



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**INYECCIÓN DE MACIZOS ROCOSOS
"EJEMPLO DE APLICACIÓN: P.H. EL CAJÓN"**

Tesis Profesional

**Para obtener el Título de
Ingeniero Civil**

Presenta

Ernesto David Flores Carrillo



México D.F.

2007



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/034/06

Señor
ERNESTO DAVID FLORES CARRILLO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. LUIS ZÁRATE ROCHA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como leste de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

INYECCIÓN DE MACIZOS ROCOSOS; EJEMPLO DE APLICACIÓN "P.H. EL CAJÓN"

- INTRODUCCIÓN
- I. INYECCIÓN DE SUELOS Y ROCAS, EN OBRAS DE INGENIERÍA CIVIL
- II. INYECCIÓN DE MACIZOS ROCOSOS
- III. EJEMPLO DE APLICACIÓN: P.H. EL CAJÓN
- IV. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 28 de Abril del 2006.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.

AGRADECIMIENTOS:

A MIS PADRES

FRANCISCO FLORES RODRIGUEZ
ERNESTINA CARRILLO ORDOÑEZ

Por la gran herencia que me legan al haberme dado una profesión

A MIS HERMANOS

ENRIQUE (†), GRACIELA, JUAN FRANCISCO,
MARIA DEL CARMEN, MIGUEL ANGEL,
MARCELO, BENITO Y JUAN CARLOS

Por sus enseñanzas, consejos y confianza puesta en mí

A MIS PROFESORES

De la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

Por las enseñanzas, consejos y regaños recibidos

A MIS AMIGOS

Del Colegio de Ciencias y Humanidades y de la Facultad de ingeniería de la U.N.A.M.

Por haber compartido tiempo, sueños y esperanzas de vernos como profesionistas

De el “P.H. EL CAJÓN” por haber depositado su confianza y por haber creído en mí.

A TODOS ELLOS, ESPERO NO DEFRAUDARLOS

ERNESTO DAVID FLORES CARRILLO

INYECCIÓN DE MACIZOS ROCOSOS
“EJEMPLO DE APLICACIÓN: P.H. EL CAJÓN”

1. INYECCIÓN DE SUELOS Y ROCAS, EN OBRAS DE INGENIERÍA CIVIL.....	1
2. INYECCIÓN DE MACIZOS ROCOSOS	7
2.1 Definiciones	7
2.1.1 Inyección	7
2.1.2 Hidrofracturamiento	7
2.1.3 Pantallas de Impermeabilización	7
• Número de Líneas	7
• Profundidad	7
• Inclinación del plano de pantalla	7
• Inclinación y dirección de las perforaciones	7
• Separación de los Barrenos	7
• Etapas de Inyección	7
2.2 Procedimientos de perforación	8
2.2.1 Perforación manual	11
2.2.2 Perforación con máquinas	12
2.3 Productos empleados en la inyección:	12
2.3.1 Cemento	12
2.3.2 Suspensiones	14
2.3.3 Mezclas de inyección fabricadas con cemento	14
2.4 Preparación de Lechadas	14
2.4.1 Equipo para fabricación de mezclas	14
2.4.2 inyección de mezclas	15
2.5 Pruebas de Permeabilidad “Lugeon”	15
2.5.1 Definición	15
2.5.2 Objetivo de la Prueba Lugeon	15
2.5.3 Interpretación de los datos	17
2.6 Modalidades de Inyección	19
2.6.1 De Contacto	20
2.6.2 De Consolidación	20
2.6.3 De Impermeabilización	21

2.7	Procedimientos de inyección (Presión de Inyección)	21
2.7.1	Método convencional, antes de 1989	21
2.7.1.1	Características	21
2.7.1.2	ventajas	21
2.7.1.3	desventajas	22
2.7.2	El método GIN, después de 1989	22
2.7.2.1	Bases teóricas	22
2.7.2.2	ventajas	23
2.7.2.3	desventajas	23
2.8	Especificaciones de las Mezclas de Inyección	24
3.	EJEMPLO DE APLICACIÓN: P.H. EL CAJÓN	25
3.1	Descripción del Proyecto	25
3.1.1	Ubicación	25
3.1.2	Alcances	26
3.2	Identificación de zonas por inyectar	26
3.2.1	Plinto	26
3.2.1.1	Definición	26
3.2.1.2	Geología	27
3.2.1.3	Inyección	35
3.2.2	Márgenes	37
3.2.3	Galerías	37
3.2.3.1	Función de las Galerías	37
3.2.3.2	Ubicación en Margen Derecha	37
3.2.3.3	Ubicación en Margen Izquierda	40
3.2.3	Obras subterráneas	42
3.2.3.1	Túneles de Desvió	42
3.2.3.2	Casa de Máquinas	55
3.3	Falla "Lagartos"	59
4.	CONCLUSIONES	62
5.	Anexos	63
6.	Bibliografía	68

1. INYECCIÓN DE SUELOS Y ROCAS, Y SU IMPORTANCIA EN OBRAS DE INGENIERÍA CIVIL

La inyección de un terreno implica la introducción en el mismo, para reducir su grado de permeabilidad y/o mejorar sus condiciones mecánicas, de una mezcla fluida que posteriormente fragua y endurece.

En el proceso se controla indirectamente la colocación a distancia de materiales bombeables mediante el ajuste de sus propiedades reológicas y de sus parámetros de colocación (presión, volumen, caudal).

Aquí se contemplan los siguientes tipos de inyección:

Impregnación: Sustitución del agua y/o gas intersticial en un medio poroso, por una lechada inyectada a una presión suficientemente baja, que asegure que no se producen desplazamientos significativos de terreno.

Relleno de fisuras: Inyección de lechada en las fisuras, diaclasas, fracturas o discontinuidades, en general, en formaciones rocosas.

Relleno de huecos: Consiste en la colocación de una lechada, con un alto contenido de partículas, para el relleno de grandes huecos.

Inyección por compactación: Consiste en un método de inyección con desplazamiento del terreno, en el cual se introduce un mortero de alta fricción interna en una masa de suelo.

Fracturación hidráulica: Consiste en la inyección del terreno mediante su fracturación por lechada, con una presión por encima de su resistencia a tracción y de su presión de confinamiento. También se denomina hidro-fracturación, hidrofisuración, hidrojacking o claquage.

El proceso por el cual se le da tratamiento a suelos y rocas se le conoce como inyección, es un procedimiento de gran importancia al cual se le ha puesto muy poca atención ya que se considera de mayor importancia a las obras de contención (cortina y ataguas) así como las obras de generación (casa de máquinas), en dicho proceso realmente no nos es difícil conocer las condiciones reales del terreno a grandes profundidades puesto que los

estudios geofísicos y geológicos nos dan una percepción aproximada y un tanto vaga del terreno mismo; ya que son muy pocas personas se sensibilizan con esta labor y llegan a entender de principio a fin este proceso. En los últimos años se le ha dado la importancia que se requiere para este proceso

Como procesos de inyección se contemplan los siguientes:

Inyección desde la boca de la perforación: Consiste en introducir la lechada desde la boca del sondeo, obturando en la parte superior.

Inyecciones por fases descendentes: consiste en un proceso en el cual se perfora e inyecta un tramo de terreno, reperforando e inyectando a continuación el tramo inmediato inferior. También se puede aplicar este método con la colocación de obturadores, iniciándose el proceso de inyección progresivamente hacia el fondo de sondeo.

Inyecciones por fases ascendentes: se trata de un proceso de inyección por tramos sucesivos, comenzando desde la parte inferior de la zona a inyectar hasta la zona superior.

Inyección por fases repetitivas mediante tubos manguito: se trata de un procedimiento que permite tratar repetidamente, en distintas fases, un mismo punto, sin reperforación, para lo cual se perfora un taladro colocando en su interior un tubo, denominado "tubo manguito", que tiene una serie de agujeros periféricos, obturados exteriormente por manguitos de goma, que sirven de válvulas antirretorno, por los que sale la lechada. El espacio anular entre el tubo y el terreno se rellena, constituyendo lo que se denomina "gaine", con el objetivo de conseguir una obturación longitudinal continua.

PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS DESAFÍOS PARA LA INGENIERÍA CIVIL

Algunos incidentes con severas consecuencias han ocurrido en años recientes en diversas presas del mundo, los cuales han originado la falla de algunas de ellas. Ante esta situación, se ha despertado una preocupación plenamente justificada, ya que la súbita liberación de miles de toneladas de agua sobre asentamientos humanos importantes puede causar enormes pérdidas humanas y materiales, así como de graves daños al medio ambiente, concluyéndose en forma generalizada que las presas no deben fallar.

Muchas presas y centrales hidroeléctricas en nuestro país están cerca de terminar su vida útil; por otra parte, muchas de ellas se diseñaron, construyeron y montaron con normas o estándares que no necesariamente cumplen con las actualmente existentes.

Recientemente se ha presentado en el mundo un gran interés en cuanto a seguridad de presas, muestra de ello, es que existen numerosos artículos escritos en diferentes congresos y sesiones técnicas, además de varios trabajos de investigación al respecto y varias agencias y propietarios de presas y centrales hidroeléctricas en todo el mundo, han creado grupos específicos para estudiar y definir las acciones a seguir en este tipo de problemas.

El interés por incrementar la seguridad de presas, no debe plantearse sólo como un beneficio a la sociedad, sino que indudablemente debe verse como un mejoramiento a la capacidad de regulación de las presas y por tanto de la generación de energía, además de la regulación de avenidas.

Se puede señalar por ejemplo, que muchas de las presas existentes no necesariamente son capaces de pasar las avenidas que hoy en día se juzgarían como de diseño y tampoco de resistir sismos como los que se han presentado recientemente en nuestro país.

ANTECEDENTES DE FALLAS EN PRESAS A NIVEL MUNDIAL

Las presas proporcionan grandes beneficios al ser humano, pero también resultan potencialmente peligrosas, ya que ocurren fallas por la enorme magnitud de los volúmenes de agua que se llegan a almacenar, este fenómeno provoca grandes pérdidas humanas y materiales, aunado a los grandes daños realizados al medio ambiente.

De hecho, puede decirse que pocas actividades humanas poseen tal potencial de daño y destrucción como la falla de una presa, aunque son pocas las que experimentan durante su vida útil los eventos extremos para los cuales fueron diseñadas.

El desmedido crecimiento humano en los últimos años ha llevado a los ingenieros a la construcción de presas cada vez más grandes que permitan irrigar tierras, tomar agua para consumo humano, municipal e industrial, así como la generación de energía eléctrica principalmente, tan vital hoy en día, además de ser de gran utilidad para el control de

avenidas. Estas razones hacen que las presas en altura, número, tamaño y costo hayan crecido exponencialmente en las últimas décadas.

El objetivo al revisar las principales causas de falla en presas es conocer los factores más importantes que deben tomarse en cuenta al hacer un análisis de riesgo de falla. Los trabajos en cuanto a estadística de fallas en presas más recientes son el de Lebreton de 1985, referente a fallas y accidentes graves en presas; el de Laginha Serafim y Coutinho-Rodrigues de 1989, y el de Silveira acerca de la durabilidad de presas de 1990. Sin embargo, existen numerosos antecedentes entre los que se pueden mencionar los presentados por Baecher (1980) y Marengo (1994), quienes resumen las causas de falla en presas, de acuerdo a la siguiente tabla.

CAUSAS	MIDDLEBROOKS (1953)	GRUNER (1963)	TAKASE (1967)	BABB Y MERMEL	USCOLD (1975)	SILVEIRA (1990)
DESBORDAMIENTO	30	23	28	36	38	57
TUBIFICACIÓN O FILTRACIÓN	38	40	44	30	44	24
DESLIZAMIENTOS	15	2	10	15	9	8
VARIOS	17	35	18	19	9	11

Causas de falla de grandes presas en porcentaje.

Los factores relacionados con las causas de falla en presas pueden agruparse como sigue:

Factores hidrológicos. Incluyen frecuencia de avenidas, volumen pico y distribución en el tiempo de las avenidas, nivel inicial del embalse antes de recibir la avenida, sedimentos en el embalse, escombros alrededor de la presa y oleaje por viento.

Factores hidráulicos. Comprenden la capacidad del vertedor, obras de toma, compuertas, erosión y falla de tuberías y válvulas.

Factores geotécnicos. Abarcan condiciones desfavorables del suelo, tales como capas débiles, material fisurado, juntas adversamente orientadas, filtración, tubificación, excesiva presión de poro, asentamientos, inestabilidad de taludes durante vaciados rápidos en el embalse y deslizamiento de taludes en alguna zona de la presa.

Factores sísmicos. Se refieren a condiciones de estabilidad sísmica de la presa, licuación, grietas inducidas por sismos, oleaje por sismo y presión hidrodinámica.

Factores estructurales y de construcción. Reúnen diseño estructural inadecuado, malos materiales, errores de construcción y pobre control de calidad.

Factores operacionales. Integran mantenimiento inapropiado, procedimientos incorrectos de operación, errores humanos y negligencia.

Otros factores. Implican actos de guerra, sabotaje e impactos accidentales en estructuras (como vehículos, embarcaciones etc.).

Estos factores están sujetos a la incertidumbre, pueden ser diferentes en cada caso y variar en el tiempo y el espacio.

INCIDENTES Y FALLAS DE PRESAS EN MÉXICO.

En el diseño, construcción y operación de presas se han registrado avances significativos a nivel mundial. En los últimos 20 años se ha prestado una gran importancia a las consideraciones de durabilidad y falla de las mismas y se puede decir que se ha establecido la base técnica y científica para definir la seguridad que deben tener las presas y las obras temporales como las de desvío, sin embargo esto no se ha implantado en forma decidida en nuestro país.

Se puede considerar que se han planteado las bases para entender los aspectos geológicos, hidrológicos y la naturaleza y comportamiento de los materiales así como las cargas y ciclos a los que las presas están sujetas. El desarrollo de métodos numéricos y técnicas computacionales permiten tener un mejor panorama en estos aspectos y se puede decir que se están haciendo serios esfuerzos para instrumentar y definir de una mejor manera el comportamiento estructural de las presas.

La seguridad por si misma, debe ser una consideración de gran importancia para el ingeniero, ya que deben tomarse en cuenta todos los factores que razonablemente

pueden ser identificados, de hecho la seguridad de presas depende de tres factores predominantes; diseño, calidad de construcción, mantenimiento y operación.

Es importante mencionar que en la etapa de diseño como sucede en otros países, debe implantarse un panel que revise el diseño del consultor o grupo que lo efectúa y que además lo haga oportunamente para que las medidas que se consideren necesarias, se puedan llevar a cabo.

La construcción es probablemente el aspecto más difícil de todos, ya que en la gran mayoría de estas obras existen compromisos políticos y sociales que obligan a cumplir un programa en tiempo y costo que en muchas de las ocasiones no son compatibles con la calidad requerida en las bases de diseño y la realidad de la obra. Además la mayoría de las veces el grado de supervisión varía enormemente de un país a otro y aún presenta diferencias dentro de una misma institución; por ejemplo, muchos clientes piensan que pagar una supervisión adecuada es superfluo, lo cual puede acarrear graves consecuencias.

Respecto al mantenimiento y operación, el grupo de diseño o consultor, así como el supervisor debe formar parte del comité de inspección de la presa que está revisando y operando, ya que conocen y están íntimamente ligados con el proyecto en sí y los detalles que lo componen; de esta manera el monitoreo y verificación del comportamiento de la estructura pueden ser verdaderamente efectivos.

Lamentablemente estos aspectos no se consideran a la fecha y se toman en cuenta solo cuando aparecen las crisis.

2. INYECCIÓN DE MACIZOS ROCOSOS

2.1 Definiciones

2.1.1 Inyección

Es un tipo de tratamiento que consiste en introducir a la roca, de manera controlada, tanto en presión como en volumen, mezclas fabricadas con cemento, agua y aditivos; y para el caso de tratamiento de oquedades mayores se adiciona agregado fino para formar morteros.

El producto inyectado reducirá la permeabilidad del medio (impermeabilización) y en algunos casos incrementará su resistencia y módulo de deformabilidad (consolidación)

2.1.2 Hidrofracturamiento

Durante la explotación de hidrocarburos es necesario optimizar el proceso de extracción, generando nuevas fracturas que faciliten la comunicación entre fracturas existentes y así lograr el flujo óptimo de fluidos. Una técnica usada para optimizar dicho proceso consiste en fracturar la roca mediante inyección de fluido a altas presiones durante cortos periodos de tiempo, diseñadas para obtener la dirección y dimensión de fractura requerida.

Este procedimiento produce sismicidad de baja magnitud, cuya distribución espacial y temporal son cercanas al suceso. El análisis de esta microsismicidad a partir de localizaciones de alta resolución y el procesamiento adecuado de las formas de onda, permite caracterizar el volumen fracturado en términos de la orientación, longitud y dirección de crecimiento; además proporciona información que puede ser usada para mejorar el modelo de la fractura.

Un hidrofracturamiento llevado a cabo en los campos Cusiana-Cupiagua fue registrado en suficientes estaciones de la red ubicada en esa región, de manera que pudieron ser localizados con una dispersión entre ellos de 1 Km. en sentido E-W y 500 m en sentido N-S, a una profundidad promedio de 4,5 Km. Las estaciones sismológicas están conformadas por geófonos triaxiales de 1 Hz y sistemas de adquisición de 16 bits, adquiriendo a tasas de muestreo entre 125 y 250 mps.

Buscando determinar la dimensión, dirección y mecanismo de fractura, se reprocesaron estos eventos, mediante un detallado análisis, obteniendo fases con mayor precisión usando similaridad (correlación) de formas de ondas y obteniendo relaciones de amplitud de P y S como un recurso para establecer diferentes planos de orientación. De esta manera, y aprovechando el registro de un suficiente número de eventos en 4 estaciones durante las dos horas que duró el procedimiento, se determinaron las características del fracturamiento.

2.1.3 Pantallas de Impermeabilización

La pantalla impermeable no es más que una barrera realizada por medio del proceso de inyección para impedir el paso del agua hacia el cuerpo de la cortina y los taludes en donde esta empotrado el cuerpo de la misma.

- Número de Líneas
- Profundidad
- Inclinación del plano de pantalla
- Inclinación y dirección de las perforaciones
- Separación de los Barrenos

2.1.3.1 Etapas de Inyección

Todos estos conceptos son definidos en base a los informes geológicos y geofísicos del macizo rocoso y son determinados por expertos en el área de mecánica de rocas así como su proyección, en cada caso es especial, particular y muy distinto a otro por muy similar que sea la zona

2.2 Procedimientos de perforación

INTRODUCCIÓN:

Un túnel se presenta con frecuencia como una solución alternativa de otras a cielo abierto.

Para seleccionar la mejor alternativa o solución es necesario proceder sistemáticamente; primero un estudio previo, que permita recomendar una solución (a veces varias) y el año óptimo de su puesta en servicio. Luego viene la etapa de anteproyecto de la o las soluciones recomendadas y por último el proyecto de la obra completa. A continuación se indican las fases que se deben considerar al construir un túnel:

- El objetivo de la obra subterránea
- La geometría del Proyecto: trazado y sección tipo
- La geología y geotecnia del macizo
- El sistema Constructivo
- La estructura resistente: el Cálculo
- Las instalaciones para la explotación

TIPOS DE ROCA:

ROCAS IGNEAS: Son las que provienen del Magma Ígneo, que es una masa de roca fundida, formada de silicatos, gases y vapor de agua, y que se ubica en la zona más externa del manto y en la zona inferior de la corteza terrestre.

Rocas Extrusivas o Lavas: Si salen a la superficie de la tierra en estado de fusión, y luego se enfrían rápidamente. Ejemplo: Bansalto, Andesita, Oesidiana.

