proporcionen sostenimiento rígido directo a lo largo de todas las juntas que cruzan. Los bulones que consistan en un tramo libre y un anclaje, o los anclajes que tengan una sección de cable engrasado con una funda de plástico no serán aceptables. Sólo se usarán anclajes que tengan al menos protección doble contra la corrosión.

Esto significará normalmente: una barra acero de una calidad de acero y diámetro que ofrezcan una carga de trabajo mayor que la exigida en el modelo numérico, dentro de una vaina de plástico deformada rellena de lechada que a su vez se rellena de lechada dentro de la perforación. Se requerirá algún tipo de anclaje mecánico o de resina para mantener en su sitio el anclaje mientras se inyecta la lechada. Sólo serán aceptables los sistemas propios de alta calidad.

La perforación para alojar el anclaje se hará por medio del equipo de perforación o jumbo a una profundidad ligeramente superior a la requerida. La sección superior se ensanchará hasta un diámetro adecuado al de la placa final, el relleno de lechada y los tubos de purgado. La profundidad de la sección será suficiente para permitir el paso posterior del hilo de diamante sin cruzarse en ninguna parte con el anclaje. El testigo se extraerá utilizando martillo y cincel para recuperarlo. El testigo se llevará al laboratorio en obra para cortarse en discos de un grosor que dependerá del ángulo de intersección del orificio del sondeo con la superficie de roca. El extremo de la sección extraída puede que requiera un pulido si es demasiado rugoso para montar la cabeza del anclaje. El anclaje se instalará colocándose el anclaje, la cabeza y el dispositivo de tensado y bloqueo, y los tubos de lechada y purgado. Se utilizará mortero para nivelar la cabeza y evitar la filtración de lechada. El anclaje se tensará lo suficiente para mantenerlo en su sitio y luego se rellenará de lechada. Esto significará por lo general que la lechada se desplazará entre la barra de acero y la funda de plástico y regresará a lo largo de la corona entre la funda de plástico y el orificio de perforación. En algún momento conveniente, después de haber hecho el corte con hilo de diamante, se fijará un disco de roca a la boca del orificio realizado y la superficie que sobresalga se pulirá hasta la superficie de roca acabada.

#### 8.1.8 Instalación de anclajes

Se utilizarán anclajes en las galerías en arco, puesto que la longitud de 7 a 14 m exigida para los bulones es demasiado grande para instalar barras de anclaje únicas sin el uso de empalmes. Los anclajes tendrán al menos la misma capacidad que los anclajes de barra única equivalentes y una carga de trabajo superior a la requerida por el proyecto. El anclaje estará relleno de lechada sin grasa alrededor de los tendones, y se instalará de la misma manera que para los anclajes de barra única.

#### 8.1.9 Transporte subterráneo de materiales

La roca se excavará con explosivos. La roca fracturada (escombros) se cargará en el frente con equipos rodados y articulados en dúmpers articulados de un tamaño adaptado a las dimensiones de la excavación. Una vez terminados los túneles piloto, el contratista puede optar por sustituir los dúmpers por cintas transportadoras. Esto mejoraría el acceso, la seguridad y el entorno tanto para operarios como para materiales a lo largo del túnel piloto. Existen varios fabricantes europeos, norteamericanos y japoneses de dúmpers articulados que podrían utilizarse para el transporte subterráneo. Éstos necesitarían adaptarse (lavadores o diluyentes de gases de escape, etc.) para trabajar en espacios subterráneos. Si bien las contratistas normalmente prefieren utilizar sus propios equipos de superficie o alquilados para un trabajo subterráneo, los equipos de minería especializados y de bajo perfil ofrecidos por algunos fabricantes representan ventajas características para trabajar en espacios confinados. Son comunes los dúmpers con mandos duales y columnas de dirección (Paus, por ejemplo). Éstos permiten conducir los camiones marcha atrás con el mismo control de la conducción que hacia delante.

#### 8.1.10 Ventilación

Se requiere ventilación forzada para los frentes de trabajo y para todas las zonas de trabajo excavadas a fin de proporcionar un entorno de trabajo seguro, extraer el 'hedor' (los gases nocivos producidos por los explosivos) y para evitar zonas de aire muerto y aire húmedo (que suponen un peligro de asfixia y pueden causar la corrosión acelerada del metal).

La excavación del túnel piloto requerirá ventilación forzada desde un ventilador situado en la embocadura del túnel. El aire será impulsado directamente hasta el frente por conductos rígidos de acero o plástico deformable para asegurar un suministro de aire fresco en el

frente de trabajo y para disipar el hedor. El conducto normalmente se tiende hacia el frente como una tubería de plástico temporal para evitar daños cuando el frente se explosiona. La tubería de aire comprimido de 50mm de diámetro normalmente se deja durante la voladura para ayudar a expulsar el hedor del frente. El aire contaminado encontrará su propio modo de salir por el túnel piloto hasta la embocadura, pero se evitará que escape al aire libre por medio de una puerta de ventilación. El aire contaminado se extraerá en la embocadura y se pasará a través de un filtro de gases para eliminar el polvo y a través de un diluyente para reducir la concentración de gases nocivos.

La galería de prueba se construirá conjuntamente con el frente de avance del túnel piloto para permitir completar las pruebas de excavación, sostenimiento y acabado, los ensayos in situ y la recogida de muestras antes de la excavación y el sostenimiento de las galerías en arco. El conducto de ventilación se bifurcará para proporcionar ventilación forzada en el frente de la galería de prueba. El conducto de ventilación requiere espacio del túnel y lo sensato es que se fije a la pared sur del túnel piloto, de forma que los camiones y otros equipos no tengan que pasar bajo la bifurcación. El túnel piloto debe dimensionarse para permitir la instalación del conducto.

El conducto de ventilación se bifurcará para proporcionar aire a la excavación de los dos pozos piloto. Si el conducto estuviese fijado a las paredes de los pozos resultaría destruido por las rocas que cayesen al explotar el frente del pozo. Para resolver esta cuestión, la guía por la que asciende el Alimak incluye una tubería de agua y tres tuberías para el aire comprimido que alimentan un rociador de agua y aire en el extremo superior de las guías. Este despeja el hedor antes de que los mineros vuelvan a acceder al frente por el Alimak. Las tuberías de aire comprimido se utilizan para alimentar las perforadoras y ventilar el frente mientras los mineros están subiendo, perforando y cargando el siguiente avance.

El contratista puede decidir construir un tercer Alimak para permitir instalar un ascensor en el pozo de luz sur. Éste se podría construir desde el túnel piloto o desde la pared de fondo de la galería de prueba. El hueco del Alimak se ventilaría del mismo modo que los dos pozos piloto. El aire ascendido por este tercer hueco podría circular de regreso bajando por el segundo hueco, sin que se ventilara realmente el pozo de luz, lo que debería evitarse.

La perforación hacia las zonas de recepción en la parte superior de los pozos de luz permitirá introducir aire fresco en los pozos piloto y hará innecesario el ventilador de aire forzado en la embocadura del túnel piloto. Invertir el ventilador requeriría reubicar los conductos de ventilación y el filtro y diluyente de gases desde el extractor hasta el ventilador, pero crearía un flujo de aire descendente tanto en los pozos piloto como en el túnel piloto. Esto extraería el aire contaminado de los frentes de avance de los pozos de luz, evitando que se escapase a la atmósfera alrededor de los portales de los pozos de luz.

