



COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

SUBDIRECCIÓN GENERAL TÉCNICA

GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERÍA DE RÍOS

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA COORDINACIÓN DE HIDRÁULICA

SUBCOORDINACIÓN DE OBRAS Y EQUIPOS HIDRÁULICOS

CONVENIO DE COLABORACIÓN NO: 2016-B08-B08-GC-09-RF-AD-A-CC-0001

**“ESTUDIOS ESPECIALIZADOS A CINCO PRESAS DE
ALMACENAMIENTO, DERIVADORAS Y BORDOS EN ALTO
RIESGO DEL NORESTE DEL PAÍS, AÑO 2016”**

Octubre 2016



NOMBRE OFICIAL: PIEDRA BLANCA

NOMBRE COMÚN: PIEDRA BLANCA

ID 421



MUNICIPIO DE PARRAS

ESTADO DE COAHUILA

INFORME DE FINAL



ÍNDICE DE CONTENIDO

INGENIERÍA BÁSICA.....	1
ANTECEDENTES.....	1
OBJETIVO.....	1
ALCANCE.....	2
METODOLOGÍA.....	2
ACTIVIDADES.....	2
I. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.....	2
I.1 Datos generales.....	2
I.2 Inspecciones reportadas en el SISP.....	5
II. VISITAS DE INSPECCIÓN.....	10
II.1 Condiciones durante la visita.....	10
II.2 Embalse.....	11
II.3 Cortina.....	13
II.4 Obra de excedencias.....	23
II.5 Obra de toma.....	28
II.6 Cauce.....	31
III. TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO.....	33
III.1 Levantamiento topográfico de la cortina de la presa.....	33
III.2 Levantamiento topográfico del cauce aguas abajo.....	39
III.3 Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio.....	43
IV. ESTUDIOS DE PELIGRO SÍSMICO.....	60
V. REVISIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA.....	66
VI. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA.....	67
I.1 Recopilación y revisión de la información disponible.....	67
I.2 Marco de referencia para el análisis estructural.....	73
I.3 Integración de la información del análisis de estabilidad.....	78
I.4 Problemas de seguridad geotécnica y estructural de la cortina.....	92
I.5 Análisis del flujo de agua en la cortina.....	97
I.6 Análisis de estabilidad de la cortina.....	108
I.7 Revisión de la reparación de 2010 - 2011.....	119
I.8 Resumen de resultados de los análisis de estabilidad.....	124
I.9 Propuestas para mejorar la seguridad estructural.....	125
VII. REVISIÓN FUNCIONAL Y OPERACIONAL.....	1
VII.1.1 Revisión del vertedor de excedencias.....	1
VII.1.2 Revisión de la obra de toma.....	4
VII.1.3 Revisión del vaso, el cauce y los accesos.....	6

VIII. DELIMITACIÓN DE ZONAS DE PELIGRO POR DESCARGAS CONTROLADAS Y NO CONTROLADAS.....	10
VIII.1 Modelo digital de elevaciones del terreno.....	10
VIII.2 Coeficiente de rugosidad.....	11
VIII.3 Modelación bidimensional con FLO- 2D.....	12
VIII.3.1 Bases teóricas del modelo hidrodinámico bidimensional.....	12
VIII.3.2 Delimitación de la zona federal.....	14
VIII.3.3 Delimitación de zonas de peligro para una descarga controlada.....	15
IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	18
IX.1 Conclusiones.....	18
IX.2 Recomendaciones.....	20
IX.2.1 Conservación de la cortina.....	20
IX.2.2 Mantenimiento del vertedor.....	21
IX.2.3 Rehabilitación de la obra de toma.....	21
REFERENCIAS.....	23
ANEXOS.....	25
ANEXO 1 INFORMACIÓN RECOPIADA.....	25
ANEXO 2 INFORME DE INSPECCIÓN.....	25
ANEXO 2.1 ÁLBUM FOTOGRÁFICO.....	25
ANEXO 3 RESULTADOS DE CAMPO Y LABORATORIO.....	25
ANEXO 3.1 TOPOGRAFÍA DE LA CORTINA.....	25
ANEXO 3.2 TOPOGRAFÍA DE CAUCE AGUAS ABAJO.....	25
ANEXO 3.3 EXPLORACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO.....	25
ANEXO 4 ANÁLISIS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS.....	25
ANEXO 5 ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO.....	25
ANEXO 6 REVISIÓN DE ESTABILIDAD DE LA CORTINA.....	25
ANEXO 7 REVISIÓN FUNCIONAL Y OPERACIONAL DE LA PRESA.....	25
ANEXO 8 ZONAS DE PELIGRO.....	25
ANEXO 9 MEMORIAS DE CÁLCULO DE LOS ANÁLISIS ESTADÍSTICOS (GRÁFICAS DE RIESGO Y CURVAS DE FRAGILIDAD).....	25
ANEXO 10 DISEÑO CONCEPTUAL DE MITIGACIÓN DE RIESGOS.....	25
IX.3.....	25
IX.4 Conclusiones.....	25
IX.5 Recomendaciones.....	29
IX.5.1 Conservación de la cortina.....	29
IX.5.2 Mantenimiento del vertedor.....	30
IX.5.3 Rehabilitación de la obra de toma.....	30
REFERENCIAS.....	31
ANEXOS.....	33
ANEXO 1 INFORMACIÓN RECOPIADA.....	33

ANEXO 2 INFORME DE INSPECCIÓN.....	33
ANEXO 2.1 ÁLBUM FOTOGRÁFICO.....	33
ANEXO 3 RESULTADOS DE CAMPO Y LABORATORIO.....	33
ANEXO 3.1 TOPOGRAFÍA DE LA CORTINA	33
ANEXO 3.2 TOPOGRAFÍA DE CAUCE AGUAS ABAJO	33
ANEXO 3.3 EXPLORACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO	33
ANEXO 4 ANÁLISIS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS.....	33
ANEXO 5 ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO.....	33
ANEXO 6 REVISIÓN DE ESTABILIDAD DE LA CORTINA.....	33
ANEXO 7 REVISIÓN FUNCIONAL Y OPERACIONAL DE LA PRESA	33
ANEXO 8 ZONAS DE PELIGRO.....	33
ANEXO 9 MEMORIAS DE CÁLCULO DE LOS ANÁLISIS ESTADÍSTICOS (GRÁFICAS DE RIESGO Y CURVAS DE FRAGILIDAD).....	33
ANEXO 10 DISEÑO CONCEPTUAL DE MITIGACIÓN DE RIESGOS.....	33



INGENIERÍA BASICA

ANTECEDENTES

En el marco del Pacto por México en el compromiso No. 51 de la Administración Pública Federal 2012 – 2018, la Gerencia del Consultivo Técnico (GCT) de la Subdirección General Técnica (SGT) de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), Órgano Desconcentrado de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT), del Gobierno Federal de los Estados Unidos Mexicanos, solicitó al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) la participación de expertos en seguridad de presas para brindar asistencia técnica, con la finalidad de efectuar trabajos especializados en apoyo a la GCT, para determinar las opciones de solución que permitan reducir el nivel de riesgo que guardan las 8 presas clasificadas como de **“alto riesgo”**, mediante el estudio de las condiciones que conducen a la situación de peligro o mal funcionamiento de las presas, con base en la inspección *in situ* y de analizar las condiciones de seguridad estructural, funcional y operativa de la cortina y las obras auxiliares de las presas. Con base en este trabajo que es encomendado al IMTA, se podrá desarrollar por parte de la CONAGUA o de los usuarios, el Proyecto Ejecutivo necesario para la contratación de los trabajos que permitan la rehabilitación de las estructuras de la presa para con ello reducir el nivel de riesgo.

Para estos trabajos especializados, el IMTA desarrolló los **“Estudios especializados a cinco presas de almacenamiento, derivadoras y bordos en alto riesgo del Noreste del país, año 2016”**, con el fin de conocer el estado físico, funcional y operativo de los componentes de las presas, así como de cualquier otra condición que pueda representar peligro de afectación a la propia presa, a la población, sus bienes o a la infraestructura ubicada aguas abajo de la cortina, con base en inspecciones directas a las presas, en trabajos de ingeniería especializada mediante análisis hidrológicos, estructurales, geotécnicos, hidráulicos y, en su caso, de otros campos como mecánicos, electromecánicos o ambientales.

OBJETIVO

Determinar la probabilidad de falla, las consecuencias hacia aguas abajo y la evaluación del riesgo correspondiente para los modos de falla.

Tabla 0.1 Datos de la presa

ID	Entidad Federativa	Nombre	Altura máxima cortina (m)	Volumen al NAMO (hm ³)
421	Coahuila	Piedra Blanca	5.5	1.5

ALCANCE

Los estudios se enfocarán en evaluar el riesgo y proponer alternativas de adecuación para la reducción del mismo en el caso de que éste sea inaceptable. Además del estudio de evaluación del riesgo, se deberá entregar el anteproyecto de una de las adecuaciones propuestas en las presas para atenuar el riesgo.

Para alcanzar el objetivo del trabajo, es necesario considerar cuatro aspectos fundamentales de la Ingeniería en Presas y la Seguridad de Presas:

- a) Recopilación de información en archivos y mediante inspecciones físicas, topografía, batimetría y estudios de campo especializados de la obra de cabeza.
- b) Análisis determinista de Ingeniería en Presas.
- c) Análisis probabilista de la seguridad y evaluación del riesgo.
- d) Propuesta de opciones de solución para reducir el peligro y riesgo.

METODOLOGÍA

A continuación se describe la metodología que se utilizará para la prestación del servicio, describiendo clara y detalladamente las acciones a realizar.

Para cada la presa considerada en alto riesgo, se realizarán las siguientes actividades:

ACTIVIDADES

I. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

I.1 Datos generales

La presa está ubicada geográficamente en las coordenadas 25° 38' 39.80" Latitud Norte y 101° 53' 47.30" Longitud Oeste, en la Región Hidrológica N° 36, Nazas - Aguanaval. Se localiza al Sur del Estado de Coahuila; para llegar a la presa Piedra Blanca, se recorren 111.3 *km*, los cuales se componen de los siguientes tramos: partiendo de las oficinas de la CONAGUA en Saltillo, en dirección Oeste, por la carretera federal No. 40, se recorren 108.5 *km*, hasta llegar a la localidad de Piedra Blanca; continuando en la misma dirección hacia el Oeste, se recorren 1.2 *km* hasta llegar al entronque del camino de brecha que comunica a la presa; continuando por este camino de brecha en dirección al Sur, se recorren 1.6 *km* hasta llegar al sitio donde se localiza la cortina de la presa Piedra Blanca.

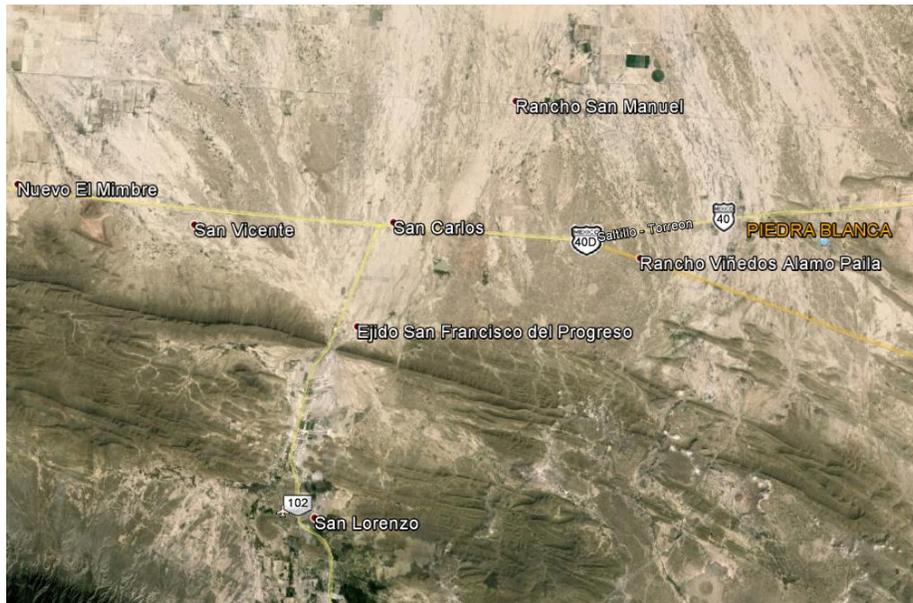


Figura I.1 Ubicación presa Piedra Blanca

La presa Piedra Blanca, fue construida por la Secretaría de Agricultura y Ganadería en el año de 1973, tiene una cortina homogénea de tierra, el talud aguas abajo tiene una pendiente de 1.7H: 1V y el talud aguas arriba 2.5H: 1V, su propósito original es para riego, con una capacidad de almacenamiento de 1.5 hm^3 a la elevación 1144.00 msnm. La corona está a la elevación 1144.5 m, con ancho de 6.00 m, longitud de 725 m y altura máxima de 5.50 m. Las descargas eventuales se realizan por un vertedor tipo Creager a la cota 98.84 m localizado en el empotramiento izquierdo de la cortina, con ancho de cresta de 85.00 m de longitud.

Las características generales de la presa se indican en la Tabla I.1

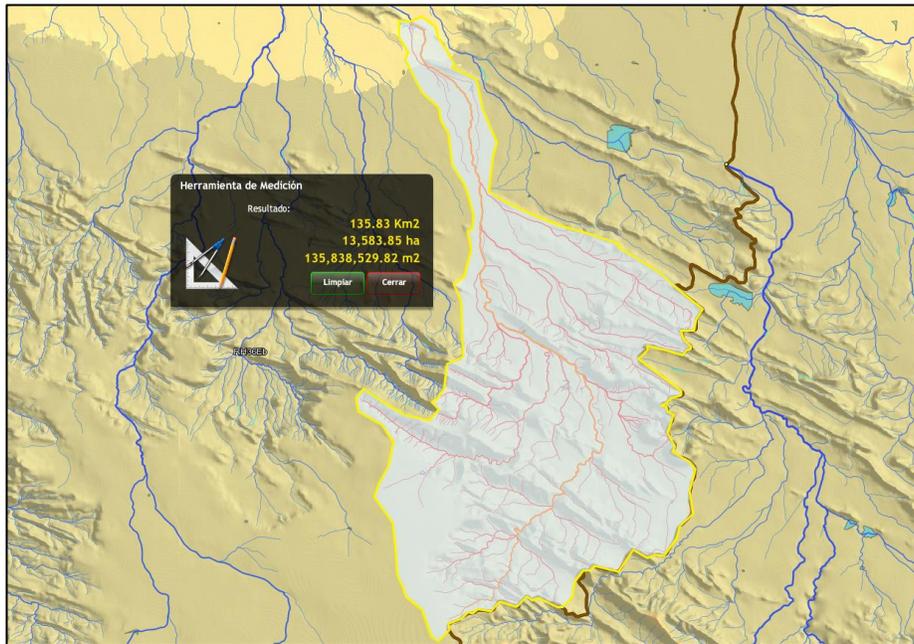


Figura I.2 Vista de la cuenca de la presa Piedra Blanca.

Tabla I.1 Características generales de la presa Piedra Blanca.

Tipo de cortina	flexible
Material de la cortina	Homogénea de tierra
Longitud de la corona	725.00 m
Ancho de la corona	6.00 m
Altura máxima desde el desplante	5.50 m
Altura sobre el cauce	5.50 m
Talud de aguas arriba	1.7h:1v
Talud de aguas abajo	2.5h:1v
Capacidad al NAME	1.94 hm ³
Capacidad al NAMO	1.5 hm ³
Tipo de obra de excedencias	Cimacio
Longitud total del vertedor	85.00 m
Gasto de diseño de la obra de excedencias	68.31 m ³ /s
Tipo de obra de toma	Tubería a presión
Material y dimensiones	Tubería de acero 0.46 m de diámetro
Gasto de diseño de la obra de toma	0.30 m ³ /s
Elevación de la corona	1144.5 msnm
Bordo libre	0.50 m
Elevación del NAME	1144.00 msnm
Elevación del NAMO	1143.50 msnm
Elevación del NAMINO	1140.33 msnm

Fuente: Información tomada del SISP-CONAGUA

Se inició la recopilación de información bibliográfica en diversas dependencias tanto académicas e institucionales así de como de entidades en el tema del agua para el estudio de la presa Piedra Blanca, para ello se desarrolló el siguiente procedimiento que a continuación se describe.

Parte básica y fundamental de la presa en estudio, es la información de diseño y construcción, los objetivos de la obra, eventos históricos importantes principalmente aquellos que han puesto en riesgo la estructura, así como la obtención de la información geográfica, topográfica, hidrológica, cartográfica, batimétrica, relieve, geológica, y finalmente, los datos de escurrimiento y precipitación. Estos serán los elementos que ayudarán a evaluar el riesgo de la obra.

I.2 Inspecciones reportadas en el SISP

Inspecciones reportadas en el SISP

A continuación se presenta el listado de la información revisada y las conclusiones de dichos documentos:

1. SISP (1999). Informe de Inspección de Seguridad de Presas N-I. Gerencia del Consultivo Técnico. Fecha 12 de julio de 1999. Archivo: 04210705CT3M01.doc.

Personal de la Gerencia del Consultivo Técnico realizaron la inspección el día 12 de julio de 1999 concluyendo y recomendando lo siguiente:

La formación del túnel a través de esta cortina se debió, como todas las fallas de presas, a una serie de factores que se conjugaron: la mala cimentación del muro del vertedor, la susceptibilidad a la tubificación de las gravas y arenas intercaladas con loess y, finalmente, a la losa formada por el “junteo” de la chapa de enrocamiento que impidió detectar a tiempo los asentamientos de la cortina.

Se considera conveniente rehabilitar esta presa, fundamental para la economía de la región.

- Revisar el comportamiento hidráulico - geotécnico de la cortina (flujo a través de la cimentación) de la sección de la cortina para saber, si con los datos actuales es estable o requiere alguna modificación.
- Revisar cuidadosamente y a detalle el estado general de la cortina, para identificar si hay otras zonas dañadas, (grietas, asentamiento, sumideros, etc.), que requieran tratamiento especial.
- Actualizar los datos hidrológicos, para mover el muro del vertedor, tal que quede cimentado totalmente sobre las areniscas (lo cual implica recorrerlo del orden de 10 o 15 m hacia la margen izquierda).

- Restituir la porción dañada con un material arcilloso de mayor plasticidad.
 - Proteger el nuevo material de la cortina con enrocamiento suelto que permita detectar cualquier anomalía.
 - Colocar una línea de testigos en la corona que permitan medir movimientos horizontales y verticales.
2. SISP (2007). Informe de Inspección de Seguridad de Presas N-I. Gerencia del Consultivo Técnico. Fecha 7 de septiembre de 2007. Archivo: 04210705CT4M0709.pdf.

Personal de la Gerencia del Consultivo Técnico realizaron la inspección el día 7 de septiembre de 2007, en el informe se concluye y recomienda lo siguiente:

- La cortina presenta un riesgo de falla por erosión interna cada vez que se llene el embalse. Las concentraciones de flujo de agua por el cuerpo del terraplén o en la interfaz del núcleo impermeable con el terreno de cimentación, y de la estructura de la obra de toma, pueden ocasionar erosión interna en el material impermeable, el cual probablemente es de naturaleza erodible y dispersiva.
- Al parecer, el flujo de agua se inició por debajo de la cortina a través de los planos de estratificación de las areniscas, donde el gradiente hidráulico es más alto, dando lugar a que se iniciara el arrastre de material y la falla de la cortina por tubificación.
- Es necesario un nuevo diseño de la presa, ya que las múltiples evidencias de tubificaciones indican que la cortina está construida de forma inadecuada con suelo erosionable.
- Evaluar si es conveniente reconstruir la cortina totalmente, efectuando los estudios de geología y geotecnia necesarios para diseñarla de manera que resuelva las deficiencias del material que se empleó en la cortina actual.

3. SISP (2011). Informe de visita de inspección técnica. Dirección Local de Coahuila. Fecha 1 de abril de 2011. Archivo: 04210705E05M1104.doc.

Personal de la Dirección Local de Coahuila, realizó una visita de inspección técnica el 1 de abril de 2011. En el informe se concluye y recomienda lo siguiente:

- La presa de almacenamiento Piedra Blanca, fue construida en 1973, sobre el arroyo El Mesteño, en el municipio de Parras, Coahuila, para incorporar al riego 140 ha, en beneficio 31 familias de ejidatarios del ejido Piedra Blanca.
- Esta presa tiene una edad de 31 años a partir de su construcción (1973 - 2011), debido a la edad de la presa, las condiciones geológicas y edafológicas

de la cuenca, actualmente presenta un elevado nivel de azolvamiento, observándose que el nivel de azolves llega al umbral de entrada de la obra de toma.

- Esta presa ha colapsado en repetidas ocasiones, en el mismo sitio, en la liga del terraplén con el muro de cabeza derecho del vertedor, atendiendo recomendaciones del Consultivo Técnico, es conveniente **“Actualizar los datos hidrológicos, para mover el muro del vertedor, tal que quede cimentado totalmente sobre las areniscas (lo cual implica recorrerlo del orden de 10 o 15 m hacia la margen izquierda)”**.
- Reconstruir el muro de cabeza derecho del vertedor en la ubicación cuyas condiciones del terreno de desplante aseguren una mayor estabilidad del mismo.
- Restituir la porción dañada con un material arcilloso de mayor plasticidad y analizar la conveniencia de construir una berma en el lado de aguas arriba que aumente la estabilidad y disminuya la permeabilidad de la cimentación de esta cortina, en el área colapsada.
- Es conveniente realizar una evaluación social y determinar con detalle la relación de obras (a nivel de proyecto ejecutivo) y acciones necesarias para aprovechar eficientemente esta importante obra hidráulica del sur de Coahuila.
- La instrumentación mínima recomendada para esta presa es la instalación de una línea de testigos en la corona que permitan medir movimientos horizontales y verticales de la cortina.
- La población más cercana, aguas abajo de esta presa, se ubica a 2.2 km, es el ejido Piedra Blanca, debido a que esta presa ha fallado en varias ocasiones, los escurrimientos derivados de la falla fluyen a más de un km de este poblado y han afectado zonas agrícolas de esta localidad.

4. SISP (2012). Opinión Técnica. Gerencia del Consultivo Técnico y Dirección Local de Coahuila. Fecha 15 de marzo de 2012. Archivo: 04210705CT5M1203.pdf.

El pasado 15 de marzo de 2012 personal del Consultivo Técnico y Dirección Local de Coahuila realizó la visita de inspección a la presa Piedra Blanca, concluyendo y recomendando lo siguiente:

Las terracerías de la cortina están formadas con suelos limosos poco cohesivos, susceptibles a tubificación interna y erodibles superficialmente.

Las obras de reparación realizadas de abril a junio de 2011 no mejoran sensiblemente las condiciones de seguridad de la presa dado que fueron empleados los mismos materiales que anteriormente han provocado la falla de la cortina.

La existencia de madrigueras y sumideros en la corona de la cortina también representa riesgo permanente de falla de las terracerías, por las características desfavorables de los materiales.

- Para evaluar técnicamente la condición estructural de la presa se recomienda a la Subdirección de Asistencia Técnica Operativa de la DL Coahuila, buscar en sus archivos o solicitar a las empresas que participaron en la reconstrucción y supervisión, la información del proyecto de las obras y de los resultados de control de calidad y colocación de las terracerías, para analizarla y obtener conclusiones definitivas.
- Si no es posible lo anterior, debe realizarse una investigación con muestreos de campo y estudios de laboratorio para determinar el potencial dispersivo de los suelos con los que se construyó la cortina. Se requiere caracterizar los materiales mediante la obtención de sus propiedades índice (Límite líquido, Índice de plasticidad, densidad de sólidos y contenido natural de agua), así como pruebas de dispersión de acuerdo al criterio de Sherard.
- La investigación de campo y laboratorio recomendada deberá abarcar la totalidad de la longitud de la cortina, lo que permitirá contar con la información necesaria para el diseño y construcción de las protecciones necesarias.
- Durante y después de cada llenado subsecuente de la presa, observar detalladamente y reportar el comportamiento de las terracerías y muro de mampostería en la zona reparada, en cuanto a tendencia al agrietamiento, asentamientos, desplazamientos y filtraciones

5. SISP (2013). Informe de Inspección de Seguridad de Presas N-I. Gerencia del Consultivo Técnico. Fecha 26 de septiembre de 2013. Archivo: 04210705CT2M1309.pdf.