Rocas Intrusivas: Si no alcanzan a llegar a la superficie de la tierra y se quedan en cavernas subterráneas. Ejemplo: Uranito, Diorita, Diabasa.

Rocas hipabisales: Son aquellas que se forman en condiciones intermedias entre las intrusivas y las extractivas.

ROCAS SEDIMENTARIAS:

- **Sedimentaria clásicas:** (Clasto = partícula). Proviene de rocas desintegradas arrastradas por ríos y depositadas en capas que son sometidas durante un considerable período de tiempo a elevadas temperaturas y presiones. Ejemplos: Areniscas, conglomerados, Brechas.
- **Sedimentarias químicas:** Proviene del transporte de partes duras de organismos marinos mezclados con arena y arcillas, este transporte es provocado por las corrientes costeras. Ejemplos: Caliza, Dolomita, Sal, yeso.
- **Sedimentarias orgánicas:** Están formadas por restos orgánicos. Ejemplos: Carbón, Diatomita.

ROCAS METAMÓRFICAS: Proviene de un largo proceso de reclasificación de otras rocas, que se produce a altas temperaturas (entre 100 y 600 grados C) y altas presiones (miles de atmósferas), con un aumento de densidad. Las rocas metamórficas son rocas ígneas o sedimentarias que se han transformado mineralógica y estructuralmente por un proceso que se llama Metamorfismo.

Tipos de metamorfismos:

Metamorfismo de contacto: Se trata del metamorfismo inducido en las rocas por su cercanía a rocas ígneas intrusivas. Los cambios son mayores al acercarse al contacto, se habla de Aureola de contacto.

Metamorfismo regional: Se presenta en áreas extensas (miles de Km.2). Se estima que se debe a concentraciones periódicas de calor, ubicadas en profundidad, que suministraron la energía para causar este metamorfismo.

Clasificación de las rocas metamórficas:

- **Rocas Foliadas:** (Foliación: estructura en láminas por agregación de cristales en capas). La foliación más o menos plana en la roca, se debe a la Esquistocidad, que es una estructura paralela de origen metamórfico. Ejemplos: pizarras, con esquistocidad plana perfecta, esquistos, (metamorfismo regional de conglomerados y areniscas).
- **Rocas no Foliadas:** Al no ser Esquistosas, tienen como uniforme. Ejemplos: granulitas, corneanas, mármol.

PERFORACIONES EN ROCA.

EL PROBLEMA DE LA EXCAVACION EN ROCA: Los medios necesarios para realizar una excavación varían con la naturaleza del terreno, que desde este punto de vista, se pueden clasificar en:

- **Terrenos sueltos**
- **Terrenos flojos**
- **Terrenos duros**
- **Terrenos de tránsito**
- **Roca blanda**
- **Roca dura**
- **Roca muy dura**

I Suelos sueltos a semicompactos	Arenas, gravas, limos, tierra vegetal, arcillas medias con humedad media, escombros de roca. Se usa maquinaria de media a baja potencia: topadores frontales, excavadora universal.
II Suelos compactos a roca blanda	Arcillas duras, arcilla esquistosa, marga (roca blanda calizo-arcillosa), masa de roca altamente fisurada o estratificada, roca blanda y roca fragmentada por el uso de explosivos. Terrenos que necesitan disgregación con un escarificador o arado. Se usa maquinaria de media a alta potencia (más de 80hp)
III Roca de dureza media	Roca caliza, pizarra, conglomerados y rocas medianamente estratificadas, rocas muy alteradas y minerales blandos. Se usan máquinas de más de 140 hp, siempre se necesitará disgregación mediante explosivos de baja potencia o escarificadores pesados.
IV Roca dura	Rocas calizas duras o silíceas, rocas ígneas y metamórficas y masas de rocas poco alteradas, cuarcita y minerales de baja densidad Sólo pueden ser excavados por máquinas especiales para cada caso, se usan explosivos de media potencia.
V Roca muy dura	Rocas ígneas no alteradas como granito, diorita, diabasa, rocas metamórficas duras, minerales densos. Se necesitan máquinas especialmente diseñadas y el uso de explosivos de alta potencia.

CARACTERÍSTICAS Y PELIGROS DE LOS DISTINTOS TIPOS DE ROCA.

Caliza: Fácil de excavar; consumo reducido de explosivos y barrenos. Pueden encontrarse cavernas, a veces de grandes dimensiones, y manantiales de agua importantes. No suelen hallarse gases peligrosos.

Arenisca: Fácil de excavar; consumo de explosivos normalmente menor que en la caliza; mayor consumo de barrenos. No suele presentar discontinuidades ni se encuentran grandes manantiales de agua.

Pizarras: De excavación fácil; según su naturaleza y de la inclinación de los estratos, suele encontrarse poca agua, aunque a veces se presentan manantiales importantes cuando la capa freática está sobre la excavación. Las pizarras pueden ir asociadas al yeso y al carbón; en el caso del segundo, puede existir el metano, gas explosivo muy peligroso; puede hallarse también el hidrógeno sulfurado, mortal, aunque en pequeñas cantidades.

Rocas graníticas: Generalmente fáciles de excavar; no se necesita entibar y el revestimiento preciso es, normalmente, pequeño; el consumo medio de los explosivos es más del doble que en la arenisca normal; el de barrenos, depende de la naturaleza de la roca, que varía entre límites muy amplios; aunque, normalmente, las condiciones de esta roca son favorables, de vez en cuando pueden encontrarse manantiales de agua con grandes caudales.

Rocas volcánicas: Las rocas volcánicas son costosas de barrenar y precisan importante consumo de explosivos; suelen encontrarse estratos de tobas descompuestas que dan lugar a grandes manantiales, como también gases peligrosos, tóxicos o explosivos.

2.2.1 Perforación manual

Perforación a mano: Para la perforación a mano se utilizan barras de acero fundido o de hierro con la punta de acero, su sección es generalmente, octogonal, de punta afilada con diferentes formas, según la naturaleza de la roca; el ángulo varía de 60° a 90°; el rendimiento óptimo para cada clase de roca, se obtiene con un ángulo determinado, que es conveniente fijar experimentalmente antes de empezar los trabajos.

Para ejecutar el agujero de un barreno, se empieza por preparar en la roca una superficie plana, normal a la dirección en que se ha de practicar; el agujero se inicia con golpes de barra, teniendo cuidado de hacer girar esta a cada golpe; cuanto más pequeño sea el ángulo que se haga girar la barra, más perfecto será el agujero practicado. Cuando la roca en la cual se ejecuta el barreno está seca, la operación se ayuda echando agua en el agujero, con lo cual se hace más fácil la maniobra y se evita el excesivo calentamiento de la barra. Es muy importante que el agujero sea circular, bien derecho, el acero de las barrenas debe ser duro y presentar una gran resistencia al choque; se emplean para las puntas de las barras aceros especiales al cromo, manganeso o wolfram.

2.2.2 Perforación con máquinas

PERFORACION O BARRENADO: Existen diferentes equipos y accesorios para realizar un barrenado o perforación en roca, las que de acuerdo con la forma en que se desarrollan su trabajo, se dividen en máquinas rotativas y de percusión.

Máquinas Rotativas: Realizan la perforación por medio de una herramienta cortante giratoria en forma de corona, que puede estar revestida de materiales en movimiento granallas. El efecto cortante es determinado por la velocidad de rotación, el poder abrasivo de la corona, la presión ejercida por el mecanismo de avance y el peso de varillaje y de herramientas. La naturaleza de la roca, además de los factores señalados determina la velocidad de avance.

Máquinas de Percusión: Las máquinas de percusión realizan su trabajo por medio de una herramienta cortante o trepano que golpea sobre el fondo de la perforación; los bordes agudos de la herramienta cortan la roca y el mecanismo de rotación de la máquina hace girar la broca a una nueva posición por cada golpe. Los factores que fundamentalmente determinan la velocidad de avance son: el número de golpes por minuto y la naturaleza de la roca.

Perforadoras de Percusión:

- **“Jacklegs”:** Debido a su facilidad para barrenar en cualquier posición, esta máquina fue la más utilizada en las galerías de Ralco y Pangué. Además es liviana, fácil de manejar y basta con un solo operario para realizar barreno.
- **“Guagua”:** Es una máquina liviana equipada con mangos, para trabajar con ella a pulso. Debido a su poco peso y pequeño tamaño, es muy apropiada para barrenar en lugares estrechos. Este tipo de perforadora es de uso general en trabajos de superficie y en el interior de túneles.

2.3 Productos empleados en la inyección:

2.3.1 Cemento

TIPOS DE CEMENTO PORTLAND

Existen diversos tipos de cemento portland para satisfacer diferentes necesidades químicas y físicas para propósitos específicos. La norma C-150 “Especificación estándar para cemento portland” de la American Society for Testing and Materials (ASTM) estipula ocho tipos de cementos portland:

Tipo I	Normal
Tipo IA	Normal inclusor de aire
Tipo II	De resistencia moderada a los sulfatos
Tipo IIA	De resistencia moderada a los sulfatos, inclusor de aire
Tipo III	De alta resistencia a edad temprana
Tipo IIIA	De alta resistencia a edad temprana, inclusor de aire
Tipo IV	De bajo calor de hidratación
Tipo V	De resistencia elevada a los sulfatos

CEMENTOS HIDRAULICOS MEZCLADOS

Los cementos hidráulicos mezclados se producen al mezclar de manera íntima y uniforme dos tipos de materiales finos. Los principales materiales de mezclado son el cemento portland, escorias de alto horno molidas, cenizas volantes y otras puzolanas, cal hidratada y combinaciones previamente mezcladas de cemento con estos materiales. El polvo de horno de cemento, al igual que el humo de sílice y otros materiales se encuentran actualmente sujetos a investigación para poder ser utilizados en los cementos mezclados. Los cementos hidráulicos mezclados deben concordar con los requisitos de la norma ASTM C 595 que reconoce la existencia de cinco clases de cemento mezclados:

Cemento portland de escoria de alto horno – Tipo IS
Cemento portland – puzolana – Tipo IP y Tipo P
Cemento de escoria – Tipo S
Cemento portland modificado con puzolana – Tipo I(PM)
Cemento portland modificado con escoria – Tipo I (SM)

CEMENTO TIPO (IP) Y TIPO (P)

Los tipos IP y P sirven para designar a los cementos portland puzolana. El tipo IP puede ser empleado en construcciones en general y el tipo P se utiliza en construcciones donde no sean necesarias resistencias altas a edades tempranas. El tipo P se utiliza normalmente en estructuras masivas, como estribos, presas y pilas de cimentación. Estos cementos se fabrican moliendo el clinker de cemento portland con una puzolana apropiada; mezclando cemento portland o cemento portland de escoria de alto orno junto con una puzolana; o por una combinación de los dos procesos. El contenido de puzolana de los dos cementos se encuentra entre 15% y 40% en peso. Los ensayos de laboratorio indican que el comportamiento de un concreto hecho con cemento tipo IP, como grupo, es similar al de un concreto de cemento tipo I, aunque durante los 28 días son ligeramente inferiores para el cemento tipo IP que para el cemento tipo I. Los cementos tipo IP y P se pueden denominar como inclusores de aire, resistencia moderada a los sulfatos o de moderado calor de hidratación si se les añaden los sufijos A, MS, o MH. Una muestra de cemento tipo IP inclusor de aire con resistencia moderada a los sulfatos se denominaría tipo IP-A (MS). El cemento tipo P también puede ser designado como de bajo calor de hidratación (LH).

BENTONITA

Es una arcilla estructurada por partículas minerales coloidales muy finas e inestables eléctricamente del tipo esmectita, lo que les permite efectuar un intercambio de cationes con aquellos contenidos en las partículas de agua dulce, y al mezclarse se forma una suspensión tipo gel, capaz de mantener en suspensión partículas sólidas y formar una película delgada elástica e impermeable en las paredes de una perforación o zanja rellena con dicha suspensión, siempre y cuando cumpla con ciertas propiedades reológicas y tixotrópicas. Esta arcilla también puede contener algunos minerales como cuarzo, mica, feldespatos y calcitas.

2.3.2 Suspensiones

Lechada: formada por agua, cemento y bentonita o puede tener algún aditivo químico para fluidizarla y mejorar su resistencia

Mortero: formado por agua, cemento, arena y puede o no tener algún aditivo químico para fluidizarlo y mejorar su resistencia

Concreto: formado por agua, cemento, arena, grava y puede o no tener algún aditivo químico para fluidizarlo y mejorar su resistencia.

Soluciones

Productos químicos

Silicatos

Polímeros

Resinas

2.3.3 Mezclas de inyección fabricadas con cemento

Mezclas estables: son aquellas en que los granos de cemento se mantiene en suspensión por un periodo de tiempo prolongado.

Se mide la estabilidad por la cantidad de agua libre que se acumula en la superficie de la mezcla para un determinado tiempo. Cuando el porcentaje de agua libre es igual o menor que 3 % en dos horas, se dice que la mezcla es estable.

Propiedades más importantes:

Decantación (Estabilidad)

Viscosidad al cono Marsh (fluidez)

Cohesión con placa (penetrabilidad)

Resistencia a la compresión uniaxial (deslave)

Mezclas inestables: son aquellas en que los granos de cemento no se mantiene en suspensión por un periodo de tiempo prolongado.

Su estabilidad se mide por la cantidad de agua libre que se acumula en la superficie de la mezcla para un determinado tiempo. Cuando el porcentaje de agua libre es mayor que 3 % en dos horas, se dice que la mezcla es inestable.

2.4 Preparación de Lechadas

2.4.1 Equipo para fabricación de mezclas

Turbomezclador de altas revoluciones, que permita la homogeneización de los componentes de la mezcla, se recomienda de 1250 r.p.m. mínimo.

Mezclador de bajas revoluciones: de 60 a 80rpm, se emplea para mantener en agitación la lechada durante la inyección, se adapta para poder medir volúmenes de lechada inyectada en el terreno.

2.4.2 Inyección de mezclas

Bombas de tornillo sinfín o de doble pistón: accionadas por medio de un gato hidráulico o neumático con capacidad de inyección de lechada variable de 0 a 60 l/min. y presión ajustable de 0 a 30 o 40 Kg./cm².

2.5 Pruebas de Permeabilidad “Lugeon”

2.5.1 Definición

Los materiales que constituyen la corteza terrestre son en general zonas sujetas a flujos de agua subterránea. Esto ocurre en formaciones de agregados granulares, entre los intersticios que separan los granos de arena y grava, o bien en rocas compactas a través de fisuras, diaclasas o capas de arena fina, casi imperceptibles que existen frecuentemente dentro de las rocas y de las arcillas.

La permeabilidad de materiales granulares, puede determinarse en el laboratorio de muestras inalteradas, pero la permeabilidad a través de agrietamientos o fisuras en roca o arcilla, no puede medirse más que en los materiales in situ.

2.5.2 Objetivo de la Prueba Lugeon

Los ensayos Lugeón, se ejecutan según avanza la perforación, se hace en rocas de baja permeabilidad en pequeño volumen; pero más o menos fisuradas, es necesario ejercer presiones relativamente grandes para inyectar el agua en las fisuras. Así pues se calcula la permeabilidad en grande. Supongamos una perforación invadida hasta una cierta profundidad. A partir de ella se perforan unos 5 metros. A continuación se fija un obturador en la parte superior de este tramo virgen y se inyecta agua a presión con una bomba. Un manómetro colocado en la boca del pozo, un contador de agua y una válvula de descarga, permiten medir los caudales inyectados a una presión dada.

En general, se mide durante cinco o diez minutos el caudal inyectando a una presión constante. Después se trabaja con una presión mayor. La gama de presiones a emplear depende del estado de fisuración, pero al menos se emplean tres o cuatro valores que se volverán a utilizar cuando se haya alcanzado la presión máxima. Esta raramente es mayor a 10 Kg./cm², ya que existe un límite a causa de la presencia del obturador y de la potencia de las bombas. Por otra parte, se corre el riesgo de producir una facturación artificial y trastornos del terreno que falsearían los resultados.

La comparación de los resultados obtenidos con presiones crecientes y decrecientes es muy instructiva en lo que concierne al comportamiento del terreno. A menudo se comprueba que, cuando las presiones disminuyen, los caudales son mas elevados que cuando aumentan a consecuencia del lavado de las fisuras.

INSTRUCCIONES GENERALES SOBRE OPERACIONES DE CAMPO PARA LA EJECUCION DE PRUEBAS DE PERMEABILIDAD TIPO LUGEON

ANTECEDENTES

Estas instrucciones para hacer los ensayos de permeabilidad tipo Lugeón en el campo, así como la forma de llevar los registros, los ha adoptado la secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos, con el objeto de estandarizar el procedimiento

a seguir, así como el equipo necesario para su ejecución en las brigadas dependientes de la subdirección de Geología, encargadas de hacer este tipo de pruebas, sin dejar de tener en cuenta que existen otros criterios para hacerlas, llegando a resultados semejantes.

Al formular estas instrucciones se tomo en cuenta lo especificado por el consultivo Técnico en sus memorándums de pruebas de permeabilidad y las disposiciones de operación tomadas por esta subdirección para la ejecución de dichas pruebas en rocas fracturadas.

CONSIDERACIONES GENERALES

Los estudios e investigaciones que se hacen para determinar, la permeabilidad en el subsuelo de una boquilla o vaso en un complejo de información necesario, ay que la perforación de un pozo con extracción de muestras, no es suficiente para conocer el estado real del terreno.

Es indispensable localizar en que perforaciones de reconocimiento se efectuaran las pruebas de permeabilidad de las programadas para el estudio geológico de la boquilla y del vaso, ya que de preferencia las pruebas deben hacerse en estos sondeos.

La permeabilidad a través de agrietamientos o fisuras en la roca, se mide por medio de las pruebas Lugeon efectuadas en el sitio de la perforación. La dimensión de los bloques de roca impermeable, separados por fracturas es despreciable, si se compara con la permeabilidad a través de ellas o de fisuras.

Para conocer la permeabilidad de una formación de rocas compactas fracturadas, es necesario que existan estas para facilitar la cuantificación del gasto que se infiltra al efectuar la prueba de permeabilidad en la perforación que se esta haciendo

PROCEDIMIENTO

Verificación del sello

La colocación de los empaques en la perforación, con objeto de sellar el tramo por probar, puede resultar muy delicada. Para apreciar la calidad del sello, se inyecta agua y se observa si sube por la perforación, Si el agua sube, esto puede deberse a dos causas.

- 1.- La perforación no es regular y el empaque no ajusta.
- 2.- El terreno esta muy fisurado y se establece un corto circuito alrededor del empaque.

En el primer caso es necesario desplazar el empaque algunos centímetros y en ocasiones algunos metros, hasta poderlo ajustar perfectamente o aumentar la longitud del empaque para lograr un mejor sello. En el segundo, resulta difícil la realización de la prueba, y se debe pensar en efectuar otro tipo de ensaye.

REALIZACIÓN DE LA PRUEBA

1. Verificando el sello, se anotan los datos correspondientes al tramo probado: profundidad del nivel freático (obtenida después de estabilizarse el nivel de agua en la perforación), profundidad y longitud del tramo probado, diámetro y longitud de la tubería de inyección.