Se construirá una estructura temporal sobre la coronación de los pozos de luz para evitar el escape de polvo y humos. Se instalarán ventiladores en esta estructura para introducir aire a la zona de trabajo para la excavación de los pozos de luz. Los conductos de ventilación se instalarán desde estos ventiladores a medida que avancen los pozos de luz. Los conductos se prolongarán hacia los túneles de acceso, las galerías en arco y los túneles de drenaje. El tamaño de estos túneles y galerías deberá permitir la instalación de los conductos de ventilación. El aire contaminado encontrará el camino de vuelta hacia los pozos de luz y será extraído a través de los pozos piloto como antes. Puede que se requieran ventiladores de extracción auxiliares en las confluencias entre los túneles de acceso y los pozos de luz para ayudar a despejar el hedor.

La perforación del túnel de drenaje hacia la ladera de la montaña permitirá instalar un ventilador adicional en la embocadura del túnel de drenaje. Éste puede usarse para ventilar las galerías en arco tras haberse completado su excavación y mientras se está perforando los orificios para los anclajes y se está instalando los cables. La mayoría de los conductos podrían retirarse de las galerías en arco y activarse el ventilador de la embocadura para

forzar la entrada de aire a través de conductos hasta la confluencia de cada galería en arco con el túnel de acceso norte. Esto mantendría un flujo de aire desde la embocadura que atravesase las galerías en arco y saliese por los pozos piloto, evitando la fuga de aire contaminado en la embocadura y la entrada de hedor a las galerías en arco a medida que avanzan los pozos de luz.

Los conductos desde los ventiladores en las estructuras de los pozos de luz podrían prolongarse para ventilar la excavación por fases de las galerías y plataformas del techo de la caverna, manteniendo el flujo de aire a través de los túneles piloto hasta la embocadura del túnel de entrada.

Al final de la excavación de la caverna, las galerías en arco requerirán ventilación forzada permanente desde la embocadura de la galería de drenaje hasta todas las zonas de las galerías en arco para permitir el mantenimiento del sostenimiento y la instrumentación. Las confluencias entre los túneles de acceso y los pozos de luz se sellarán para evitar la filtración de agua subterránea. El ventilador debería estar equipado con un interruptor y una fuente de alimentación fija cuando se requiera el acceso a las galerías en arco.

## 8.2 Requisitos del contratista

---

El contratista debe reconocer que la construcción del proyecto Tindaya debe seguir las pautas del diseño y que ello requerirá un trabajo significativo para contrastar, ensayar y analizar el estado y la reacción del terreno en todas las etapas de construcción y a largo plazo. El diseño del Proyecto de Ejecución ha investigado y probado tres métodos diferentes de excavación y sostenimiento con un modelo numérico y ha identificado una solución preferente. Durante la construcción este trabajo debe contrastarse utilizando datos adicionales de alta calidad y específicos del emplazamiento para validar y adaptar la solución según sea necesario. Para ello el contratista debará contar con un consultor especializado que lleve a cabo el análisis numérico y la validación del diseño.

En el Anejo 8 se detallan requisitos de trabajos para el contratista en los cuales consisten:

- Memorias de procedimientos de construcción para su aprobación previa
- Gestión de los riesgos en la construcción y planes de contingencia
- Recogida y presentación de datos de control procedentes del túnel piloto
- Mantener actualizados modelos 3DEC a la luz de los datos de los túneles piloto
- Mantener actualizadas comprobaciones de los refuerzos de roca temporales y permanentes con el modelo
- Investigaciones geológicas que deben llevarse a cabo como parte de la construcción
- Control durante la construcción (Ejecución, Documentación y Materiales)
- Diseño de instalaciones superficiales y auxiliares
- Desarrollo y actualización del programa de construcción



## 9 Diseño preliminar de las instalaciones superficiales

Al pie de obra se dispondrá una zona en la que se localizará el control de acceso, los depósitos de agua y balsas de decantación, el aparcamiento, el equipamiento para la Dirección de obra y oficinas del contratista y subcontratistas, zona de acopios, talleres, etc.

Para su localización se han elegido zonas ya degradadas.

Las dimensiones de cada zona se muestran en el **plano 105.2**.

Por recomendación del equipo medioambiental, la zona llevará un vallado mínimo, consistente en un encintado perimetral con la leyenda "prohibido el paso" que demarcará la zona de obra. Su función no es impedir el paso sino prevenir que se está ingresando en zona no permitida. El montaje de la cinta se realizará sobre tubos galvanizados clavados en el terreno (previo taladro), sobre los que se sujetarán una cinta superior y otra inferior, con una separación entre ellos de 2m.

El contratista deberá considerar en sus gastos generales la preparación y montaje de un cartel de obra de dimensiones 2,5 x 6m.

La licencia de obra será abonada por la propiedad.

### 9.1.1 Oficinas de obra

Las oficinas de obra serán de tipo modular. Irán montadas sobre el terreno, levantadas 40 cm del mismo.

Una parte de las oficinas se localizará al pie de obra (administración, vestuarios, duchas, subcontratistas), mientras que otra parte (jefe de obra, dirección, comedor, aseos) se localizará en la plataforma B. En el primer caso no llevará mallas miméticas, pero sí en el segundo.

Independientemente de los módulos que precise para su propia operatoria, las superficies mínimas que deberá contemplar el contratista son:

Dirección facultativa un módulo de 60 m<sup>2</sup>.

Asistencia técnica un módulo de 60 m<sup>2</sup>.

Equipo medioambiental un módulo de 30 m<sup>2</sup>.

Arqueólogo

Vigilancia

Seguridad y salud

Comedor: 50m<sup>2</sup>

Aseos, vestuarios y demás instalaciones, según normativa

En todos los casos contarán con aire acondicionado frío calor, iluminación, conexión a internet y mobiliario y equipamiento adecuado para las tareas a desarrollar por cada uno.

## 9.2 Camino de acceso

### 9.2.1 Zona exterior de la obra

La zona de control de entrada a la obra está situada al comienzo del camino que conduce a la antigua cantera, y queda a cota 145 m aproximadamente.

Se han marcado unos itinerarios para la entrada y salida de la obra que deberán ser respetados en el desplazamiento de vehículos y maquinaria. Dichos itinerarios pretenden permitir el acceso a todos los puntos que por el carácter de los trabajos a ejecutar son necesarios. Sin embargo se pretende disminuir al mínimo posible el impacto de los desplazamientos, y para ello concentrarlos en unos caminos determinados a los que se les dará el tratamiento apropiado.

En previsión del gran número de transportes que se harán al vertedero a causa de la obra, se mejorará el estado de la plataforma de dicho camino. Se rellenarán los baches existentes, se extenderá una capa de zahorra artificial ZA-20 de 30 cm, la cual se compactará al 95% del proctor modificado.

El ancho actual de la plataforma es variable, en torno a los 5 m. Esto se considera insuficiente para el cruce con seguridad de dos camiones. Se ubicarán dársenas de cruce cada 400 m. La distancia entre la salida de la obra y el vertedero es de 2,4 km aproximadamente, por lo que se colocarán cinco dársenas.

Para evitar el polvo generado por el paso de los camiones, se regará con un tratamiento lignosulfonato diluido al 3% en agua y aplicando 2 litros de solución por metro cuadrado (en vez del riego con agua, para evitar el crecimiento de vegetación), inicialmente con la frecuencia recomendada por el fabricante (cada 4-6 semanas), y luego ajustada conforme la práctica vaya demostrando según instrucciones de la Dirección de Obra.

En los traslados por la FV-10 no será necesario tomar medida ninguna.

Los caminos serán siempre los marcados como itinerario en el **plano de planta 701.1**. Dichos caminos son en su mayoría públicos, exceptuando una zona de aproximadamente 1,5 km a la entrada al vertedero, que discurre por parcelas privadas.

#### 9.2.2 Zona interior de la obra

La parte interior a la obra y que comprende desde la zona de control de entrada hasta todos los puntos de acceso al interior de la montaña para la realización del vaciado.