Personal de la Gerencia del Consultivo Técnico realizaron la inspección el día 26 de septiembre de 2013 concluyendo y recomendando lo siguiente:

Conclusiones

- El terraplén de la cortina está formado con suelos limosos poco cohesivos probablemente de naturaleza dispersiva, susceptibles a tubificación interna.
- Por las condiciones de la presa, aún con las reparaciones realizadas en 2011, persiste el riesgo de falla de la cortina por la evolución de erosiones internas del terraplén ante nuevos llenados del embalse.

Recomendaciones

- Para la cortina, remover totalmente el enrocamiento y parcialmente el terraplén original aguas arriba y restituirlo con material impermeable de banco, preferentemente arcilloso (CH o CL), conforme a la sección propuesta, considerando lo siguiente:
 - a) Verificar la naturaleza fisicoquímica del terraplén de la cortina para conocer si el suelo es dispersivo.
 - b) Al material de banco impermeable, realizarle pruebas de laboratorio de los suelos en las condiciones de compactación en que se restituirá el terraplén y se construirán los respaldos de suelo, a fin de determinar sus parámetros; peso volumétrico seco y saturado, cohesión y ángulo de fricción interna.
 - c) Como parte de la rehabilitación, profundizar el desplante de la nueva terracería en 1 m por debajo del terreno natural, para reducir el paso de filtraciones a través de la cimentación y evitar el corrimiento del enrocamiento.
 - d) Reconstruir el terraplén con capas de material impermeable de 0.30 m de espesor con el control de compactación definido en el inciso b), cuidando que exista una buena liga entre el material nuevo y el antiguo, hasta alcanzar la altura de la corona actual.
 - e) Colocar en la superficie de los taludes una transición de grava-arena bien graduada de al menos 0.70 m de espesor en el sentido horizontal y una protección con fragmentos de roca, de un metro de espesor y tamaño mínimos de 0.30 m en toda la longitud de la cortina.
 - f) Realizar análisis de estabilidad estática del terraplén considerando mecanismos de falla por: deslizamiento de taludes; fuerzas de filtración; erosión interna y vaciado rápido. En su caso, conforme a los resultados modificar la sección propuesta.
- En el terraplén original no removido, sellar todos los conductos y madrigueras que afloran en la corona, con una mezcla de cemento-agua-bentonita colocada a gravedad que garantice la penetración hasta el fondo.
- Evaluar si es conveniente reconstruir la cortina totalmente, efectuando los estudios de geología y geotecnia necesarios para diseñarla de manera que resuelva las deficiencias del material que se empleó en la cortina actual.

II. VISITAS DE INSPECCIÓN

II.1 Condiciones durante la visita

La visita se realizó el 27 de septiembre de 2016, con cielo medio nublado, participando ingenieros por parte del IMTA. La visita inició con un recorrido por toda la presa, con el fin de obtener un panorama general de su estado y para conocer la ubicación de sus distintas estructuras, posteriormente se revisaron cada uno de los elementos que conforman la estructura, con los hallazgos que a continuación se describen.



Fotografía II.1. Panorámica de la presa Piedra Blanca.

II.2 Embalse

El día de la visita el nivel del embalse se encontró en la cota de 1191.93.00 *msnm*. El agua se apreció turbia por los sedimentos suspendidos arrastrados por las lluvias ocurridas en días anteriores. No se detectaron restos de basura, ni malos olores, pero si presencia de vegetación acuática (huizaches) dentro del embalse.



Fotografía II.2 Panorámica del embalse tomada desde la cortina.



Fotografía II.3 Vegetación dentro del embalse.



Fotografía II.4 Aspecto del agua del embalse.



Fotografía II.5 Nivel del embalse respecto a la cresta del vertedor.

Durante la visita se midió también la profundidad del azolve al pie del talud aguas arriba, encontrándose a una profundidad de aproximadamente 3.50 m respecto al nivel de la corona. De acuerdo con el estudio topobatimétrico, la profundidad máxima del embalse el día de la inspección fue de casi un metro, aproximadamente 0.9 m por debajo de la cresta del vertedor.

Esta presa se localiza en una depresión topográfica confinada por pequeños cerros al noroeste de la sierra Santa Inés, mismos que se observaron estables y sin muestras de inestabilidades o deslizamientos. El embalse recibe el agua del arroyo El

Mesteño, de escurrimientos intermitentes que se generan en la planicie aguas arriba y de los excedentes de la presa Pastorillos ubicada aproximadamente a 8 km, aguas arriba, al sureste de la presa Piedra Blanca.

II.3 Cortina

El eje de la cortina es recto en planta y está confinada en el lado derecho por un pequeño cerro y por el lado izquierdo con el muro de mampostería del vertedor. De acuerdo con los trabajos de topografía realizados, la longitud de la cortina es de 640.41 m, con un ancho promedio de 4.00 m.

La corona se encontró con hierba en estado seco, detectándose algunos hormigueros y pequeñas oquedades sobre ella, posiblemente producidas por roedores. También se detectaron pequeñas deformaciones verticales producidas por el paso de vehículos automotores, cuyas rodadas se aprecian a lo largo de toda la corona.



Fotografía II.6 Panorámica de la corona desde el centro hacia margen izquierda.



Fotografía II.7 Panorámica de la corona desde el centro hacia margen derecha.



Fotografía II.8 Hormigueros sobre la corona.



Fotografía II.9 Oquedades sobre la corona en el extremo izquierdo de la cortina.

Se observaron también varios cortes en los hombros tanto del lado del talud aguas arriba como el de aguas abajo, que han hecho que disminuya el ancho de la corona y

que se recomienda rellenar para evitar continúe el deterioro por escurrimientos pluviales.

Un aspecto importante de esta presa es que esta instrumentada con testigos topográficos ubicados a todo o largo de la corona sobre el hombro aguas abajo, instalados por el Organismo de Cuenca Cuencas Centrales del Norte en el año 2015, de acuerdo con las placas de datos que cada uno de ellos tiene.



Fotografía II.10 Corte sobre el hombro aguas abajo.



Fotografía II.11 Corte sobre el hombro aguas arriba.



Fotografía II.12 Instrumentación (testigo topográfico) sobre la corona.



Fotografía II.13 Detalle del testigo topográfico sobre la corona.

Sobre el talud aguas abajo se detectaron arbustos espináceos de especies endémicas de la región (huizaches, principalmente) de poca altura y que son de fácil remoción. Al pie del talud aguas abajo hay un camino de terracería por donde circulan vehículos automotores y sobre el que se detectó un pequeño tiradero de basura doméstica.



Fotografía II.14 Panorámica del talud aguas abajo.



Fotografía II.15 Arbustos de poca altura sobre el talud aguas abajo.



Fotografía II.16 Camino al pie del talud aguas abajo.



Fotografía II.17 Tiradero de basura doméstica al pie de la presa.

En términos generales este talud se encuentra en buen estado, sin grietas ni asentamientos que indicaran inestabilidades, tampoco se detectaron filtraciones a través de la cortina.

Es en el talud aguas arriba donde se aprecia mayor cantidad de arbustos espináceos, con alturas mayores a 2 m. Estos arbustos se localizan prácticamente a todo lo largo de este talud, lo que ha generado el corrimiento del enrocamiento de protección en varias zonas, por lo que es conveniente su eliminación a la mayor brevedad. El enrocamiento de protección se apreció con rasgos de intemperismo, que ha generado el deterioro de las rocas y que el material que conforma la cortina esté expuesto en algunas zonas.



Fotografía II.18 Panorámica del talud aguas arriba.



Fotografía II.19 Huizaches y arbustos sobre el talud aguas arriba.



Fotografía II.20 Crecimiento del huizache entre el enrocamiento de protección.



Fotografía II.21 Aspecto del enrocamiento de protección sobre el talud aguas arriba.

Sobre el talud aguas arriba, en la zona aledaña a la obra de toma, se detectó un área de aproximadamente 10 m de ancho por todo el alto del talud, donde no existe enrocamiento de protección y ya se observan problemas de erosión generada por la interacción del agua del embalse y por los escurrimientos pluviales.

En lo que se refiere a los empotramientos, cabe comentar que el del lado izquierdo, donde el terraplén que forma la cortina está confinado por el muro derecho del vertedor, es en donde se tuvieron problemas severos en 1999, 2007 y 2010, cuando se reportaron las fallas de la cortina que generaron que el embalse se vaciara totalmente.

A continuación se presenta un pequeño resumen de las fallas ocurridas con información tomada de los informes recopilada.



Fotografía II.22 Talud aguas arriba sin enrocamiento de protección.



Fotografía II.23 Aspecto del talud aguas arriba sin protección, desde la corona.

En 1999 se reportó una falla en el cuerpo de la cortina en la zona pegada al muro de liga con el vertedor, formándose por tubificación un túnel de más de 3 m de diámetro que la atravesó, quedando vacío el embalse. La rehabilitación de la cortina se realizó en el año 2000 a través del Programa de Operación y Conservación de Presas y Estructuras de Cabeza.

En 2007 se reportó que el 27 de julio aconteció una lluvia extraordinaria y el nivel del embalse quedó aproximadamente 1 m por debajo del cimacio del vertedor y volvió a fallar la cortina en el mismo sitio donde falló en 1999, formando una escotadura de más de 10 m de ancho, vaciándose el embalse. Esta vez la presa fue rehabilitada por el Gobierno del Estado de Coahuila en el 2009, sin embargo nunca presentó a la Comisión Nacional del Agua el proyecto para llevar a cabo los trabajos de rehabilitación.

En el año 2010, la tormenta tropical Alex impactó la parte centro sur del estado de Coahuila el 30 de junio, lo que provocó lluvias intensas los días 1 y 2 de julio y que el día 3 de julio la presa estuviera vertiendo y que por la noche colapsara en el mismo lugar donde se habían hecho los trabajos de rehabilitación en el 2009. Esta ocasión la reparación fue ejecutada por la Constructora REDDITAS S.A. de C.V. de la ciudad de Durango y el control de calidad por la empresa RBN S.A. de C.V. de la ciudad de Saltillo, como parte del seguro que protege la infraestructura agrícola del Gobierno Federal.

La anomalía descrita fue remediada aumentando el ancho de base y corona del cuerpo de la cortina y la longitud del muro del lado derecho del vertedor aguas arriba de la cresta, debido a que dicha cresta se alinea con la parte media del talud aguas arriba y no con la corona, lo que generaba que durante las descargas del vertedor el agua brincara el muro e impactara sobre la cortina, lo que pudo haber generado las

fallas reportadas. La reparación incluyó además la colocación de una berma de tierra compactada al pie del talud aguas abajo en el tramo reconstruido. Perpendicular al muro del vertedor se detectó, al nivel de la corona en el tramo reconstruido de la cortina, un muro transversal de concreto a manera de dentellón o núcleo, construido aparentemente como protección adicional contra erosión interna. Esta es la última rehabilitación que se tiene reportada de esta presa.



Fotografía II.24 Aspecto de la falla ocurrida en julio de 1999.



Fotografía II.25 Aspecto de la falla ocurrida en julio de 2007.



Fotografía II.26 Aspecto de la falla ocurrida en julio de 2010.



Fotografía II.27 Aspecto del eje de la cresta y muro del vertedor previo a la ehabilitación del 2011.



Fotografía II.28 Aspecto de la cortina después de la última rehabilitación, foto del 2011.



Fotografía II.29 Muro de concreto perpendicular al muro del vertedor, foto del 2011.

La situación descrita anteriormente es la que ha llevado a que esta presa se haya catalogado como de ALTO RIESGO ya que, aunque no tiene población alguna inmediatamente aguas abajo de la cortina, a aproximadamente 1.2 km de la descarga del vertedor se ubica la carretera federal 40, Saltillo-Torreón, que pudiera verse afectada en caso de una descarga extraordinaria. Esta carretera cuenta con alcantarillas para el cruce del flujo por debajo y pasando la carretera se ubica adyacentes a ella, a aproximadamente 2 km al este el ejido Piedra Blanca y a 0.8 km al oeste el ejido El Carmen, que son las poblaciones más cercana a la presa y que han sufrido afectaciones en sus terrenos agrícolas por las fallas ya mencionadas, pero de las que no se reportan daños a sus habitantes o viviendas.

Durante la visita de inspección se detectaron fuertes rasgos de erosión por escurrimientos pluviales sobre el talud aguas abajo y la berma en la zona reconstruida, manifestados en formas de surcos, siendo la berma, en la parte baja del talud, la más afectada. Sobre la corona se apreciaron asentamientos que se hacen más evidentes alrededor del espigón perpendicular al muro del vertedor, que también han generado agrietamiento sobre dicho espigón. No se detectaron, sin embargo, grietas sobre la corona o taludes que indicaran inestabilidades, tampoco se observaron filtraciones a través de la cortina o en el contacto con el muro del vertedor. Es recomendable reparar la parte de la berma que ha sido afectada y proteger el talud aguas abajo con vegetación que evite se agrave el problema de erosiones. Asimismo, es necesario monitorear los asentamientos en la zona rehabilitada y todo su comportamiento en general, sobre todo en las épocas cuando el vertedor esté funcionando, con el fin de determinar si la solución planteada fue la óptima para el problema de las múltiples fallas que se presentaron.



Fotografía II.30 Panorámica de la zona de la cortina que fue rehabilitada.



Fotografía II.31 Surcos de erosión en el talud aguas abajo, en la zona adyacente al muro.



Fotografía II.32 Aspecto del deterioro por erosión sobre la berma aguas abajo.



Fotografía II.33 Surcos por escurrimientos pluviales en la zona



Fotografía II.34 Asentamientos en la corona en la zona del espigón.

reparada.

En el empotramiento del lado derecho, que se hace con la ladera del cerro, se observó que el talud aguas abajo se encuentra muy deteriorado, con fuertes erosiones y algunos enrocamientos caídos que, sin embargo, se observa estable en términos generales. El deterioro se debe a que esta zona es ocupada como paso de vehículos automotores al embalse, como atajo hacia sus terrenos agrícolas en épocas de estiaje. No se observaron filtraciones en este empotramiento.

Se recomienda a la brevedad realizar los trabajos de rehabilitación de esta zona y poner restricciones para impedir que sigan pasando los vehículos, ya que es en esta zona donde atraviesa la conducción de la obra de toma que pudiera verse afectada si continua el deterioro mencionado.



Fotografía II.35 Panorámica del talud aguas abajo en el empotramiento derecho.



Fotografía II.36 Panorámica de la ladera en el empotramiento derecho.



Fotografía II.37 Surcos de erosión por escurrimientos pluviales en la zona del empotramiento derecho.



Fotografía II.38 Enrocamientos de la ladera caídos sobre el talud aguas abajo.

II.4 Obra de excedencias

El vertedor es de tipo libre, de 81 m de longitud y se ubica en el extremo izquierdo de la cortina, confinado por el lado derecho con un muro de mampostería que sirve de apoyo a la cortina y por el lado izquierdo contra una pequeña ladera. El vertedor cuenta con una sección de control formado por un cimacio de mampostería tipo Creager de 1.68 m de alto, desplantado sobre las areniscas de estratificación delgada que afloran en la zona de descarga y forman un obstáculo natural en la parte central del vertedor, lo que genera que el flujo se divida durante las descargas. Se apreciaron también huizaches y arbustos obstruyendo la zona de la descarga.



Fotografía II.39 Panorámica del vertedor en el extremo izquierdo de la cortina.

El cimacio se encuentra con el desgaste y deterioro propio de su vida operativa, que se manifiesta sobre todo en el revestimiento de cemento sobre la cresta, que se apreció agrietado y descarapelado. La mampostería se apreció desgastada pero en buen estado, sin fracturas o grietas ni filtraciones a pesar de que el nivel del agua se encontraba a pocos centímetros de la cresta. Se detectaron en cambio filtraciones a través del terreno de cimentación que forma una gran laguna al pie del cimacio. El vertedor cuenta con un tanque de amortiguamiento de aproximadamente 40 m de largo, limitado al frente por un muro de concreto reforzado de aproximadamente un metro de alto que se apreció con desgaste pero en buen estado en términos generales, sin grietas o fracturas. Bajo este muro se observaron filtraciones que formaban una pequeña corriente con dirección hacia la presa. Las filtraciones se

deben a la orientación de la estratificación de las areniscas, que es prácticamente vertical.



Fotografía II.40 Deterioro del revestimiento en la cresta del vertedor.



Fotografía II.41 Aspecto del desgaste y deterioro de la mampostería del cimacio.



Fotografía II.42 Panorámica del tanque de amortiguamiento.



Fotografía II.43 Muro de concreto al frente del tanque de amortiguamiento.



Fotografía II.44 Afloramiento de



Fotografía II.45 Filtraciones bajo el

areniscas y laguna dentro del tanque de amortiguamiento.

muro del tanque de amortiguamiento.

El muro al lado derecho de la cresta que también sirve de respaldo de la cortina se apreció en buen estado, con pequeñas grietas verticales, pero sin desplomes o asentamientos perceptibles que indicaran alguna inestabilidad.



Fotografía II.46 Panorámica del muro de mampostería del lado derecho del vertedor.



Fotografía II.47 Aspecto del muro de mampostería del lado derecho del vertedor.

Como se había comentado en el capítulo correspondiente a la cortina, a este muro se le construyó una extensión como parte de la rehabilitación que se hizo en el 2011 ya que, debido a que la cresta está alineada con la parte media del talud aguas arriba, la diferencia de niveles entre la cresta y el muro era prácticamente nula, lo que generaba que durante las descargas del vertedor el agua brincara el muro y arremetiera contra la cortina, lo que pudo haber sido el origen de las múltiples fallas reportadas. Además de aumentar el desnivel entre la cresta y el muro original, la extensión del muro hacia aguas arriba de la cresta genera una especie de canal de llamada para alinear el flujo en su entrada al vertedor protegiendo con esto el talud

aguas arriba. Sobre esta extensión se pintó la escala para medir los niveles del embalse utilizando una cota local.



Fotografía II.48 Aspecto de la extensión del muro realizada en 2011.



Fotografía II.49 Canal de llamada formado por la extensión del muro del vertedor.

Actualmente la extensión del muro se encuentra en buenas condiciones y desde su construcción hasta la fecha (más de 5 años) no se han reportado los detalles de su funcionamiento por lo que se recomienda inspeccionarlo durante los desfogues para evaluar su eficiencia, ya que probablemente esta haya sido la solución al problema de las múltiples fallas en esa zona de la presa.

Por el lado izquierdo el muro se une con los enrocamientos de ladera mediante el mismo tipo de mortero que el utilizado en el junteo de la mampostería. Esta zona se observó estable, sin grietas ni filtraciones, solo con los desgastes propios de su vida operativa y con arbustos que se recomienda eliminar para evitar que se alojen entre las juntas, generen grietas y disloquen piezas de la mampostería.



Fotografía II.50 Panorámica del



Fotografía II.51 Contacto entre el



contacto del vertedor con la ladera del lado izquierdo.



cimacio y la ladera del lado izquierdo.

II.5 Obra de toma

La obra de toma es de tipo tubería a presión y está formada por un ducto de acero de 0.41 m (16 *pulgadas*) de diámetro en la descarga y se localiza en el extremo izquierdo de la cortina, en la zona del empotramiento. Cuenta con una estructura de entrada construida de concreto reforzado, desde la cual se operaba originalmente mediante una compuerta deslizante, cuyas ranuras se observan a ambos lados de la entrada, por lo que es posible que originalmente esta obra de toma no estuviera presurizada. Actualmente esta estructura se encuentra en buen estado en términos generales, sin grietas ni fracturas, pero muy azolvada, por lo que no fue posible apreciar el ducto de entrada.



Fotografía II.52 Aspecto de la estructura de entrada de la obra de toma.



Fotografía II.53 Estructura de salida de la obra de toma, vista superior.

Sobre la corona, en el eje del ducto de la obra de toma se apreció un sumidero que ha sido rellenado con enrocamiento de protección, así como deformaciones que pudieran estar asociadas al funcionamiento de dicho ducto, que se recomienda monitorear para evaluar su desarrollo. Al pie del talud aguas abajo se ubica la estructura de salida que consiste en una caja de válvulas de concreto reforzado, de 3.3 x 1.90 m en planta, con rejillas de protección.



Fotografía II.54 Sumidero en la corona sobre el eje del ducto de la obra de toma.



Fotografía II.55 Aspecto del talud aguas abajo sobre el eje de la obra de toma.

La rejilla metálica de seguridad está deteriorada, con algunas anclas desempotradas de la caja, por lo que no es posible cerrarla, dejando a la caja con el acceso libre. Al interior de la caja se ubican las dos válvulas para el control de la obra de toma, tipo compuerta, del mismo diámetro que la tubería. Estas válvulas se encontraron con la apariencia de no haber sido utilizadas por mucho tiempo debido al azolve detectado en la estructura de entrada y se aprecian en buen estado, con sus manerales íntegros, el de la válvula de emergencia asegurado con cadena y candado para evitar su operación; la válvula de servicio tiene rasgos de fugas por el vástago y todo el tren de descarga requiere de pintura. En el interior de la caja se apreció una pequeña capa de azolve, muy por debajo del nivel de la tubería, con poca vegetación.



Fotografía II.56 Rejilla de protección desempotrada de la caja de válvulas.



Fotografía II.57 Válvulas de emergencia y servicio, tipo compuerta, de 0.41 m de diámetro



Fotografía II.58 Tubería de descarga de la obra de toma al canal de distribución.



Fotografía II.59 Canal de distribución de sección rectangular, de concreto, con azolve y vegetación.

La obra de toma descarga a un canal de distribución de sección rectangular, de concreto, que se apreció en buen estado en términos generales, con azolve y vegetación de fácil eliminación.

De acuerdo con lo observado, el canal de distribución corre a través de los predios agrícolas que se ubican aguas abajo de la presa, sin embargo, no fue posible determinar cuándo fue la última vez que se operó la obra de toma.

Se recomienda desazolvar la entrada de la obra de toma y darle mantenimiento a las estructuras de entrada y salida, así como a las válvulas y al tren de descarga en general, ya que esta es el único medio para desfogar la presa en el caso de una emergencia.

II.6 Cauce

Aguas abajo de la presa Piedra Blanca no existe un cauce bien definido, sino que las descargas del vertedor escurren por la planicie siguiendo las pendientes de la topografía natural hacia la carretera federal 40, Saltillo-Torreón, que se ubica a aproximadamente 1.2 km aguas abajo, la que pasa por un par de alcantarillas para después atravesar por una serie de terrenos agrícolas hasta las vías del ferrocarril, que se ubican a aproximadamente 5 km aguas abajo, paralelas a la carretera.

Al este del cruce con la carretera, a aproximadamente 2 km, se ubica el ejido Piedra Blanca y a 800 m al oeste el ejido El Carmen, que son las comunidades más cercanas aguas abajo de la presa.