2. Se aplica el primer incremento de presión de inyección, se observa el gasto correspondiente, y se espera de 5 a 10 min. a que se estabilice. Se anotan los valores del gasto y de la presión correspondiente en el registro de prueba.
3. Se repite el paso anterior hasta llegar a una presión máxima de 10 Kg./cm². y se procede, entonces, a aplicar decrementos de presión, anotando asimismo los valores de la presión y del gasto correspondiente. La secuencia de presiones aplicadas puede ser, por ejemplo, de 1, 2, 4, 6, 8, 10, 6, 4, 2, 1, Kg./cm². Es conveniente trazar el diagrama gasto-presión conforme progresa la prueba para ir observando las particularidades de la curva obtenida. La presión considerada debe de ser la presión efectiva, P, en la zona de prueba, y obtenerse a partir de la presión leída en la superficie, P_m, tomando en cuenta las pérdidas de carga en la tubería y en el obturador, P_c, así como la profundidad del nivel freático con respecto al plano de lectura del manómetro, H_m,

$$P = P_m - (H_m / 10) - P_c$$

P - presión efectiva

P_m – presión manométrica

P_c – presión de columna

H_m – altura del manómetro respecto al piso

Resulta delicado valorar P_c, sobre todo en lo referente a pérdidas de carga en el obturador; las pérdidas de carga en tuberías pueden calcularse con nomogramas adecuados, tomando en cuenta la naturaleza del material que las constituye. Es deseable que se desarrolle un sistema de medición directa de la presión en la cámara que elimine las graves incertidumbre en cuanto a estas correcciones.

4. Se calcula el valor de la absorción, en unidades Lugeon, dividiendo el gasto correspondiente a una presión de 10 Kg./cm², expresado en lt/min, entre la longitud de la zona probada, expresada en metros. Para dar una idea aproximada de lo que representa una unidad Lugeon, se puede establecer que, si se tuviera un medio poroso y homogéneo, en lugar de roca fisurada, sometido a una prueba de inyección, que diera una absorción igual a una unidad Lugeon, su permeabilidad sería:

$$k = 1.3 \times 10^{-5} \text{ cm/seg}$$

2.5.3 Interpretación de los datos

INTERPRETACIÓN DE LA PRUEBA.

El valor de la absorción en unidades Lugeon no es la única información que se puede obtener de esta prueba. La forma de las curvas gasto-presión es muy variable y depende esencialmente de las características de fisuración de la masa, distribución y espesor de las fisuras, tipo de relleno de éstas, etc. Al aumentar la presión de inyección, se puede observar que la variación del gasto no es lineal, salvo en contados casos.

El tapamiento y destapamiento de las grietas con materiales de relleno provocan, a diversas presiones, fenómenos de aumento o disminución de la permeabilidad.

Esta variabilidad de la permeabilidad en grande de la masa debe tomarse en cuenta para valorar la permeabilidad de diseño de la misma.

A menudo se observan pseudo-discontinuidades en las curvas gasto-presión las cuales pueden atribuirse a la abertura y cierre reversibles de las fisuras que provocan una variación no lineal del gasto con la presión de inyección.

GRAFICAS PARA DETERMINAR LAS U.L (Unidades Lugeon).

Se deberá formar una gráfica para cada tramo de pozo, poniendo en las abscisas los gastos correspondientes en litros por minuto y por metro de perforación o sea la quinta parte del gasto en el tramo de 5.0 m y como ordenada las presiones de 1, 2, 4, 6 etc. kg/cm². Esta gráfica tendrá tantos puntos en sus ramas ascendente y descendente como escalones se hayan hecho en la presión.

En un material muy impermeable, es probable que en el primer tramo de 5.0 m. se pueda aplicar la presión de 1 kg./ cm² sin producir dislocación, pero ya con 4 kg/cm² es casi seguro que habrá dislocación y que por lo tanto en la gráfica se contara a lo mas con dos puntos (1 y 2 kg/cm²) para determinar la permeabilidad en U.L.

En el séptimo tramo de 5.0 m. es probable que puedan aplicarse las presiones de 1, 2, 4 y 6 kg/cm² sin alterar la permeabilidad de la roca por lo que la gráfica se contara con mayor numero de puntos para fijar la permeabilidad del tramó en U.L.

En lo general mientras más profundo sea el tramo probado hay mayores posibilidades de contar con más puntos en la gráfica para determinar la permeabilidad correspondiente.

Mediante este procedimiento se obtendrá gráfica o numéricamente el gasto de absorción expresado en Lugeones con los datos de gasto en lts/min/m y presión de inyectado o sea la línea que une el origen de la gráfica con el punto gasto – presión de la prueba y prolongada hasta cortar la paralela al eje de las abscisas, con ordenada igual a 10 Kg./cm².

Con las gráficas correspondientes a cada tramo del pozo, se puede representar también gráficamente la permeabilidad en cada uno de esos tramos y lo que podría llamarse permeabilidad media del pozo, pero con las presiones sucesivas que corresponden a cada tramo en una perforación.

Indudablemente la interpretación de los resultados de estas pruebas es lo mas importante de ellas que deberá hacerla un geólogo con criterio amplio experiencia y conocimientos sobre el particular.

No debe esperarse una exactitud y concordancia en los resultados de las pruebas que no la pueden tener por la misma índole del problema, pero seguramente era posible conseguir informaciones valiosas sobre la cualidad de impermeabilidad del subsuelo en su aprovechamiento como cimentación de una cortina en la construcción de una presa dando indicaciones relativamente precisas sobre la factibilidad de aprovechar una boquilla y en caso afirmativo sobre el tratamiento requerido de la cimentación de la cortina.

La perforación se deberá hacer preferentemente con una perforadora rotaria con broca de diamante, para extraer núcleos de roca, pero se podrá hacer también con perforadora rotatoria con broca de tungsteno, sin extraer corazones; o como último recurso, con máquina de percusión tipo Stenuick, siempre haciendo un intenso lavado del tramo de prueba.

Es indispensable que el procedimiento de perforación no modifique las condiciones naturales de la roca, por lo que deberá evitar el uso de barro o bentonita para la protección de caídos, ya que con esto taponarían las pequeñas fisuras del terreno.

La perforación con agua limpia es indispensable, aunque esta condición no es suficiente porque con cualquier perforadora, con mas o menos intensidad, los sedimentos de los cortes taponan las paredes del pozo; sin embargo, esto no se puede evitar, pero si se disminuye con el lavado de la perforación.

Cuando haya peligro de derrumbes en la zona superficial, por existir materiales de depósito o de arrastre, que probablemente sean removidos al efectuar las excavaciones de limpieza, convendrá además esta capa hasta empotrar el tubo en la roca.

Es necesario evitar hacer las pruebas de permeabilidad sobre longitudes de perforación demasiado grandes, si se desea tener una permeabilidad real del terreno. Una longitud máxima de 5.0 m, para un tramo, es conveniente para el caso de que se utilice como límites el empaque y el fondo de la perforación. En el caso de usar sonda de doble empaque, cuya separación limita la longitud del tramo por probar, esta subdirección ha adoptado una longitud de 1.50 m por conveniencia de operación, por tratarse de empaques mecánicos.

PROCEDIMIENTOS

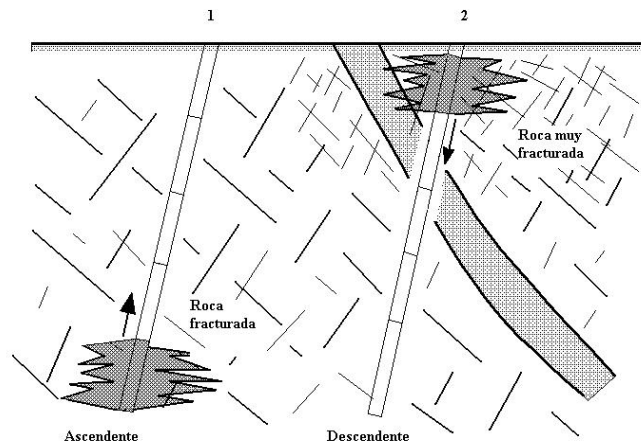
Se avanzara la perforación hasta una profundidad de 5.0 m, suspendiéndola, y se hará un lavado cuidadoso del pozo utilizando el varillaje de perforación que se extraerá al terminar la operación. La longitud de 5.0 m como es tentativa, puede variara por condiciones que se encuentren al perforar, sobre todo cuando se aprecia perdida de agua de la perforación, donde conviene obtener información por medio de una prueba de permeabilidad, aun cuando el tramo perforado sea pequeño.

Se introducirá el empaque que deberá quedar situado en la parte superior del tramo por probar, que quedara limitado por este y el fondo de la perforación. Se deberá usar el tipo de empaque que mejor se adapte a la constitución del terreno y a la presión por soportar, ya sea de tipo neumático o mecánico.

2.6 Modalidades de Inyección

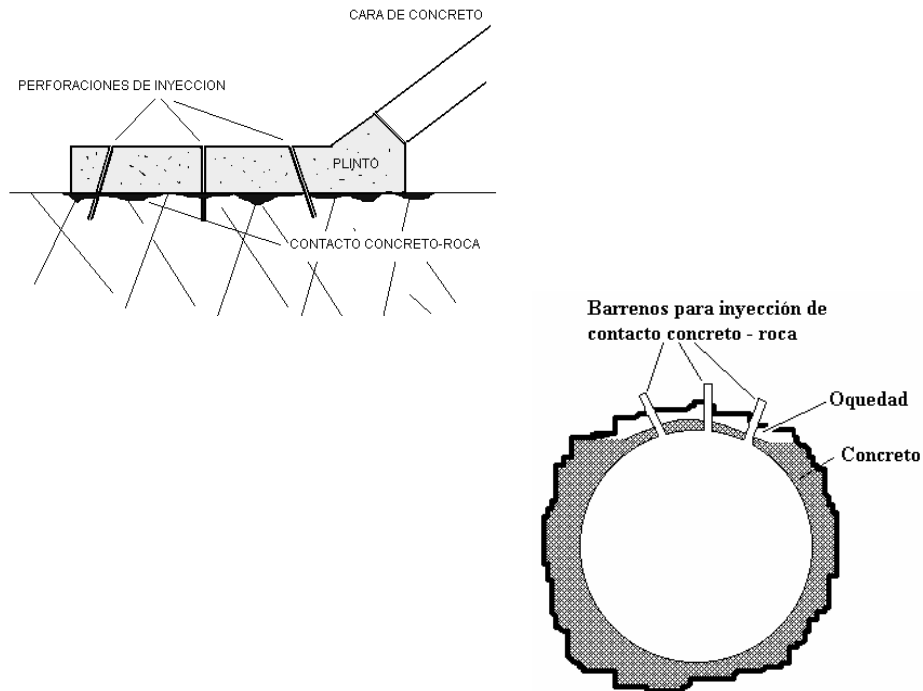
Progresiones ascendentes: roca poco fracturada, sin alteración

Progresiones descendentes: roca muy fracturada y/o alterada



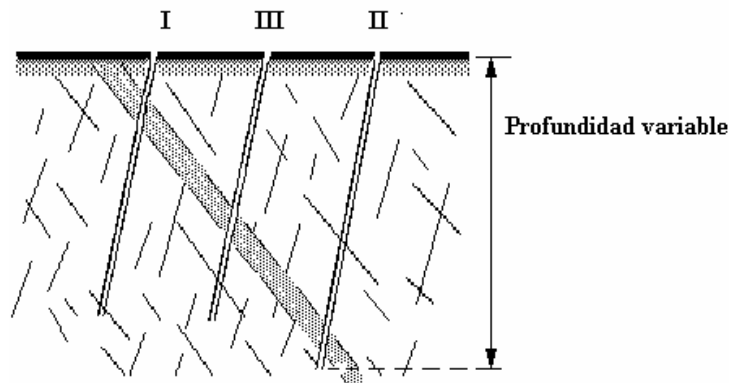
2.6.1 De Contacto

Tienen como finalidad rellenar y empaquetar los espacios entre la roca y los concretos, y/o entre éstos y las placas de las estructuras metálicas, asegurando el contacto entre ambos por medio de inyección de lechadas o morteros para evitar concentraciones de flujo y garantizar la correcta transmisión de esfuerzos.



2.6.2 De Consolidación

Es un tratamiento cuyo propósito, es el de mejorar las propiedades mecánicas de la roca de cimentación, mediante la inyección de lechadas de agua - cemento, que sellen grietas y fisuras a través de barrenos distribuidos en una plantilla de 1.5 a 3.0 metros en ambos ejes del plinto y a una profundidad de 20 metros.



2.6.3 De Impermeabilización

Es un tratamiento cuyo propósito, es la impermeabilización de la roca mediante lechadas de agua cemento, para sellar fracturas o grietas, que cumplan con los requisitos de impermeabilidad necesarios y garantizar la estanqueidad de la obra

PANTALLA DE IMPERMEABILIZACION PROFUNDA

Consiste en la impermeabilización de la roca mediante inyecciones a través de perforaciones profundas, sellando fracturas o debilidades, para que cumpla los requisitos de impermeabilidad necesaria y garantizar la estanqueidad de la obra.

2.7 Procedimientos de inyección (Presión de Inyección)

2.7.1 Método convencional, antes de 1989

Mayor costo de ejecución

2.7.1.1 Características

Inyección a presión de rechazo. Se lleva la inyección hasta “llenar” la fisura sin ningún tipo de control (tiempo, presión, caudal,...)

2.7.1.2 ventajas

Mezcla de inyección:

Alto relación agua-cemento mayor de 2:1

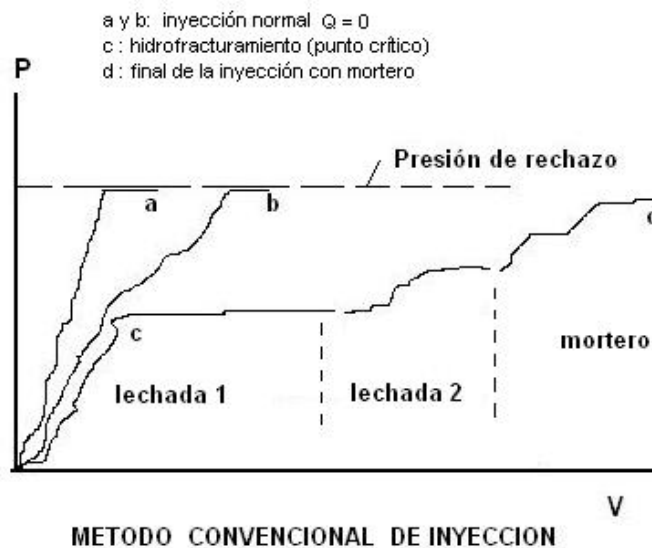
Baja resistencia al deslave

Uso de bentonita

Empleo de varias mezclas de inyección

Lechadas

Morteros



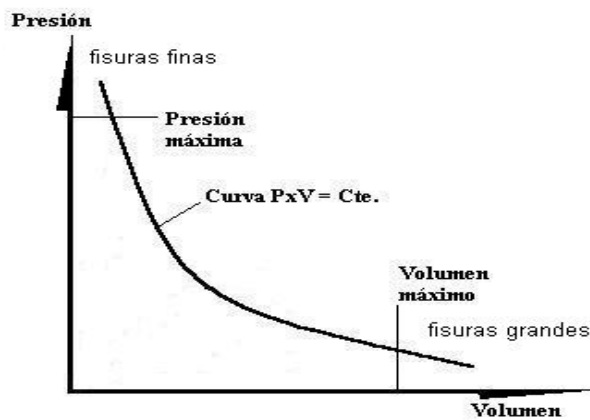
2.7.1.3 desventajas

- Mayor probabilidad de hidrofracturar el terreno por el uso de mezclas muy diluidas al inicio.
- Se manejan varias mezclas con diferente proporcionamiento y en el caso de morteros se requiere arena.
- Se tiene que preparar lodo bentonítico.
- Mayor tiempo de inyección.

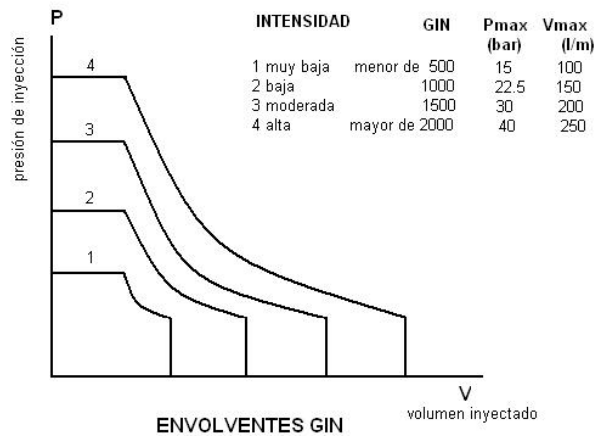
2.7.2 El método GIN, después de 1989

2.7.2.1 Bases teóricas

Inyección de fracturas:
 Presión de inyección (P)
 Radio de penetración (R)
 Cohesión de la mezcla (c)
 Apertura de las fracturas (t)
 Saturación previa

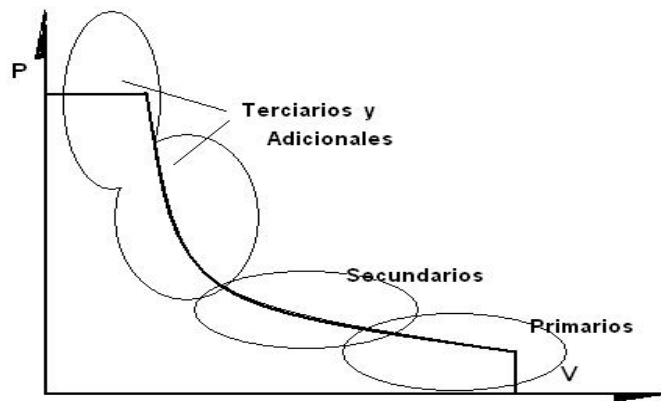


Gráfica típica P x V



2.7.2.2 ventajas

- Control completo de todo el proceso
- Reducción en la posibilidad de hidrofracturar el terreno
- Empleo de una sola mezcla de inyección de baja cohesión mayor penetrabilidad de mayor resistencia al deslave
- Menor tiempo de ejecución del inyectado
- Menor costo



PUNTOS FINALES DE LAS TRAYECTORIAS DE CADA CURVA DE INYECTADO, AL FINAL DEL INYECTADO DE UNA ZONA

2.7.2.3 desventajas

Este método de inyección solo se utiliza en terrenos fracturados.

No permite la inyección de morteros.

No se emplea en inyección de cavidades.

El proceso se suspende al llegar a la presión máxima para evitar la hidrofracturación del terreno.

El proceso se suspende al llegar o tocar la curva GIN.

El proceso se suspende cuando se alcanza el volumen máximo de inyección.

2.8 Especificaciones de las Mezclas de Inyección

Preparación de la mezcla

El proceso de la preparación de la mezcla de inyección debe llevarse a cabo en instalaciones apropiadas que cumplan con los requisitos para que la calidad de la mezcla se conserve desde la planta de preparación hasta la boca del barreno.

La fabricación de la mezcla debe efectuarse con turbomezcladores de altas revoluciones (mayores a 1250 r.p.m.)

La relación de agua/cemento (A/C) será variable, dependiendo de las necesidades y de los ensayos de laboratorio, adicionando el porcentaje de aditivo superfluidizante y estabilizador de volumen, con relación al peso del cemento, necesarios para la que mezcla cumpla con las siguientes propiedades:

- Viscosidad al cono Marsh entre 29 y 31 segundos, constante durante una hora.
- Decantación (sedimentación) menor o igual a 3% en dos horas.
- Cohesión (con placa) menor o igual a $0,03 \text{ g/cm}^2$.
- Coeficiente de filtración menor o igual a 0,06.
- Cake obtenido de la prueba de filtrado menor o igual a 15 mm.
- Resistencia a la compresión simple a la edad de 28 días mayor o igual a 10 MPa.

Se debe adicionar a la mezcla un acelerante de fraguado cuando así se requiera.

En cualquier caso los proporcionamientos deben ser ajustados en la obra por el laboratorio de mezclas del Contratista, con el propósito de que se mantengan las propiedades de fluidez, estabilidad, densidad aparente y resistencia de las mezclas.