##### 9.2.2.1 Pendiente

La ubicación de la obra es un condicionante muy importante para la movilidad de la maquinaria por el interior de la obra. La embocadura horizontal de la galería de ataque se encuentra a cota 282, y la entrada a la obra, como se ha mencionado antes, a cota 145 aproximadamente. Esto supone un desnivel de 137 m en una distancia (medida en planta) de 630 m. Esto supone una pendiente media del 22 %. Sin embargo, las pendientes son mucho más abruptas en su zona superior, llegando a alcanzar pendientes del 57%.

##### 9.2.2.2 Trazado del vial

La longitud del camino es de 990 m hasta la zona de implantación de las casetas de obra, donde comunica con el camino principal.

El trazado de este camino está fuertemente condicionado por condiciones ambientales y ha sido consensuado con las autoridades. Por este motivo tiene un ancho estricto y los radios de curvatura son muy exigidos. El contratista deberá tener en cuenta estos factores a la hora de seleccionar el equipo que deberá ascender por estos caminos.

Se ha establecido:

- Un ancho de plataforma de 3 m. Además, se necesitará 1m más, para la colocación de cuneta, en las zonas de desmonte que queden del lado de la montaña, de manera que se retenga la escorrentía superficial.

- La pendiente máxima resultante es de 15,3%.
- Existe un cambio de sentido en el PK 0+140.
- El vial llega lo más cerca posible del pie de las grúas para facilitar el acceso a éstas para su montaje y desmontaje, y trabajos de reparación. El punto de mayor altura alcanzado está a cota 224,70, y ubicado a una distancia de 32 m de la base de la grúa Derrick y de 53 m de la base de la grúa torre, permitiendo utilizar para el montaje de ambas una grúa hidráulica telescópica.

Como premisas para la **protección medioambiental** se han marcado los siguientes condicionantes:

- Se discurre por caminos existentes en la medida de lo posible para reducir lo máximo posible el movimiento de tierras.
- La rasante se adaptará al terreno, aunque siempre respetando la pendiente máxima admisible, reduciendo el movimiento de tierras.
- Tanto el trazado del camino como la ocupación del movimiento de tierras se han procurado concentrar en zonas previamente alteradas, reduciendo así el impacto en zonas bien conservadas.
- Se empleará taludes de 1:1 en desmonte y 3:2 en terraplén, minimizando en lo posible la ocupación.

La maquinaria que por pendiente o radio de giro no pueda subir por este camino por sus propios medios, llegará al cambio de sentido transportada sobre camión.

La plataforma del vial tiene una pendiente transversal del 1%, siempre hacia el pie de la montaña, para evacuar el agua que caiga sobre la plataforma. Para encauzar el agua de escorrentía de la montaña, se colocarán cunetas longitudinales triangulares en tierras, siempre en el lado de la montaña, en las zonas en las que la plataforma genere desmonte. En estas zonas el ancho de la plataforma se incrementa a 4m. Se evitará así la acumulación de agua y el encharcamiento en estas zonas.

Además, se ha hecho un estudio de las cuencas de escorrentía y cauces naturales, y se han previsto obras de drenaje transversal en los puntos donde dichos cauces se vean interrumpidos por los derrames de terraplén del vial, dando continuidad a la circulación del agua.

Las obras de drenaje son tuberías de hormigón de diámetro 600 mm con embocaduras compuestas por marcos de hormigón.

El resultado del movimiento de tierras del vial de acceso a la zona de alcance de la grúa Derrick es:

Desmonte (m <sup>3</sup> )	Terraplén (m <sup>3</sup> )
6.920	6.354

Los excedentes se transportarán a vertedero autorizado.

### 9.2.3 Personas

Se prevé el traslado de los trabajadores desde la zona de casetas de obra hasta la plataforma situada al pie de la Derrick mediante un microbús. Desde allí se desplazarán a pie empleando una pasarela hasta la plataforma A.

La pasarela estará compuesta por diferentes tramos:

- Rampas: Cuya pendiente máxima será del 10%
- Escaleras: compuestas por escalones de 30 cm de ancho por 18 de alto. Se colocarán siempre zonas de descanso horizontales cada 30 escalones como máximo.

Será de 1,20 m de ancho libre de paso y tendrá barandillas a ambos lados de 1m de altura.

Los planos muestran el trazado aproximado que debe seguir la plataforma peatonal. No obstante el contratista podrá proponer pequeñas variantes si estima que son necesarias o convenientes para la obra o para la montaña. La Dirección Facultativa deberá aprobar tales cambios antes de su implementación.

En cualquier caso, el contratista deberá presentar a aprobación de la Dirección Facultativa y del Asesor Ambiental

- Plano de planta y longitudinal
- Resolución estructural
- Cimentaciones

### 9.3 Abastecimiento de agua

---

#### 9.3.1 Para consumo humano

Se ha calculado, partiendo de una base de 40 personas y 80 l/día que serán necesarios una media de 3,2 m<sup>3</sup> diarios de agua potable.

Puesto que el consumo no es importante, no se considera justificado el tendido de una tubería de alimentación conectada a la red de abastecimiento del pueblo de Tindaya, sobre todo teniendo en cuenta que dista unos 2 km y que por la diferencia de cota sería necesaria la colocación de un sistema de impulsión. Se ha pensado que el agua potable sea transportada hasta la obra en camión cisterna. Allí se la almacenará en 7 depósitos de polietileno de 1.000 litros que se conectarán a un tanque hidroneumático de 500 litros que abastecerá los consumos humanos.

Si el contratista lo estima conveniente, podrá gestionar la autorización para la conexión y tendido de una tubería desde la red pública, debiendo obtener los permisos de paso necesarios con los propietarios de la parcelas.

Según información recabada del Consorcio de Aguas de Fuerteventura, el agua para cargar las cisternas deberá obtenerse en Corralejo, a unos 25 km de la obra.

#### 9.3.2 Para el proceso constructivo

Para el cálculo de las necesidades de agua durante el proceso constructivo, se ha tomado la necesidad de agua más elevada de la maquinaria empleada, que en este caso son los Jumbos de dos brazos, los cuales demandan 1l/s. En el peor de los casos, funcionarían dos Jumbos cada vez, lo cual supone un caudal máximo de 2 l/s. Se estima que el tiempo máximo de funcionamiento en un día de las Jumbo, será de 4 horas, lo cual supone un volumen de almacenamiento imprescindible de 30 m<sup>3</sup>.

También se empleará agua para el proceso de control de polvo a razón de 1.336 l/h en la planta de trituración y 671 l/h en el tratamiento de caídas. Esto supone un total de agua para sistema de control de polvo de 0.55 l/s.

El agua demandada debe ser limpia aunque sin requisitos de potabilidad.

Este agua será tratada y reutilizada (como se explica mas abajo), por lo que una vez procurado el volumen inicial, sólo habrá que reponer las pérdidas, infiltraciones y evaporaciones que se vayan produciendo, lo cual será responsabilidad del contratista.

El agua para el proceso constructivo será bombeada desde la última de las cuatro balsas de decantación de la zona de obras. Irá impulsada por una tubería de PE 100 de 50 mm de diámetro, de presión nominal 16 bares.

#### 9.3.3 Descripción de la Instalación

La instalación constará de los siguientes elementos:

- Estación de bombeo inferior, situados en la base de la junto a la balsa de decantación número 4. La cota en esta ubicación es de 153 m. Desde este punto hasta la plataforma B debe salvar una altura manométrica de 127 m. Para la impulsión se utilizarán dos bombas en serie de 18,7 kW del tipo AFP 1048 de 50 Hz de ABS o similar. Después de la bomba se instalará una válvula de retención para evitar el retorno del agua cuando se detenga la bomba. Se instalará también un desagüe conectado a la balsa de decantación número 4.
- Tubería de impulsión de HDPE DN 50 PN16, se extiende a lo largo de unos 647m de longitud entre la estación de bombeo y la el depósito de la plataforma B, de los cuales 295 van enterrados, y 352 irán anclados a la cinta transportadora.
- Un depósito situado en la plataforma B (cota 274) de al menos 10m<sup>3</sup> de capacidad.