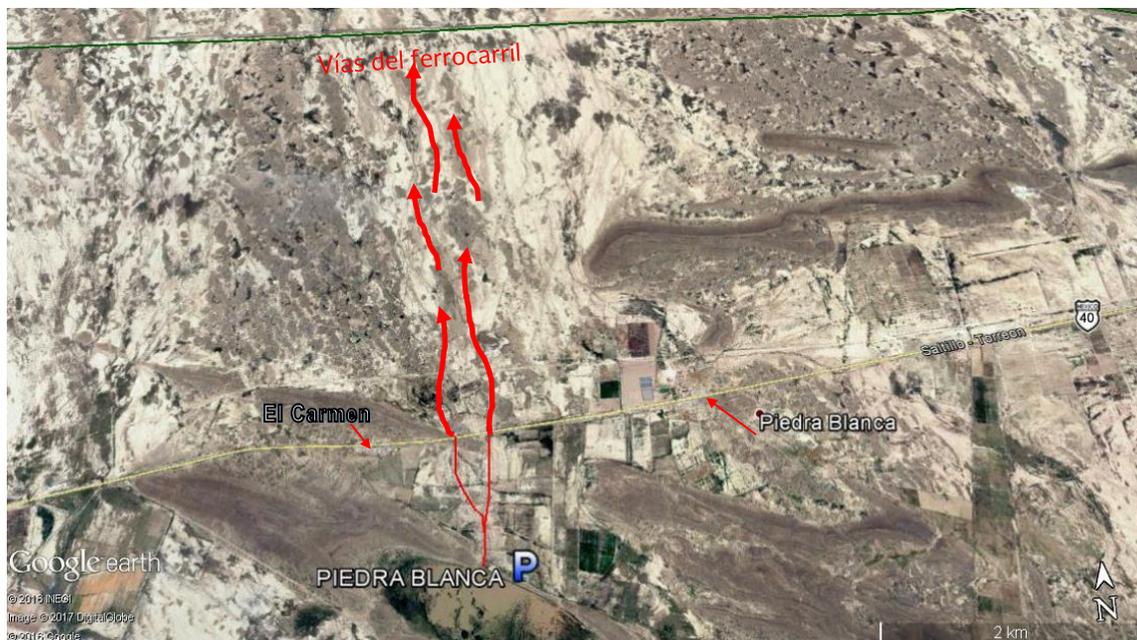


Figura II.1 Cauce aguas abajo de la presa Piedra Blanca.

El ejido Piedra Blanca cuenta con 423 habitantes y 121 viviendas, de acuerdo con el censo del 2010 del INEGI, las cuales en su mayor parte son de una planta, construidas con madera y techos de lámina y algunas con ladrillo y losa de concreto, mismas que cuentan con servicios de energía eléctrica. El ejido El Carmen es más pequeño, cuenta con una población total de 78 habitantes y 32 viviendas de características similares a las del ejido Piedra Blanca. En ninguno de los informes revisados se tienen reportados problemas de inundación debido a que ambas comunidades se encuentra a una elevación mayor que la de la zona de escurrimientos, por lo que solo se tienen reportadas inundaciones en los predios agrícolas colindantes a ellos.



Fotografía II.60 Cauce aguas abajo en el cadenamiento 0+657.



Fotografía II.61 Cruce con la carretera federal 40 en el cadenamiento 1+227.

III. TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

III.1 Levantamiento topográfico de la cortina de la presa

Para las actividades del levantamiento topográfico de la cortina de la presa Piedra Blanca, se utilizaron los más modernos sistemas topográficos satelitales RTK GPS, de marca TOPCON. Los equipos RTK GPS TOPCON GR-5 utilizados para hacer la topografía de la cortina y estructuras complementarias, son capaces de ligarse a la Red Geodésica Nacional Activa (RGNA), que se define como el conjunto de estaciones de monitoreo continuo de datos del GPS, distribuidas estratégicamente en el territorio nacional, que materializan el Sistema Geodésico Nacional en su vertiente horizontal, y proporcionan servicios de posicionamiento geodésico a los usuarios mediante datos en línea y coordenadas en el marco oficial. Cada estación de la RGNA a que se liga un levantamiento geodésico desempeña un papel activo, al funcionar como puntos de referencia para determinar las diferencias entre sus posiciones altamente precisas y las posiciones de nuevos puntos derivadas directamente de los datos transmitidos por el sistema de satélites de navegación global (GNSS); así, mediante la técnica del posicionamiento diferencial, la RGNA ofrece información geodésica acorde a las altas precisiones que proporcionan los equipos del sistema de posicionamiento global bajando los datos a través de un programa llamado TOPCON TOOL, con esto se generan estaciones semejantes a los de la Red Geodésica Nacional Pasiva (RGNP) en cualquier lugar que se requiera, así que puede iniciarse el levantamiento ya sea en una estación de la RGNP o con una generada por el GPS con una marca puesta a tal efecto. A partir de aquí se puede usar el equipo que se tenga disponible ya sea GPS, estación total o teodolito.

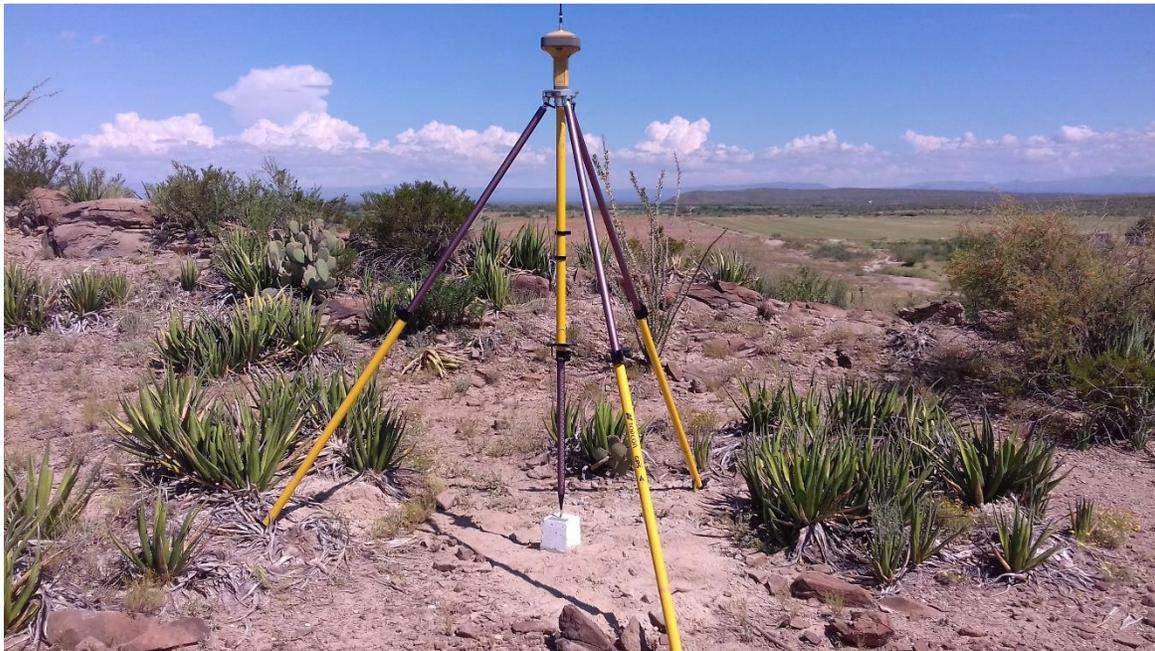
Con el GPS se pueden propagar puntos con coordenadas x, y, z a varios kilómetros manteniendo una gran precisión los cuales se pueden usar como base para seguir propagando otros más. Los equipos RTK utilizados permitieron el levantamiento simple, real, efectivo y rápido de un gran número de puntos para construir las poligonales y de éstas trazar las curvas de nivel con gran resolución.

Para los trabajos en campo se utilizaron hasta cuatro equipos RTK GPS marca Topcon modelo GR-5, utilizando uno de ellos como base. Las características técnicas de estos equipos se presentan a continuación.

- Precisión RTK: Horizontal: $10mm + 1.0ppm$ y Vertical: $15mm + 1.0ppm$
- Precisión estática: Horizontal: $3mm + 0.5ppm$ y Vertical: $5mm + 0.5ppm$
- Recepción de Señales: GPS, GLONASS, QZSS, SBAS, Galileo and Beidou (BDS).
- Número de canales: 226 Channel Vanguard Technology con canales universales de seguimiento.
- Tipo de antena: Integrated Fence Antenna.

- Comunicaciones: Radio integrado UHF TX/RX, o 915MHz Spread Spectrum; Base Radio Output 1.0W, user selectable; comunicaciones por celular integrado HSPA o CDMA; comunicaciones I/O de clase 2 Bluetooth®; así como USB and Serie RS-232 y otras.
- Memoria: Removable SD/SDHC con tarjeta de memoria de 32GB.
- Data Update/Output Rate: 1Hz – 100Hz Seleccionable; con capacidad de salida de datos en tiempo real con tecnologías TPS, RTCM SC104, CMR, CMR+, con salida en código ASCII, NMEA 0183 versión 2.x y 3.0.

El sistema RTK GPS Topcon GR-5 representa la más avanzada generación en tecnología de receptores GPS. Este nuevo sistema incorpora la tecnología de seguimiento Topcon capaz de rastrear todos los sistemas de posicionamiento global por satélite existentes. El rover Topcon GR-5 cuenta con la tecnología patentada de una antena Topcon de alta precisión y capacidad para la recepción de señales, para lograr un seguimiento de señal más robusto y limpio, logrando resultados de muy alta calidad.



Fotografía III.1 Equipo utilizado para el levantamiento topográfico de la presa.

Inicialmente se estableció un vértice de referencia (GPS1), que también sirvió de referencia para los estudios de topografía del cauce aguas abajo y para la topobatimetría. Las coordenadas de este vértice se establecieron con base en la Red Geodésica Nacional Activa (RGNA) y el monumento se ubicó físicamente en la

ladera del lado derecho de la cortina, con las coordenadas $x=209551.056$, $y=2839254.114$, $z=1198.670$.

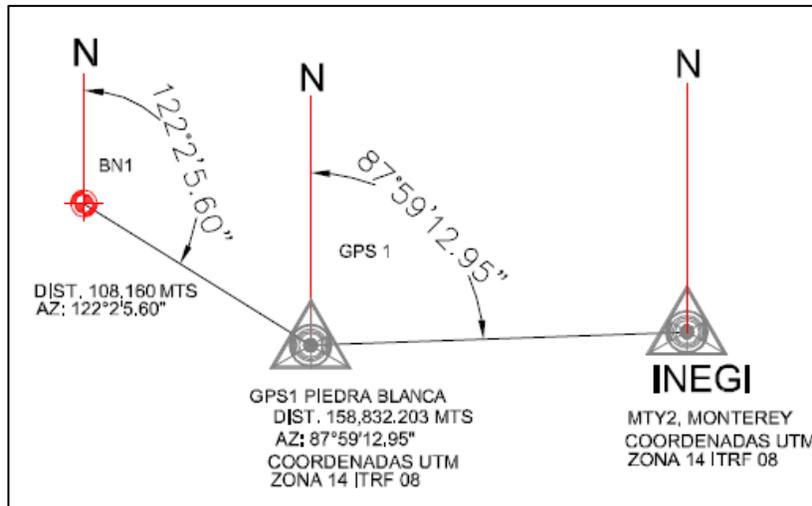


Figura III.1 Detalle de liga del GPS con la RGNA, en Piedra Blanca



Fotografía III.2 Vértice de referencia GPS1 en la ladera a la derecha de la presa Piedra Blanca.



Fotografía III.3 Coordenadas del vértice de referencia GPS1 en la presa Piedra Blanca.

El levantamiento topográfico se realizó tomando puntos sobre la cortina y estructuras auxiliares, caracterizando de manera detallada cada una de ellas, sobre todo en los sitios donde la geometría era complicada tal como las obras de toma y excedencias. Como parte de los trabajos se realizó también el levantamiento de una franja adyacente a la cortina, de aproximadamente 50 m sobre el embalse, para definir el nivel y distribución de los azolves.

Este levantamiento proporciona la información necesaria para realizar los estudios de seguridad geotécnica estructural de la cortina, así como para la revisión de la capacidad hidráulica del vertedor.



Fotografía III.4 Levantamiento topográfico de la cortina de la presa Piedra Blanca.



Fotografía III.5 Levantamiento topográfico de la obra de toma.



Fotografía III.6 Levantamiento topográfico del talud aguas arriba.



Fotografía III.7 Monumentación topográfica en la presa Piedra Blanca.

A continuación se muestran imágenes de los planos generados en esta actividad. Los planos en formato 60 x 90 cm elaborados a partir de la información obtenida en campo de la cortina y las obras auxiliares de la presa Piedra Blanca se incluyen en los anexos.

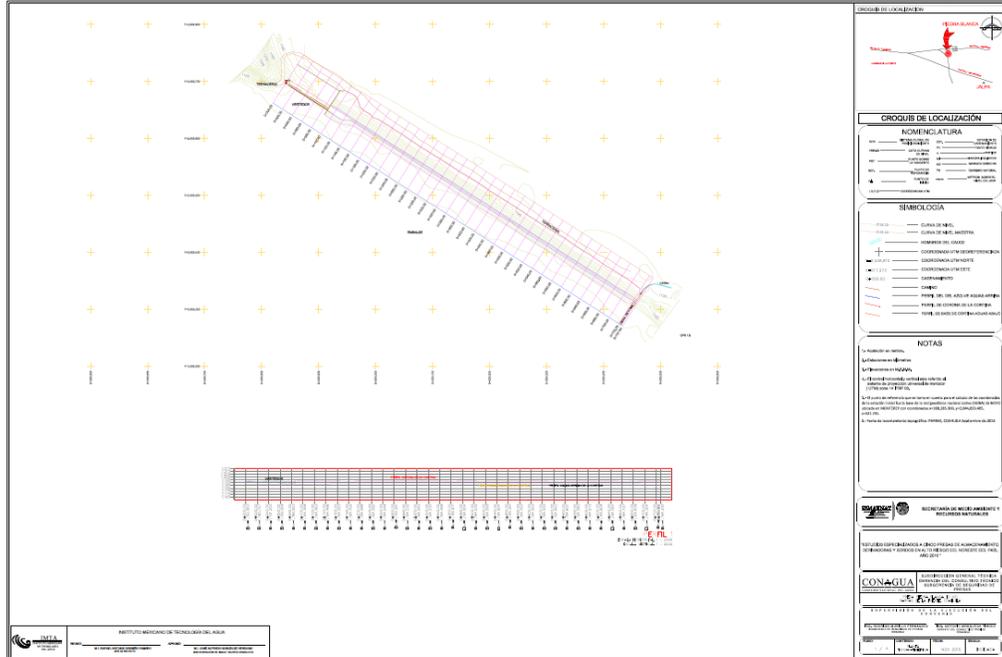


Figura III.2 Plano topo batimétrico de la presa Piedra Blanca.

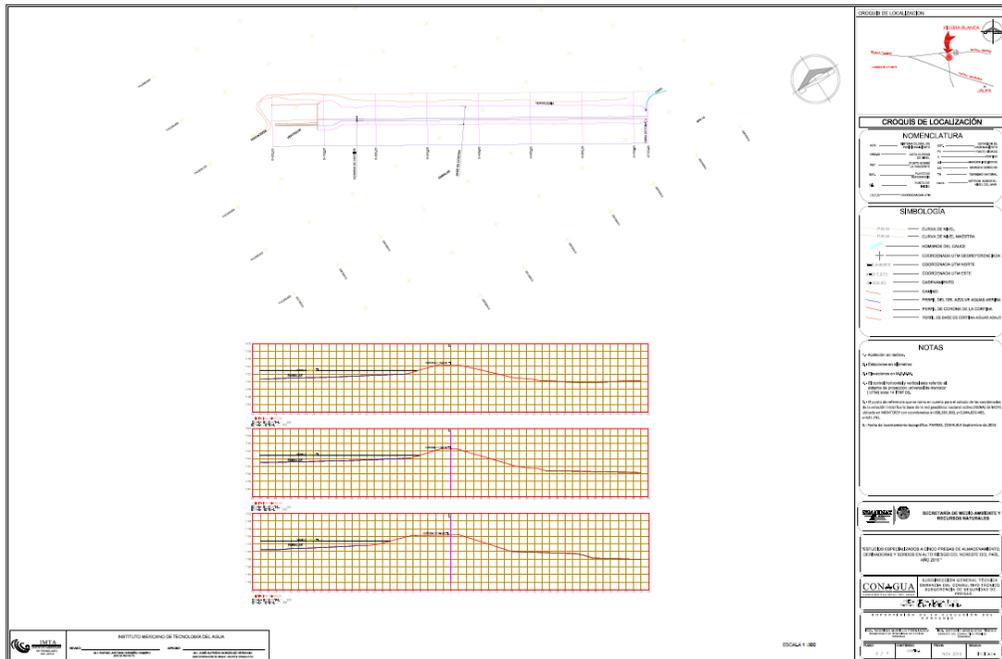


Figura III.3 Plano de la cortina de la presa Piedra Blanca.

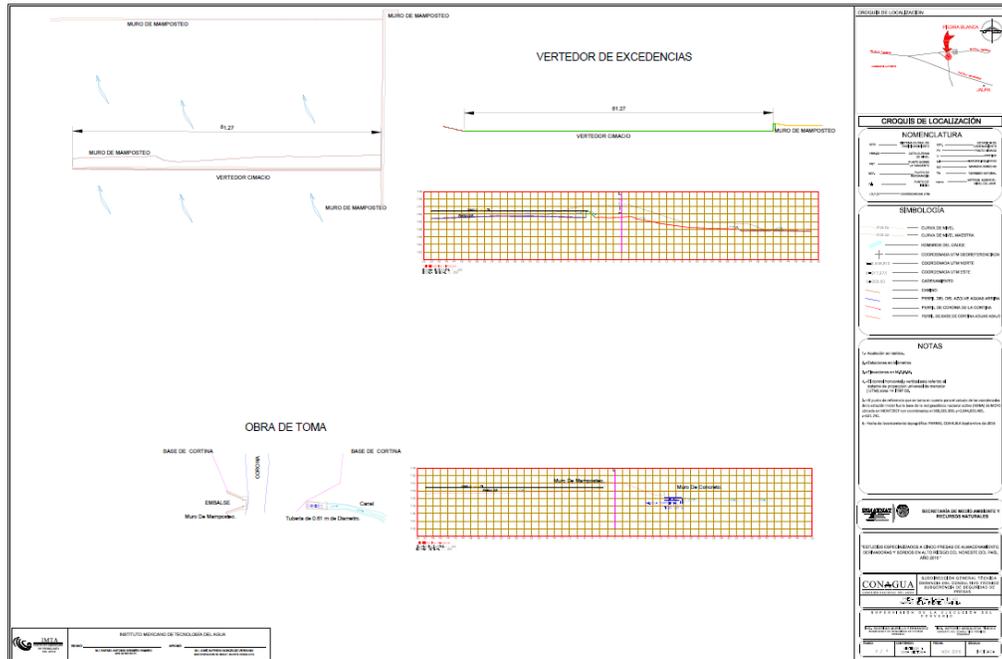


Figura III.4 Plano de la obra de excedencias y de toma de la presa Piedra Blanca.

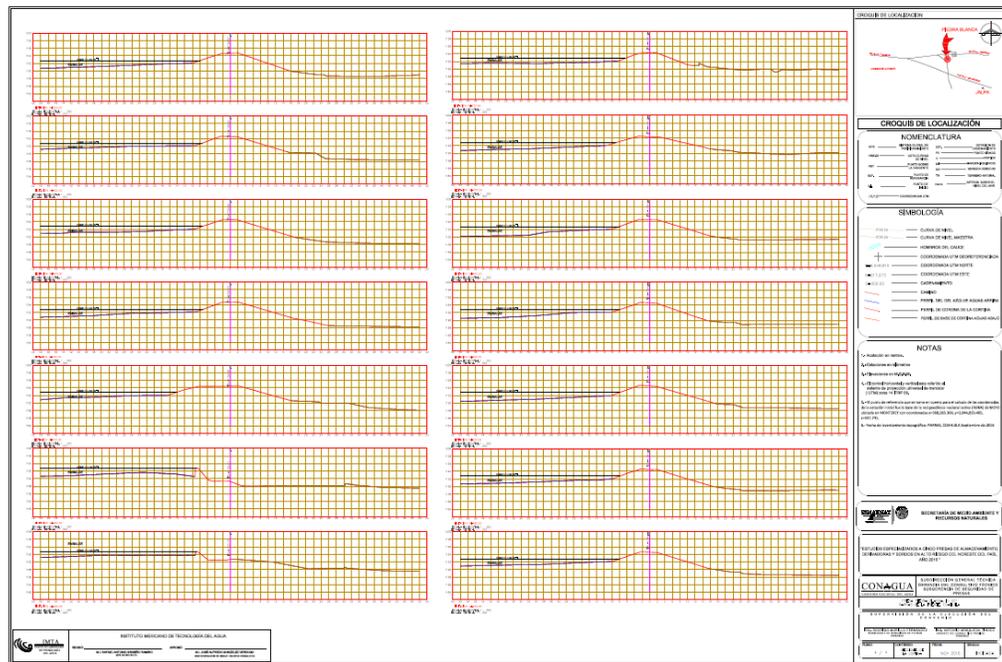


Figura III.5 Plano de secciones de la cortina de la presa Piedra Blanca.

III.2 Levantamiento topográfico del cauce aguas abajo

El levantamiento topográfico del cauce aguas abajo de la presa Piedra Blanca, se realizó con la finalidad de obtener la información necesaria para la delimitación de zonas de peligro por descargas del vertedor. Para este caso específico se realizó el levantamiento de 2 km de cauce, del cual se obtuvieron secciones a cada 20 m.

El equipo y los materiales que se utilizaron en el levantamiento fueron los siguientes:

- Estación total marca SOKKIA CX105
- Prisma y bastón.
- Cinta métrica y flexómetro.
- Plomada
- Pintura y estacas.
- Chalecos reflectivos.
- Conos de señalización.
- Radios de comunicación marca MIDLAND SERIE LXT600.

Así mismo se utilizaron los programas AutoCAD, CivilCAD, Excel, para el proceso de la información y dibujo de planos.

La referencia topográfica que se tomó para el levantamiento del cauce fue el vértice GPS1, localizado en la ladera al lado derecho de la presa y que fue ubicada por la brigada que realizó el levantamiento de la presa y sus obras auxiliares.

Posteriormente se detectaron los puntos estratégicos de observación y se reconocieron detalles del terreno a lo largo del cauce con lo que se determinó el plan de trabajo. El equipo se situó inicialmente sobre la ladera, al lado izquierdo de la obra de excedencias por ser un punto desde donde se pueden observar la mayoría de los vértices y puntos importantes que se deben marcar. Ubicar este punto es importante ya que el levantamiento topográfico se llevó a cabo por el método de radiaciones con el levantamiento de varios detalles sobre el cauce. El método de radiaciones es el método comúnmente empleando en levantamientos de superficies de mediana y gran extensión. Este método se apoya en una poligonal base previamente levantada a partir de cuyos vértices se hacen radiaciones a fin de determinar la ubicación de los puntos requeridos, en el caso de levantamiento del cauce aguas abajo de la presa Piedra Blanca, se utilizó el método con el apoyo de una poligonal abierta; en este caso lo que se hace es dividir la obra en tramos rectos y definir la alineación de cada uno, midiendo el azimut y su distancia para ir construyendo la poligonal abierta.



Fotografía III.8 Cadenamiento inicial (0+000) sobre el eje de la obra de excedencias.



Fotografía III.9 Aspecto del cauce aguas abajo de la obra de excedencias.

Dentro de los detalles observados en este levantamiento se puede mencionar que, aguas abajo del vertedor, no existe propiamente un cauce definido, sino que las descargas escurren por el terreno natural, siguiendo la topografía existente y son conducidas hasta las alcantarillas de la carretera federal 40, Saltillo-Torreón, que se ubica a aproximadamente 1.2 km de la obra de excedencias. Pasando la carretera, el agua se conduce por predios de uso agrícola sin que se detecte algún cauce sobre el que estos escurrimientos confluyan.



Fotografía III.10 Alcantarilla bajo la carretera federal 40, cadenamiento 1+227.