3. EJEMPLO DE APLICACIÓN: P.H. EL CAJÓN

3.1 Descripción del Proyecto

3.1.1 Ubicación

El Cajón es un proyecto hidroeléctrico que forma parte del sistema Hidrológico Santiago; este sistema comprende los ríos Santiago, Huaynamota, Bolaños, Juchipila, verde y el Lago de Chapala; y contempla a 27 proyectos con un potencial hidroenergético de 4300 MW, del cual sólo se ha desarrollado el 32% mediante la construcción de seis centrales. El Cajón ocupa el segundo lugar en potencia y generación dentro del sistema, después de la Central de Aguamilpa-Solidaridad.

El sitio previsto para la construcción de las obras del proyecto se encuentran a 47 Km. en línea recta de la ciudad de Tepic, en dirección sureste. En el estado de Nayarit al oriente de la Ciudad de Tepic en los municipios de la Yesca y Santa María del Oro, en terrenos comunales del poblado Cantiles, sobre el río Santiago a 60 Km. aguas arriba de la C.H. Aguamilpa; sus coordenadas geográficas son **21° 25' 41" de latitud norte y 104° 27' 14" de longitud oeste.**



3.1.2 Alcances

Los alcances de esta obra son muy diversos, ya que durante un tiempo aproximado de 4 años fue fuente de empleo para un gran número de personas, así como la gran derrama económica para el estado de Nayarit, estando por demás mencionar los 750 MW que producirá la central para las ciudades de Tepic y Guadalajara

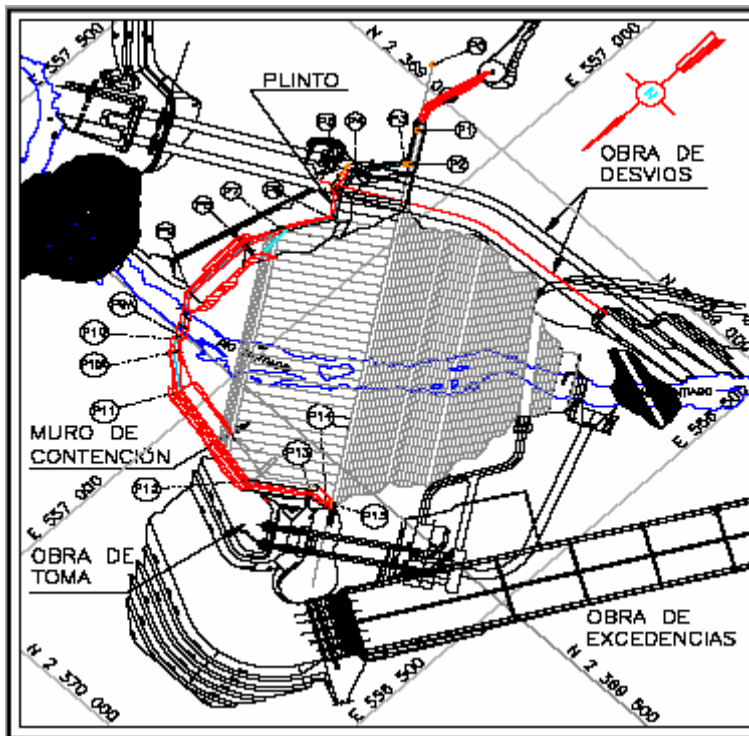
3.2 Identificación de zonas por inyectar

3.2.1 Plinto

Esta es la zona de gran importancia para la obra ya que es el desplante de la cara de concreto, así como la “unión” entre el cuerpo de la cortina y el talud del cerro, además de considerarse como la cimentación de la cortina.

3.2.1.1 Definición

El plinto se localiza en la traza perimetral de aguas arriba del cuerpo de la cortina, en las presas de enrocamiento con cara de concreto es la estructura que funciona como una extensión de la cara de concreto hacia la roca de la cimentación de la presa, físicamente es una zapata o losa de concreto reforzado adosada a la roca mediante anclas y funciona como una extensión de la cara de concreto hacia la roca de la cimentación de la presa. Se construyó mediante una excavación a cielo abierto para conformar su cimentación en la roca y constituye una de las partes más importantes de la cortina del P. H. El Cajón, ya que soporta la cara de concreto del paramento aguas arriba, recibirá la carga hidráulica del embalse en la cara anterior y junto con 6 galerías configurará el plano impermeable de la cortina



Croquis de localización del plinto de la cortina del P.H. El Cajón, Nay.
(Entre los puntos P-1 y P-15)

3.2.1.2 Geología

En la margen izquierda el plinto tiene una longitud de 244,50, se inicia en el punto P-2, a la elevación 391,70 (cadenamiento 0+067,745) y termina en el punto P-9 (cadenamiento 0+375,320) a la elevación 317,00, previamente se prolonga con un muro de concreto entre el punto P-1 y P-2. La pantalla de impermeabilización que se construye desde el plinto se complementa con la inyección desde las galerías GI-1 a la elevación 340,00 la GI-2 a la elevación 285,00 y la galería GI-3 a la elevación 225,00. La geometría del plinto y de las galerías de esta margen se sintetizan en la siguiente tabla (A).

En la cimentación del plinto esta roca se presentó de calidad variable, muy alterada, blanda y con alta densidad de fracturamiento con relleno de arcilla, cuando estaba afectada por fallas geológicas (cadenamientos 0+005,00 a 0+018,00 y del 0+151,00 a l 0+196,00); parcialmente alterada a inalterada pero con fracturamiento intenso (cadenamiento 0+135,00 al 0+150,00), roca dura inalterada con poco fracturamiento (del cadenamiento 0+073,00 al

0+135,00) y como una roca de dureza media, masiva, compacta de regular y mala calidad.

Puntos	Longitud (m)	Cadenamientos (m)	Orientación	Elevaciones
P1 - P2	54,50	0+067,00 al 0+122,00 ó 0+000,00	NW 34° SE	396,50 a 391,70
P2 - P3	5,18	0+000,00 al 0+005,18	NE 56° SW	391,70 a 388,00
P3 - P4	67,70	0+005,18 al 0+072,88	NE 31° SW	388,00 a 344,00
P4 - P5	32,53	0+072,88 al 0+105,41	NW 11° SE	344,00 a 335,00
P5 - P6	44,98	0+105,41 al 0+150,39	NW 34° SE	335,00 a 335,00
P6 - P7	68,51	0+150,39 al 0+218,90	NE 30° SW	335,00 a 291,00
P7 - P8	53,91	0+218,90 al 0+272,81	NE 21° SW	291,00 a 259,00
P8 - P9	107,50	0+380,31 al 0+380,31	NS	259,00 a 217,00
Galería GI-1				
P1 - P-2	115,88	0+000,00 al 0+115,88	NW 34° SE	342,74 a 345,06
Galería GI-2				
P8 - P7	43,23	0+000,00 al 0+043,23	Misma orientación que el Plinto	287,85 a 286,89
P7 - P6	23,83	0+043,23 al 0+067,06		286,89 a 286,52
P6 - P4	72,46	0+067,06 al 0+139,48		286,52 a 285,06
P4 - P9	9,36	0+139,51 al 0+148,88		285,06 a 284,87
P9 - P10	5,21	0+148,88 al 0+154,09		284,87 a 284,98
P10 - P11	7,24	0+154,09 al 0+161,33		284,98 a 285,13
P11 - P12	7,52	0+161,33 al 0+168,85		285,13 a 285,28
P12 - P5	103,82	0+168,85 al 0+272,67		285,28 a 287,36
Galería GI-3				
P1 - P2	74,567	0+000,00 al 0+074,56	NE 21° SW	225,93 a 226,94
P2 - P3	53,092	0+074,56 al 0+127,66	NW 11° SE	226,94 a 227,56
P3	40,22	0+127,66 al 0+167,88 Por excavar 12,93 m del tapón	NW 85° SE	227,56 a 230,00

Tabla (A).-Geometría del Plinto y de las Galerías de la margen izquierda

De acuerdo a los levantamientos geológicos de las excavaciones, tanto del plinto como de las galerías, las condiciones geológicas que se presentaron en la margen izquierda son las que a continuación se describen.

Litología:

Las rocas expuestas en la parte alta y en el extremo de la margen izquierda son depósitos Vulcano-sedimentarios (Tvs) los cuales se profundizan hacia la margen izquierda en forma escalonada hasta la elevación 375,00, por los desplazamientos de las fallas, sin embargo no fue cortado por la galería GI-1 como se observa en la sección del plinto que se anexa. Esta unidad en el plinto entre los puntos P-1 y P-2 se presentó de muy mala calidad, Fracturada, alterada y afectada por numerosas fallas, presentó pseudoestratificación formando capas de hasta 1 m de

espesor, presenta fragmentos subangulosos de rocas porfídicas ácidas a intermedias de diferente tamaño de 5 a 40 cm en una matriz arenosa (Fotografía 2), en estudios previos de geofísica y de perforación reportaron una velocidad sísmica de 1 300 m/s y una resistividad de 20a 40 Ω /m.

La otra unidad expuesta en la excavación del plinto en esta margen, fue la que la CFE llamó Unidad 3 (Tic U3), se descubrió entre las elevaciones 391,70 en el cadenamiento 0+105,976 y 291,00 en el cadenamiento 0+218,92 y también fue excavada en las galerías de inyección y drenaje GI-1 y GI-2, esta roca ignimbrítica, en muestra sana su color varía de rosáceo a grisáceo, tiene textura piroclástica-eutaxítica constituida por cuarzo, feldespatos, fragmentos líticos de composición andesítica y fiammes de pómez de 0,5 a 1 cm de diámetro, todo sostenido en una matriz tobácea vitrocristalina de composición riodacítica. En la cimentación del plinto esta roca se presentó de calidad variable, muy alterada, blanda y con alta densidad de fracturamiento con relleno de arcilla, cuando estaba afectada por fallas geológicas (cadenamientos 0+005,00 a 0+018,00 y del 0+151,00 a l 0+196,00); parcialmente alterada a inalterada pero con fracturamiento intenso (cadenamiento 0+135,00 al 0+150,00), roca dura inalterada con poco fracturamiento (del cadenamiento 0+073,00 al 0+135,00) y como una roca de dureza media, masiva, compacta de regular y mala calidad.

En la excavación del plinto de la margen izquierda se descubrió una concentración de 25 zonas de falla que formaron franjas de alteración y trituración de la roca, alta densidad de fracturas con abundante arcilla; estas condiciones continuaron a profundidad, como fue observado en las galerías de inyección y drenaje de esta margen. Las fallas de la margen izquierda tienen forma arborescente, convergen y se bifurcan entre si, tanto en superficie como a profundidad, la ubicación, orientación y afectación de estas se anotan en la siguiente tabla (B)

Falla		Rumbo	Espesor (m)	Afectación (m)	Cadenamientos	Observaciones
1	Puertecitos	N-S / 70° E	6,80	--	0+019,50 a 0+032,00	Expuesta en superficie y pasa cerca del tope de la galería GI-1.
2	Campamento	N 11° W / 78° NE	De 6,00 a 10,00	45,50	0+049,00 a 0+094,50	Afecta al Plinto y se profundiza a las Galerías GI-1 y GI-2 donde converge con las fallas II-A y II-B.
3	II-A	N 15° E / 79° SE	10,00	50,00	0+061,00 a 0+111,00 (P1-P2)	Cruza al plinto en forma diagonal, se profundiza a las galerías GI-1, GI-2 y túneles de desvío, y converge con las fallas Campamento y II-B.
			2,00 a 5,00	43,00	0+020,00 a 0+063,00 (P3-P4)	
4	II-B	N-S / 73 a 78° E	4,00	15,50	0+100,00 a 0+115,50 (P1-P2)	Cruza varias veces al Plinto, tiene mas de 220 m de longitud, se profundiza a las galerías GI-1, GI-2 y túneles de desvío y converge con las fallas campamento y II-A.
				27	0+005,00 a 0+032,00	
				91,50	0+110,00 a 0+201,50	
5	MI-11	NS / 68° E	0,50-2,50	40,00	0+080,00 a 0+120,00	Se junta con las fallas II-A y II-B.
6	TPL-1	N 73° E / 65° NW	1,50-2,50	4,00	0+061,50 a 0+065,50	A afecta una parte del piso y del talud.
7	TPL-2	N 74° E / 25° SE	0,50-1,00	6,00	0+133,50 a 0+139,50	Afecta en forma paralela al plinto y a profundidad converge con las fallas II-A y II-B.
8	FMI-09	N 13° E / 83° NW	1,50-4,50	12,50	0+164,50 a 0+177,00	Cruza diagonalmente al plinto y se profundiza a la galería GI-3.
9	TPL-3	N 21° W / 70° SW	1,50-2,00	13,00	0+182,00 a 0+195,00	Afecta al plinto en forma diagonal y se junta con la falla II-B.
10	TPL-4	N 51° E / 75° SE	0,50-0,70	11,20	0+190,80 a 0+202,00	Cruza al plinto en forma diagonal, afecta al piso y al talud.
11	F-1	N 17° W / 61° NE	3,00-6,50	43,50	0+241,00 a 0+284,50	Es alabeada, cruza al plinto de forma diagonal y a profundidad se encuentra la Falla II-C.
12	TPL-5	N 19° W / 80° NE	0,50-1,00	4,00	0+256,00 a 0+260,00	Afecta el talud, en el piso aparecen únicamente los planos de falla.
13	TPL-6	N 24° W / 66° NE	1,50	8,50	0+274,50 a 0+283,00	Afecta el talud y se interseca con la falla TPL-9.
14	TPL-7	N 56° E / 65° SE	0,50-2,50	8,00	0+280,00 a 0+288,00	Afecta parte del piso y se interseca con la falla F-1.
15	TPL-8	N° 41° E / 82° NW	0,50-2,50	14,50	0+296,50 a 0+311,00	Cruza al plinto y se profundiza a la galería GI-3.
16	TPL-9	N 44° E / 85° NW	0,50-1,00	22,00	0+289,50 a 0+311,50	Cruza en forma diagonal al plinto y se profundiza a la galería GI-3.
17	FMI-06	N 40° E / 52° SE	0,70-1,00	17,00	0+310,00 a 0+327,00	Afecta la cimentación sin cruzar el eje del plinto.
19	TPL-10	N 77° E / 82° SE	0,50-2,50	4,50	0+313,50 a 0+318,00	Cruza en forma perpendicular al plinto y se profundiza a la galería GI-3.
20	TPL-11	N 57° E / 52° SE	0,50-1,00	4,50	0+329,00 a 0+333,50	Cruzan en forma diagonal al plinto y se profundizan a niveles inferiores.
21	TPL-12	N 53° E / 83° SE	0,50-1,00	7,50	0+330,00 a 0+337,50	Cruzan en forma diagonal al plinto y se profundizan a niveles inferiores.
22	TPL-13	N 54° E / 66° SE	1,00-7,00	10,00	0+350,00 a 0+360,00	Cruza en forma diagonal al plinto y se prolonga hacia niveles inferiores.
23	TPL-15	N 67° E / 75° SE	0,50-1,00	7,50	0+360,00 a 0+367,50	Cruza en forma diagonal al plinto y se profundiza hacia niveles inferiores.
25	TPL-16	N 53° E / 65° SE	0,50-4,00	13,50	0+365,00 a 0+378,50	Cruza en forma diagonal al plinto y se profundiza hacia niveles inferiores.

Tabla (B).- Principales fallas descubiertas en la cimentación del Plinto en la margen Izquierda

CAUCE DEL RÍO (ENTRE LOS PUNTOS P-9 y P10A)

En este tramo, el proyecto original de cimentación del plinto consideraba que la elevación de la roca en el cauce estaría por encima de la elevación 217,00; sin embargo al realizar la limpieza del cauce se descubrió una zona de falla importante cuyo material alterado y blando provocó que el cauce del río se profundizara hasta el nivel 208,00, 9 metros por debajo de la rasante de proyecto, por lo que fue necesario modificar el trazo con tres deflexiones y dos nuevos puntos, posteriormente, rellenar parcialmente con concreto la irregularidad del cauce y cimentar el plinto a la elevación 214,00 e incrementar el tratamiento de consolidación e impermeabilización. Parte de esta profundización se debió también a la remoción del material blando de la zona de falla para realizar el relleno de concreto en condiciones seguras. El nuevo trazo del plinto del punto P-9 al P-10A tiene una longitud de 94,294 m cuya cimentación más profunda esta a la elevación 214,00, sin considerar los 6 m de relleno de concreto en la profundización del cauce. Tiene una orientación de N 34° W, cruza en forma diagonal el antiguo cauce del río, la geometría de este tramo se indica en la tabla (C)

Puntos	Longitud (m)	Cadenamientos (m)	Orientación	Elevaciones
P9 – P9A	67,06	0+380,31 al 0+447,37	NW 34° SE	217,00
P9A – P9B	7,22	0+447,06 al 0+454,59	NE 01° SW	217,00 a 214,00
P9B – P10A	19,99	0+454,37 al 0+474,58	NW 34° SE	214,00

Tabla C.- Geometría del plinto en el cauce.

Litología

La roca que se excavó en el cauce forma parte de la ignimbrita TicU2 en su fase aglomerática, la cual se presentó de buena calidad compacta y sin alteración, excepto en el cruce de las zonas de falla donde mostró intenso fracturamiento, tiene textura piroclástica a brechoide, con variaciones en contenido y tamaño de los clastos de 1 a 40 cm generalmente de andesita y diorita, su matriz tobacea contiene pómez colapsados de hasta 10 cm de largo. Es importante mencionar que en la etapa de estudios se sabía que en esa zona iba a existir esta roca en base a la información del barreno DR-7 donde a partir de la cota 194,50 corto la unidad 2 (TicU2) en su fase aglomerática (aglomerado inferior) y se profundizó hasta la cota 170,75 sin lograr atravesarlo

Fallas

En la cimentación de este tramo del plinto cruzaron ocho zonas de falla, cinco de las cuales convergen en la falla II-B, la cual es junto con la Calipso una de las dos más importantes del tramo, en general todas estas buzanan hacia la margen izquierda con inclinaciones aparentes mayores a 45°, a continuación se sintetizan las características principales de estas estructuras geológicas en la tabla C.

Falla	Rumbo	Espesor (m)	Afectación (m)	Cadenamiento	Observaciones
FP-1	N 46° E / 47° SE	2,00 a 2,50	16,50	0+367,50 a 0+384,00	Zona de roca alterada, fracturada y relajada, la cual presenta sus planos con estrías y arcilla.
FP-2	N 67° E / 60° SE N 75° E / 72° SE N 46° E / 72° SE	2,50 a 4,50	4,70	0+401,80 a 0+406,50	Zona de roca alterada, fracturada y relajada, se caracteriza por tener tres planos con estrías de rumbo e inclinación variable converge con la falla II-B.
FP-3	N 60° E / 89° SE N 65° E / 49° SE	1,80 a 2,50	6,50	0+401,00 a 0+407,50	Zona de roca alterada, fracturada y relajada, se caracteriza por tener dos planos con estrías de rumbo e inclinación variable, converge con la Falla II-B.
FP-4	N 60° E / 49° SE N 60° E / 70° SE	2,50	2,50	0+418,50 a 0+421,00	Zona de roca alterada, fracturada y relajada, se caracteriza por tener dos planos con estrías de inclinación variable, converge con la Falla II-B.
FP-5	N 75° E / 70° SE	1,50	3,50	0+425,00 a 0+428,50	Zona de roca alterada, fracturada y relajada, presenta su plano con estrías y arcilla, converge con la falla II-B.
Falla II - B	N 03° W / 59° NE N 20° W / 60° NE	5,00 a 7,00	45,00	0+399,00 a 0+444,00	Zona de roca fracturada, alterada y relajada, se caracteriza por ser una de las fallas de mayor longitud y rumbo variable.
FP-6	N 68° E / 70° SE N 55° W / 70° SW	1,00 a 5,00	5,00	0+450,00 a 0+455,00	Zona de roca alterada, fracturada y relajada, se caracteriza por tener dos planos con estrías de rumbo variable, converge en la falla II-B.
Falla Calipso	N 76° E / 72° SE	3,50	25,00	0+460,00 a 0+485,00	Zona falla con una afectación de 21 m manifestada por un intenso fracturamiento y por la intrusión de un dique diabásico, esta estructura hacia aguas arriba disminuye su espesor y hacia aguas abajo aumenta su espesor y se interseca con la falla VIII.