#### 9.3.4 Materiales y equipos a emplear

Se prevé la instalación del sistema de impulsión y distribución de agua empleando los siguientes materiales:

- Depósitos prefabricados o modulados de capacidades 10 m<sup>3</sup> de PVC.
- Tubos de HDPE de DN 50mm, PN 16.
- 2 grupos de bombeo con capacidad de 2 l/s @ 127m, tipo AFP 1048 de 50 Hz de ABS o similar.
- 1 válvulas de retención DN 50
- 1 válvulas de mariposa DN 50
- Desagüe de diámetro 80 mm

#### 9.3.5 Instalación del sistema

##### 9.3.5.1 Depósitos, equipos de bombeo y válvulas

Los depósitos pueden ser elementos singulares o modulares (pequeños depósitos unidos) y deberían estar bien anclados para resistir el empuje del viento cuando están vacíos.

El depósito superior se posicionará empleando la grúa torre.

##### 9.3.5.2 Tuberías

Los tubos de HDPE vienen en largos rollos, pueden ser posicionados mediante medios manuales.

##### 9.3.5.3 Suministro de energía

Se prevé una conexión del grupo de bombeo a grupo eléctrico.

### 9.3.6 Anclaje de las tuberías de presión, plataformas y otros elementos

Para el correcto funcionamiento del sistema de impulsión y distribución de agua, todas las tuberías, plataformas, depósitos, etc. se fijarán firmemente a la roca. Se prevé la instalación del tubo de impulsión de agua junto con el tubo de drenaje y anclarles a los postes de la cinta transportadora. De este modo se reduce el número de anclajes necesarios.

### 9.3.7 Mantenimiento de la instalación de impulsión

El Contratista será responsable de comprobar regularmente las condiciones de la tubería de impulsión y las bombas, a fin de garantizar su correcto funcionamiento. Evitará efectivamente derrame de agua sobre el sustrato y, en caso de accidente, reparará de inmediato cualquier escape que se produzca.

## 9.4 Suministro eléctrico

El servicio eléctrico es suministrado por la compañía Unelco-ENDESA

Según el proceso constructivo se ha calculado la necesidad de potencia en cada embocadura, resultando:

	Potencia (kVA)	Coef. Simultaneidad	Potencia instalada (kVA)
Embocadura horizontal	500	90%	450
Embocadura Sur	400	75%	300
Embocadura Norte	250	75%	188
			938

Para el resto de los usos (refrigeración, iluminación, ordenadores, etc.) la estimación es de 25 kVA.

Para solucionar estos consumos se plantea la utilización de grupos electrógenos a gasoleo.

Se han localizado las siguientes infraestructuras en las cercanías:

- Una línea eléctrica aérea de MT que discurre paralela a carretera FV-10, a unos 100 m al oeste de ésta.
- Una línea eléctrica aérea que discurre perpendicular a la anterior y que comparte un apoyo con ésta, dirigiéndose hacia la montaña Tindaya por su cara este.

El contratista si lo desea, podrá plantear la construcción de una línea eléctrica para abastecer sus necesidades. En tal caso será responsable de asumir su costo y tramitar todas las licencias y derechos de paso que sean menester, debiendo a su vez contar con la aprobación del Equipo medioambiental.

Los equipos, teniendo en cuenta la sensibilidad de la montaña y su protección, serán preferentemente eléctricos (cuando la elección sea posible). Los Contratistas que propongan este tipo suministro recibirán mayor puntuación con vistas a la adjudicación del contrato.

#### 9.4.1 Descripción de la Instalación

Dado que el suministro de energía se considera un Medio Auxiliar, el Contratista adaptará el diseño a sus Medios Materiales y Auxiliares propios, y realizará el diseño, cálculo, metodología constructiva y de retirada, que presentará para su aprobación a la Dirección Facultativa previa a su realización.

Para la instalación del sistema en la parte alta de la montaña en una manera segura se prevé el empleo de grupos de escaladores especializadas que cumple con todos las requisitos que marque la ley vigente.

La instalación deberá constar de los siguientes componentes:

- Un grupo electrógeno principal.
- Tomas de tierra.
- Cable de conexión entre el grupo electrógeno y el centro de distribución (Cuadro eléctrico de conexión de equipos).
- Centro de distribución (cuadro eléctrico de conexión de equipos).
- Cables de conexión a equipos como la maquinaria, las bombas de agua, oficinas, etc.

La capacidad del grupo electrógeno se estima en unos 1000 KVA, para absorber con garantía los picos de conexión de los motores debido a su elevada potencia. Este grupo se colocará en la plataforma B. De esta manera se reducirá la longitud de los cables y la caída de tensión.

El grupo electrógeno conectará con un cuadro eléctrico desde el que partirá el cableado de conexión a los cuadros de conexión de los equipos. Todos los cuadros serán de un grado de protección IP65.

En todo el recorrido del cableado se dispondrá de una señalización para indicarlo, por razones de seguridad.

Desde el centro de distribución partirán cables individuales que se conectarán a las plataformas. En todos los cuadros eléctricos se instalarán las correspondientes protecciones formadas por interruptores automáticos magnetotérmicos, además de interruptores diferenciales que permitan proteger contra contactos indirectos, siendo el calibre de estos últimos de 300mA (salvo sino se satisface la MIBT 003 que se utilizarán equipos con sensibilidad 30 mA).

Todo el cableado que se utilizará será de aislamiento 0,6/1 kV, del tipo RZ 0,6/1 kV, de aluminio.

El grupo electrógeno, centro de distribución, estaciones de bombeo y cada uno de los equipos y plataformas irán conectados a su propia toma de tierra, que se fijará firmemente en una zona del suelo, fractura, etc., donde se pueda efectuar una conexión eficaz en la roca.

Antes de realizar la instalación se presentará a la Dirección Facultativa un estudio con los cálculos y características de la instalación, para su aprobación e incluso de alguna modificación si lo cree oportuno.

#### 9.4.2 Instalaciones de seguridad

En el **Anejo 9** se detallan las instalaciones de seguridad a instalar en la obra que serán además de las que los equipos de seguridad y prevención determinen:

- Puesta a tierra general
- Puesta a tierra de grupo electrógeno

- Puesta a tierra de los diferentes elementos de la instalación
- Medidas de Protección Contra el Rayo
- Anclaje y fijación de los cables

## 9.5 Saneamiento

### 9.5.1 Agua sucia

Las aguas residuales (no fecales) provenientes del proceso constructivo, serán evacuadas hacia la embocadura horizontal, donde serán recogidas y transportadas mediante una tubería de  $\varnothing 200$  de tipo PVC presión clase 4 hasta una balsa decantadora situada a pie de obra.

A continuación se comprueba el funcionamiento de dicha tubería:

Qmedio (l/s)	Qmax (l/s)	Pendiente (m/km)	Diámetro exterior (mm)	Diámetro interior (mm)	n (m <sup>2</sup> /seg)	K <sub>a</sub> (mm)	Q <sub>lleno</sub> (l/s)	V <sub>lleno</sub> (m/s)	h/D (Q <sub>máx</sub> )	Q <sub>parcial</sub> (l/s) (Q <sub>máx</sub> )	Verificación caudal máximo	V <sub>parcial</sub> (m/s) (Q <sub>máx</sub> )	Verificación velocidad máxima
2.0	2.0	250.0	315.0	190.2	1,31E-06	0,250	188,16	6,62	0,100	4,2	cumple	2,81	cumple

La tubería se colocará suspendida bajo la estructura metálica de la cinta transportadora. Cada 100 m se dispondrá un ramal a 45° con tapa ciega que servirá para limpieza de la tubería en caso de obturación.