Fotografía III.11 Detalle de la alcantarilla bajo la carretera federal 40.

En total se levantaron un poco más de 2 km aguas abajo del vertedor de la presa Piedra Blanca. En la Figura III.6 se muestra en la carta topográfica del INEGI G14C21, el trazo de las descargas de la presa Piedra Blanca, pasando por la

carretera federal 40, hasta el trazo de las vías del ferrocarril, donde se aprecian las corrientes intermitentes sin la existencia de un cauce propiamente definido.

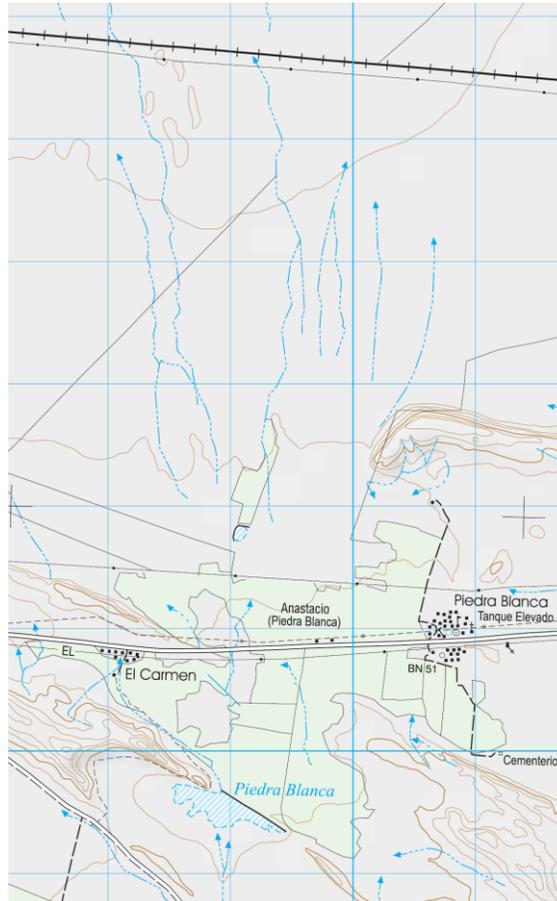


Figura III.6 Plano topográfico del INEGI donde se aprecia el cauce aguas abajo de la presa Piedra Blanca.

A continuación se muestran imágenes de algunos planos generados en esta actividad. Los planos completos, en formato 60 x 90 cm, elaborados a partir de la información obtenida en campo del cauce aguas abajo de la presa Piedra Blanca se incluyen en los anexos.

III.3 Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio

Durante la visita de inspección se realizaron también los sondeos sobre la cortina con la finalidad de tomar muestras para su caracterización geotécnica en laboratorio y se efectuaron las pruebas de campo para determinar el peso volumétrico y contenido de agua naturales que sirvieron para determinar el grado de compactación de los materiales que conforman la cortina.

Los sondeos se realizaron de manera superficial, mediante pozos a cielo abierto (PCA) de dimensiones reducidas para evitar daños innecesarios a la cortina y sondeos de penetración estándar (SPT). En el caso de la presa Piedra Blanca se realizaron seis PCA y tres SPT sobre la cortina y terreno de cimentación de los que se obtuvieron muestras alteradas en cantidad suficiente para su caracterización geotécnica en laboratorio. Los sondeos se ubicaron en los puntos siguientes:

Tabla III.1 Ubicación de los puntos de muestreo.

SONDEO	UBICACIÓN	UTM	
		X	Y
PCA-1	En la corona.	209048	2839573
PCA-2	En la corona.	209297	2839421
PCA-3	En el talud aguas abajo.	209138	2839532
PCA-4	En el talud aguas abajo.	209419	2839358
PCA-5	En el terreno de cimentación.	209028	2839646
PCA-6	En el terreno de cimentación.	209267	2839492
SPT-1	En la sección central	209200	2839478
SPT-2	En el lado derecho.	209362	2839370
SPT-3	En la zona de la falla.	208933	2839643



Figura III.9 Ubicación de los puntos donde se realizaron los sondeos.



Fotografía III.12 Excavación del PCA-1 en la corona, lado izquierdo.



Fotografía III.13 Prueba de permeabilidad en el PCA-1.



Fotografía III.14 Excavación del PCA-2 en la corona, lado derecho.



Fotografía III.15 Prueba de permeabilidad en el PCA-2.



Fotografía III.16 Excavación del PCA-3 en el talud aguas abajo, lado izquierdo.



Fotografía III.17 Prueba de permeabilidad en el PCA-3.



Fotografía III.18 Excavación del PCA-4 en el talud aguas abajo, lado derecho



Fotografía III.19 Prueba de permeabilidad en el PCA-4.



Fotografía III.20 Excavación del PCA-5, en el terreno de cimentación, lado izquierdo.



Fotografía III.21 Prueba de permeabilidad en el PCA-4.



Fotografía III.22 Excavación del PCA-6, en el terreno de cimentación, lado derecho.



Fotografía III.23 Prueba de permeabilidad en el PCA-6.



Fotografía III.24 Perforación del SPT-01 en la sección central de la cortina.



Fotografía III.25 Muestra de suelo recuperada del SPT-1.



Fotografía III.26 Perforación del SPT-2 en el lado derecho de la cortina.



Fotografía III.27 Muestra de suelo recuperada del SPT-2.



Fotografía III.28 Perforación del SPT-3 en la zona de la falla.



Fotografía III.29 Muestra de suelo recuperada del SPT-3.

Todas las muestras tomadas fueron empacadas e identificadas para su envío al laboratorio de mecánica de suelos, para su caracterización geotécnica.

Las pruebas para la caracterización geotécnica en laboratorio de los materiales muestreados se desarrollaron de acuerdo con los lineamientos establecidos por la CONAGUA, mismos que se encuentran contenidos en el Manual de Mecánica de Suelos, editado por la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos, edición 1970. De acuerdo con los criterios convencionales, a las muestras de suelo se les practicaron las pruebas siguientes:

- Contenido de agua
- Peso volumétrico natural
- Análisis granulométrico
- Densidad de sólidos
- Límites de consistencia o Atterberg (líquido y plástico)

Los datos obtenidos de las pruebas se utilizaron para la clasificación SUCS (Sistema unificado de clasificación de suelos) de los materiales encontrados y para la determinación de las relaciones volumétrico-gravimétricas.

Además se realizó a las muestras obtenidas de los pozos, la prueba de compactación Proctor estándar que sirvió como referencia para determinar el grado de compactación de la presa en los distintos puntos donde se excavaron los pozos.

Para la determinación de los parámetros mecánicos se realizaron las siguientes pruebas a las probetas labradas de las muestras cúbicas inalteradas:

- Compresión Triaxial No Consolidada-No Drenada (UU)
- Compresión Triaxial Consolidada-No Drenada (CU)

Finalmente se realizaron pruebas para determinar el potencial de dispersividad de los suelos encontrados mediante la realización de las pruebas siguientes:

- Prueba del grumo
- Prueba del doble hidrómetro

En las tablas siguientes se presenta el resumen con los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas a las muestras tomadas de la presa Piedra Blanca, los registros de cada una de las pruebas realizadas se incluyen en un anexo de este informe.

Tabla III.2 Resultados de pruebas de campo y porcentaje de compactación de la presa Piedra Blanca.

SONDE O	UTM		W _{nat} (%)	γ _{m nat} (t/m ³)	γ _{d nat} (t/m ³)	W _{op} (%)	γ _{d op} (t/m ³)	Compactació n
	X	Y						(%)
PCA-1	209048	2839573	10.6 8	1.80	1.63	14.3 5	1.86	88
PCA-2	209297	2839421	10.2 2	1.86	1.69	14.0 5	1.83	92
PCA-3	209138	2839532	10.6 8	1.73	1.56	13.8 0	1.84	85
PCA-4	209419	2839358	8.61	1.84	1.69	14.3 0	1.86	91
PCA-5	209028	2839646	7.99	1.75	1.62	12.8 5	1.91	85
PCA-6	209267	2839492	2.68	1.40	1.36	13.0 0	1.91	71

NOTA: Los valores óptimos (W_{op} y γ_{d op}) se obtuvieron de la prueba de compactación Proctor estándar.

Tabla III.3 Propiedades índice de los materiales muestreados en la presa Piedra Blanca.

SONDEO	S _s	LL	LP	IP	CL	G	S	F	Clasificación SUCS
					(%)	(%)	(%)	(%)	
PCA-1	2.61	NP	NP	NP	4	12	24	64	Limo de baja compresibilidad, no plástico, con 24% de arenas finas y 12% de gravas de hasta 3/8", ML
PCA-2	2.61	34	30	4	2	0	5	95	Limo de baja compresibilidad, con 5% de arena fina, ML
PCA-3	2.67	NP	NP	NP	1	46	21	33	Grava limosa con 21% de arena fina y 33% de finos no plásticos, GM
PCA-4	2.63	33	29	4	2	0	5	95	Limo de baja compresibilidad, con 5% de arena fina, ML
PCA-5	2.56	NP	NP	NP	3	14	35	51	Limo arenoso de baja compresibilidad no plástico, con 35% de arenas finas y 14% de gravas de hasta 3/4", ML
PCA-6	2.73	NP	NP	NP	3	5	45	50	Arena limosa, finos no plásticos con 5% de gravas de hasta 3/4", SM.

Tabla III.4 Propiedades mecánicas de los materiales muestreados en la presa Piedra Blanca.

SONDEO	TRIAxIAL UU				TRIAxIAL CU			
	c (kg/cm ²)	φ (°)	S _r (%)	e	Esfuerzos totales		Esfuerzos efectivos	
					c (kg/cm ²)	φ (°)	c (kg/cm ²)	φ (°)
PCA-1	2.40	48	61.70	0.45	0.84	26	0.84	32
PCA-2	2.73	44	60.00	0.45	0.30	36	0.39	40

PCA-3	0.60	58	56.40	0.54	0.57	23	0.57	26
PCA-4	1.62	53	56.40	0.43	1.85	20	1.42	28
PCA-5	1.14	53	42.30	0.51	0.15	12	0.14	18
PCA-6	2.31	49	8.10	0.84	0.21	17	0.28	26

NOTAS: Los valores de S_r y e reportados corresponden al promedio de las tres probetas de compresión triaxial UU.

Tabla III.5 Resultados de las pruebas de grumo a los materiales muestreados en la presa Piedra Blanca.

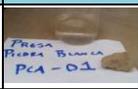
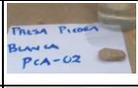
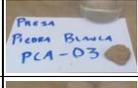
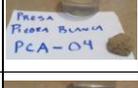
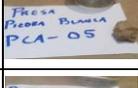
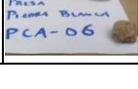
SONDEO	TARA	MUESTRA	2 MINUTOS			1 HORA			6 - 24 HORAS			RESULTADO
			Grado	°C	Muestra	Grado	°C	Muestra	Grado	°C	Muestra	
PCA-1	A		3	22		3	24		3	22		DISPERSIVO
PCA-2	B		2	22		3	24		3	22		DISPERSIVO
PCA-3	C		2	22		3	24		3	22		DISPERSIVO
PCA-4	D		2	22		2	24		2	22		INTERMEDIO
PCA-5	E		2	22		3	24		3	22		DISPERSIVO
PCA-6	F		3	22		3	24		3	22		DISPERSIVO

Tabla III.5 Resultados de las pruebas de doble hidrómetro a los materiales muestreados en la presa Piedra Blanca.

SONDEO	% menor que 5 μ m		DISPERSIÓN (%)
	con dispersante	sin dispersante	
PCA-1	28.7	1.8	6.3
PCA-2	28.5	1.7	6.0
PCA-3	17.0	1.7	10.0
PCA-4	22.0	1.7	7.7
PCA-5	13.6	1.7	12.5
PCA-6	19.0	1.9	10.0

Simbología			
UTM	Sistema de coordenadas Universal Transverse Mercator	G	Gravas
w_{nat}	Contenido de agua natural	S	Arenas
γ_{m nat}	Peso volumétrico natural	F	Finos
γ_d	Peso volumétrico seco	SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
w_{op}	Contenido de agua óptimo	q_u	Resistencia a la compresión simple
γ_{d op}	Peso volumétrico seco óptimo	c	Cohesión
S_s	Densidad de sólidos		Ángulo de fricción interna
LL	Límite líquido	S_r	Grado de saturación
LP	Límite plástico	e	Relación de vacíos
I_p	Índice plástico		
CL	Contracción lineal		