Tabla C.- Principales fallas que afectan al plinto en el Cauce del Río



Falla Calipso en el cauce del río, viendo hacia aguas arriba.

El tramo del plinto de la margen derecha incluye los puntos del P-10A en la elevación 214,00 al P-15 ubicado en la parte alta de la cortina a la elevación 391,70; tiene una longitud de 345,468 m cuya geometría se sintetiza en la tabla D.

Puntos	Longitud (m)	Cadenamientos (m)	Orientación	Elevaciones
P10A – P11	62,73	0+474,63 al 0+537,36 ó 0+534,26	NW 53° SE	214,00 a 229,00
P11 – P12	165,3702	0+534,26 al 0+699,63	NW 78° SE	229,00 a 311,00
P12 – P13	81,2102	0+699,63 al 0+780,84	NE 55° SW	311,00 a 369,00
P13 – P14	30,9553	0+780,84 al 0+811,80	NE 85° SW	369,00 a 388,00
P14 – P15	5,18	0+811,80 al 0+816,98	NE 56° SW	388,00 a 391,00

Tabla D.- Geometría del plinto la margen derecha

Litología

En la excavación de la cimentación del Plinto de la margen derecha quedaron expuestas dos unidades de roca ignimbrítica, la unidad 2 (TicU2), incluyendo el horizonte aglomerático superior, desde el punto P-10 A (cauce del río) hasta prácticamente el punto P-12 a la elevación 311,00 y la unidad 3 (TicU3), a partir de este punto y hasta el punto P-15. La unidad 2 (TicU2) entre los puntos P-10A y P-11 se presentó

muy alterada y fracturada, por la afectación de tres zonas de falla importantes, la Falla Calipso ubicada en el cauce del río, la falla VIII que cruza la cimentación y la falla II-B en las vecindades del talud de excavación, lugar donde la roca también se presentó muy alterada aunque poco fracturada, de mala calidad; esta roca tiene textura piroclástica brechoide, con variaciones en contenido y tamaño de los clastos de 1 a 4 cm generalmente de andesita y diorita, su matriz es tobácea contiene pómez colapsados de hasta 10 cm de largo

La roca que se excavó entre los puntos (P11 y P12) fue principalmente sobre la ignimbrita aglomerática de la TicU2 y el aglomerado superior de la misma unidad entre los cadenamientos 0+618,00 y 0+640,00, y en las vecindades del punto P12 La ignimbrita se presentó de regular a buena calidad, se caracterizo por ser masiva, dura, compacta de color verde grisáceo y en algunos tramos está parcialmente alterada y muy fracturada por la afectación de los numerosos planos con estrías, fracturas, franjas de fracturamiento, diques y planos de seudoestratificación. El aglomerado expuesto que marca el contacto entre las unidades TicU2 y TicU3, tiene textura piroclástica a brechoide, con variaciones en tamaño y contenido de líticos generalmente de pórvido andesítico e ignimbritas, cuyos tamaños varían de 10 a 50 cm de diámetro, empacados en una matriz de tobas brechoídes, lapillíticas, arenosas, poco cementadas, aparece como un cuerpo tabular seudoestratificado afectado por fallas y fracturas. Entre los puntos P12 al P15, la roca excavada, prácticamente en este tramo, corresponde a la parte inferior de la Unidad 3 (TicU3), se trata de una ignimbrita dura, inalterada, masiva con planos de seudoestratificación y con fracturamiento frecuente pero con poca continuidad. En muestra de mano es de color rosa pálido con variaciones a gris claro, su textura es piroclástica constituida por fragmentos líticos angulosos cuyo tamaño promedio es de 2 a 5 mm de diámetro, en una matriz ignimbrítica, entre los puntos P13 al P15 destaca en este tramo que la roca presente seudoestratificación definida con una orientación de N 60° W e inclinada 18° hacia el SW.

Fallas

En la margen derecha, en contraste con la izquierda, se identificaron siete zonas de falla de las cuales destaca la VIII que afecta 70,50 m de la cimentación del plinto entre los puntos P-10A y P-11, por lo que

hubo que incrementar el tratamiento en esa zona. Las características generales de estas fallas se sintetizan en la tabla E

Falla	Rumbo	Espesor (m)	Afectación (m)	Cadenamiento	Observaciones
FALLA VIII	N 36° E / 70 a 81° SE	9,00-12,00	70,50	0+463,00 a 0+533,50	Cruza el eje del plinto en forma diagonal bifurcándose, en dos brazos, por el material fracturado y de mala calidad afecta a la cimentación del plinto.
TPL-22	N 20° E / 50° SE	1,50	1,50	0+578,00 a 0+579,50	Esta rellena de un dique diabásico, en sus planos presenta relleno de arcilla.
TPL-23	N 06° E / 89° SE	1,00	3,00	0+623,00 a 0+626,00	Igual al anterior.
Falla Playón	N-S a N 30° W / 30 a 75° al oeste y al NW	-	-	0+640,00	Plano de falla con estrías de movimiento, en su respaldo tiene relleno de arcilla y milonita.
FALLA VII-B	N 60° W con inclinaciones variables de 48 a 68° al NE.	7,50	14,00	0+660,00 a 0+674,00	Se forma con dos planos alabeados que forman una franja de 7,50 m de intenso fracturamiento
FALLA VII-A	N 12° W / 40° NE	1,50-2,50	3,00	0+692,50 a 0+695,50	Zona de falla de roca triturada, fracturada y alterada.
FALLA FMD-14 (TPL-24)	N 14° E / 57° NW	2,00	11,50	0+747,50 a 0+759,00	Zona de falla que cruza al eje del plinto en forma diagonal de roca alterada y fracturada.

Tabla E.- Principales fallas que afectan al plinto en la Margen Derecha

3.2.1.3 Inyección

El análisis y evaluación de la exploración geotécnica realizada por CFE en el plano de estanqueidad cercana a la trayectoria del plinto, que comprende un desarrollo del orden de 880 m con quince (15) cambios de dirección tomando como base una cortina con una inclinación de 1,4:1 en el paramento de aguas arriba, indica la presencia de sistemas de fracturamiento, fallas, diques y contactos geológicos en la masa de roca.

La verificación de la calidad y permeabilidad de la roca la debe llevar a cabo el Contratista mediante barrenos de exploración adicionales a los ya realizados, los cuales se deben ejecutar en la etapa de construcción inmediatamente después de la cimentación del plinto y previo a los tratamientos de inyecciones a realizarse desde éste y de las galerías.

Los barrenos de exploración y de investigación de la permeabilidad se deben localizar a cada 24 m de separación horizontal entre barreno y barreno, prolongándose hasta 70 m de longitud en la parte media a baja y hasta 60 m de longitud en la parte media a superior, a partir de la rasante y siguiendo el desarrollo del plinto. Los barrenos de exploración hacia el interior de las laderas se deben ejecutar desde la superficie y desde las galerías de inyección y drenaje. Todos estos barrenos formarán parte de los

requeridos para el inyectado de la pantalla impermeable. Para el caso de galerías y superficie, la longitud se regirá por la galería inmediata inferior y la exploración se debe llevar a cabo por debajo de la elevación 395 que corresponde al nivel más alto del plano de estanqueidad.

En cada barreno de exploración y verificación se deben de realizar ensayos de permeabilidad Lugeon en tramos de 5 m en progresión descendente.

Después de concluidas las pruebas de permeabilidad Lugeon, se debe iniciar el tratamiento de la roca mediante la inyección del barreno en tramos de 5 m en progresión ascendente, empleando el método GIN (Grouting Intensity Number) aplicable para pantalla impermeable y tapete de consolidación, con una intensidad de inyección moderada y presiones máximas de 3,0, 2,5 y 2,0 MPa para las zonas baja, media y alta, respectivamente, definidas de acuerdo a la siguiente tabla.

ZONA	LOCALIZACIÓN	GIN MPa. L/m	PRESIÓN MÁX. MPa	VOLUMEN MÁXIMO L/m
Alta	Elevación 330 a 390	1500	2,0	200
Media	Elevación 275 a 330	1500	2,5	200
Baja	Cauce Elevación 180 a 275	1500	3,0	200

El plano de estanqueidad en el plinto y galerías de inyección se debe prolongar si el resultado de la prueba de permeabilidad y el consumo de la mezcla de cemento que se presente en cada tramo probado e inyectado son superiores a los que se indican en la siguiente tabla.

Elevación		Plinto y galerías	Permeabilidad UL	Consumo de mezcla Kg/m	Metros por probar e inyectar*	Pruebas Lugeon*	Toma de decisión
De	A						
180	250	P7 a P11 GI-3 y GD-3	5	30	915 1560	183 312	Se debe prolongar la pantalla hasta 5 m por debajo del tramo que tuvo el consumo y permeabilidad mayor a los límites establecidos en las dos primeras columnas.
250	390	P1 a P7 P11 a P15 Superficie izquierda GI-1 y GI-2, y superficie derecha GD-1 y GD-2	5	50	1430 3250	286 650	
				TOTAL	7155	1431	

3.2.2 Márgenes

3.2.2.1 Galerías

El conjunto comprende dos grupos de tres galerías por margen, localizadas a diferentes elevaciones.

3.2.2.1.1 Función de las Galerías

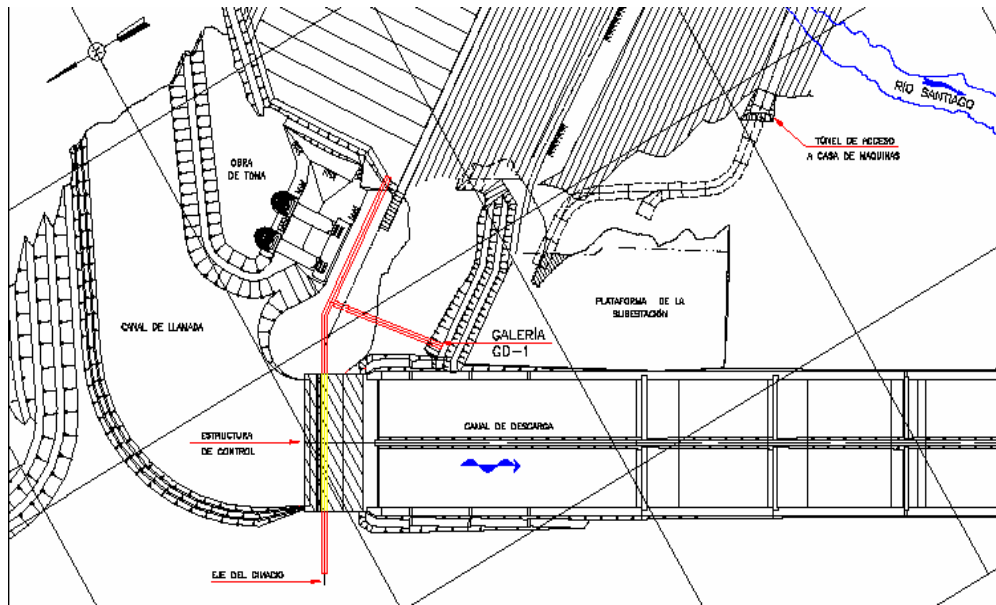
Las Galerías forman parte del arreglo general a partir de las cuales se ejecutaran las perforaciones y posterior inyección para ir formando la pantalla de impermeabilización en conjunto con el plinto así como el drenaje de las laderas del proyecto.

3.2.2.1.2 Ubicación en Margen Derecha

La galería de inyección y drenaje **GD-1**, tiene su acceso principal en la berma a la elevación 363,00 m.s.n.m. del talud norte de la plataforma de la subestación.

Se extiende desde su extremo del lado cortina hasta 40 m después del límite norte del vertedor. En la estructura vertedora forma parte del cimacio como una galería falsa dentro del concreto. La pantalla de drenaje se construirá desde la GD-1 hacia arriba hasta la

elevación 393,00 m.s.n.m. Tiene una longitud total de 288,36 m incluyendo el túnel de entrada y el tramo excavado en la pared derecha de la zona de control del vertedor, fue excavada en sección tipo portal de 4 m de ancho por 4 m de altura con una cuneta lateral para drenaje de 40 x 60 cm. El piso de las galerías será revestido con concreto en la bóveda y paredes de manera selectiva con concreto lanzado o concreto hidráulico.

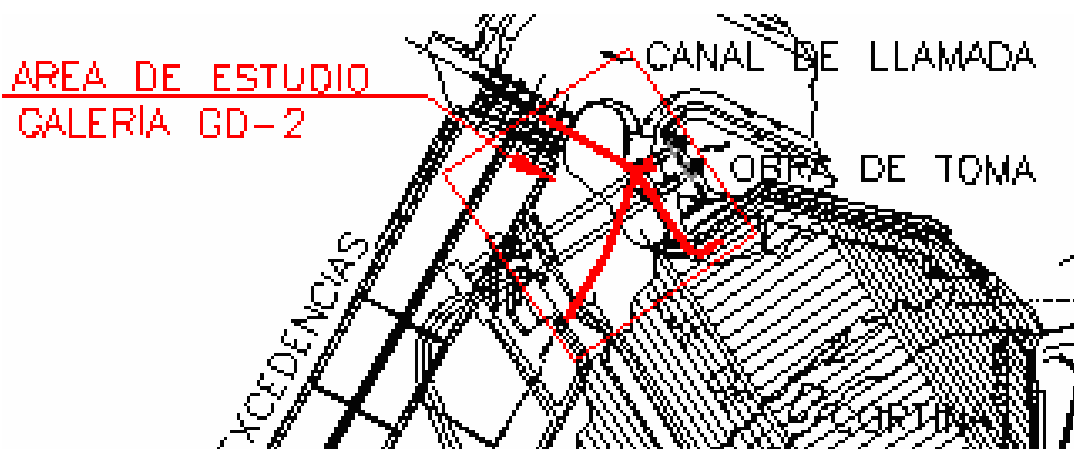


La galería **GD-2** se ubica a una elevación promedio de 311,00 m.s.n.m. y representa una longitud total excavada de 400,08 m; siendo importante mencionar que en el portal y los primeros metros del acceso, en especial donde cruza el camino 2, se tiene un entepiso de muy poco espesor, por lo que se requirió de un buen tratamiento a base de anclas y la colocación de marcos de soporte y concreto armado para los primeros metros del túnel.

El conjunto de obras subterráneas correspondientes a esta galería constan de:

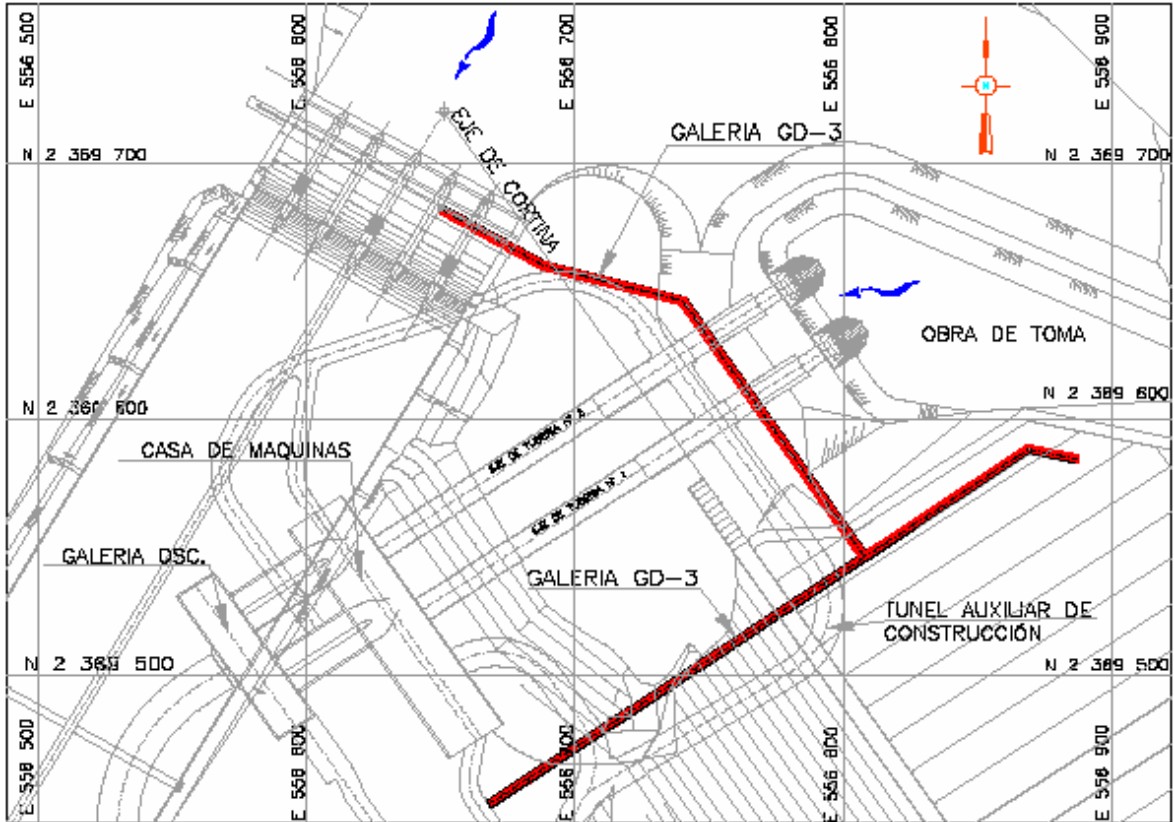
- 1) Un túnel de acceso inclinado, con sección de 3,20 X 3,60 m, pendiente negativa del 13,19% y 161,43 m de longitud.

- 2) Un ramal izquierdo de 109,81 m de desarrollo, con sección de 3,20 X 3,60 m y pendiente positiva del 2%, paralelo y debajo del eje de la estructura de control y.
- 3) Un ramal derecho de 128,84 m de longitud, con sección de 3,20 X 3,60 m y pendiente negativa del 2%, con un segmento a 23,00 m aguas arriba y paralelo al eje de cortina y un tramo paralelo y debajo del eje del plinto. Sobre el cadenamamiento 0+003,00 m, se pretenden realizar dos barrenaciones de 6" de diámetro para drenar las infiltraciones hacia la Galería GD-3.