En la zona de casetas de obra, la tubería se llevará enterrada para evitar los viales de circulación interna de la zona, hasta llegar a un separador de grasas.

Desde el separador de grasas, el agua pasará a la primera balsa de decantación, de ésta a una segunda y a una tercera.

Las balsas tienen todas una profundidad de 0,55 m, aunque se dejará un resguardo de 5 cm desde la lámina de agua hasta el borde del terreno, por lo que la profundidad efectiva será de 0,5 m. Se recubrirán con un geotextil impermeable de 125 g/m<sup>2</sup>. Las dimensiones de cada una de ellas serán:

Balsa	Superficie (m2)	Capacidad (m3)
1	435	215
2	297	148
3	207	103
4	113	56
Total	1052	522

Estarán conectadas entre sí por tuberías de PVC de diámetro 200 mm, que permitan la libre circulación entre las balsas. Sin embargo, se colocarán a diferente cota para incrementar el recorrido del agua que favorezca la decantación.

La última balsa estará conectada con un pozo de impulsión desde donde a través de una tubería de impulsión de polietileno (PEHD 100 PN16)  $\varnothing 50$  se impulsará hasta la plataforma C donde se acumulará en un depósito de polietileno de 10 m<sup>3</sup>.



Para la impulsión se utilizarán dos bombas en serie de 18,7 kW del tipo AFP 1048 de 50 Hz de ABS o similar.

#### 9.5.2 Aguas residuales

Las aguas fecales se almacenarán en una cisterna enterrada, de polietileno, de 15 m<sup>3</sup> de capacidad. Con una frecuencia aproximadamente semanal, la cisterna será vaciada con un equipo cisterna con bomba aspiradora, perteneciente a una empresa autorizada y los líquidos transportados hasta la EDAR más próxima.

#### 9.5.3 Drenaje del agua de perforaciones

Este apartado se refiere a las perforaciones que deberán realizarse, por ejemplo para los micropilotes, sondeos y otras perforaciones en la caverna.

No será admisible verter agua sobre el sustrato en la zona de actuación. El Contratista instalará un sistema de drenaje para transportar las aguas sobrantes hasta un depósito.

Este sistema de drenaje también se empleará para la recogida y evacuación controlada de cualquier escape de aceite o combustible que pudiera producirse.

Dado que el drenaje de agua de perforación se considera un Medio Auxiliar, el Contratista adaptará el diseño a sus Medios Materiales y Auxiliares propios, y realizará el diseño, cálculo, metodología constructiva y de retirada, que presentará para su aprobación a la Dirección Facultativa previa a su realización.

##### 9.5.3.1 Descripción de la Instalación

La instalación constará de los siguientes componentes (**ver Plano G250**):

- Membrana impermeable debajo de las plataformas con una boquilla conectada a los tubos de drenaje.
- Colectores para conducir al depósito el agua sobrante y cualquier escape retenido por la membrana impermeable. Estos colectores serán de tubos continuos de MDPE de 160mm de diámetro con uniones soldados o similares. Este diámetro evitará el riesgo de bloqueo de los tubos.
- Refuerzos fabricados de madera para apoyar el tubo de drenaje hasta el depósito.
- Depósito de recolección situado al pie de la plataforma y sujeto a la estructura de esta. El depósito tendrá una bomba para pasar agua al sistema de drenaje general.

Dada la necesidad de efectuar las instalaciones en pendientes pronunciadas, se prevé el empleo de helicóptero y grupos de escaladores para fijar estas tuberías, de manera similar a los implantes de electricidad y agua. Los escaladores deberán ser especializados y cumplir con todos los requisitos que marque la ley vigente.

##### 9.5.3.2 Instalación del Sistema

Para la instalación del sistema en la parte alta de la montaña en una manera segura se prevé el empleo de grupos de escaladores especializados que cumple con todos los requisitos que marque la ley vigente.

El contratista instalará la línea de drenaje formada por tubos continuos de MDPE, flexibles para permitir la adopción del trazado del terreno. Los tubos se instalarán siempre con una pendiente cuesta abajo.

Las tuberías de drenaje deben fijarse firmemente a la roca, especialmente en zonas de mucho viento. Se plantea una fijación cada 4m.

Al pie de la montaña, el llano tiene una pendiente suave, aquí es necesario mantener una pendiente cresta abajo.

El depósito deberá llevar por dentro una pequeña bomba sumergible para el vertido del agua.

#### 9.5.3.3 Anclaje de las tuberías

Al igual que para los suministros de agua y electricidad, el Contratista instalará los tubos de drenaje, anclándoles a los postes de las estructuras metálicas. De este modo se reduce el número de anclajes y tornillos necesarios. Donde no es posible aprovechar las estructuras, se fijarán los tubos a grandes rocas mediante cuerdas atadas y, cuando no sea posible o seguro, a tornillos expansivos instalados en perforaciones en la roca y con uso de una banda de nylon. Estos tornillos pueden ser mas pequeños – tipo Petzel. Se prevé un anclaje cada 4m a lo largo de los tubos.

## 10 Auscultation y control de las obras

En el **Anejo 10** se incluye la descripción completa de los sistemas de monitorización y seguimiento, junto con criterios para frecuencias de medición y niveles de aceptación de registros.

### 10.1 Control y seguimiento de la construcción

Se prevé que los movimientos en la traquita en torno a las obras subterráneas dependa de la gravedad y las diaclasas (la frecuencia, estado y orientación de las mismas). No se prevén tensiones en el terreno de una magnitud equivalente a la de la resistencia del macizo rocoso. Es probable que los diques estén más fracturados y tengan menor resistencia que la traquita.

La escala del túnel piloto y los pozos piloto es tal que se prevé que los diques tengan sólo una influencia local sobre la estabilidad. No se prevé que estas obras temporales requieran instrumentación. El túnel piloto se agrandará para formar el túnel de entrada después de que se haya excavado el techo de la caverna y por lo tanto no proporcionará datos para la validación del proyecto y la excavación de la caverna. Sólo se garantiza instrumentación nominal para el túnel de entrada. Esta consistirá en cintas extensométricas y en puntos de asiento próximos al frente de avance, que se sustituirán por referencias topográficas permanentes para un seguimiento a largo plazo.

El sistema de instrumentos y obtención de datos para la construcción y el seguimiento a largo plazo necesitará algunas adaptaciones debido a los requisitos exclusivos del Espacio Tindaya. El contratista debería emplear a una empresa de instrumentación experta para realizar el desarrollo de este trabajo.