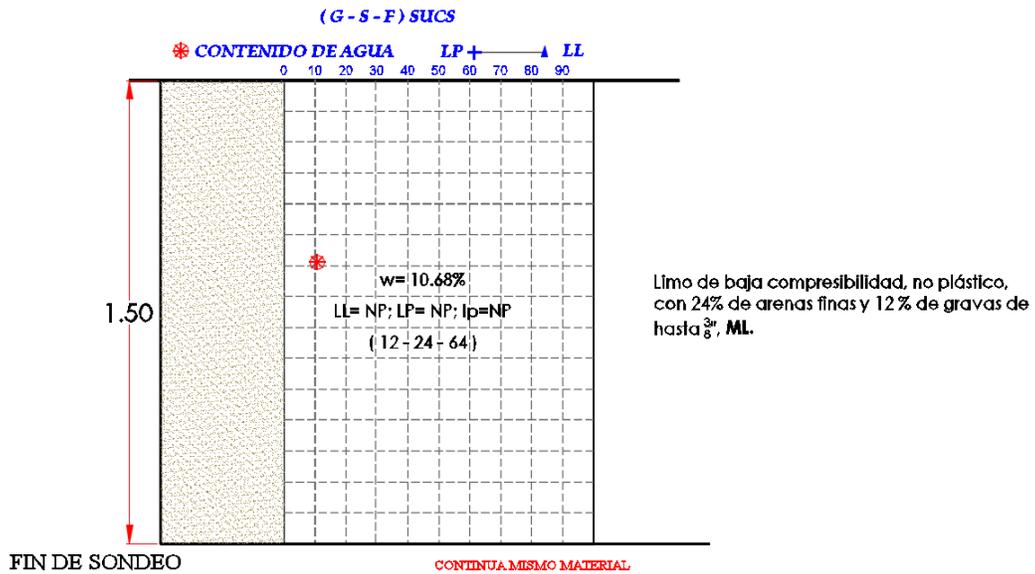


Figura III.10 Perfil estratigráfico del PCA-1

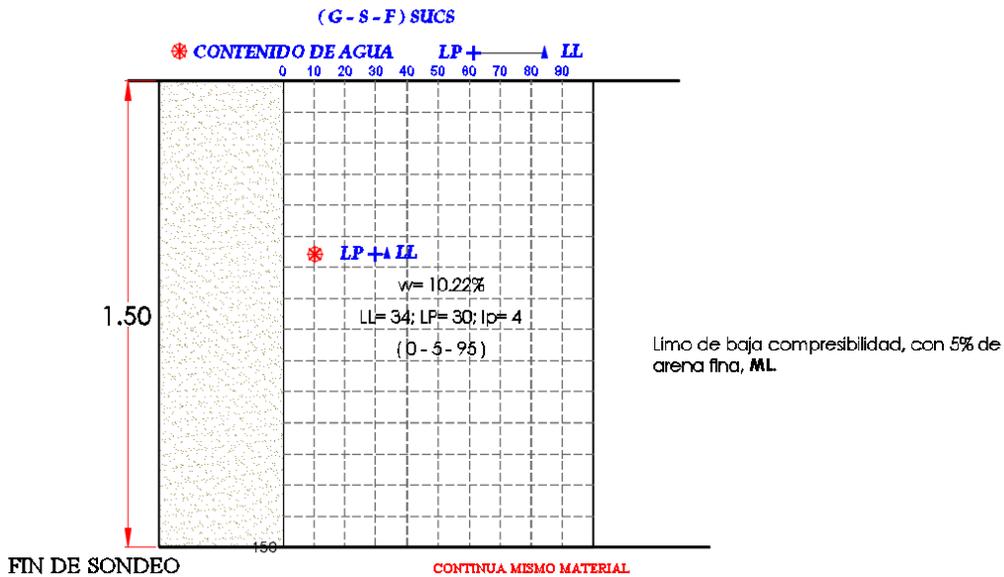


Figura III.11 Perfil estratigráfico del PCA-2

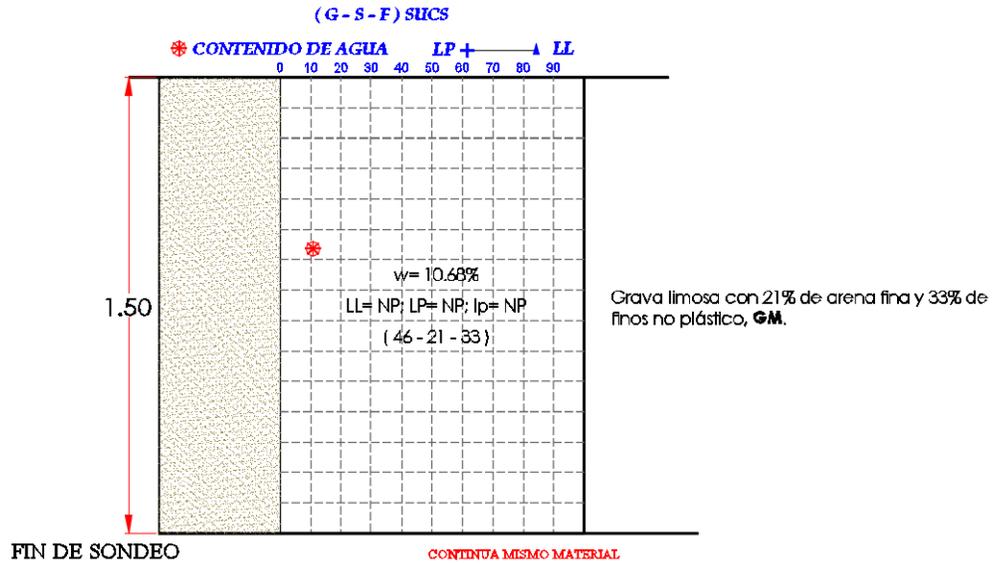


Figura III.12 Perfil estratigráfico del PCA-3

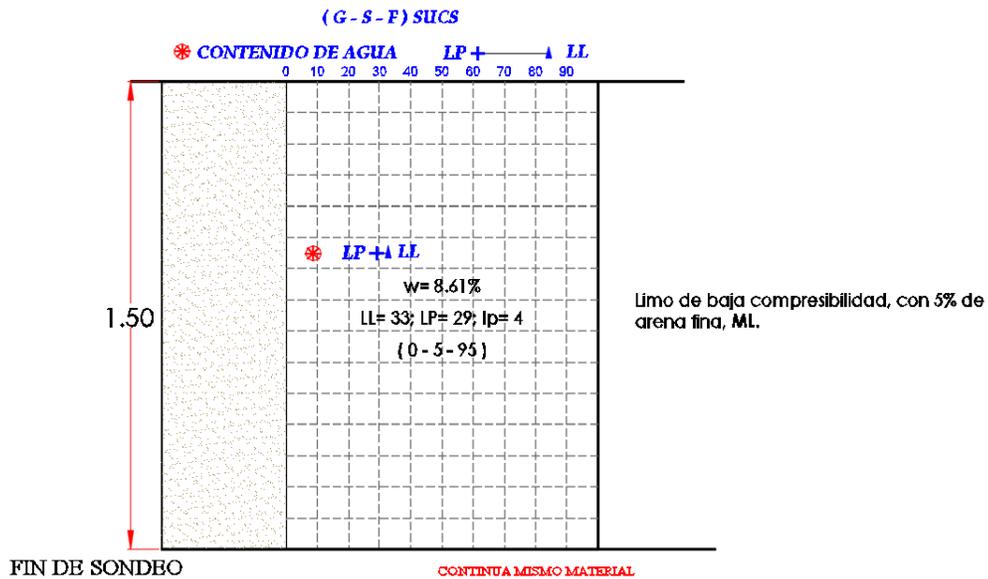


Figura III.13 Perfil estratigráfico del PCA-4

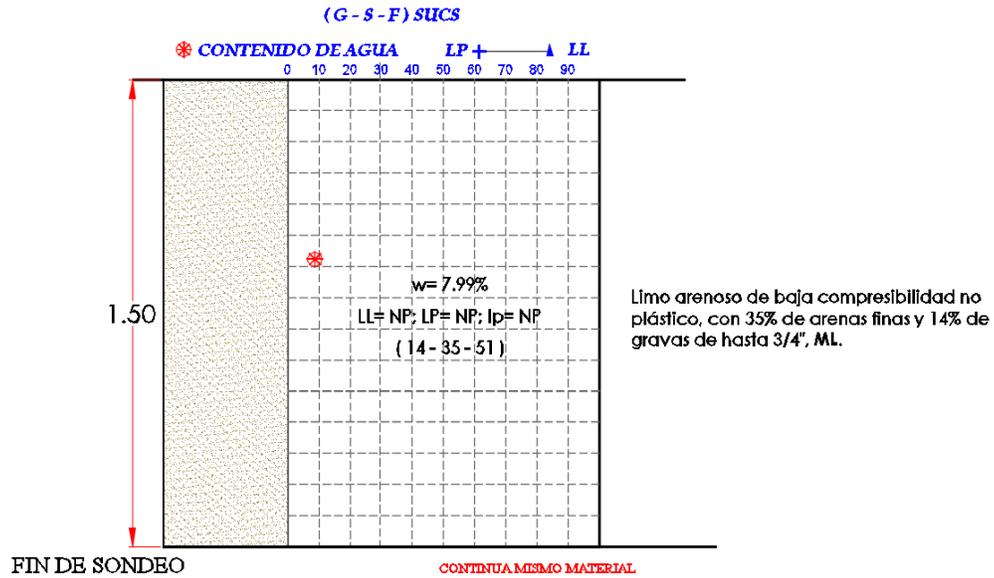


Figura III.14 Perfil estratigráfico del PCA-5

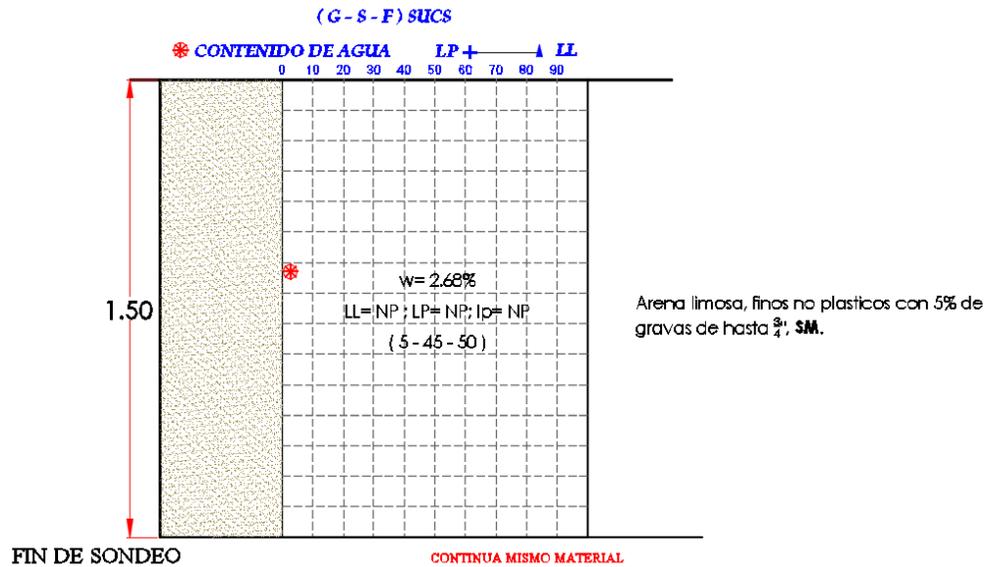


Figura III.15 Perfil estratigráfico del PCA-6



REGISTRO DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

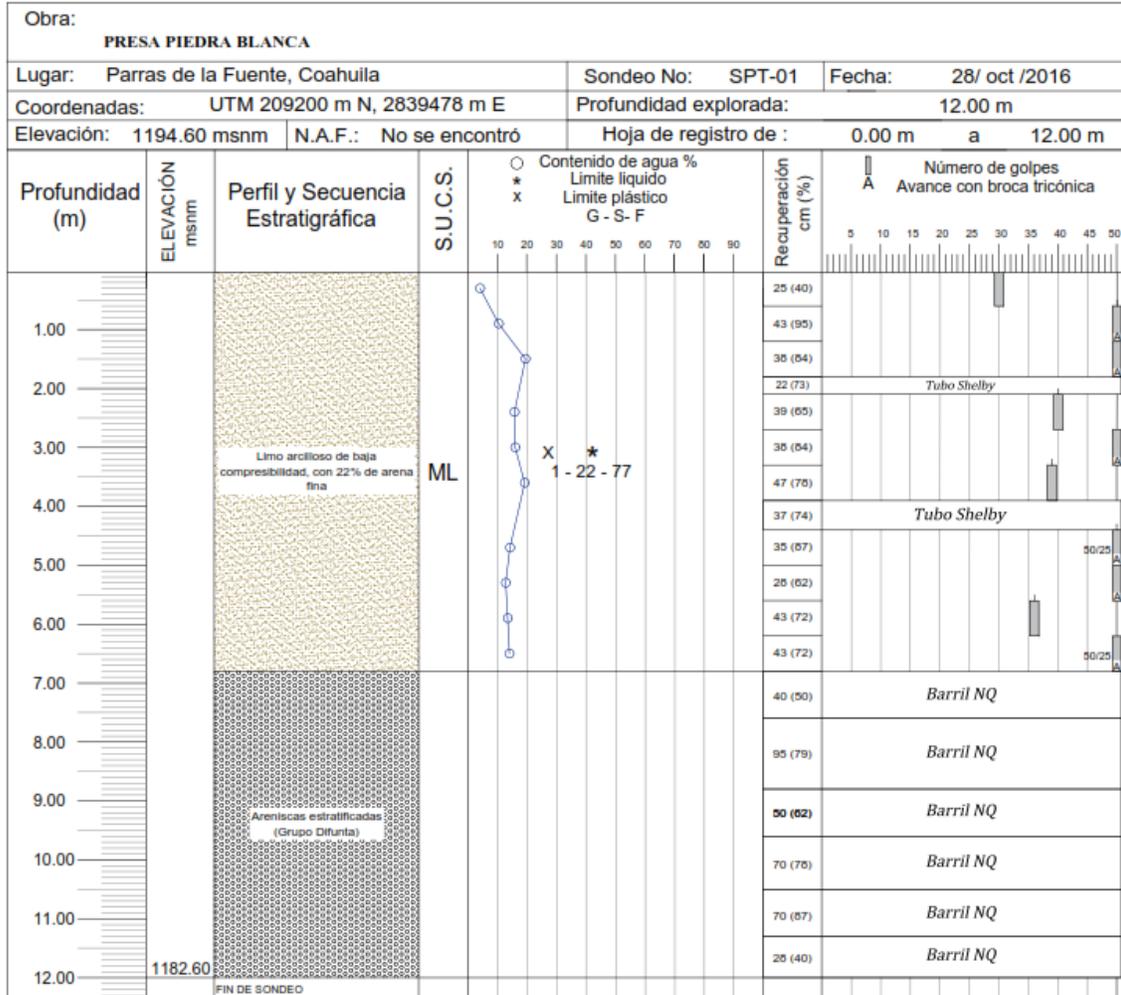


Figura III.16 Registro de exploración del sondeo STP-1

REGISTRO DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

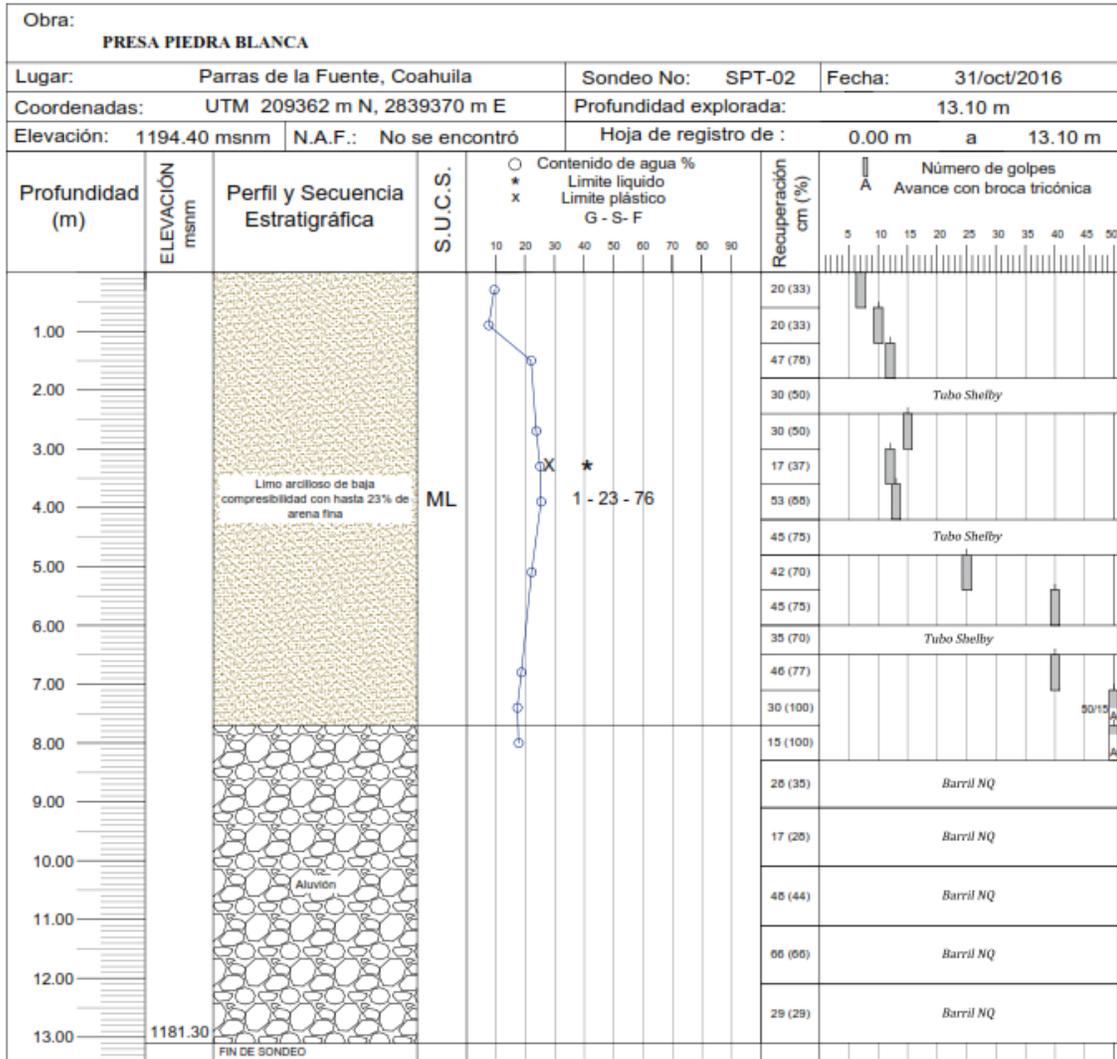


Figura III.17 Registro de exploración del sondeo SPT-2



REGISTRO DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

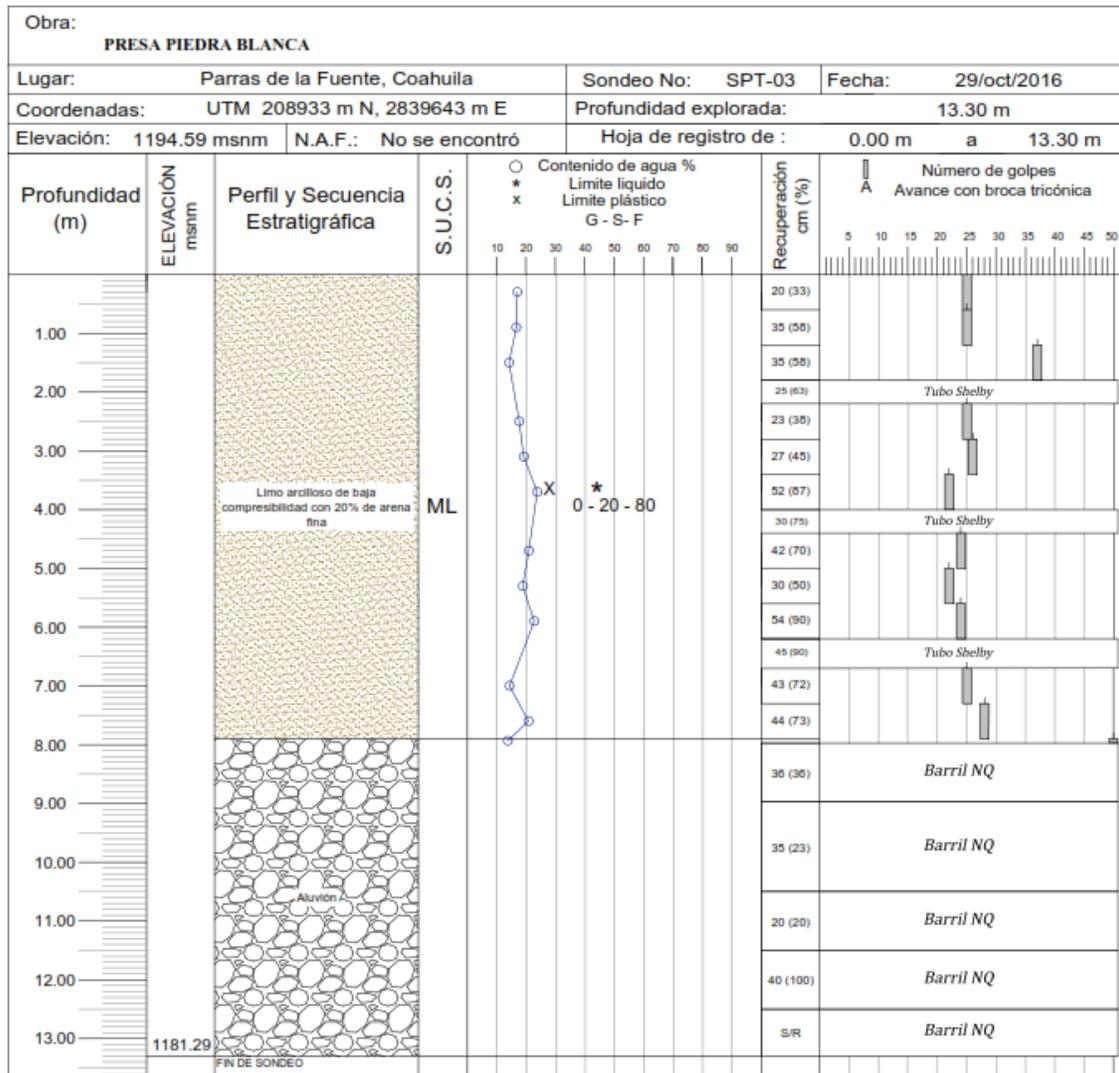


Figura III.18 Registro de exploración del sondeo SPT-3



Fotografía III.30 Material del PCA-1 después de secado.



Fotografía III.31 Preparación del material para los límites de consistencia.



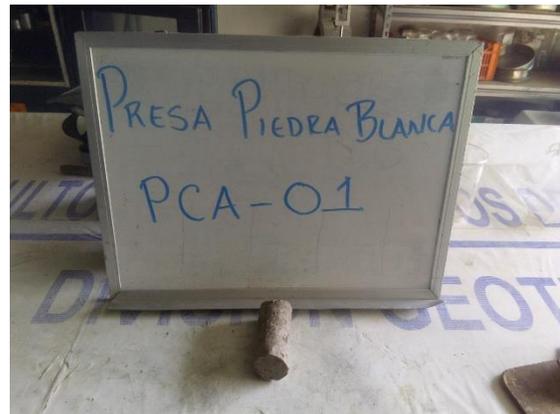
Fotografía III.32 Prueba de límite líquido en copa de Casagrande.



Fotografía III.33 Prueba de límite líquido en copa de Casagrande.



Fotografía III.34 Probetas para prueba de compresión triaxial.



Fotografía III.35 Probeta para prueba de compresión simple.



Fotografía III.36 Prueba de compresión triaxial.



Fotografía III.37 Probeta después de la prueba de compresión simple.

IV. ESTUDIOS DE PELIGRO SÍSMICO

Para estudiar y caracterizar el peligro sísmico en el sitio de la presa, se determinaron los parámetros sísmicos requeridos para la revisión de la seguridad estructural de la presa, ante la eventual ocurrencia de los temblores máximos especificados en el Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MDS-CFE, 2010).

Se evaluó el peligro sísmico en un sitio representativo de forma probabilista y determinista. El temblor probabilista se especifica para 10% de probabilidad de excedencia en 50 o 100 años de vida útil de la obra, que corresponde a 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente. En tanto que el temblor determinista representa el sismo máximo creíble que razonablemente puede esperarse basado en evidencias sismológica y geológica, sin importar el periodo de recurrencia.

Específicamente se determinaron los parámetros sísmicos que son requeridos para análisis modal espectral y/o paso a paso de la cortina y estructuras anexas de una presa, tales como:

Espectros de aceleración en roca para excitación horizontal, mostrados en las Figura III.19 y Figura III.20 para 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente, y definidos con los parámetros característicos de la Tabla III.5.

Tabla III.5 Parámetros de los espectros de diseño horizontales para $T_r= 475$ y 950 años.

Temblor	a_0	c	$T_a(s)$	$T_b(s)$	r
475 años	0.038	0.078	0.1	0.30	0.50
950 años	0.067	0.165	0.070	0.30	0.60

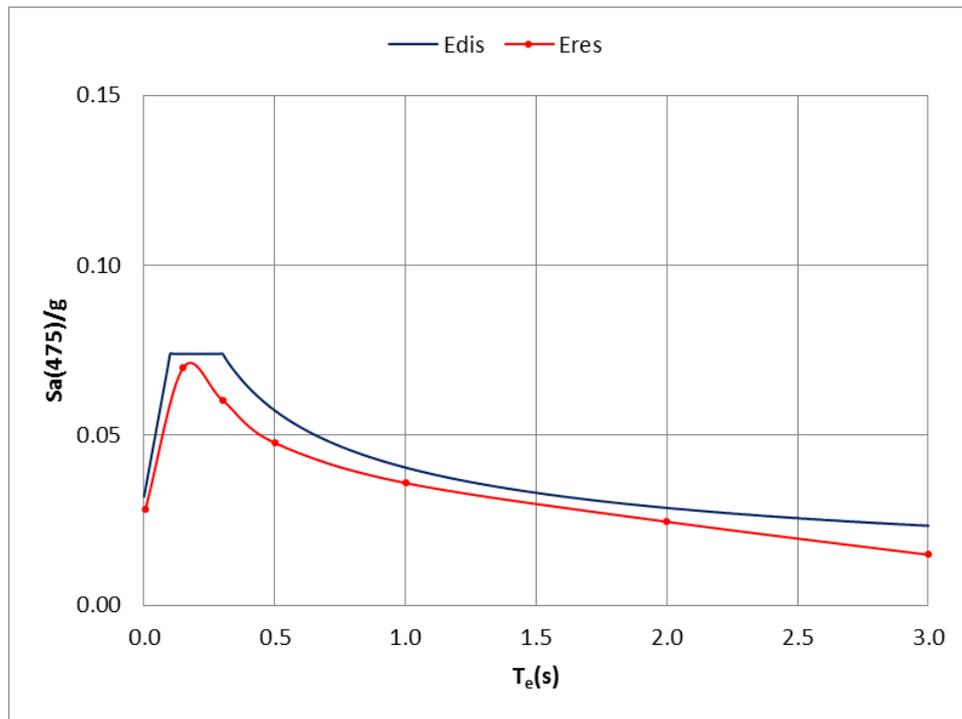


Figura III.19 Espectro de diseño vs espectro de respuesta horizontal para $T_r=475$ años.

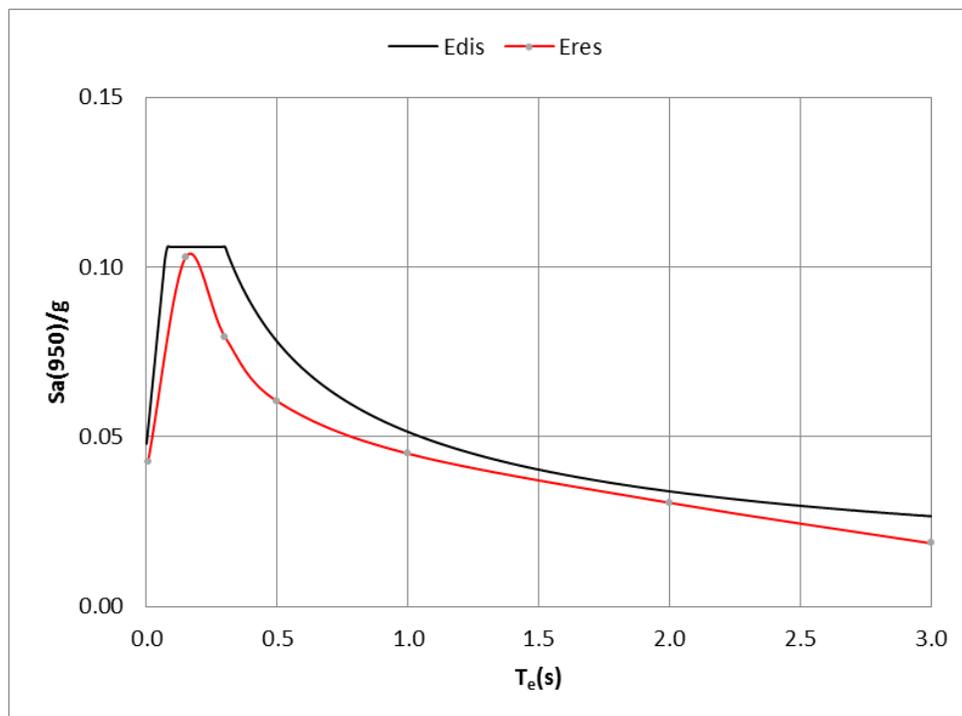


Figura III.20 Espectro de diseño vs espectro de respuesta horizontal para $T_r=950$ años.

1. Acelerogramas sintéticos horizontales compatibles con espectros de aceleración en roca, mostrados en las Figura III.21 y Figura III.22 para 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente.

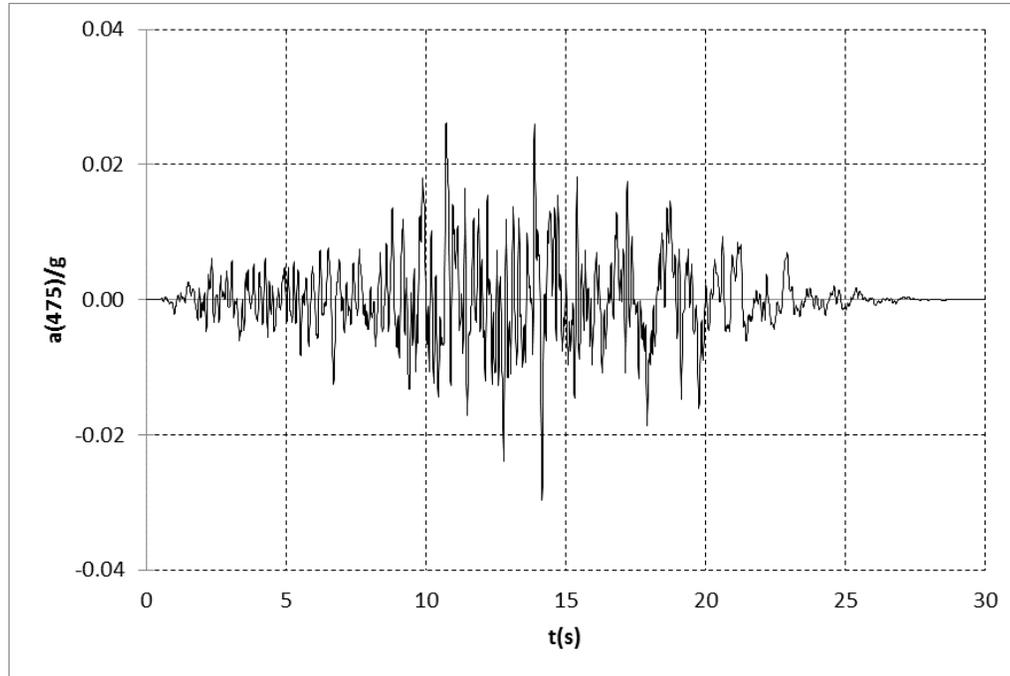


Figura III.21 Acelerograma sintético horizontal para $T_r= 475$ años.

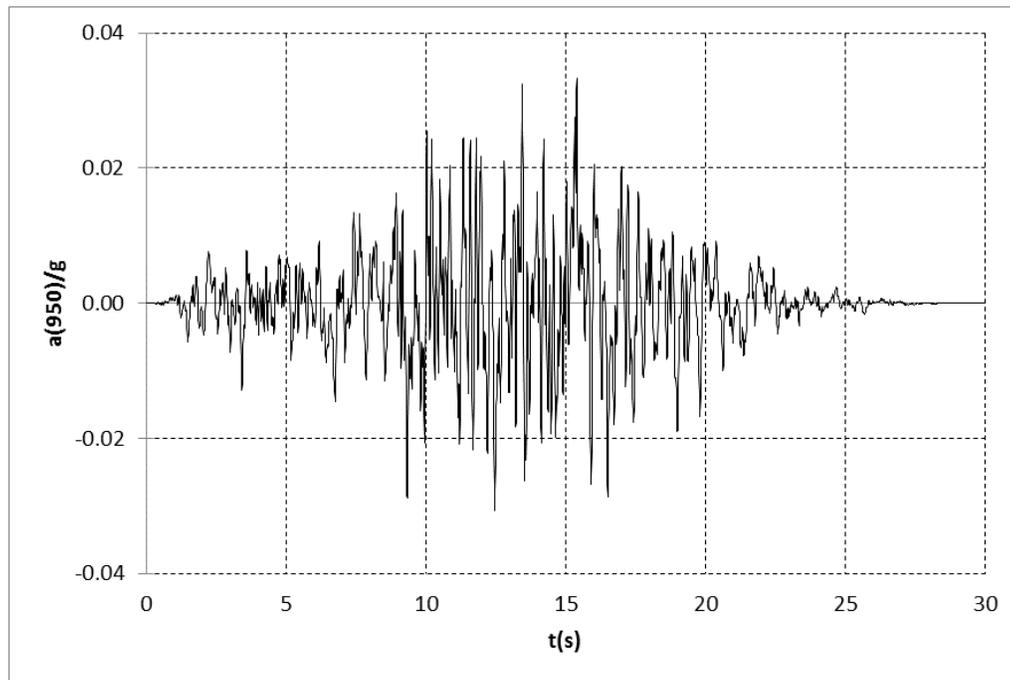


Figura III.22 Acelerograma sintético horizontal para $t_r= 950$ años.

2. Espectros de aceleración en roca para excitación vertical, mostrados en las Figura III.23 y Figura III.24 para 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente, y definidos con los parámetros característicos de la Tabla III.6.