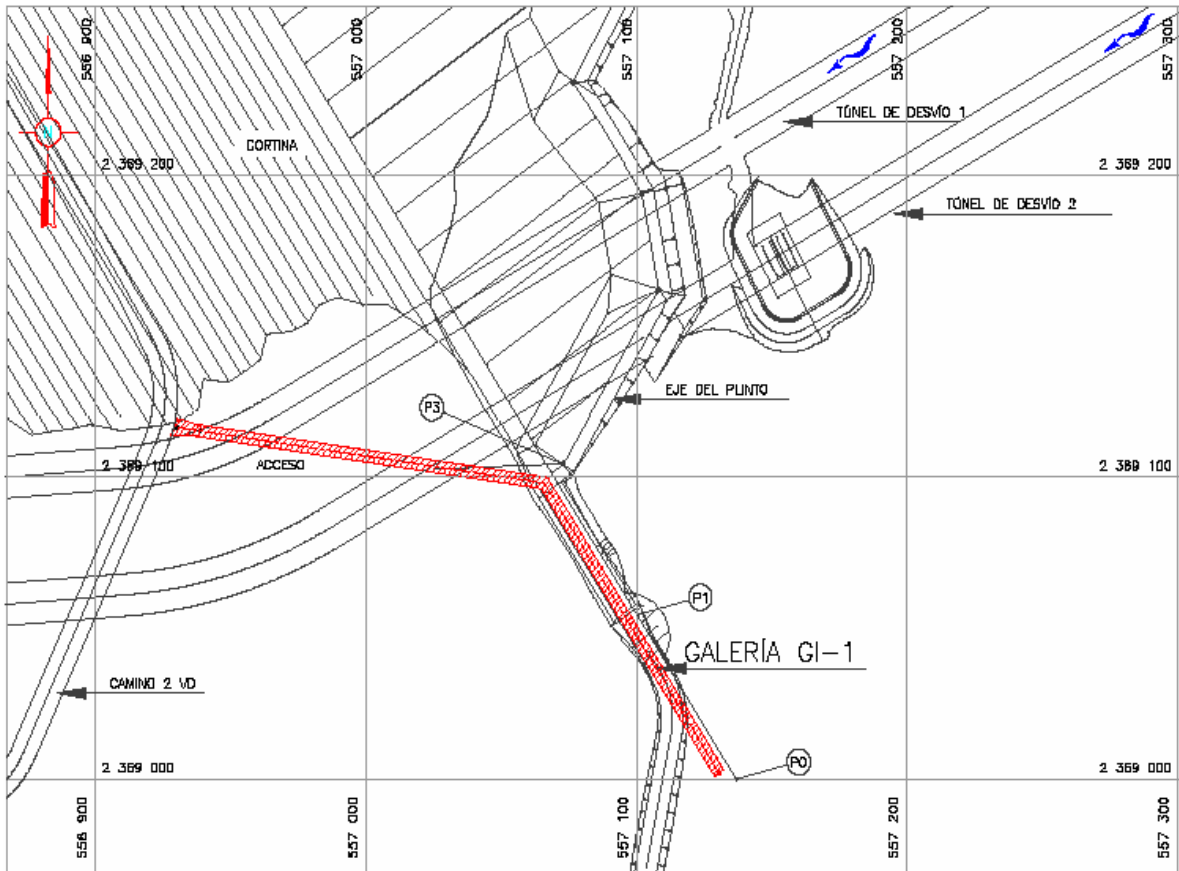
La galería **GD-3**, dentro de las excavaciones de las obras de generación, se prolonga con dos ramales, uno hacia el plinto (último tramo de la margen derecha) y el otro hacia la parte de aguas debajo de las tuberías a presión 1 y 2 y por a bajo la zona de estructuras del vertedor.

Tiene una longitud de 482 m, es de sección portal de 4 X 4 m; el acceso se inicia en el túnel auxiliar a la bóveda de Casa de Máquinas en la elevación 234,68, en forma general sigue con una dirección hasta el punto P2 de N 74° E y tiene un ramal hacia el lado izquierdo con un rumbo de N 34° W con dos deflexiones de rumbos N 53° W y N 59° W.

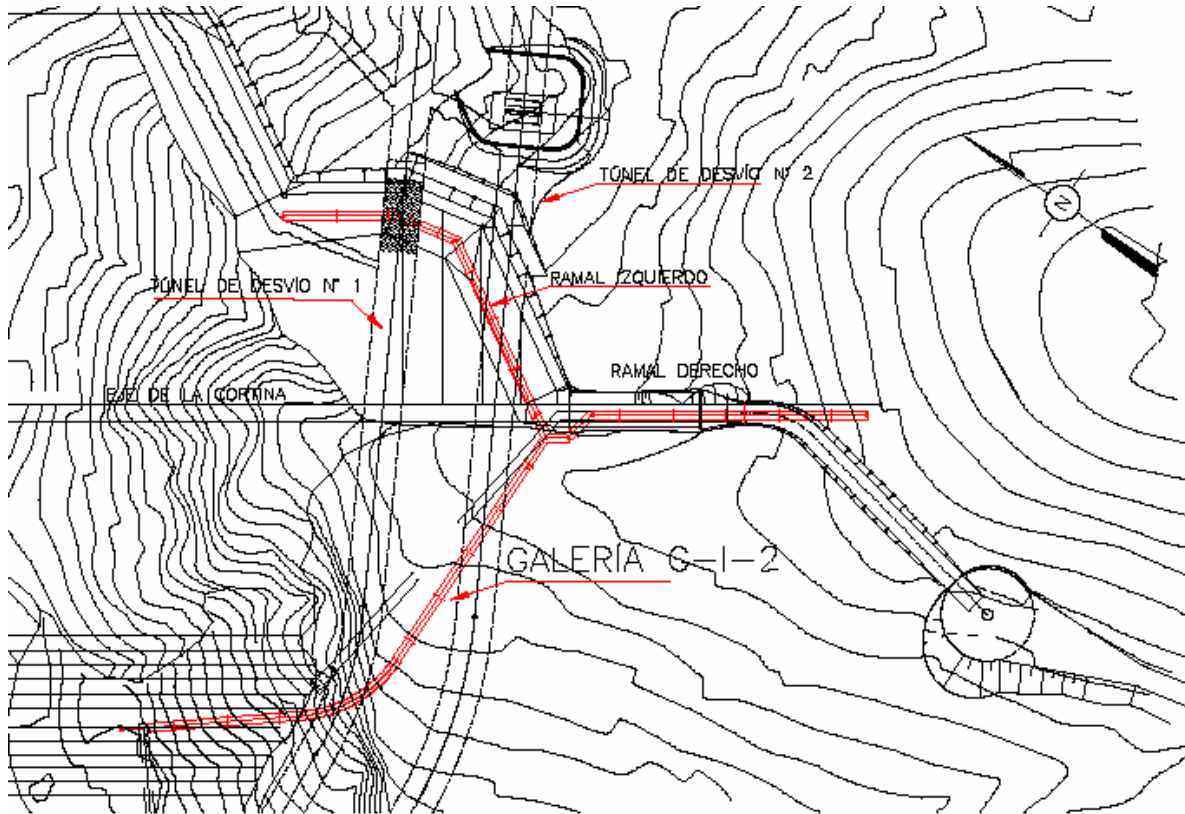


3.2.2.1.3 Ubicación en Margen Izquierda

La galería **GI-1**, Esta galería de inyección y drenaje, su portal está aguas abajo de la cortina a la elevación 330,75, el acceso de la galería tiene una longitud de 137,30 m y una orientación de NW 83° SE y la galería misma tiene 115,87 m y una orientación de NW 34° SE, pasa por debajo del plinto y es de sección portal de 4 X 4 m



La galería **GI-2** se localiza en la margen izquierda, la entrada esta a la elevación 281 y se prolonga con dos ramales hasta quedar bajo el plinto y por el extremo del eje de la cortina, tiene una sección portal de 4m de ancho por 4 m de alto con una longitud de 482,5 de los cuales 202,50 m corresponden a el acceso, 150 m al ramal izquierdo y 130 al ramal derecho



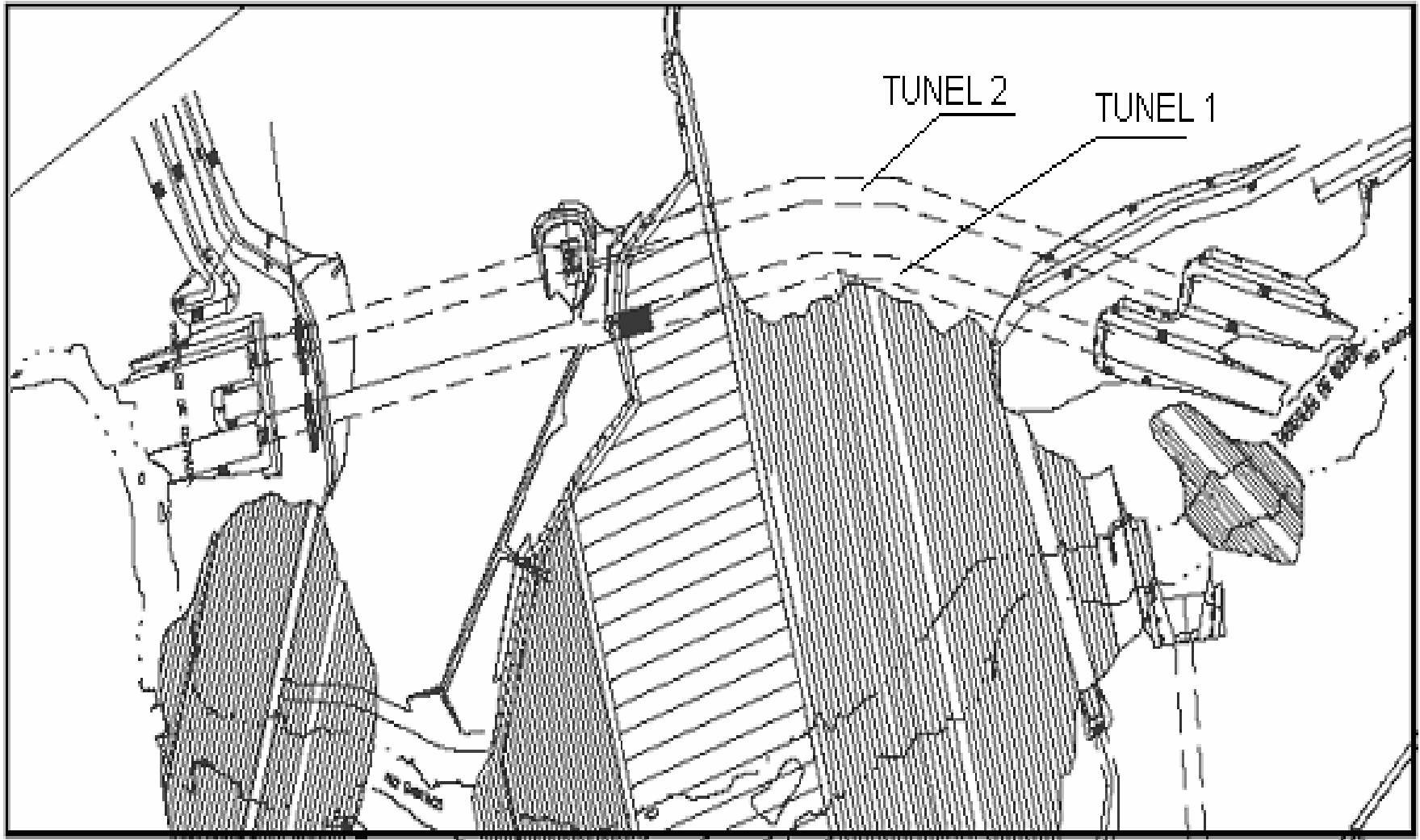
La Galería **GI-3**

La excavación de la galería GI-3 fue en la ignimbrita de la llamada Tic U3 la cual se presentó dura, fracturada y parcialmente alterada, afectada por la presencia de numerosas fallas lo que le dio una característica de regular a mala calidad.

3.2.3 Obras subterráneas

3.2.3.1 Túneles de Desvío

Parte de la obra de desvío del P.H. El Cajón consiste en la excavación de dos túneles de desvío de sección portal de 14 m de ancho por 14 de alto, uno de 701 m de longitud (túnel 1) y el otro de 775 (túnel 2).



TUNEL DE DESVIO 1

Desde el punto de vista estructural se encontrarían diferentes fallas que se orientan, de manera general, al NW-SE y N-S; destacando las Fallas PE-1, PE-2, F II, F II-A, F II-B, F-III y F-IV, cuyas características se incluyen en la siguiente tabla.

FALLA	CADENAMIENTO TÚNEL 1	RUMBO Y ECHADO	OBSERVACIONES
PE-1	0+070 - 0+080	N60-67° W/69° NE	Falla con un espesor de roca afectada de 3,50 m, rellena arcilla y material cataclástico. Se cortara en la excavación de los portales de entrada
PE-2	0+080 – 0+090	N62° W/73° NE	Falla con un espesor de roca afectada de 0,40 m, rellena de arcilla y material cataclástico. Involucrada sólo en las excavaciones de los portales de entrada
PE-3	0+210 - 0+220	N12-15° E/79° NW	Falla con un espesor de 4,0 m roca alterada y fracturada, la cual presenta algunos planos con estrías y arcilla.
PE-4	0+280 - 0+290	N01-07° W/69° SW	Falla con un espesor de 0,40 m, de material cataclástico.
II	0+290 - 0+300	N 15° W/88° NE	Falla con salto aproximado 4 m y una zona de afectación de 1 m.
II A	0+371- 0+376	N 38° E/85° SE	Falla importante con un espesor de 2, localizada en el socavón 3, con 12 m de afectación.
II B	0+385- 0+395	N 60° E/60° SE	Falla importante con un espesor 'de roca afectada de 2 a 6 m, también localizada con la prolongación del socavón 3.
III	0+585 - 0+595	N 15° E/80-65° SE	Fue cortada en los socavones 1 y 3 mostrando zona de afectación de 20-50 cm de espesor y zona de fracturamiento en respaldos hasta de 3 m.
IV	0+655 - 0+705	N 23° W/55-70° NE	En superficie se observa una cataclasita de 0,50 m, en ella se alojan algunos diques diabásicos. Posible zona de afectación de 3 a 5 m.

Condiciones geológicas encontradas

Desde el punto de vista litológico en la excavación se pueden diferenciar dos zonas, una de roca muy alterada y blanda y otra de roca sana aunque muy fracturada, las dos afectadas por la presencia de numerosas fallas. La primera zona cubre desde los primeros metros de excavación del túnel y hasta el cadenamiento 0+320 (218 m), la roca se presentó, blanda, alterada muy fracturada, con numerosos

planos de falla y fracturas rellenas de 0.5 a 5 cm de arcilla, seguramente parte de esta afectación fue provocada por la presencia de las 16 fallas encontradas en ese tramo. La roca excavada en esta zona es la llamada TicU2 cuyos horizontes aglomeráticos descritos en informes anteriores se identificaron en la tabla derecha del túnel en el cadenamiento 0+145. La segunda zona cubre desde el cadenamiento 0+320 hasta la salida del túnel y se trata de la unidad rocosa llamada TicU3, la cual corresponde a una ignimbrita inalterada, excepto en las zonas de falla, pero densamente fracturada, se presenta dura, algunos tramos silicificada y el fracturamiento generalmente relleno de hasta 5 cm de arcilla y calcita notándose esta característica en dos tramos, entre los cadenamientos 0+500 y 0+600 y del 0+700 a la salida donde se nota la presencia de arcilla en el fracturamiento E-W. Esta zona también está afectada por numerosas zonas y planos de falla, pero en general es de mejor calidad que la del primer tramo. Durante la excavación se descubrieron 34 fallas de las cuales 9 provocaron los mayores problemas de estabilidad en la bóveda, y de estas sobresalen, por su orientación casi a rumbo de la excavación, la TP-1-10 y la Campamento que afectaron 70 m del túnel (Cadenamientos 0+210 a 0+280), y las fallas II-A, II-B y II-C que provocaron inestabilidad en la bóveda a lo largo del túnel por 80 m, entre los cadenamientos 0+345 y 0+425.

PRINCIPALES FALLAS ENCONTRADAS EN EL TÚNEL 1

FALLA		CADENAMIENTO EN EL EJE	RUMBO Y ECHADO	OBSERVACIONES
1	TP-1-1	0+089	N40° E / 77° SE	Falla con 4 m de espesor rellena de arcilla y roca triturada, provoco inestabilidad en la bóveda.
2	TP-1-2	0+106	N26° E / 59° SE	Falla con 1.5 m de espesor, provoco alteración y fracturamiento en la roca encajonante.
3	TP-1-3	0+113	N – S / 48° E	Falla con 6 m de espesor de roca triturada con arcilla, zona de roca fracturada y alterada.
4	TP-1-4	0+132.5	N40° W / 75° NE	Falla con 1.50 m de espesor de roca triturada con arcilla, zona de roca fracturada y alterada.
5	TP-1-5	0+133.5	N46° E / 60° SE	Falla con 1 m de espesor de roca triturada con arcilla, zona de roca fracturada y alterada.
6	TP-1-6	0+155	N13° E / 45° SE	Falla alabeada de 1 a 1.5 m de espesor de roca triturada con arcilla, zona de roca fracturada y alterada.
7	TP-1-7	0+165	N22° E / 89° NE	Falla con 2.5 m de espesor de roca triturada con arcilla, zona de roca fracturada y alterada.
8	TP-1-8	0+179	N70° E / 86° SE	Falla con 3 m de espesor de roca triturada con arcilla. Provoco inestabilidad en la bóveda.
8A	T.P.1-8-A	0+195	N26° W / 63° NE	Falla de 3 m de espesor de roca triturada con arcilla.
9	TP-1-9	0+190.5	N31° E / 55° SE	Falla con 3 m de espesor de roca triturada con arcilla. Provoco inestabilidad en la bóveda.
10	F-PE3*	0+207	N10° E / 52° SE	Falla con 3 m de espesor de roca triturada con arcilla. Provoco inestabilidad en la bóveda.
11	TP-1-10	0+211	N58° E / 52° SE	Falla con 8 m de espesor de roca triturada con arcilla.

12	Campamento	0+256.50 0+276.50	N35° E/58° SE	De 8 a 10 m de espesor, sus dos planos están definidos con 5 a 10 cm de arcilla y entre sus planos 11 planos de falla con rumbo de N40° W a 60° con 75 a 80° al NE.
13	TP-1-11	0+280	N27° W/50° NE	Falla con 1.5 m de espesor de roca triturada con arcilla.
14	TP-1-12	0+292.50	N22° W/66° NE	Falla con 1 m de espesor de roca triturada con arcilla.
15	Falla II	0+298.50	N10° W/71° NE	Falla con 2.50 m de espesor de roca triturada con arcilla.
16	TP-1-13	0+307.50	N28° W/63° NE	Falla con 2 m de espesor de roca triturada con arcilla.
17	TP-1-14	0+327	N20° W/71° NE	Falla con 1 m de espesor de roca triturada con arcilla.
18	TP-1-15	0+348.5	N12°W/73° NE	Falla con 3 m de espesor de roca triturada con arcilla, en su interior tiene un dique diabásico de 50 cm de espesor.
19	F-II-A*	0+355	N50° E/62° SE	Falla con 6 m de espesor de roca triturada y arcilla y una capa de arcilla de 50 cm. En la tabla del bajo tiene un dique diabásico de 1 m de espesor.
20	F-I	0+365	N30°W/40°SW	Falla con 1.5 m de espesor de roca triturada con arcilla, no cruza el túnel porque intercepta a la falla F-II-A.
21	F-II-B*	0+386	N35° E/43° SE	Falla con 6 m de espesor de roca triturada y arcilla (inclinación variable).
22	F-II-C	0+415	N06° E/78° NW	Falla con 5 m de espesor de roca triturada y arcilla.
23	TP-1-16	0+464.50	N24° W/73° NE	Falla con 1 m de espesor de roca triturada y arcilla.
24	TP-1-17	0+471	N30° W/65° NE	Falla con 1.5 m de espesor de roca triturada y arcilla.
25	TP-1-18	0+481	N08° W/80° NE	Falla con 3.5 m de espesor de roca triturada y arcilla.
26	TP-1-19	0+518.5	N02° E/48°SE	Falla de 50 cm a 1 m de espesor de roca triturada, arcilla y hasta 5cm de calcita.
27	Falla III*	0+557.50	N02° E/73° NW	Plano de falla con arcilla de 0 a 5 cm.
28	Falla Cortina	0+564	N-S/65° E	Falla con 3 m de espesor de roca triturada y arcilla 8 m de fracturamiento paralelo.
29	TP-1-20	0+636.50	N42° W/62° NE	Falla de 2 m de espesor de roca triturada, arcilla, en uno de sus respaldos está un dique diabásico.
30	TP-1-21	0+665.50	N15° W/70° NE	Falla de 1.5 m de espesor de roca triturada, arcilla, en uno de sus respaldos está un dique diabásico.
31	TP-1-22	0+683	N60°W/44°NE	Falla con 2 m de espesor de roca triturada con arcilla.