Aunque existen de cintas extensométricas de 30 m, los pozos de luz son demasiado grandes para un control práctico con cintas. A medida que avanza el suelo de la excavación los bulones de convergencia se alejan del nivel de trabajo. Las escaleras son engorrosas y pueden resultar peligrosas en los lugares donde se está operando con maquinaria de excavación. También resultaría difícil evitar que las instalaciones que abarcan los pozos (tales como barras de fibra de carbono con transductores de cable vibrante) resulten dañados por los movimientos de las grúas y las rocas proyectadas durante explosiones. Por lo tanto, se utilizarán referencias de precisión permanentes, protegidas de las voladuras para controlar las paredes de los pozos y las pendientes cortadas por encima de éstas. Se instalarán algunos bulones instrumentados, pero no se usarán células de carga, ya que todos los refuerzos estarán rellenos de lechada. Se instalarán extensómetros multipunto en las paredes de los pozos de luz. Se instalarán dos inclinómetros horizontales a través del pilar entre los pozos de luz. La excavación de la caverna tiene una influencia directa sobre un gran volumen de roca y el control del desplazamiento a lo largo de las diaclasas, diques y zonas de fractura es fundamental para el éxito del proyecto. El sostenimiento previo y la excavación del techo de la caverna son de importancia fundamental y la instrumentación, por lo tanto, se centrará en el seguimiento de los refuerzos y en el movimiento del macizo rocoso por encima de los arcos de roca, y entre los arcos de roca y el techo de la caverna. La cantidad de instrumentación será significativa y requerirá un sistema de registro a distancia "en tiempo real" que permita la consulta las 24 horas a través de internet. Los extensómetros multipunto constituirán la mayoría de la instrumentación. Puesto que se hallarán en un terreno potencialmente inestable, los cabezales de medición se ligarán a tres puntos profundos de nivelación, por medio de láseres de estudio colocados sobre tres extensómetros profundos. Se emplearán extensómetros de cinta y objetivos de replanteo para medir los desplazamientos de las galerías en arco y los túneles de acceso. También se instalarán algunos bulones instrumentados.

#### 10.1.1 Instrumentación - tipos y ubicaciones

Se instalarán extensómetros de barra de fibra de vidrio multipunto de 5m a un máximo de 25m de longitud en dirección ascendente desde las galerías en arco (**Planos 409 y 410**). También se instalarán extensómetros de 2 a 10m de longitud en dirección descendente hacia el techo de la caverna. Estos instrumentos controlarán el movimiento relativo entre el cabezal de medición y los anclajes, pero también será necesario controlar la posición absoluta de los cabezales de medición ya que los instrumentos se instalarán enteramente en un terreno potencialmente inestable. El único terreno que puede suponerse que será estable en torno al proyecto está debajo del suelo de la caverna, y el extensómetro, por lo tanto, se corregirá frente a desplazamientos absolutos respecto a puntos fijos establecidos en la roca. Para conseguirlo se instalará tres láseres en las galerías de sostenimiento previo: dos láseres en las galerías de acceso N y S, y el tercero en la **Galería P**, próximo al punto **P1**. Un frente corto será llevado desde la **Galería A** hasta un punto más allá de la pared inclinada del extremo de la caverna. Se hará una perforación horizontal entre las **Galerías A y E** para alojar el láser desde P1 hasta el extremo de este frente. Se realizarán perforaciones verticales desde el frente, puntos A1 y A3, hasta puntos de anclaje estables 10m por debajo del suelo de la caverna (a 267m; 7m por debajo del suelo del túnel de entrada). Éstos alojarán un extensómetro en cada agujero sobre el cual se situarán los láseres. Se instalará inclinómetros verticales en agujeros adyacentes a los extensómetros para controlar cualquier movimiento durante la excavación de la pared del extremo de la caverna, que afectaría a los desplazamientos de los extensómetros.

Se instalarán bulones de convergencia de extensómetro en diversos puntos para controlar el desplazamiento de las galerías en arco y los túneles de acceso. Éstos se llevarán sostenimiento con referencias fijas topográficas en algunas ubicaciones en las galerías en arco y en el techo de la caverna.

Se instalarán bulones para determinar las cargas de sostenimiento.

En el **Anejo 10** se ofrece un listado completo de la instrumentación que se instalará y controlará durante la construcción.

#### 10.1.2 Requisitos del proceso de seguimiento

Es importante que la Dirección Facultativa disponga de datos de seguimiento precisos en todo momento durante la construcción del proyecto, en un formato que permita una interpretación fácil. Se establecerá un sistema de obtención de datos basado en ordenador que proporcione curvas históricas en tiempo real para cada instrumento de lectura automática. Se establecerán puntos de alarma a partir del análisis numérico y se determinarán las acciones correctivas.

Toda la instrumentación se instalará tan cerca del frente como sea seguro sin dañar el instrumento. Todos los instrumentos, transductores y cables deberán estar protegidos de daños físicos, polvo y agua.

Cerca del frente, los instrumentos se leerán manualmente con indicadores manuales. Estas lecturas se registrarán bajo tierra en hojas de datos preformateadas o serán captados por registradores de datos e introducidos en ordenador en la oficina en obra. Los datos se procesarán para mostrar los cambios progresivos en las lecturas a lo largo del tiempo. Los datos base y los datos manuales procesados se proporcionarán al proyectista en el plazo máximo de 24 horas desde su obtención.

## 10.2 Control y seguimiento permanente

La instrumentación utilizada para el seguimiento de la construcción del techo de la caverna se mantendrá como un requisito del seguimiento a largo plazo. Se requerirá instrumentación adicional para identificar los bloques sueltos de roca en el techo de la caverna, las cargas y el estado de los refuerzos del techo. La instrumentación restante en las paredes de la caverna y los pozos de luz se conservará para un posible seguimiento futuro, pero de otro modo no necesitará leerse.

### 10.2.1 Instrumentación - tipos y ubicaciones

La seguridad a largo plazo del Espacio depende de la efectividad en el tiempo del sostenimiento con bulones y anclajes de barra. Los refuerzos potencialmente perderán sección con el tiempo debido a la corrosión del acero y se relajará la resistencia de las juntas debido al deterioro del relleno de lechada. Los refuerzos estudiados en proyecto no son recuperables o mantenibles, y a la larga deberán complementarse o sustituirse. La protección superficial con resina podría deteriorarse de modo similar, permitiendo que bloques de roca se relajasen en el techo de la caverna. La unión natural y la resistencia a cortante de las juntas (tanto las diaclasas como los contactos entre diques) podrían reducirse también con el tiempo: debido a los fallos progresivos de las rugosidades en los planos de diaclasas y planos de contacto, el ablandamiento o lavado del relleno, los efectos de alteración debidos al contacto con el aire y a cambios de humedad, los reajustes por tensiones a largo plazo, acontecimientos sísmicos y otros factores actualmente desconocidos. Se requiere por lo tanto instrumentación para controlar la carga y el estado de los refuerzos así como el desplazamiento del macizo rocoso a lo largo de los planos de discontinuidad.

### ***Techo de la caverna***

Se conservará la matriz de extensómetros de barras de fibra de vidrio encima del techo de la caverna para controlar el desplazamiento a largo plazo del macizo rocoso por encima de y debajo de las galerías en arco. Esto requerirá el mantenimiento del sistema de estudio por láser, los extensómetros de tres hitos de nivelación y los equipos de seguimiento a distancia y de registro. Cualquier extensómetro que deje de funcionar, u ofrezca lo que parezcan ser datos sospechosos, debería sustituirse tan pronto como sea factible hacerlo. El LVDT u otros transductores deberán sustituirse como parte del plan de mantenimiento. Todo el cableado y los equipos de seguimiento, interpretación y comunicación deberán estar protegidos contra impactos, corrosión y daños por agua, y deberían ser fáciles de mantener.

Los objetivos de estudio en torno a las galerías y los túneles de acceso se mantendrán, pero no es probable que requieran un seguimiento regular.