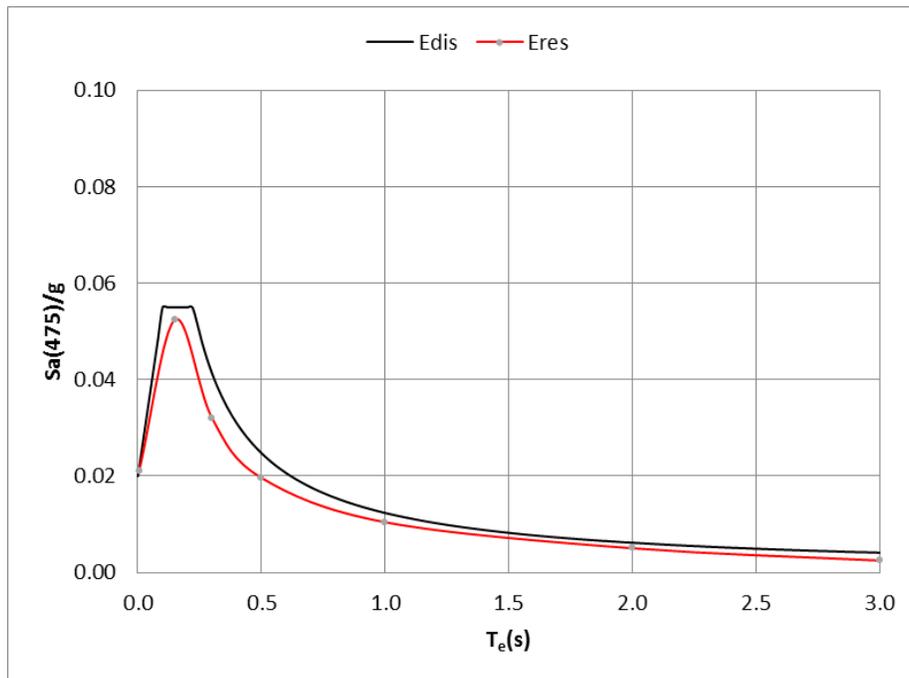


Figura III.23 Espectro de diseño vs espectro de respuesta vertical para $T_r= 475$ años.

Tabla III.6 Parámetros de los espectros de diseño verticales.

Temblor	a_0	c	$T_a(s)$	$T_b(s)$	r
475 años	0.025	0.060	0.1	0.233	1.0
950 años	0.039	0.085	0.1	0.233	1.1

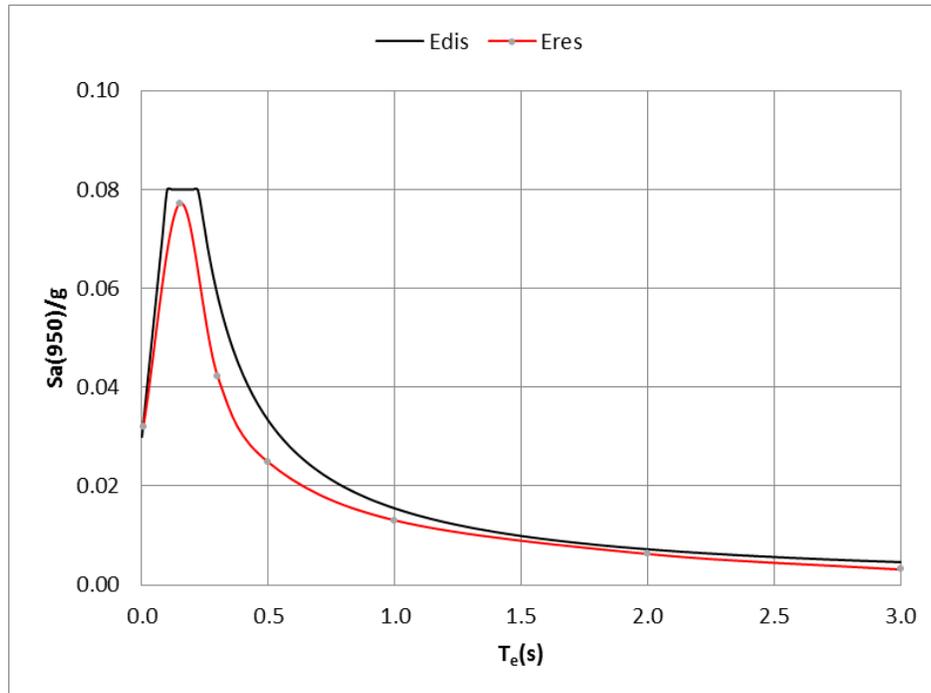


Figura III.24 Espectro de diseño vs espectro de respuesta vertical para $T_r=950$ años.

3. Acelerogramas sintéticos verticales compatibles con espectros de aceleración en roca, mostrados en las Figura III.25 y Figura III.26 para 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente.

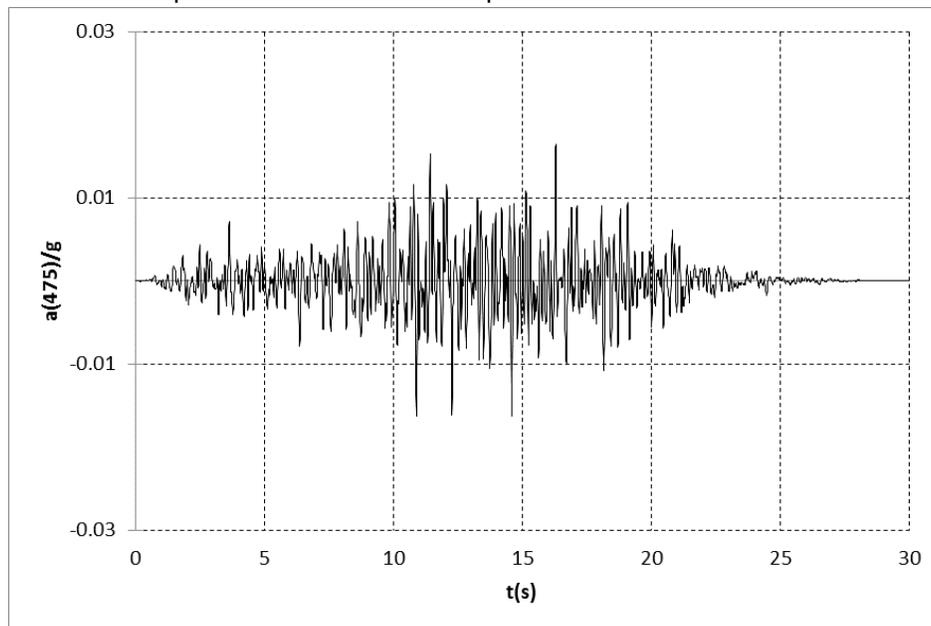


Figura III.25 Acelerograma sintético vertical para $T_r=475$ años.

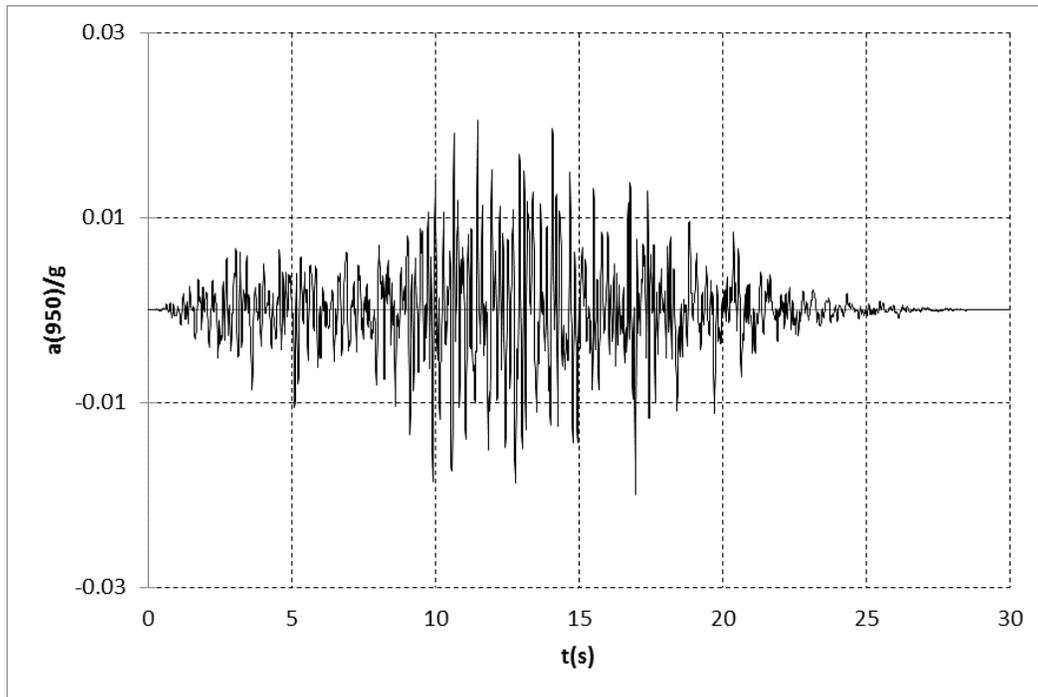


Figura III.26 Acelerograma sintético vertical para $T_r = 950$ años.

El estudio de peligro sísmico completo se presenta en el Anexo 5

V. REVISIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA

VI. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA

I.1 Recopilación y revisión de la información disponible.

Con base en la información consultada en el SISP por Internet, en la presa Piedra Blanca se requiere evaluar la seguridad estructural de la cortina en una sección que represente las condiciones de su sección máxima y de sus secciones críticas, mediante métodos del estado de la práctica de Ingeniería de Presas. En la Fotografía VI.1, se muestra el estado actual de la presa. La cortina de la presa Piedra Blanca ha sufrido tres veces una falla por brecha total abierta por erosión del suelo de la cortina junto al vertedor, y además de su estabilidad geotécnica y estructural como terraplén, se revisará el problema de potencial de erosión interna del suelo, con la finalidad de evaluar el potencial de falla futuro de la cortina. En la Fotografía VI.1 se muestra una panorámica de la cortina tomada desde la margen derecha.

Fotografía VI.1 La cortina de la presa Piedra Blanca.

Descripción estructural de la cortina

La presa Piedra Blanca se clasifica como una presa pequeña; es una cortina de comportamiento flexible, que fue construida en 1973 por la SARH como parte del Plan Presidencial Benito Juárez, y se modificó la obra de toma en 1981. La cortina es de tierra con sección homogénea y eje recto. Para fines del análisis de estabilidad y de acuerdo con el estudio topográfico, se considera la cortina con 6.1 m de altura máxima sobre el cauce (sondeo S-1), y con 4.0 m de ancho en la corona, con una longitud de 727.64 m de los cuales 683.80 m son de cortina y 43.84 m del vertedor con sus muros; el vaso tiene una capacidad de almacenamiento original de 1.50 hm³ al NAMO en la elevación 1192.78 msnm; un volumen de 1.94 hm³ al NAME a la elevación 1194.04 msnm; y la corona está en la elevación 1194.60 msnm. Recibe las aguas del Arroyo El Mesteño.

El talud del respaldo aguas arriba está inclinado en promedio 18.4° o sea 3.00H:1V medido en varios puntos, aunque presenta inclinaciones de hasta 20° o sea 2.75H:1V, en algunas partes. El talud del respaldo aguas abajo de la cortina tiene una inclinación promedio de 18.4° o sea 3.0H:1V, desde la corona hasta el pie del talud, pero también presenta inclinaciones de hasta 20° o sea 2.75H:1V.

El talud aguas arriba está parcialmente protegido por una chapa de roca, que se presume se colocó desde su construcción por la entonces Secretaría de Agricultura y Ganadería como parte del Plan Presidencial Benito Juárez. El talud de aguas abajo de la cortina no tiene protección de enrocamiento. En la Fotografía VI.2, se muestra la cortina.



Fotografía VI.2 La cortina de la presa Piedra Blanca.

La cortina se ubica en una zona de baja sismicidad, debido a que los temblores que han ocurrido se encuentran relativamente retirados; sin embargo, es probable que dentro de un período de 50 años ocurra cuando menos un temblor que afecte a la estructura de contención y por ello se hizo un estudio de peligro sísmico, cuyos resultados se reportan en este informe.

Geología del sitio

En la Figura VI.1, se presenta una composición geológica del sitio tomada del Servicio Geológico Mexicano (SGM), a nivel de la zona de estudio.

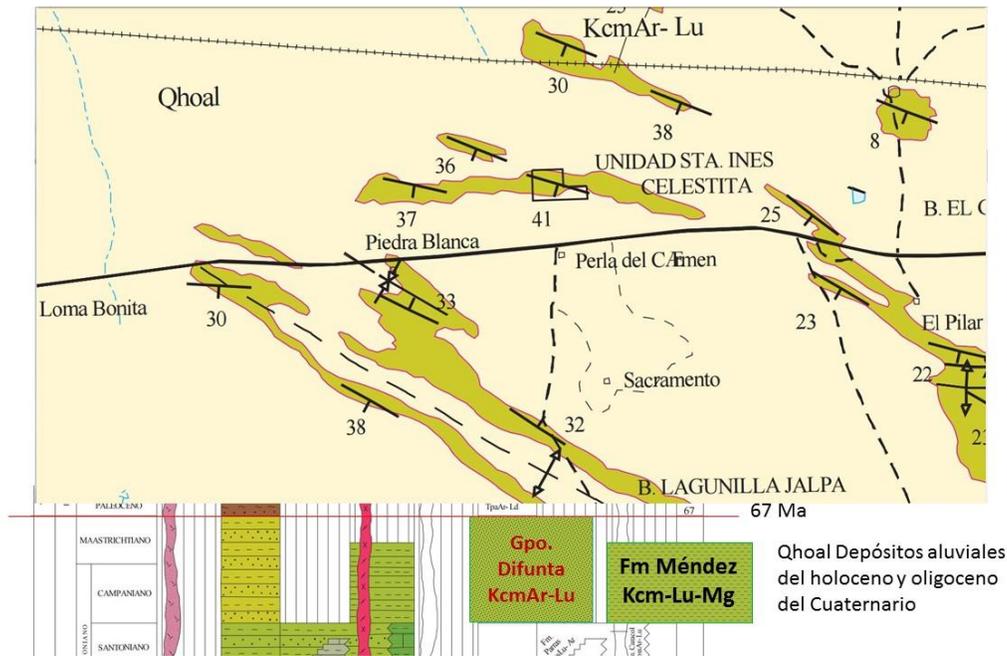


Figura VI.1 Marco Geológico de la zona de la presa Piedra Blanca (SGM).



Fotografía VI.3. Afloramiento de las lutitas de la Fm. Méndez en el desplante de la cortina. En la foto es de cómo quedó la roca expuesta después que por tubicación se hizo una brecha en la cortina.

A nivel del sitio donde está la presa Piedra Blanca, se tienen esas rocas mesozoicas, del Grupo Difunta, que consisten en areniscas y lutitas (KcmAr-Lu), sobre las cuales

se encuentra desplantada la presa Piedra Blanca, y destaca que estas rocas tienen sus planos de foliación o estratigrafía en el sentido de la corriente del cauce, lo cual, combinado con la alteración y fracturamiento de la parte superior del paquete de lutitas, incrementa el caudal y las velocidades del flujo en el terreno de cimentación, afectando a la cortina en su base. En la Fotografía VI.3, se presenta un acercamiento del sitio preciso en donde están la cortina y el vaso de la presa Piedra Blanca, y se aprecia la orientación casi perpendicular de la foliación con el eje de la cortina.

Destaca que estas rocas tienen sus planos de foliación o estratigrafía en el sentido de la corriente del cauce, lo cual, combinado con la alteración y fracturamiento de la parte superior del paquete rocoso, incrementa el caudal y las velocidades del flujo en el terreno de cimentación, afectando a la cortina en su base.

Parámetros para análisis en condiciones extremas

Del estudio de peligro sísmico en el sitio de la presa, que se presenta en este informe, se consideraron los parámetros sísmicos requeridos para la revisión de la seguridad estructural de la presa, ante la eventual ocurrencia de los temblores máximos especificados en el Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MDS-CFE, 2010). En la Tabla VI.I se listan los valores de los coeficientes sísmicos para $T_r = 475$ y 950 años. Debido a que la presa está desplantada en suelos de compacidad media a alta, el factor de amplificación se consideró de 1.50.

Tabla VI.1 Coeficientes sísmicos para análisis pseudoestático de estabilidad.

Temblor	Horizontal		Vertical	
	a_o^h	k_h	a_o^v	k_v
475 años	0.048	0.042	0.030	0.028
950 años	0.072	0.059	0.045	0.040

Para considerar el efecto del tipo de suelo, los parámetros sísmicos en roca pueden amplificarse por los factores de sitio de la Tabla VI.II.

Tabla VI.2 Factores de amplificación por efecto del tipo de suelo.

Velocidad efectiva	Factor de sitio
$V_s^{30} > 760 \text{ m/s}$	1
$360 < V_s^{30} \leq 760 \text{ m/s}$	1.2
$180 \leq V_s^{30} \leq 360 \text{ m/s}$	1.5

$V_s^{30} < 180 \text{ m/s}$	2
------------------------------	---

Donde V_s^{30} es la velocidad efectiva, definida como la velocidad promedio de ondas de cortante en los 30 m superficiales del perfil de suelo bajo consideración. Dicha velocidad puede estimarse como

$$V_s^{30} = \frac{\sum h_i}{\sum h_i/V_i} \quad (\text{VI.1})$$

Donde V_i es la velocidad de onda de corte y h_i el espesor del i -ésimo estrato del subsuelo. Para fines prácticos, se consideraron las aceleraciones del terreno calculadas como ya se expuso antes.

Específicamente, k_h es el coeficiente sísmico de diseño en la roca basal normalizado por g la aceleración de la gravedad, PGA (siglas de Peak Ground Acceleration) es la aceleración máxima del terreno y Tr es el período de retorno, que para una presa del Grupo A+ con decenas de años de vida útil transcurrida (al 2016) convendría considerar el de 475 años. No obstante, con la finalidad de acercarse al Sismo Máximo Creíble, se consideró el sismo con $Tr = 950$ años

Los espectros de diseño y los acelerogramas sintéticos producto del estudio de peligro sísmico se utilizan como datos fundamentales para hacer análisis sísmicos dinámicos de la cortina, los acelerogramas se presentan en la Figura VI.2.

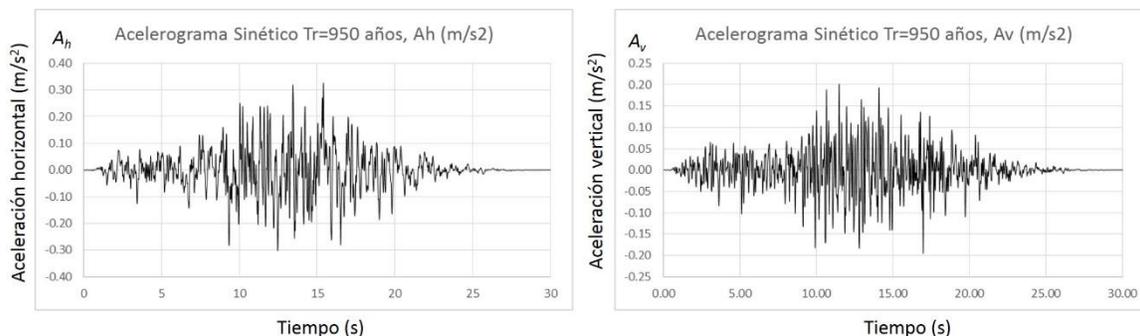


Figura VI.2 Acelerogramas sintéticos para $Tr = 950$ años.

Modelo geométrico de la cortina

La sección tipo de la cortina corresponde al estado actual de la misma, de acuerdo con los trabajos de topografía, se considerará para fines de análisis de estabilidad, solamente como una sección estratificada, con altura máxima con taludes inclinado

20° (2.75H:1V) aguas arriba y 20° (2.75H:1V) aguas abajo. En la Fotografía VI.4, se presenta la posición de los sondeos. La topografía de la cortina con la posición de los sondeos se presenta en la Figura VI.3. En la Figura VI.4, se presentan las secciones transversales de la cortina, que corresponden a los cadenamientos 0+0115 donde se perforó el sondeo S-3 junto al muro derecho del vertedor; la estación 0+420 hacia el centro de la cortina y en donde se ubicó el sondeo S-1; y la estación 0+610 donde se perforó el sondeo S-2, del lado de la margen derecha donde está la obra de toma.

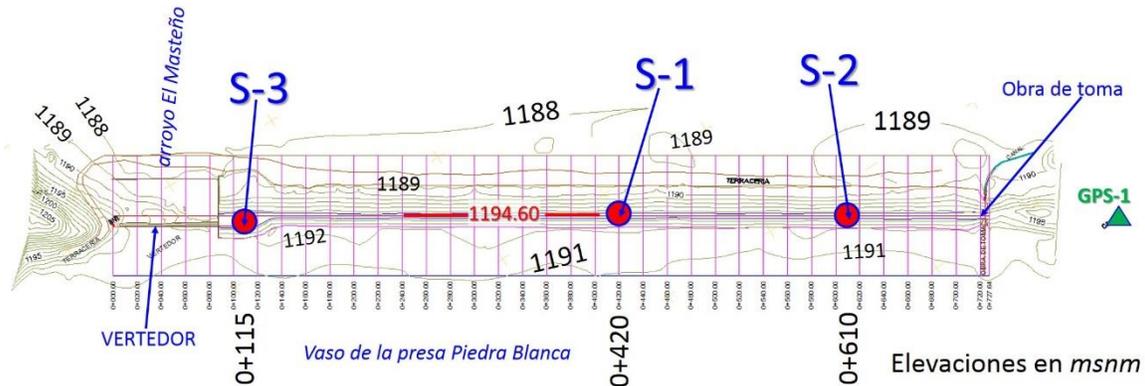
En la Figura VI.3, se reproduce la información de la topografía obtenida en campo y en la tabla VII.3, se reportan los valores considerados de los parámetros de importancia para los análisis de flujo de agua y estabilidad de los modelos de la cortina considerados para el análisis. En la Figura VI.4, se presentan las secciones transversales de la cortina en las estaciones 0+115, 0+420 y 0+610.

Destaca que la elevación de la zona cercana al vertedor está 14 cm por debajo de la elevación máxima de la cortina; y que considerando los sondeos y la geometría de los respaldos y el terreno natural, la sección máxima está en 0+115 (sondeo S-1).

En esas figuras se indican los valores en grados de inclinación de los taludes con respecto a la horizontal, y se puede ver que en los taludes del respaldo aguas arriba la inclinación varía entre 18° y 19° (3.04h:1v y 2.90h:1v), para esas secciones; y para los taludes del respaldo aguas abajo la inclinación varía entre 17° y 18° (3.27h:1v y 3.04h:1v), para esas secciones. Sin embargo, existen algunas partes que podrían considerarse y en donde la inclinación de los taludes fue de 20° (2.75h:1v), para ambos taludes.

Tabla VI.3 Parámetros de la presa Piedra Blanca para revisión estructural (S-1).

Elemento	Elevación (msnm)	Altura desde corona (m)
Corona 0+420	1194.60	0.00
NAME (estructural)	1194.04	0.56
NAMO	1192.78	1.82
NAMIN	1189.60	5.00
Pie de talud aguas arriba	1188.50	6.10
Pie de talud aguas abajo	1188.50	6.10



Fotografía VI.4. Vista satelital de la cortina y posición de los tres sondeos en la cortina, con el sondeo S-3 cerca de la zona que falló por erosión en 1999, 2007 y 2010; el S-1 en donde se tiene la sección máxima y el S-2 en obra de toma.