32	F-IV*	0+690.5	N20°E/68°SE	Falla con 3.5 m de espesor de roca triturada con arcilla y un dique de 50 cm de espesor en el alto.
33	TP-1-23	0+730	N12°E/60°NW	Falla con 50 cm de espesor de roca triturada, con 10 cm de arcilla. (Forma una cuña potencialmente inestable).
34	TP-1-24	0+800	N48°W/61°NE	Falla con 50 cm de espesor de roca triturada, con 10 cm de arcilla.

Las orientaciones preferenciales de las 34 fallas se agrupan en tres sistemas: el primero tiene un rumbo de N14° W/66° NE, el segundo N36° E/57° SE y el tercero N07° E/50° SE, como lo muestra la Figura 2.

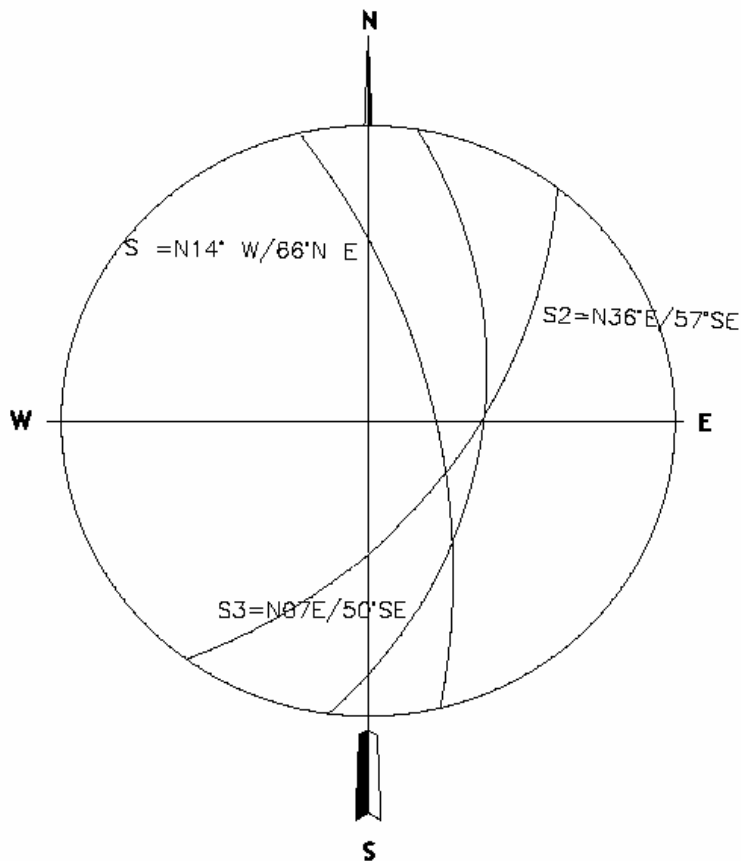


FIGURA 2.- ESTEREOGRAMA DE LAS FALLAS ENCONTRADAS EN EL TÚNEL 1

TUNEL DE DESVIO 2

La obra de desvío del Proyecto Hidroeléctrico el Cajón ubicada en la margen izquierda el túnel 2 tiene una longitud de 784 m (0+098 a 0+880), su cota del piso en la entrada es la 227 y en la salida la 220.

FALLA	CADENAMIENTO	RUMBO Y ECHADO	OBSERVACIONES
PE-1	0+035 - 0+035	N 60-67° W/69° NE	Falla con un espesor de roca afectada de 3,50 m, rellena de arcilla y material cataclástico. Se cortará en la excavación de los portales de entrada
PE-2	0+054 – 0+064	N 62° W/73° NE	Falla con un espesor de roca afectada de 0,40 m, rellena de arcilla y material cataclástico. Involucrada sólo en las excavaciones de los portales de entrada
Bno. MI-38	0+76 – 0+086	N 54° E/68° SE	Falla cortada en el barreno MI-38, con zona de afectación de la roca entre la profundidad de 60, 40 y 61, 65 m.
PE-3	0+275 - 0+285	N 12-15° E/79° NW	Falla con un espesor de 4,0 m roca alterada y fracturada, la cual presenta algunos planos con estrías y arcilla.
PE-4	-	N 01-07° W/69° SW	Falla con un espesor de 0,40 m, de material cataclástico.
II	0+315 - 0+322	N 15° W/88° NE	Falla con salto aproximado 4 m y una zona de afectación de 1 m.
II A	0+388- 0+402	N 38° E/85° SE	Falla importante con un espesor de 2 m, localizada en el socavón 3, con 12 m de afectación.
II B	-	N 60° E/60° SE	Falla importante con un espesor de roca afectada de 2 a 6 m, también localizada con la prolongación del socavón 3.
III	0+576 - 0+588	N 15° E/80-65° SE	Fue cortada en los socavones 1 y 3 mostrando zona de afectación de 20-50 cm de espesor y zona de fracturamiento en respaldos hasta de 3 m.
IV	0+684 - 0+694	N 23° W/55-70° NE	En superficie se observa una cataclasita de 0,50 m, en ella se alojan algunos diques diabásicos. Posible zona de afectación de 3 a 5 m.

De acuerdo con los levantamientos geológicos y la información proporcionada por la CFE, la roca excavada en el Túnel de desvío 2 pertenece a las unidades ignimbríticas TicU2 y TicU3, así tenemos que de la entrada hasta el cadenamiento 0+300 fue excavado en la TicU2, la cual se presentó sumamente alterada y su contacto con la TicU3 está marcado por un horizonte aglomerático de 5 m de espesor.

Del cadenamiento 0+300 al 0+403 la excavación fue en rocas de la TicU3 las cuales se presentaron menos alteradas, del cadenamiento 0+403 al 0+554 la cual se presenta 0+880 fue excavado en la TicU3 presentándose inalterada aunque muy fracturada.

Fallas

En el túnel de desvío N° 2 se presentaron 40 fallas geológicas, de las cuales siete fueron previamente pronosticadas en las bases de licitación, orientadas en tres sistemas preferenciales, el primero S1 de rumbo N 10° W / 72° NE, el segundo S2 de rumbo N 37° W / 56° NE y el tercero S3 orientado N 37° E / 66° SE (Figura 3). En este túnel las fallas principalmente se concentran en los primeros 250 m y el resto distribuidas a lo largo del túnel.

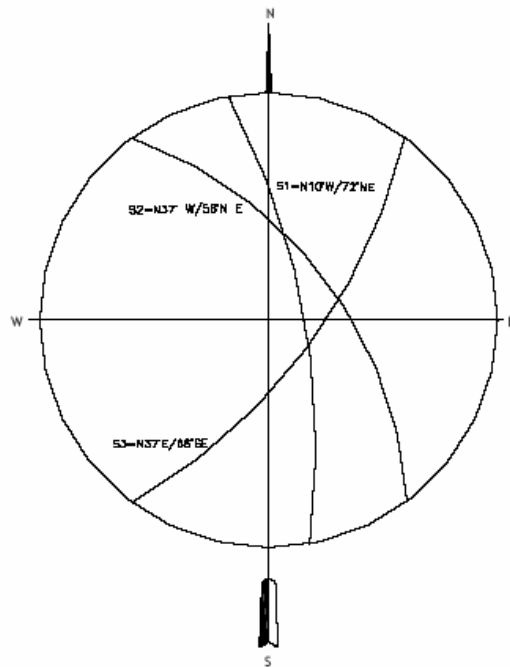


FIGURA 3.- ESTEREOGRAMA DE LAS FALLAS ENCONTRADAS EN EL TÚNEL 2

FALLA		CADENAMIENTO EN EL EJE	Rumbo y echado	Observaciones
1	Falla Puertecitos	0+084 (Tabla izquierda)	N 35° E / 65° SE	Falla con 6 m de espesor de roca triturada y arcilla.
2	TP-2-1	0+104	N 25° W / 65° NE	Falla con 3.5 m de espesor, de roca triturada alterada y arcilla.
3	TP-2-2	0+114	N 15° W / 52° SE	Falla con 2.5 m de espesor de roca triturada, alterada y arcilla.
4	TP-2-3	0+120	N 46° E / 67° NW	Falla con 1.5 m de espesor de roca triturada, alterada y arcilla
5	TP-2-4	0+121	N 64° W / 42° SW	Falla con 2 m de espesor de roca triturada, alterada y arcilla,
6	TP-2-5	0+133	N 27° E / 51° SE	Falla alabeada con 1.5 m de espesor de roca triturada, alterada y arcilla.
7	TP-2-6	0+140	N 32° W / 58° NE	Falla con 4.5 m de espesor de roca triturada, alterada y arcilla.
8	TP-2-7	0+145	N 27° E / 65° SE	Falla con 4.0 m de espesor de roca triturada con arcilla. Provoco inestabilidad en la bóveda.
9	TP-2-8	0+161.5	N 12° E / 60° SE	Falla con 1 m de espesor de roca triturada con arcilla. Provoco inestabilidad en la bóveda.
10	TP-2-9	0+170	N 40° E / 65° SE	Falla con 3 m de espesor de roca triturada con arcilla. Provoco inestabilidad en la bóveda.
11	TP-2-10	0+180	N 85° E / 58° NW	Falla con 3 m de espesor de roca triturada con arcilla. Provoco inestabilidad en la bóveda.
12	TP-2-11	0+187.5	N 67 ° W / 68° NE	Falla con .50 m de espesor de roca triturada con arcilla. Provoco inestabilidad en la bóveda.
13	TP-2-12	0+190.00	N 67° W / 75° SW	Falla con 2.0 m de espesor de roca triturada, alterada y arcilla. Provoco inestabilidad en la bóveda.

14	TP-2-13	0+195	N 20° E / 60° SE	Falla de 3 a 4 m de espesor de roca triturada, fracturada y con relleno arcilloso. Provoco inestabilidad en la bóveda.
15	TP-2-14	0+206.50	N 42° W / 54° NE	Falla con 5.50 m de espesor de roca triturada con relleno arcilloso.
16	TP-1-9	0+233.00	N 12° E / 80° SE	Falla con 2.50 m de espesor de roca triturada, fracturada con relleno arcilloso.
17	Falla P.E-3 *	0+238	N 08° E / 88° SE	Falla con 1.50 m de espesor de roca triturada, fracturada con relleno arcilloso.
18	Falla II *	0+313	N 20° W / 73° NE	Falla con 1 m de espesor de roca triturada y arcilla.
19	TP-2-17	0+257	N 08° W / 60° NE	Falla con 2.00 m de espesor de roca alterada, triturada y arcilla.
20	TP-1-12	0+293	N 25° W / 77° NE	Falla con 1 m de espesor de roca alterada, triturada y arcilla. Esta falla se correlaciona con el Túnel N° 1.
21	TP-2-18	0+373	N 07° W / 76° NE	Falla con 1 m de espesor de roca alterada, triturada y arcilla.
22	TP-2-19	0+395	N 19° W / 80° NE	Falla con 3 m de espesor de roca alterada, triturada y arcilla.
23	TP-2-20	0+415	N 06° W / 69° NE	Falla con 2.5 m de espesor de roca alterada, triturada y arcilla.
24	F-II-A *	0+420.00	N 44° E / 65° SE	Falla con 5.5 m de espesor de roca alterada, triturada y arcilla.
25	F-II-B *	0+438.50	N 32° E / 45° SE	Falla con 3 m de espesor de roca triturada y arcilla
26	TP-2-21	0+442.00	N 29° W / 85° NE	Falla con 1 m de espesor de roca alterada, triturada y arcilla.
27	TP-2-22	0+447.00	N 15° W / 65° SE	Falla con 1 m de espesor de roca alterada, triturada y arcilla.
28	F-II-C *	0+456	N 12° W / 70° NE	Falla con 3 m de espesor de roca alterada, triturada y arcilla.
29	TP-1-16	0+465.50	N 24° W / 73° NE	Falla con 1 m de espesor de roca triturada y arcilla.

30	TP-1-18	0+495.00	N 04° W / 53° NE	Falla con 3.5 m de espesor de roca triturada y arcilla.
31	TP-2-23	0+445.00	N 30° W / 53° SW	Falla con 2 m de espesor de roca alterada, triturada y arcilla.
32	TP-2-24	0+458.00	N 14° W / 54° NE	Falla con 1 m de espesor de roca alterada, triturada y arcilla.
33	Falla III *	0+576.50	N 04° W / 75° NE	Plano de falla III con 6.50 de intenso fracturamiento.
34	Falla Cortina	0+585.00	N-S / 83° E	Falla con 4 m de espesor de roca triturada y arcilla.
35	TP-1-20	0+618.00	N 35° W / 60° NE	Falla de 2 m de espesor de roca triturada y arcilla.
36	F-IV *	0+645.50 0+655.00	N 44° W / 53° NE N 35° W / 57° NE	Falla de 4 a 6 m de espesor de roca triturada con arcilla.
37	TP-2-25	0+670.00	N 14° W / 45° NE	Falla con 1 m de espesor de roca alterada, triturada y arcilla.
38	TP-1-21	0+672.50	N 13° W / 70° NE	Falla de 1.5 m de espesor de roca triturada y arcilla.
39	TP-1-26	0+718.50	N 07° W / 81° NE	Falla de .50 a 2.00 m de espesor de roca triturada y arcilla.
40	TP-1-23	0+754	N11°E / 60° NW	Falla con 50 cm de espesor de roca triturada, con 10 cm de arcilla.

Fallas encontradas en la excavación del túnel No.2

Zonificación

Respecto a las condiciones de estabilidad la excavación del túnel 2 fue posible diferenciar 6 zonas geológicamente diferentes de acuerdo a la concentración de fallas y a la calidad de la roca así tenemos que tres zonas están afectadas por numerosas fallas y en las dos restantes disminuye la presencia de estas y mejora la calidad del macizo rocoso, en la siguiente tabla se muestran 6 zonas en que se dividió el macizo rocoso del túnel de desvío N° 2.

Zona 1 (Sistema de Fallas Puertecitos) abarca del cadenamiento 0+098 (entrada del túnel) al 0+250, la roca excavada fue de muy mala calidad, blanda, alterada, triturada, con abundante arcilla, calcita y óxidos de fierro, se

cortaron 17 zonas de falla con espesores variables de 1 a 6 m de espesor, generalmente orientados al NE y buzando hacia el SE, lo que provocó que varias zonas de falla se fueran a rumbo de la excavación, por lo que en este tramo, prácticamente ningún metro se avanzó sin la presencia de una falla.

Adicionalmente a lo anterior se cortaron numerosos planos de falla con relleno de arcilla. Estas condiciones provocaron inestabilidad en la bóveda y paredes y dos grandes derrumbes.

Zona 2 ubicada entre los cadenamientos 0+250 y 0+390 se caracteriza por presentar mejores condiciones geológicas, la roca se presenta menos alterada, dura, en general de regular calidad con cuatro zonas de falla de 1 m de espesor y numerosos planos de falla orientados NE y NW generalmente perpendiculares a la excavación; también se observaron franjas de concentración de fracturas con la orientación citada y entre los cadenamientos 0+0380 y 0+390 una concentración de fracturas de orientación N-S inclinadas hacia el E.

Zona 3 (Zona de Fallas II-A y II-B) se delimita entre los cadenamientos 0+390 y 0+460 en este tramo la roca se presento de parcialmente alterada a muy alterada (cercana a las fallas), afectada por 7 zonas de falla dos de ellas (II-A y II-B) orientadas al NE e inclinadas al SE, casi a rumbo de la excavación lo que provocó inestabilidad en la bóveda por lo que se redujo la sección de excavación a $\frac{1}{4}$ de sección.

Zona 4 cubre desde el cadenamiento 0+460 al 0+610 y se caracteriza por una roca de regular a buena calidad (excepto cerca de las fallas), es dura, inalterada, de la llamada ignimbrita TicU3; en este tramo se cortaron seis zonas de falla de 1 a 4 m de espesor todas casi perpendiculares a la excavación; se notó en esa zona una disminución en la frecuencia de fracturamiento y en los planos de falla.

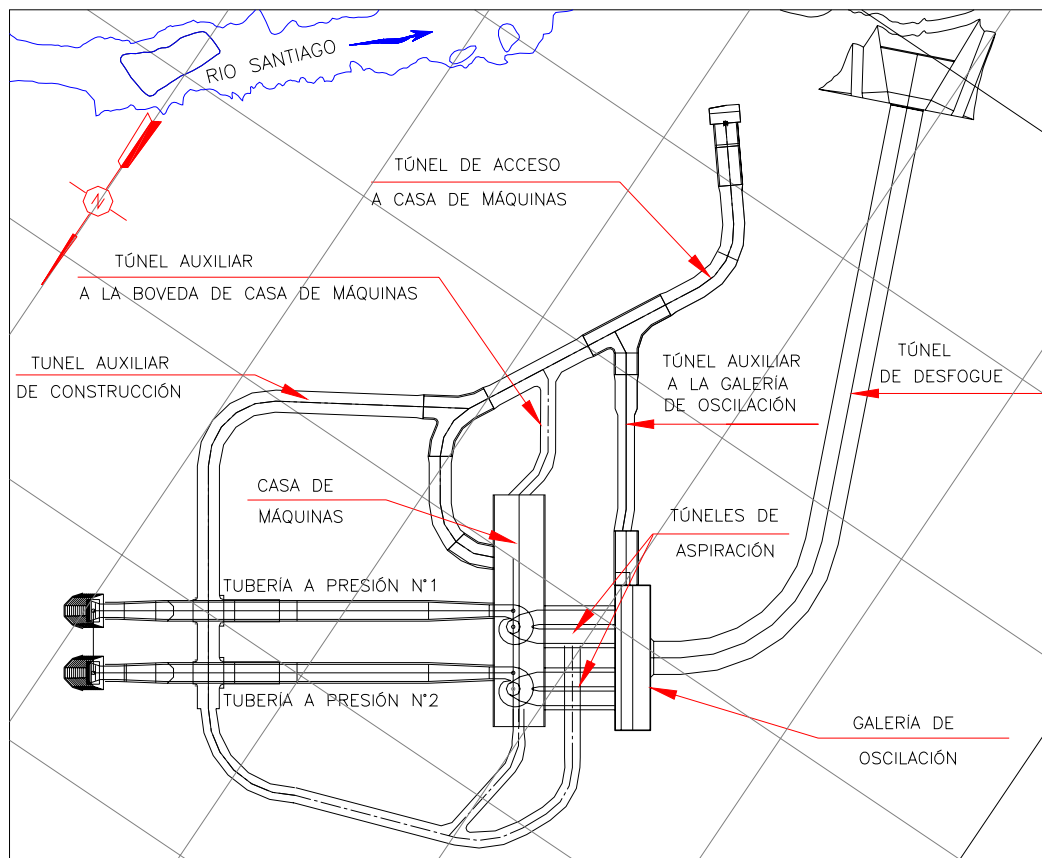
Zona 5 (Zona de las fallas IV) ubicada entre los cadenamientos 0+610 y 0+680 donde la roca es de regular a mala calidad, parcialmente alterada y muy fracturada afectada por cuatro zonas de falla una de ellas de 10 m de espesor y por 10 diques diabásicos alterados. Las fallas y el fracturamiento se presentan con relleno arcilloso, lo mismo que los contactos de los diques. La orientación de las fallas, diques casi perpendiculares a la excavación.