Se requiere un sistema no destructivo para investigar la carga, la corrosión y el fallo de adherencia del relleno de lechada de los anclajes rellenos de lechada. Se recomienda un sistema que interprete una señal acústica u otra señal dinámica comparando la señal con la de un bulón de muestra o la de cada bulón durante un periodo de tiempo. Un sistema como puede ser GRANIT (Littlejohn y Chappell, 2006) podría ser adecuado, pero requeriría una adaptación con los datos de obra. Todos los anclajes deben probarse en secuencia como parte de un programa de mantenimiento a largo plazo. Aunque la instrumentación situada encima del techo de la caverna controlará la estabilidad global del macizo rocoso y someterá a prueba periódicamente la integridad de los refuerzos, no podrá identificar el aflojamiento puntual de bloques de roca en el techo de la caverna. El techo será difícil de controlar debido a la altura de la caverna y la falta de iluminación. Podrían desarrollarse sistemas de escaneado con láser para exámenes de mantenimiento periódicos, pero es

improbable que el arquitecto pueda aceptar instalaciones permanentes que puedan verse desde el suelo de la caverna. Un sistema de fibra óptica está siendo utilizado por la Cambridge University para controlar la deformación en estructuras civiles tales como pilas y revestimientos de mampostería en túneles (Klar et al 2006, Mohamad et al 2006). Este sistema, Infranet, inventado por la empresa japonesa NTT (Nippon Telegram & Telephone), mide la deformación distribuida a lo largo de un cable de fibra óptica y por lo tanto puede localizar los puntos donde se está produciendo una deformación. Sería posible desarrollar un sistema que emplease esta tecnología, consistente en una red de cables en dirección Norte-Sur y Este-Oeste, fijada al techo de la caverna a escasa distancia entre sí para controlar un posible aflojamiento de bloques de roca en el techo de la caverna. Esto requeriría un desarrollo específico y adaptación de estos equipos durante la fase de obra. Otras empresas tales como Sequoia disponen de otros sistemas que utilizan la luz y la acústica.

### ***Paredes de la caverna***

No es probable que se requieran para el seguimiento a largo plazo, los extensómetros empleados para controlar la estabilidad del terreno durante la excavación de las paredes de la caverna. Los cabezales de medición deberían conservarse con grasa siguiendo las recomendaciones del fabricante y protegerse con una placa de cubierta retráctil. La placa de cubierta debería consistir en un disco de roca dentro de un collar de latón, que pueda atornillarse a un anillo de latón en la boca del agujero de instalación retranqueado. Debería instalarse un hito de nivelación en cada extensómetro para permitir el seguimiento periódico de desplazamientos desde un instrumento de examen a distancia.

### ***Paredes de los pozos de luz***

Los extensómetros instalados en las paredes exteriores de los pozos de luz tampoco es probable que se requieran para el seguimiento a largo plazo. Éstos deberían preservarse y cubrirse del mismo modo que los extensómetros de las paredes de la caverna.

Los extensómetros situados en las paredes de los pozos de luz que se cruzan con el techo de la caverna formarán parte de la monitorización a largo plazo y deberían conectarse al sistema de seguimiento en las galerías en arco. Se instalarán cables de monitorización en las paredes de los pozos de luz, en canaletas cubiertos o más bien dentro de perforaciones (sondeos) según los requisitos de acabado de la Dirección Facultativa.

Deberían instalarse hitos de nivelación para el seguimiento a distancia tanto junto a los extensómetros operativos y preservados como en la caverna.

### ***Túnel de entrada***

A menos que los datos obtenidos durante la construcción sugieran lo contrario, no se prevé un seguimiento a largo plazo del túnel de entrada.

## **10.3 Control y seguimiento del túnel piloto**

---

Sólo se requerirá una monitorización y control de construcción menor en el túnel piloto.

### **10.3.1 Instrumentación – tipos y ubicaciones**

La instrumentación consistirá en una cinta extensométrica y puntos de nivelación próximos al frente de avance. Los extensómetros serán sustituidos por hitos de nivelación a una distancia desde el frente que sea segura por daños de voladuras. Se prevé que se

requieran baterías de 5 puntos de seguimiento en 5 ubicaciones a lo largo del túnel piloto, y ninguna en los pozos piloto. Se establecerá una baliza topográfica fuera de la embocadura del túnel como punto de referencia.

#### 10.3.2 Requisitos del proceso de seguimiento

Los puntos de seguimiento se leerán manualmente o a distancia con instrumentos de topografía o medida. Los datos deberán presentarse a la Dirección de Obra en el plazo de 2 horas desde su recogida. Se considera que las hojas de datos impresas sean adecuadas.

## 11 Repanteo y Geometría

En fases anteriores del proyecto se realizaron levantamientos topográficos partiendo de las cuatro estaciones geodésicas que circunscriben la zona de la montaña de Tindaya. Se emplearon bases de replanteo (estaciones trigonométricas) en la Fase I y se llevó a cabo un levantamiento detallado de la topografía de la montaña por helicóptero utilizando técnicas de LIDAR en la Fase II. Los detalles de estas investigaciones de topografía y bases de replanteo se describen en mayor detalle en el **Anejo 2**.

Se confirmó que la cima de la montaña Tindaya estaba a 396 m sobre el nivel del mar, alzándose aproximadamente 250 m de la llanura circundante. El centro de la caverna propuesta se encuentra aproximadamente en la referencia 600180E; 3163770N del sistema de coordenadas. El nivel del techo de la caverna está a +321,8 m sobre el nivel del mar.

La geometría definitiva del espacio interior queda totalmente definida en el **ANEJO 2** y en el **plano nº 103**.



## 12 Reposición de Servidumbres

Tanto la zona de pie de obra, como los caminos de subida a la montaña, como las propias embocaduras se desarrollarán en terrenos de propiedad privada.

Las parcelas afectadas son:

Zona a pie de obra: 151,152, 155

Camino hasta la Derrick: 152, 153, 154, 155, 156, 157

Área de acción de la Derrick y la grúa torre: 149, 153, 154

Ascenso peatonal, cinta transportadora, instalaciones: 152, 153

Plataformas: 149, 153

El contratista deberá acordar con los propietarios las condiciones de uso temporal de tales espacios, en forma de contrato de alquiler o de la forma que mejor le convenga, por cuanto deberá incluir este costo dentro de los gastos generales de obra.

### 12.1 Reposición de servidumbres

---

En la zona de obras, delimitada por la valla de obra, no existe ninguna servidumbre ni afección.

El contratista devolverá las servidumbres afectadas en su estado original.

## 13 Servicios afectados

En la zona de obras, delimitada por la valla de obra, no existe ninguna infraestructura de servicios que se pueda ver afectada por las obras previstas en este Proyecto.

## 14 Expropiaciones

Mientras que corresponde al contratista resolver las condiciones de uso y de paso temporales por las parcelas privadas, corresponderá a la Administración, vía servidumbre o expropiación, resolver la situación definitiva del espacio y las zonas de las embocaduras.

Se han indicado en planos las zonas afectadas por la entrada y las embocaduras para facilitar la identificación de las zonas de expropiación necesaria.

Las embocaduras se desarrollarán en terrenos de propiedad privada con afecciones definitivas por las excavaciones previstas en superficie. Existen además otras parcelas afectadas en profundidad aunque no en la parcela superficial visible.

Las parcelas afectadas en superficie son:

Embocadura horizontal: 149, 153

Embocadura vertical sur: 132

Embocadura vertical norte: 132

## 15 Situaciones provisionales y definitivas

En el Anejo 15 se incluye el Anejo de Situaciones provisionales y definitivas junto con medidas especiales a adoptar para el cumplimiento de los requisitos de medio ambiente. En todo caso, debe hacerse referencia directa al lo indicado en el Estudio Medio Ambiental.

### 15.1 Desvíos de tráfico

---

La ubicación de las obras a ejecutar no hace necesaria la implantación de infraestructuras de tipo provisional para asegurar el mantenimiento del tráfico, ya que no se ocupará ningún camino público existente.

### 15.2 Planificación de la protección ambiental

---

De conformidad con la protección legal de la Montaña de Tindaya, con el equipo de análisis ambiental que colabora con el equipo técnico responsable del Proyecto y considerando los impactos más importantes que puede producir la actuación, se dan unas directrices para la planificación de los trabajos y se indican medidas correctoras que el Contratista llevará a cabo en su obra.

El Contratista se compromete a estudiar e implementar en sus actuaciones las recomendaciones del estudio de impacto ambiental.