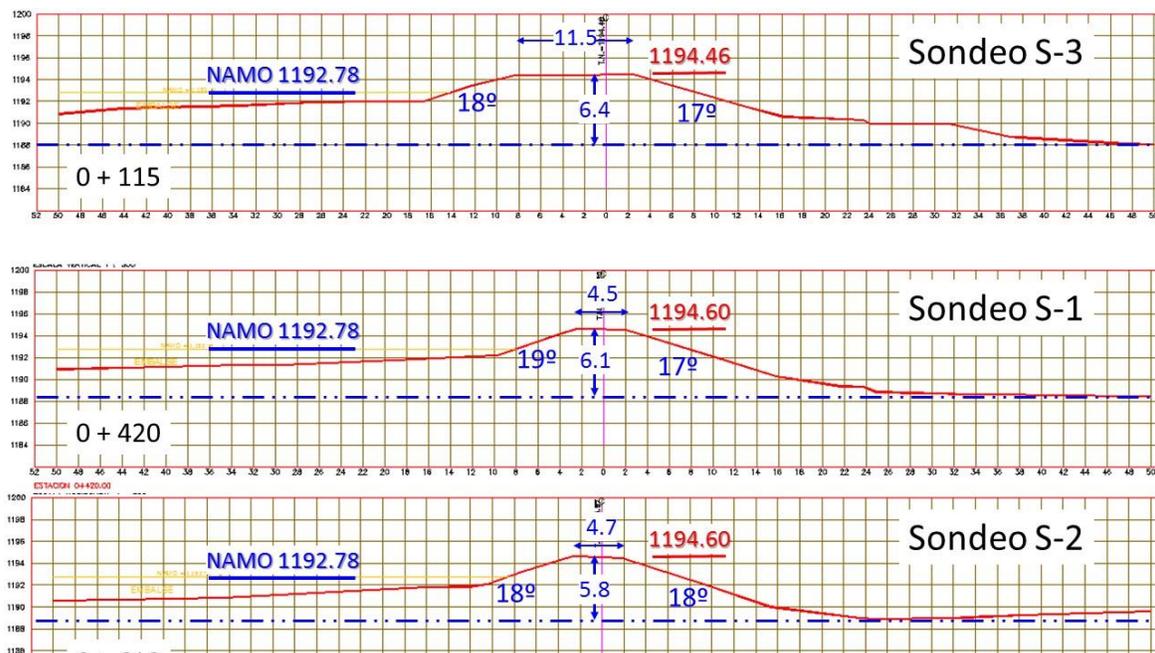


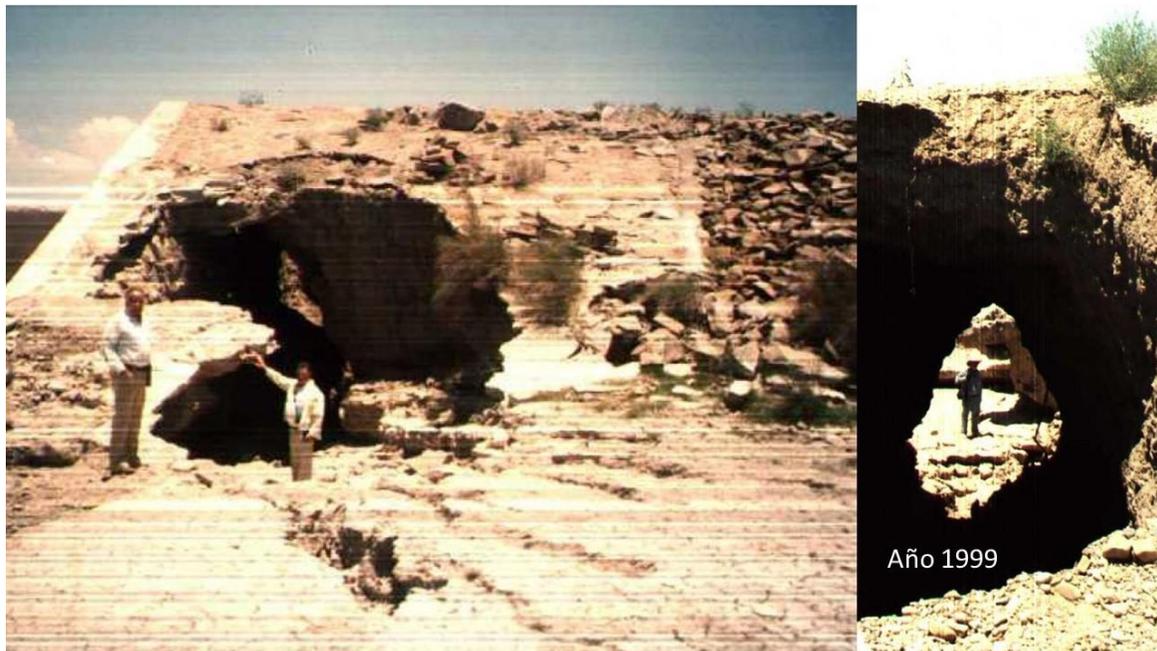
Figura VI.3 Topografía de la cortina y posición de sondeos.

Figura VI.4 Secciones máximas de la cortina y cerca de la posición de sondeos.

I.2 Marco de referencia para el análisis estructural

El marco de referencia para hacer los análisis estructurales y poder determinar, tanto las condiciones actuales de seguridad de la cortina como las condiciones de seguridad con las soluciones propuestas, requiere que primero se presenten y analicen los problemas estructurales y geotécnicos que tiene la cortina de la presa.

En la Fotografía VI.5, se puede apreciar el estado actual de la cortina. Esta cortina sufrió tres veces el mismo problema en el mismo lugar, causado por un mal diseño del vertedor, pues se colocó la cresta del cimacio muy adelantada hacia el pie del talud aguas arriba de la cortina, de manera que además de los efectos hidrodinámicos por el cambio de geometría que se causan por esa geometría, el muro de protección de la cortina y encauzamiento en la sección de control del vertedor quedaba por debajo de la superficie de la lámina escurriendo por la cresta, de manera que ello causaba la erosión por el flujo sobre el suelo de la cortina en esa zona, que terminó por abrir una brecha en las tres ocasiones: 1999, 2007 y 2010.



Fotografía VI.5 La cortina se tubificó por primera de tres veces en 1999.

En la Fotografía VI.6, se muestra la cortina con colapso y brecha que ocurrió en forma de tubificación en el año 1999, en la zona adyacente al muro de encauzamiento del vertedor para control de excedencias. Claramente se observa en la foto que el agua penetró por la parte inferior, haciendo un gran orificio por la erosión interna del suelo, incluyendo fuerte flujo por la cimentación como se aprecia por la zanja en la foto del lado izquierdo. Esto se considera una falla completa de la cortina.

En la Fotografía VI.7, se muestran otras vistas de los daños con brecha de la cortina en ese mismo año de 1999, mirando desde aguas abajo hacia el talud del respaldo aguas arriba y al momento de ocurrir el flujo y la erosión. Nuevamente, 8 años

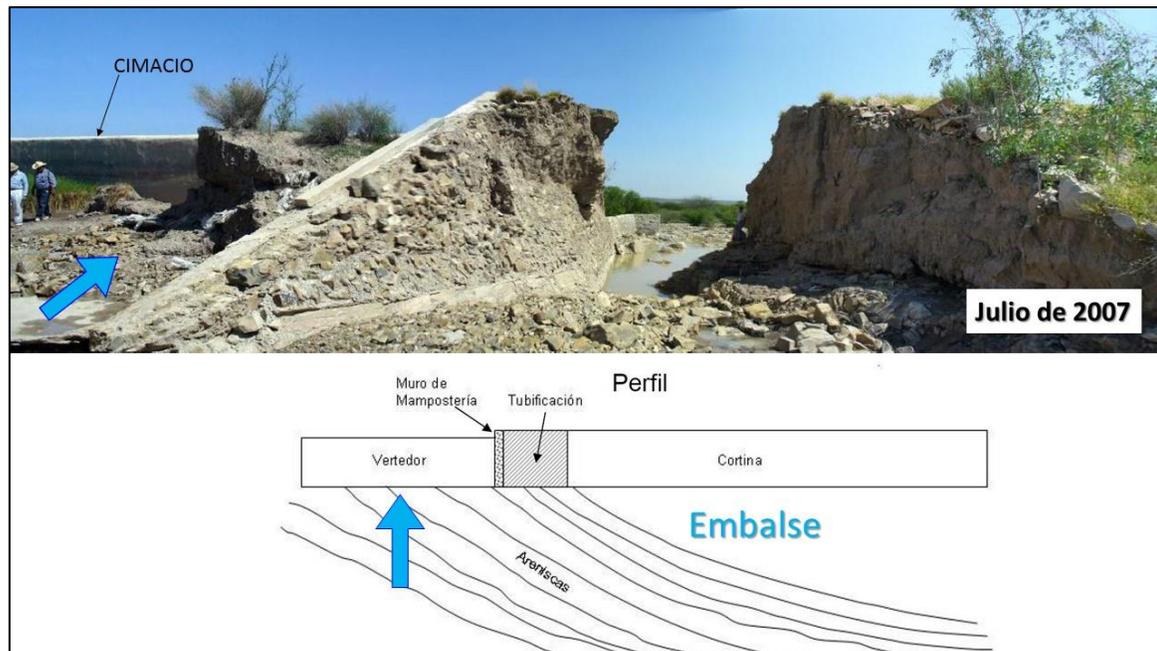
después en 2007, vuelve a ocurrir el fenómeno, pues sólo se había reconstruido el bordo y no modificado la causa del problema. En la Fotografía VI.8, se muestran vistas de los daños con brecha de la cortina causados en 2007, vista hacia el talud aguas abajo, y en la Fotografía VI.9, se observa la brecha completa de la cortina y se ve con claridad el cimacio del vertedor, colocado muy cerca del pie del talud aguas arriba, lejos del eje longitudinal de la cortina, causa raíz del problema.



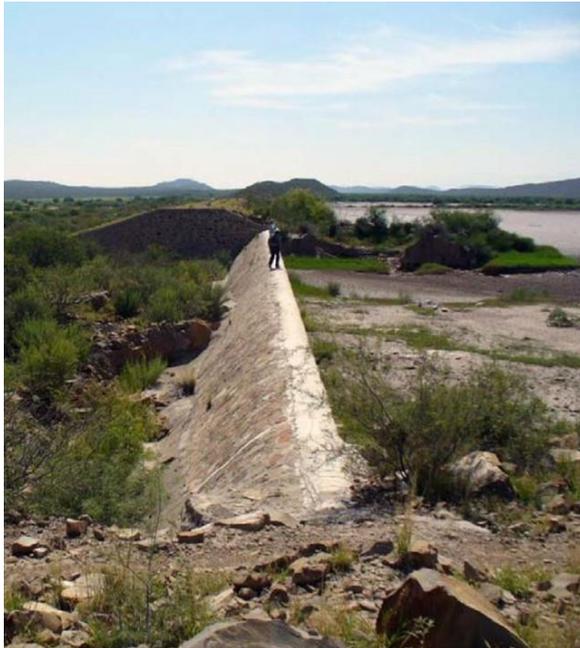
Fotografía VI.6 Tubicación en la cortina en 1999, vista hacia aguas arriba, en instantes antes de que colapsara la estructura térrea y se formara la brecha.



Fotografía VI.7 Erosión con brecha en 2007, vista hacia el talud aguas abajo.



Fotografía VI.8 Erosión y brecha de la cortina en 2007, vista del talud aguas arriba; se aprecian el muro de encauzamiento y el cimacio del vertedor a la izquierda.



Fotografía VI.9 El eje del cimacio está hacia el pie del talud aguas arriba.

En la Fotografía VI.10, se muestran fotos de la tercera falla, ocurrida en 2010, y en la foto derecha superior se aprecian los remolinos que se forman por efectos hidrodinámicos del flujo erosionando ya el suelo de la cortina junto al muro de encauzamiento del vertedor, pero también por los efectos hidrodinámicos de la proximidad de la cresta del cimacio del pie del talud aguas arriba. Después de un tiempo, el agua termina por erosionar el suelo y comienza a abrir un orificio en la cortina que, poco después termina por abrir una brecha en la cortina, destruyéndola completamente como se aprecia en las dos fotos inferiores, la del lado izquierdo hecha desde aguas abajo y la del lado derecho desde aguas arriba, con el muro de encauzamiento en el lado derecho del vertedor de excedencias, que se encuentra en el extremo de la margen izquierda, a la izquierda del muro que se ve en la foto inferior derecha de la Fotografía VI.10.



Fotografía VI.10 Tercera tubicación en la cortina en 2010.

I.3 Integración de la información del análisis de estabilidad

Propiedades índices y mecánicas de la cortina

Las muestras se ensayaron en laboratorio para investigar diferentes propiedades de los suelos de la cortina. A todas las muestras se les determinaron propiedades índices de contenido de agua y clasificación SUCS, y a muestras seleccionadas se les determinó la granulometría, peso volumétrico, densidad de sólidos y límites de consistencia: líquido, plástico y contracción. A algunas muestras seleccionadas de los suelos finos con poca arena fina y muy pocas gravas, se les hicieron pruebas de compactación Proctor estándar, pruebas de consolidación unidimensional y triaxiales consolidadas no drenadas con medición de presión de poro y triaxiales rápidas. En anexo se incluyen algunos de estos resultados.

A consecuencia de las lluvias torrenciales en 1999, 2007 y 2010 y el llenado del embalse, y con un diseño deficiente del vertedor de excedencias, ocurrió una falla por erosión interna de la cortina junto al muro de encauzamiento derecho del vertedor, causando una brecha por donde se vació el vaso. En la Figura VI.5, se muestra el sondeo S-3 que se hizo en esa zona, así como la configuración topográfica de la cortina; en la cercanía del sondeo S-1, se encuentra la sección máxima y el S-2 se hizo cerca de la obra de toma.



Figura VI.5. Topografía de la cortina de la presa Piedra Blanca.

En el Capítulo y Anexo correspondientes a los estudios de campo y laboratorio se presenta la información in extenso, y en esta parte del análisis de estabilidad se presentan algunos de esos resultados, interpretados y presentados de manera que permitan estructurar y soportar las consideraciones geotécnicas seguidas en estos análisis. Así en la Figura VI.6, se presentan los perfiles obtenidos en los sondeos mixtos S-1, S-2 y S-3, los cuales se efectuaron en la cortina de la presa Piedra Blanca, combinando la medición de la resistencia del suelo mediante el método de penetración estándar con recuperación de muestras alteradas representativas con tubo partido, y el muestreo con tubo de pared delgada tipo Shelby, en alguna muestra se utilizó el barril Denison, para recuperar muestras inalteradas, y a partir de que el terreno adquirió la dureza de las rocas calcáreas (lutitas y calizas) que se tienen en la región, se utilizó el barril doble giratorio con broca de diamante y diámetro NQ. En la Figura VI.7 y en la Figura VI.8, se presentan resultados de pruebas de compactación Proctor estándar y los círculos de Mohr y parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del criterio de ruptura Mohr – Coulomb, obtenidos de las pruebas triaxiales consolidadas no drenadas con medición de presión de poro, como ejemplos de lo que representan los suelos de la cortina.

Sin embargo, la utilidad de esas correlaciones es relativa, ya que la cortina está constituida por suelos de limo de baja compresibilidad (ML), poco arcilloso y con bajos contenidos de arenas generalmente finas (Figura VI.6). Y por otra parte, se tienen resultados de pruebas triaxiales consolidadas no drenadas en esfuerzos

efectivos (con medición de presión de poro), pruebas de compactación Proctor estándar y otras pruebas como compresiones simples y pruebas para determinar las propiedades índices de los suelos de la cortina.

En el sondeo S-1, hacia el centro de la cortina (Figura VI.6), el limo con arena fina (ML) de la cortina y desde la superficie tiene una consistencia muy firme o compacidad alta a muy alta, con N mayor de 30 golpes para los 30 cm intermedios de la prueba de SPT. La roca se alcanza a una profundidad de 7.80 m. En el sondeo S-2, situado cerca de la obra de toma en la margen derecha, el suelo es limo con arena fina con una consistencia firme o compacidad media, y N varía entre 7 y 15, con promedio de 12 golpes para los 30 cm intermedios de la prueba SPT, a partir de 5.40 m el suelo limoso tiene una consistencia muy firme o compacidad alta a muy alta, y la roca se alcanza a 7.10 m de profundidad. En el sondeo S-3, situado en la margen izquierda, junto al vertedor y en la zona reconstruida, el suelo es limo con arena fina con una consistencia firme o compacidad media, y N varía entre 22 y 28, con promedio de 25 golpes para los 30 cm intermedios de la prueba SPT. La roca se encuentra a 7.90 m de profundidad.

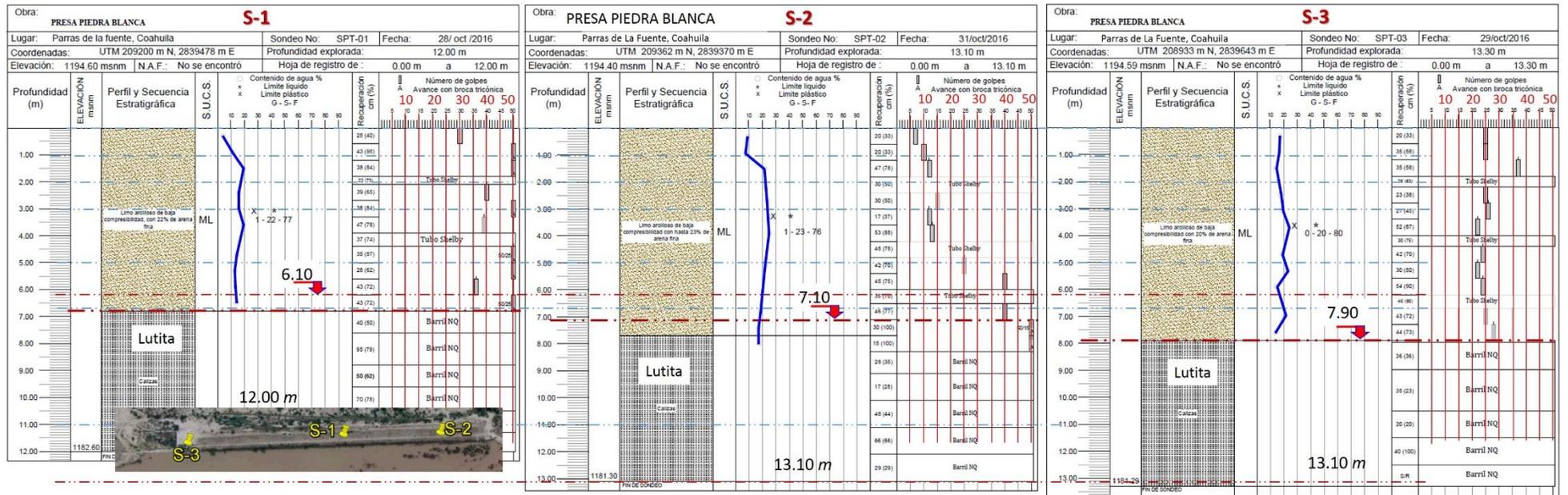


Figura VI.6 Sondeos S-1 al centro de la cortina, S-2 en la margen derecha y S-3 en la izquierda.

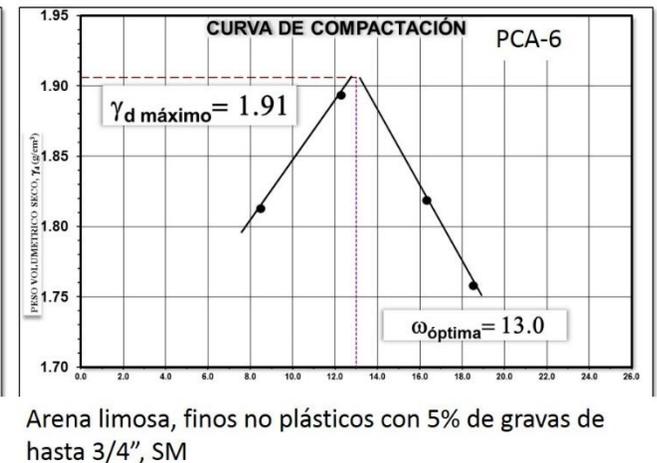
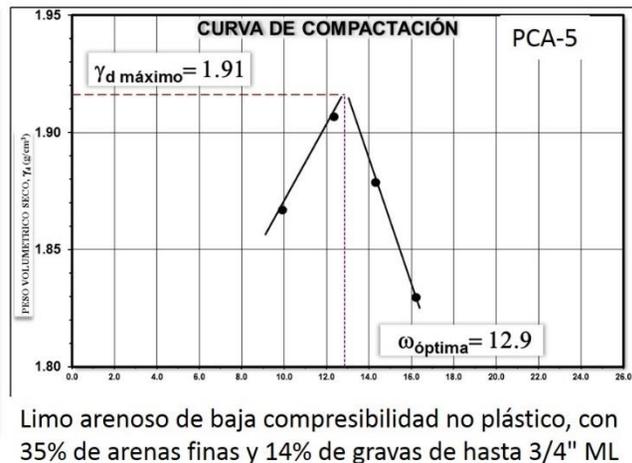
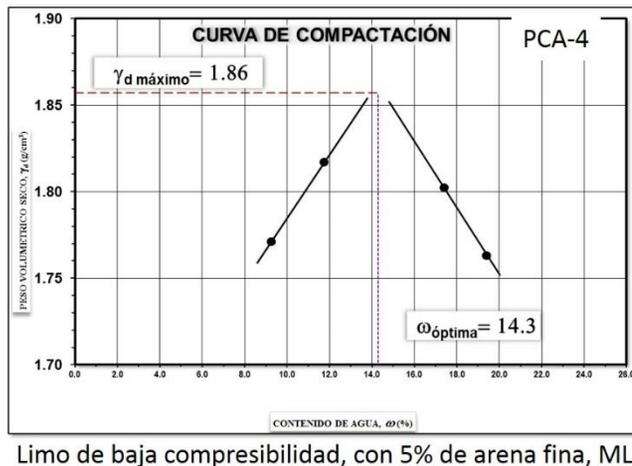
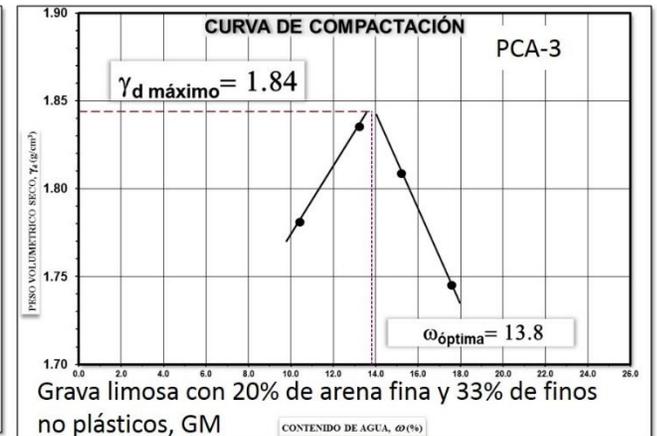
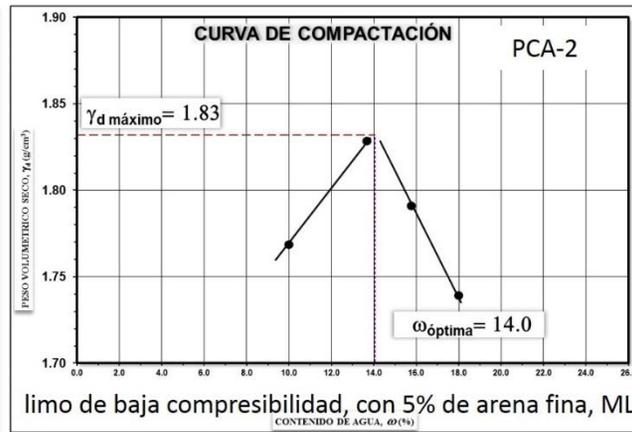
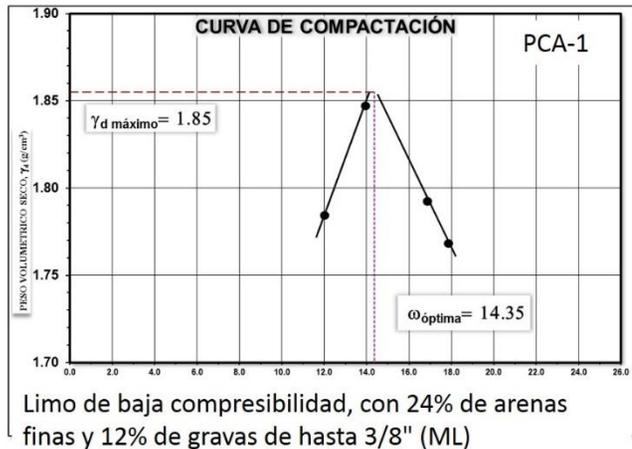
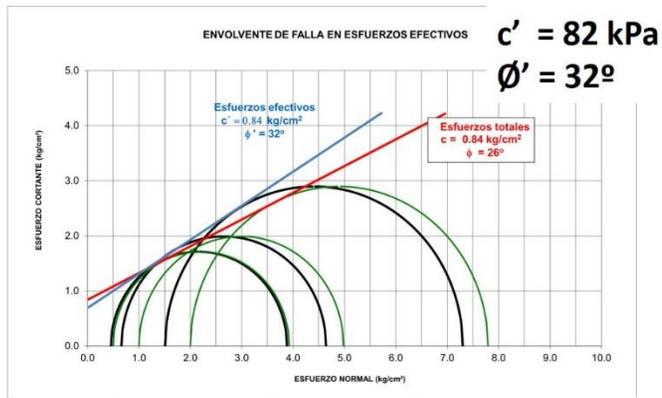
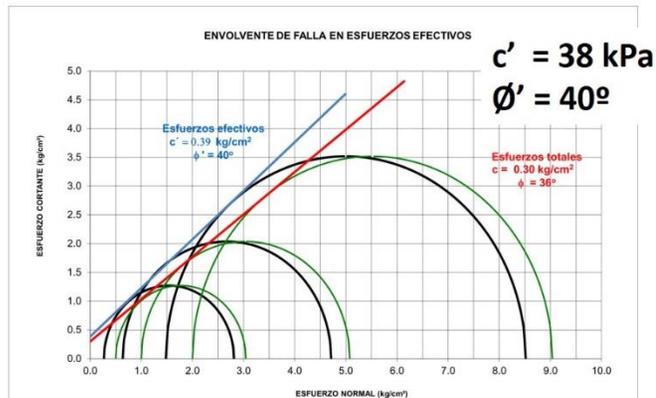


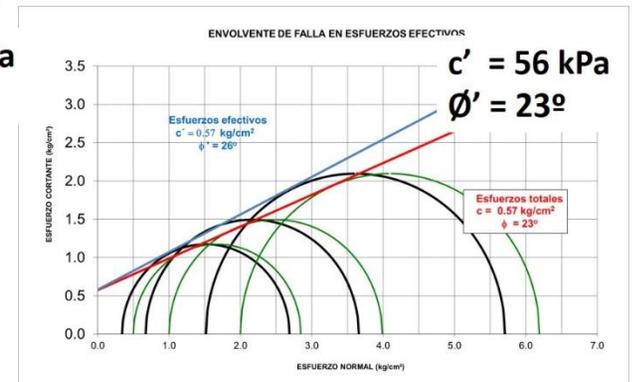
Figura VI.7 Pruebas proctor de los suelos de la cortina.