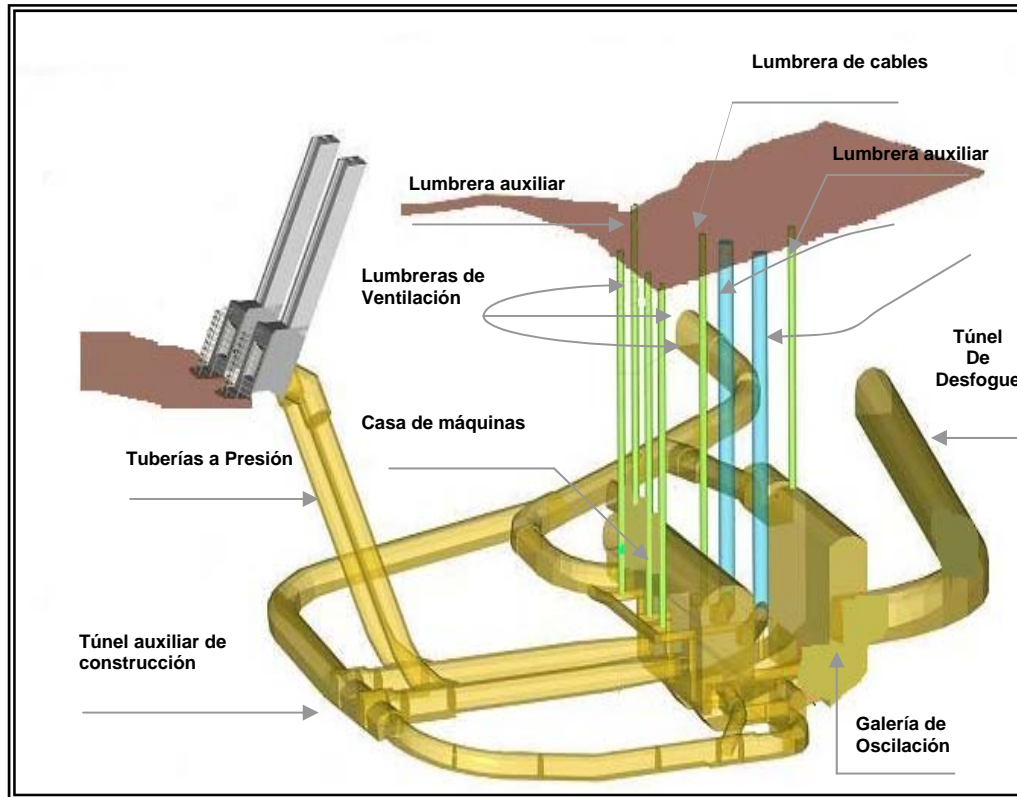
Zona 6 Se localiza a partir del cadenamiento 0+680 al 0+880 (salida del túnel 2) En este tramo el macizo rocoso es de regular a buena calidad, la roca se presenta dura, inalterada pero afectada por dos 2 zonas de falla, numerosos planos de

fracturamiento con arcilla, principalmente los que se orientan perpendiculares a la excavación, la combinación de planos de falla y fracturas provocaron la formación de cuñas potencialmente inestables, algunas de las cuales se derrumbaron o provocaron inestabilidad en la bóveda.

3.2.3.2 Casa de Máquinas

Las obras de generación del Proyecto Hidroeléctrico “El Cajón” Nayarit, son de tipo subterráneo, con excepción de la obra de toma y la subestación. Están localizados en la margen derecha del Río Santiago y están integrados por: un canal a cielo abierto de obra de toma, dos tuberías a presión, la casa de máquinas, dos túneles de aspiración, la galería de oscilación, un túnel de desfogue, dos túneles de acceso, uno a casa de máquinas y otro a la galería de oscilación, tres auxiliares, siete lumbreras y una subestación superficial.





La casa de máquinas del P.H. El Cajón, Nayarit , forma parte de las obras de generación subterráneas del proyecto, se trata de una excavación de 23,70 m de ancho, 107,05 m de largo y 55 m de alto en su parte más profunda, la bóveda está a la elevación 245,00. El eje de la casa de máquinas presenta una orientación NW 34° SE, misma que sus paredes más largas (figura 1 y 2).

La pared de aguas arriba fue intersecada por varios túneles entre los que se encuentran las tuberías a presión, dos nichos, tres ranuras de ventilación y el túnel de acceso a casa de máquinas; detrás de esta pared se localiza un túnel auxiliar para las lumbreras de ventilación verticales.

En la pared de aguas abajo están los dos túneles de aspiración y las galerías de buses; atrás de dicha pared se encuentran tres lumbreras, una de cables y dos de buses. Por último a 31 m hacia aguas abajo del muro, se localiza la galería de oscilación, por lo que esta pared limita el pilar de roca que separa ambas excavaciones. Por lo que respecta al tímpano sur de la caverna de casa de máquinas fue intersecado, en la parte superior por el túnel auxiliar de construcción y en el tímpano norte la intersección fue por la parte inferior.

LITOLOGÍA

La mayor parte de la bóveda y las paredes de la casa de máquinas se excavaron en rocas de la unidad 2 (TicU2), incluyendo el horizonte aglomerático que marca el contacto con la TicU3, las cuales se describen a continuación.

Los primeros metros de excavación de la bóveda de la casa de máquinas se hicieron en la unidad 3 TicU3 (del cadenamiento 0+000,00 al 0+012,00) cuya roca se presentó de muy mala calidad, con intenso fracturamiento y alteración formando condiciones inestables en la bóveda por la presencia de la Falla Crucero-Lagartos y su zona de afectación, por lo que la ampliación de este tramo se hizo en forma cuidadosa y alternada con la colocación del tratamiento.

A partir del cadenamiento 0+012,00 las condiciones geológicas y de estabilidad mejoraron notablemente, después de cruzar la falla apareció la unidad 2 (TicU2) donde la roca se presentó dura con mucho menos alteración y con poca densidad de fracturamiento, en general de buena calidad, parte de esta roca forma parte del aglomerado superior, identificado previamente por CFE, que marca el contacto entre las unidades TicU3 y TicU2, se trata de un horizonte aglomerático de 6 m de espesor bien consolidado (soldado) con una inclinación aparente de 11° hacia la pared de aguas abajo y que queda expuesto en prácticamente toda la parte izquierda de la bóveda; mientras que la parte derecha quedó expuesta la ignimbrita aglomerática de la misma unidad, la cual se presentó de buena calidad.

El otro tipo de roca excavada en la casa de máquinas fueron cinco diques diabásicos de forma tabular, dos relacionadas con la Falla Crucero-Lagartos, uno quedó expuesto en la parte de aguas abajo y se prolonga hasta el fondo del tímpano norte (fotografía 12) y dos en la bóveda y pared de aguas arriba, estos se describen en la tabla

DIQUE	RUMBO Y ECHADO	ESPESOR (m)	CADENAMIENTO	OBSERVACIONES
1	N 18° W / 84° NE	0.50	0+000,00	Cruza la zona de la falla Crucero-Lagartos y se mete a la pared de aguas arriba en el cadenamiento 0+024,00 (Sistema FIV).
2	N 22° W / 55 a 58° al NE	0,70	0+011,00	Cruza en forma diagonal siguiendo el rumbo del fracturamiento y se angosta hasta cerrarse en el cadenamiento 0+055,00 cerca de la pared de aguas arriba (Sistema FIV).
3	N 30° W / 56° NE	0,50	0+035,00	Se trata de un dique falla, expuesto en la pared de aguas abajo, apareció en la elevación 235,00 y se prolongó al tímpano norte hasta la elevación 225,50. En sus respaldos presentó relleno de arcilla y flujo continuo de agua.

Diques descubiertos en la excavación de casa de máquinas



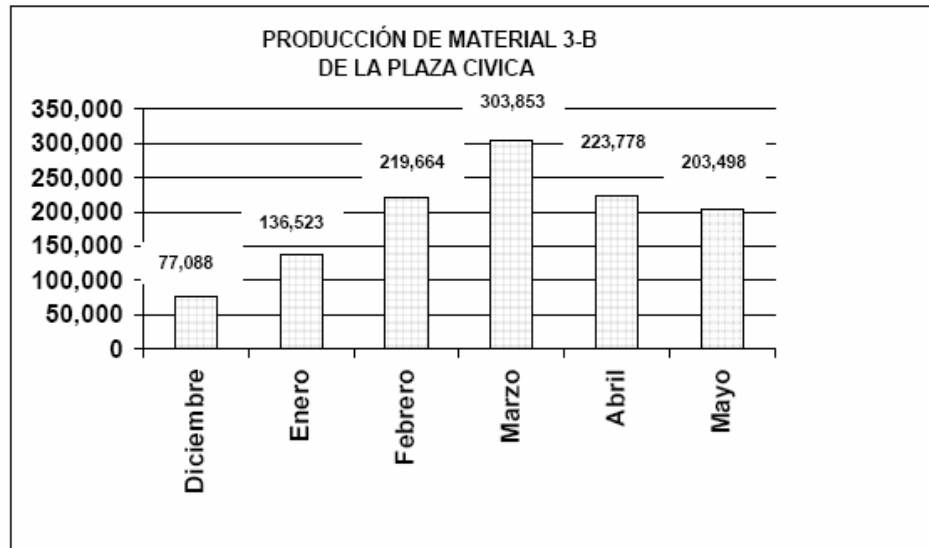
Parte más baja del tímpano norte de casa de máquinas donde se aprecia el dique-falla donde presentó condiciones inestables

FALLAS

Sin considerar los diques asociados al sistema de fallas IV, la única zona de falla encontrada en la excavación de la casa de máquinas fue la falla Crucero-Lagartos que afectó la inestabilidad en la bóveda los primeros 12 m de la casa de máquinas (playa de montaje) tiene un rumbo de $N 51^\circ E / 46^\circ SE$, en uno de sus planos se intrusionó un dique diabásico, destaca la zona de afectación de la falla, que mide 19 m y que se manifiesta por una zona de roca densamente fracturada (de 15 a 20 fracturas por metro) y que fue excavada desde el túnel auxiliar de la bóveda de casa de máquinas

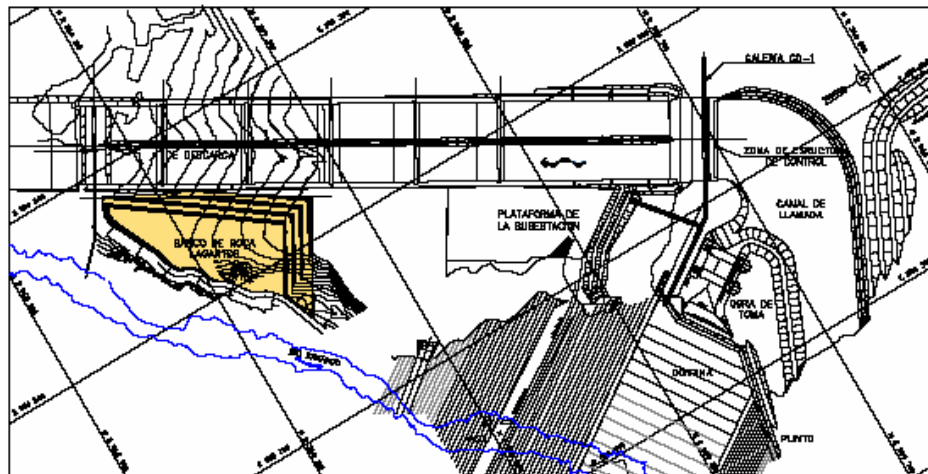
3.3 Falla “Lagartos”

Con objeto de asegurar la producción del material 3B, cuya demanda en la cortina exigió colocar un volumen importante; y considerando que en la plaza cívica la producción de este material, con variaciones mostradas en la gráfica, se vio la conveniencia de abrir otro lugar de producción que complementara el material 3B en la etapa de mayor demanda para la construcción de la cortina.



Grafica.-Producción de material 3B de la Plaza Cívica (2005-2006).

El lugar escogido para complementar la producción del material 3B es el llamado “Banco de Roca Lagartos” el cual se ubica en la margen derecha,



Croquis de localización del banco de roca Lagartos.

Litología

La roca de este banco es una roca volcánica extrusiva (ignimbrita riódacítica) de la llamada TicU3 que en la zona de la pedrera es donde ha mostrado su mejor calidad, se presenta inalterada, con planos sellados de pseudo estratificación con una orientación general N 19° W / 18° SW, con poco fracturamiento y una delgada cobertura de suelo vegetal. La CFE a esta unidad la describe de la siguiente manera:

“La unidad TicU3 se compone de una ignimbrita de composición riódacítica de color gris claro a rosáceo, de textura piroclástica; en general su estructura es masiva, compacta y de alta dureza; está constituida por cuarzo, feldespatos, líticos de composición andesítica y fiammes de pómez de 0,5 a 1 cm de diámetro, todo esto sostenido en una matriz tobácea vitrocrystalina bien soldada”.

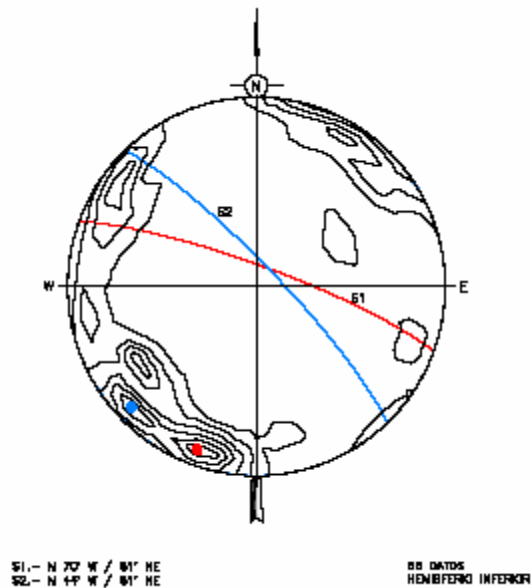
La roca de la unidad TicU3, en los núcleos recuperados de la perforación realizada para la exploración de la obra de excedencias (Barreno BPD-1), reportaron índices de recuperación promedio del 81,00 al 100,00 % y un RQD variable del 70,00 al 95,00 %, lo que las ubica en un rango de calidad que varía de buena a excelente con algunos tramos de regular calidad. También en los estudios geofísicos en esta unidad se registraron velocidades de propagación en roca inalterada del orden de 3,00 a 4,00 km/s”.



Vista Panorámica del Banco de roca y del camino 8-MD, en donde se alcanzan a observar las características de la roca.

Discontinuidades

Con los levantamientos geológicos de la excavación del talud izquierdo del vertedor y del camino 8-MD se identificaron 26 planos de falla con estrías de movimiento y 60 fracturas, las cuales, con un análisis estereográfico muestran que se agrupan en dos sistemas cuyo rumbo es: S1.- N 70° W / 81° NE y el S2.- N 44° W / 81° NE y cuya intersección no tiene salida hacia la excavación del banco de roca.



Stereograma de discontinuidades del banco de Roca Lagartos

Riesgos Geológicos

Sin duda el mayor riesgo geológico que se corre en la explotación de esta zona, es la cercanía de la “Macrocuña” potencialmente inestable ubicada en la parte alta de la salida del desfogue, cuyo comportamiento es incierto, ya que en caso de cualquier deslizamiento o desestabilización de ésta.

Otro de los riesgos es la existencia de cuatro cuñas potencialmente inestables, las cuales están identificadas y que se forman con la intersección de los planos de falla, previamente detectados en los levantamientos geológicos de la excavación del canal de descarga.

4. CONCLUSIONES

Al unirme al equipo de trabajo para la realización de este maravilloso proyecto, en específico a la coordinación de calidad no tenía una visión muy clara de la importancia que tiene cada uno de los diferentes frentes de trabajo y que tan estrechamente nos vinculábamos con cada uno de ellos. Y fue con el trabajo diario en que se ve uno involucrado, en la gran responsabilidad y la confianza de tener cada uno de nosotros como ingenieros asignado un frente de trabajo que llegue a comprender la importancia de cada uno de nosotros como trabajadores; es aquí donde cada uno se forja sueños e ilusiones que se van logrando con el paso del tiempo, ese tiempo que compartimos con mucha gente que trabajo durante 12 horas al día a lo largo de 4 años (2 de los cuales yo labore) y que fueron dando forma a este proyecto que sin duda es uno de los más grandes de los últimos años en nuestro país.

A lo largo del tiempo en este proyecto, no solo pude entender la importancia que tiene el darle tratamiento a la roca y que el método utilizado para este es fácil de asimilar sino que cada compañero mío (ya fuera de control de calidad u otro frente de trabajo), realizaba un trabajo de igual importancia y que todos en conjunto le íbamos dando forma a todo el proyecto.

Respecto al Tratamiento de rocas, todo el proceso constructivo de la pantalla impermeable desde plinto y galerías quizá nos limito un poco en la adquisición conocimiento mas a detalle de los otros frentes de trabajo, pero aquí me pude dar cuenta de los problemas que se presentaron en las inyecciones en diciembre de 2004 y los posteriores a esa fecha; ya que en un porcentaje elevado (99.7%) de los casos la mezcla utilizada cumplió con los parámetros establecidos para poder realizar la inyección, en el resto de los casos (0.3%) la mezcla no cumplió con los requisitos y esto se debió en gran medida a que los jefes de frente de inyección hacían caso omiso a las indicaciones que se les hacia con respecto al dosaje y almacenamiento de los aditivos que son utilizados en la preparación de la mezcla.

En este tipo de proyectos de gran tamaño es importante tener el conocimiento de normas y procedimientos de construcción que en otros tipos de proyecto muy poco se utilizan ya que aquí hay que ser más sistemático y más puntual en ciertos aspectos.

Aunado a las pequeñas diferencias de criterio que se llegaron a tener con la empresa que nos superviso, ya que no tenían idea o no comprendían siquiera el mínimo de los diversos factores que podían afectar a las propiedades de la lechada.

En gran medida el colaborar en la construcción de este proyecto y ser participe de las diversas problemáticas surgidas en el tiempo en que estuve presente, me fueron dando un sin número de ideas, conocimientos y la formación de un criterio mucho más amplio para la toma de decisiones con respecto al forjado en las aulas de la universidad; de igual forma me dejo una gran experiencia ya que son muy pocos ingenieros los que tienen la oportunidad de trabajar en este tipo de proyectos

Aquí pude comprender mucho mejor todo lo relacionado con diversas empresas que aportaron algún componente para la culminación de esta obra para México.

5. Anexos



Foto. 1 Vista del Plinto (margen izquierda)



Foto. 2 Vista del Plinto (margen derecha)



Foto. 3 Equipo de inyección Atlas Copco



Foto. 4 Perforación en plinto (track drill)



Foto. 5 Perforación en GD2 (mustang)



Foto. 6 Inyección en Codo de Aspiración



Foto. 7 Obturador Neumático de 1 1/2"



Foto 8. Equipo para pruebas de lechada de inyección



Foto 9. Prueba de Viscosidad



Foto 10. Prueba de Decantación



Foto 11. Vista General del Proyecto (Noviembre 2006).

6. Bibliografía

- **Proyectos Hidroeléctricos desafíos para la Ingeniería Civil**
Dr. Humberto Marengo Mogollón Coordinador de Proyectos Hidroeléctricos
Subdirección de Construcción CFE.
- http://www.carreteros.org/normativa/pg3/articulos/6/v/a_676a.htm
- **Especificaciones de Construcción de Obra civil del P.H. El Cajón Nayarit**
Capítulo 6
- **Procedimiento 27 mezclas para las inyecciones de consolidación y de impermeabilización.**
Procedimiento de laboratorio de Control de Calidad CIISA
- **Secretaría De Recursos Hidráulicos**
Traducción del capítulo XIV del libro FORAGES ET SONDAGES
H. Cambefort "Pruebas de Permeabilidad"
- **Inyección de Cemento y Perforación para Inyección**
Atlas Copco
- **El Método "GIN"**
Diseño y control reinyectado empleando el principio GIN
Comisión Nacional del Agua
- **Informes geológicos Generados por CFE**
 - Plinto del punto 1 al 15
 - Galerías GD1, GD2, GD3, GI1, GI2, GI3
 - Túneles de Desvío
 - Banco de Roca Lagartos