#### 15.2.1 Protecciones medioambientales (ruido, polvo, impacto visual...)

Además de las protecciones medioambientales que se recogen a continuación, serán de obligado cumplimiento todas las que, por ser más específicas, se mencionan en los capítulos correspondientes al elemento al que van asociadas. Todas estas serán complementarias a aquellas adicionales que se establezcan en el Estudio Medioambiental.

La ocupación máxima de la obra será la delimitada por el vallado de obra. Sin embargo, una vez implantadas las infraestructuras de acceso a la misma, ni vehículos ni peatones saldrán de las zonas de movimiento marcadas en el plano correspondiente, limitando al mínimo el impacto fuera de estas zonas. Se evitarán por lo tanto las zonas de grabados existentes en la montaña, las estructuras rurales existentes y las zonas de nidificación de especies críticas.

Una vez finalizada la obra, el Contratista retirará todo tipo de equipo, material o desecho que se hayan traído a la zona para la ejecución de las obras y efectuará una limpieza de la zona de obras de forma que un visitante ocasional de ésta no apreciara daños relevantes. La recuperación del estado previo de la zona de estudio, a cualquier escala y detalle se basará en las indicaciones del Equipo Medioambiental.

El Contratista tomará fotos (y las entregará a la Dirección Facultativa) de cada una de las zonas en que actuará, antes y después, a efectos de comprobar el estado en que deja el lugar.

#### 15.2.2 Formación de la Personal

Dada la alta protección legal del entorno de la montaña y su importancia medioambiental, es importante que todo el personal que trabaje en este Proyecto entienda la sensibilidad de la Montaña y los posibles impactos negativos que pueden tener si no siguen las medidas y procedimientos establecidos en este Proyecto y la metodología producida por parte del Contratista y aprobada por la Dirección Facultativa.

Para asegurar un buen nivel de entendimiento del personal, toda persona que acceda a la Montaña dentro del cometido y alcance de la obra deberá recibir al menos 4 horas de formación a cargo de técnicos especialistas en Medio Ambiente y Patrimonio y del Jefe de Obra.

Los trabajadores deberán entender castellano –o contar con intérprete-, y al final de la formación se les evaluará de los contenidos de dicha formación medioambiental y patrimonial. Si a juicio de los técnicos de Medio Ambiente algún trabajador no entiende el alcance de las explicaciones, o no es capaz de asumir los contenidos de la formación, será rechazado y deberá volver a realizar el curso.

A tal fin se realizará, al finalizar la formación, un test en el que se evaluará la comprensión que los trabajadores han obtenido de los contenidos impartidos.

Esta formación versará sobre especies de Flora y Fauna, Seguridad Ambiental y sobre el Patrimonio. Se explicitarán las medidas de control y cuidado que deberá observar cualquier persona que acceda a la Montaña. Se atenderá especialmente a la metodología de trabajo y a los controles que deberá someterse cualquier actuación no contemplada en la metodología, que por imprevistos sea necesario acometer. El Jefe de Obras explicará las reglas que deben seguir todos los empleados para la correcta implementación de las medidas.

También el Contratista producirá una hoja/folleto con todas las reglamentaciones para que cada empleado pueda llevarla consigo y consultarla. Esta hoja deberá contar con el visto bueno por parte de la Dirección Facultativa.

Los cursos tendrán un contenido general y otro enfocado a la tarea específica que vaya a realizar el personal (por ejemplo, montaje de plataformas o tendido de tubería e servicios, o transporte de material de excavación, etc.).

Los cursos deberán ser impartidos o supervisados por un especialista en materia de ecología, que el contratista deberá proponer y ser aceptado por la Dirección Facultativa y por el equipo asesor ambiental. El contratista se responsabilizará de los costes de los cursos.

### 15.2.3 Protección patrimonial

Un componente muy destacado en el ámbito del Proyecto son los numerosos grabados prehistóricos figurativos en forma de pies que aparecen en determinadas zonas de la montaña. Estos grabados prehistóricos en la superficie de la roca resultan en gran medida imperceptibles con luz diurna, pero perfectamente visibles, sobre todo, de noche, con ayuda de linterna. Una de las razones que permiten comprender el carácter de 'Montaña Sagrada' que se atribuye a Tindaya la explica esta circunstancia. Estos grabados se encuentran principalmente por encima de la cota 300m y se prolongan a lo largo de la cresta que une los dos picos de la montaña.

En la montaña y su entorno existen asimismo estructuras rurales agropecuarias. Consisten principalmente en sistemas de gavias, muros y depósitos. También hay ruinas en el lado suroeste, norte y noreste de la montaña.

En cualquier actividad a desarrollar por el contratista deberá comprobar previamente que no va a afectarse ninguna estructura, y consultará con la DF como proceder en cada caso.

La montaña forma parte de un medio árido con escaso suelo vegetal. En medios con otras condiciones, las marcas y daños ocasionados por la actividad humana son borrados o cubiertos por la vegetación o por el movimiento de suelo natural. Tindaya y su entorno cuenta con escasa vegetación y la acción del viento y las lluvias son limitadas, esto le da una fragilidad inherente por lo que no se recupera de daños ocasionados. Todo trabajo que

se efectúe en la montaña y su entorno deberá ser efectuado con las debidas precauciones y métodos de modo que cualquier daño o degradación sea mínimo y de nivel aceptable.

El proyecto genera afecciones e interacciones visuales que requieren tratamientos paliativos que deben basarse en normas técnicas de integración de las obras con el entorno. Para aminorar lo más posible la incidencia visual de los contenedores prefabricados destinados a oficinas, almacenes, etc. el contratista se compromete a pintarlos colores ocres mate oscuro, predominante en el paisaje y emplear sistemas de integración con el paisaje.

En todas las embocaduras al interior del espacio se habilitarán medidas para impedir la salida del ruido generado por las operaciones de vaciado de la montaña. Se emplearán estructuras con aislamiento acústico, que además cumplirán la función de retener también, polvo y gases.

#### 15.2.4 Gestión de los residuos generados

En el Anejo 15 se incluyen medidas específicas para el control y gestión de los siguientes residuos generados en la obra:

- Polvo: Sistema de supresión de polvo
- Limpieza
- Plataformas
- Anclaje de plataformas, barandillas, tuberías, cables, etc.
- Prevención de escapes de líquidos
- Manipulación de agua en la obra
- Uso de agua en perforaciones
- Retirada de todos los materiales y limpieza de la zona de las actuaciones

## 16 Programa de construcción

Se ha desarrollado un programa para alcanzar los objetivos de diseño del proyecto, basado en un método de construcción supuesto (**Anejo 16**). En particular, se ha supuesto que el contratista excavará la caverna como una estructura civil más que como una mina subterránea para recuperar bloques de roca con fines comerciales. Aunque el contratista deberá elaborar su propio programa basándose en su experiencia en grandes obras civiles y su método de trabajo preferido, deben tratarse algunos aspectos de la construcción en cuanto al orden y método requeridos por el diseño. Esto tendrá un efecto significativo sobre el programa de construcción adoptado por el contratista.

Estos aspectos se detallan en el Anejo 16 junto con la lista de equipos considerados para los sistemas constructivos.

El programa adjunto está planteado con una duración de la obra de 3,7 años (191 sem).

## 17 Estudio de seguridad y salud

El presente Proyecto de Ejecución incluye el Estudio de seguridad y Salud en el Anejo 17.  
El estudio incluye su propia memoria, anejos, planos y presupuesto.

Madrid, Julio de 2007  
AUTORES DEL PROYECTO

Fdo: JOSÉ DE LA PEÑA CORONADO  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos  
Colegiado N° 8956

Fdo: CARLOS MERINO AGÜEROS  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos  
Colegiado N° 19902