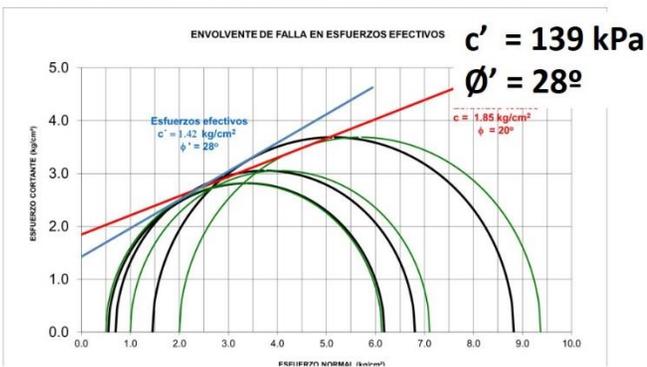
Limo de baja compresibilidad, no plástico, con 24% de arenas finas y 12% de gravas de hasta 3/8", ML



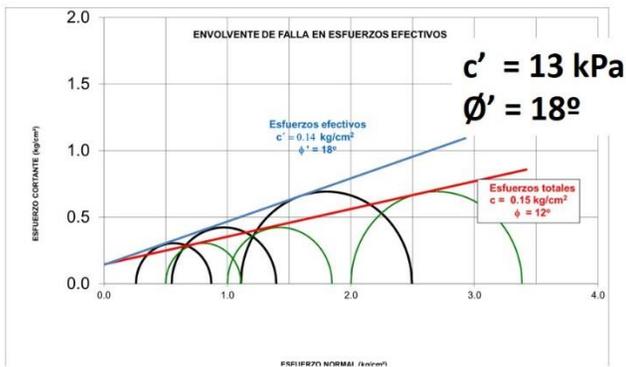
Limo de baja compresibilidad, con 5% de arena fina, ML



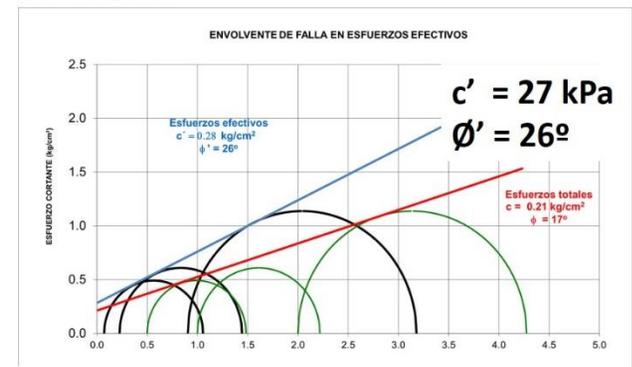
Grava limosa con 20% de arena fina y 33% de finos no plásticos, GM



Limo de baja compresibilidad, con 5% de arena fina, ML



Limo arenoso de baja compresibilidad no plástico, con 35% de arenas finas y 14% de gravas de hasta 3/4" (ML)



Arena limosa y Limo arenoso, 50% de finos no plásticos, con 5% de gravas de hasta 3/4", ML-SM.

Figura VI.8 Círculos de Mohr de los suelos de la cortina de la presa Piedra Blanca.

Las profundidades a las cuales se encuentra las rocas lutitas o areniscas del Grupo Difunta, en los tres sondeos efectuados, son de 6.80, 7.10 y 7.80 *m* de profundidad, como se aprecia en la Figura VI.6. Ahora bien, en la Figura VI.4, se muestran las alturas máximas que tiene la cortina con respecto al nivel del terreno natural, a partir del cual parte el pie del talud aguas abajo de la cortina, y las dimensiones de la cortina corresponden a altura de 6.10, 5.80 y 6.40 *m*.

Si se comparan los valores de las profundidades de la roca bajo la corona con los valores de alturas obtenidas con la topografía, se tiene que para la zona reconstruida en la sección de la estación 0+115, la profundidad de la roca es de 7.80 *m* mientras que la altura topográfica es de 6.40 *m*, menor en 1.20 *m*.

El efecto de la topografía predomina sobre la profundidad de la roca, que se puede considerar con las propiedades mecánicas del estrato de cimentación en un análisis de estabilidad de taludes, por lo que para la altura máxima de la cortina para análisis se conserva como de 6.40 *m*.

Para fines prácticos, se tienen los valores de las correlaciones aceptadas en el estado de la práctica internacional, que se reportan en la Tabla VI.5, establecida a partir de Terzaghi & Peck (1968)¹ y Bowles (1997)² y en la Tabla VI.5, la correspondiente para arenas.

Tabla VI.4. Correlación entre la resistencia a la penetración estándar y la consistencia y resistencia a la compresión simple de suelos cohesivos /Terzaghi & Peck, 1968).

Consistencia	SPT N_{30}	cohesión c_u (kN/m ²)
Muy blanda	0 — 2	< 12
Blanda	2 — 4	12 — 25
Media	4 — 8	25 — 50
Firme	8 — 15	50 — 100
Muy firme	15 — 30	100 — 200
Dura	> 30	> 200

¹ Soil mechanics in engineering practice. Front Cover. Karl Terzaghi, Ralph B. Peck. Wiley, Jan 1, 1968. Technology & Engineering - 729 pages

² Foundation analysis and design.. Joseph E. Bowles. 5th edition. International Ed 1997. The McGraw-Hill Co- Inc.

Tabla VI.5. Correlación entre la resistencia a la penetración estándar y el ángulo de fricción interna y la densidad relativa de suelos granulares (Meyerhoff 1956)

SPT N30	Compacidad	Densidad relativa %	Ángulo de fricción interna (°)
< 4	Muy suelta	< 20	< 30
4 — 10	Suelta	20 — 40	30 — 35
10 — 30	Media	40 — 60	35 — 40
30 — 50	Densa	60 — 80	40 — 45
> 50	Muy densa	> 80	> 45

Por otra parte, de las pruebas efectuadas a los suelos de limo arcilloso de baja compresibilidad color café claro, con hasta 23% de arena fina (**ML**); arena limosa de compacidad media a densa, color café claro, poco arcillosa; y de arcilla limosa de baja plasticidad color café claro, con poca de arena fina (**CL**) que constituyen la cortina, se tienen las propiedades mostradas en la Tabla VI.6 y la Tabla VI.7.

Tabla VI.6. Propiedades índices del suelo de la cortina.

PCA	W _{ópt} (%)	Y _{ópt seco} (kN/m ³)	S _s	LL %	LP %	IP %	LCL %	% clay ≤2 μm	A (-)	% Finos	% Arena	% G	SUCS
1	14.4	18.15	2.61	-	-	-	-	24	0.00	64	24	12	ML
2	14.0	17.95	2.61	34	30	4	2	22	0.18	95	5	0	ML
3	13.8	18.05	2.67	0	0	0	0	12	0.00	33	21	46	GM
4	14.3	18.25	2.63	33	29	4	2	17	0.24	95	5	0	ML
5	12.9	18.74	2.56	-	-	-	-	9	0.00	51	35	14	ML
6	13.0	18.74	2.73	-	-	-	-	13	0.00	50	45	5	ML-SM

Tabla VI.7. Propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo de la cortina.

PCA	Y _{mi} (kN/m ³)	w _i (%)	Y _{mf} (kN/m ³)	w _f (%)	c' (kPa)	fi (°)	k (m/s)	Et (e=1%) (kPa)
1	20.27	10.3	22.17	20.6	82	32	6.33E-07	22880.
2	20.36	11.2	21.94	19.9	38	40	6.33E-07	24030.
3	20.26	10.8	22.25	21.6	56	23	1.67E-07	20730.
4	20.39	8.8	22.47	19.9	139	28	3.25E-06	24770.
5	14.21	8.8	16.19	23.9	13	18	3.25E-06	11360.
6	14.75	2.6	17.26	20.1	27	26	5.67E-06	13700.

Estas propiedades son las que se eligieron como referencia para los análisis de estabilidad de la cortina de la presa Piedra Blanca.

Se tiene que para suelos arcillosos (CL o ML) con límite de contracción (LC) de 0 a 10% pero con IP < 30% el suelo tiende a no sufrir cambios de volumen de importancia, por lo que no se tendría ese problema en los estratos de la cortina de Piedra Blanca, cuyo suelo sólo sufriría cambios de volumen muy bajos. Por otra parte, en las pruebas de consolidación en unidimensional y triaxial, la arcilla de Piedra

Blanca no presentó expansiones, lo cual es congruente al tener límites líquidos menores que 50% e índices plásticos menores que 25%. Asimismo, la actividad de las arcillas varía de 0 a 0.24 que es muy baja. Todo lo anterior, en combinación con los valores de los límites de consistencia y pesos volumétricos, da suelos arcillosos de muy baja a nula expansividad. Visto el comportamiento en el odómetro y triaxial, estas arcillas tienen muy bajo o nulo potencial expansivo. El coeficiente de Denisov (1951) y Northey (1969), es de $k_d \geq 0.99 > 0.85$, y por ello el suelo no sería colapsable. En función del contenido de finos que es mayor que 50%, de acuerdo con Handy el suelo no es colapsable. En cuanto a que si el suelo de la cortina Piedra Blanca puede ser colapsable o expansivo, se tiene el criterio del USBR presentado en el manual de Geotecnia en Suelos Inestables elaborado por el IMTA y CONAGUA, y que ahora es parte del MAPAS, se reproduce en la Figura VI.9.

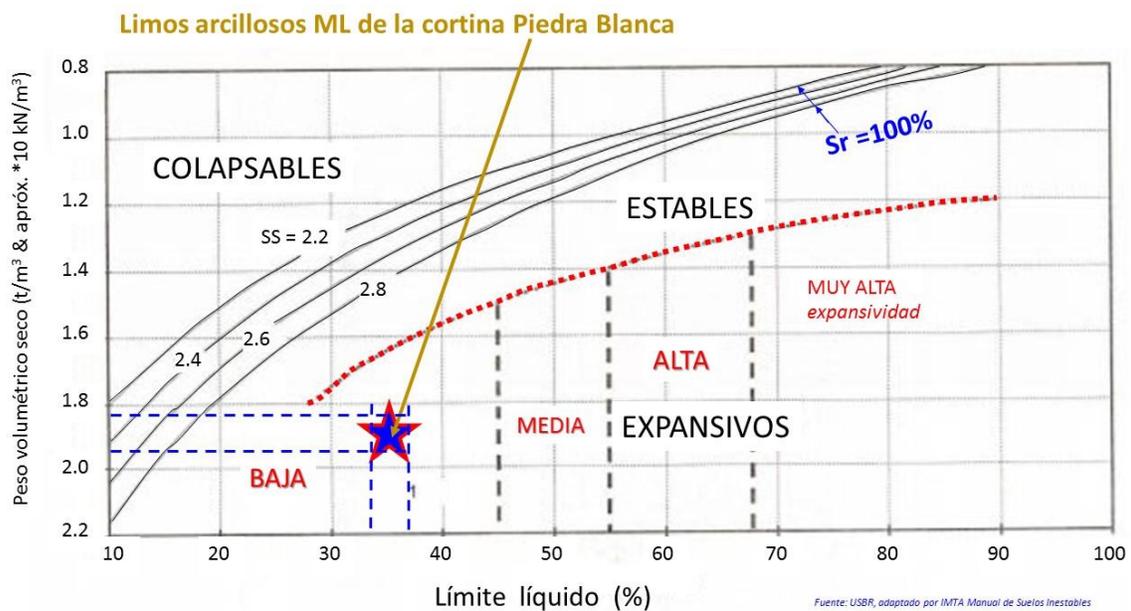


Figura VI.9. Criterios del U. S. Bureau of Reclamation para suelos expansivos y colapsables (MAPAS)

En cuanto al carácter dispersivo del suelo, se procedió a efectuar tanto pruebas de terrón sumergido como de doble hidrómetro USSCS, como se muestra en la Figura VI.10. Las pruebas mostrarían que las arcillas de la cortina Piedra Blanca son ligeramente dispersivas. En efecto, como se aprecia en la Figura VI.10, los terrones se dispersan en buena medida después de seis horas de estar sumergidos, partiendo de la condición natural; se caracterizaron los suelos limosos de la cortina Piedra Blanca como de reacción *moderada a fuerte* en todas las pruebas de *terron sumergido* a que fueron sometidos, y muestran una tendencia a ser dispersivos. Por

otra parte, de las pruebas de doble hidrómetro USSCS, que se muestran en la Figura VI.11, indican que el suelo arcilloso de la cortina muestreado en diferentes sitios de la cortina, con valores del coeficiente de turbiedad que varían de 6 a 13, con un valor medio de 8.8. Así, los resultados de las pruebas del doble hidrómetro (sin y con agente floculante) darían valores de turbiedad mayores que 6, por lo que esos suelos no son dispersivos.

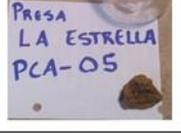
PRESA PIEDRAS BLANCA (I.D. 0421)										
PRUEBA DEL GRUMO PARA DISPERSIBILIDAD EN SUELOS										
MUESTRA	2 MINUTOS			1 HORA			6 - 24 HORAS			RESULTADO
	Grado	°C	Muestra	Grado	°C	Muestra	Grado	°C	Muestra	
	2	22		2	24		3	22		DISPERSIVO
	3	22		3	24		3	22		DISPERSIVO
	3	22		3	24		3	22		DISPERSIVO
	2	22		3	24		3	22		DISPERSIVO
	3	22		3	24		3	22		DISPERSIVO

Figura VI.10. Prueba del terrón sumergido para estudiar la dispersividad de las arcillas de la cortina de la presa Piedra Blanca.

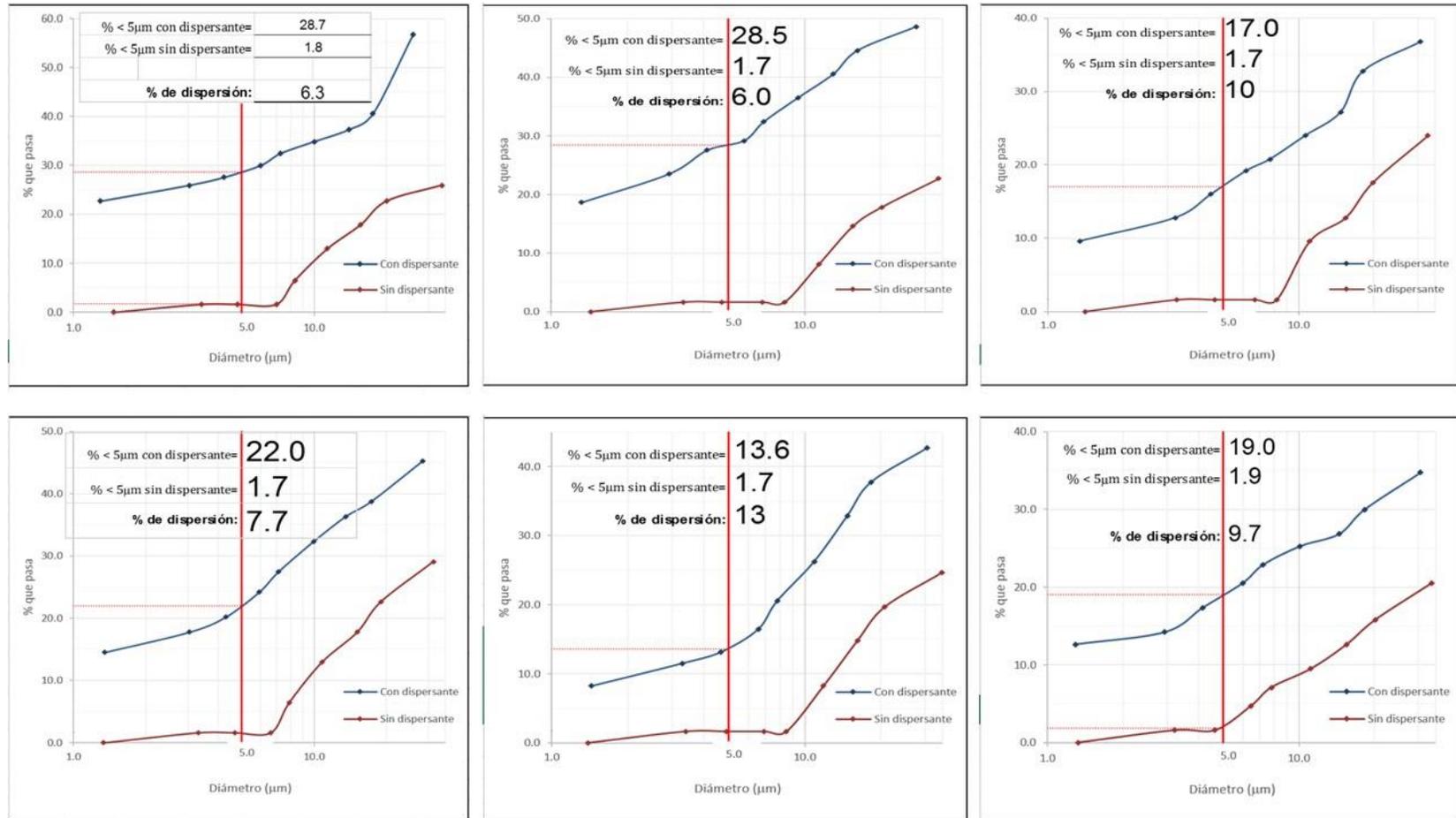


Figura VI.11. Pruebas del doble hidrómetro USSCS para estudiar la dispersividad del suelo.

La prueba consiste en comparar los porcentajes de las partículas de la misma muestra de suelo que son menores de 0.005 mm de diámetro, los cuales se determinan en dos pruebas de hidrómetro. La primera es una prueba estándar en que la muestra de suelo se dispersa en agua destilada con un agente químico defloculante (usamos hexatafosfato de sodio) y se sujeta a agitación mecánica fuerte en una batidora o licuadora. La segunda prueba se realiza en una muestra de suelo idéntica que la prueba anterior, pero ahora en agua destilada sola, sin la agitación mecánica ni empleo de defloculantes químicos. El porcentaje de dispersión expresado como el cociente del porcentaje de partículas menores que el diámetro de 0.005 mm medidas en la prueba sin dispersante, con relación al porcentaje de partículas con diámetro menor que 0.005 mm medidas en la prueba con dispersante. Las experiencias indican que si el porcentaje es mayor a 30%, los suelos tienen características dispersivas.

En el caso de las arcillas de la presa Piedra Blanca, este porcentaje dio valores entre 6 y 13%, lo que indicaría que los suelos arcillosos de la cortina son muy poco dispersivos.

En resumen, los suelos de la cortina de la presa Piedra Blanca, no son expansivos, ni colapsables, ni dispersivos, en una medida tal, que signifique un problema potencial de erosión interna, aunque por su alto contenido de limo de baja compresibilidad y poco arcilloso (ML), sí son suelos que pueden presentar problemas importantes por el efectos de la erosión cuando se concentra el flujo del agua como ocurrió junto al muro de encauzamiento del vertedor en los años 1999, 2007 y 2010, cuando se causó la apertura de una brecha y el vaciado del vaso. Pero esto requiere que se tenga un buen diseño de la zona del vertedor como se explica en otras partes de este mismo capítulo, en tanto que se evite completamente que el agua escurriendo en la cercanía de la cortina, junto al vertedor, no tenga oportunidad de comenzar a erosionar la cortina.

Modelo geomecánico estructural de la cortina

De acuerdo con los resultados de los trabajos de campo y ensayos de laboratorio ejecutados en la campaña de exploración, se realizó la interpretación geotécnica de la cortina y contacto de suelo o roca de cimentación hasta la profundidad explorada. Con base en esa información, se definieron tres estratos de la parte superior y dos de la parte inferior para la cortina y dos estratos para el terreno de cimentación, tal como se muestra en el modelo stratigráfico que se presenta en la Figura VI.12.

Para fines de análisis de estabilidad en condiciones de operación normal o extrema, es decir, con el nivel del embalse al NAMO o al NAME, respectivamente, para caracterizar la masa térrica de la cortina, el estado de la práctica recomienda considerar la resistencia al esfuerzo cortante efectiva de los suelos obtenida en prueba triaxial drenada (CD), pero también se pueden tomar esfuerzos totales a partir de pruebas triaxiales consolidadas o no consolidadas y no drenadas (UU o CU). En este trabajo se contó con pruebas no consolidadas no drenadas (UU), así como de pruebas consolidadas no drenadas con medición de presión de poro (CU). Para las condiciones de vaciado rápido se considera la resistencia mínima al esfuerzo cortante de los suelos que resulte de un estudio sobre la resistencia al esfuerzo cortante obtenida en los triaxiales UU y CU. En la parte superior se consideraron suelos menos competentes que en la parte inferior, de acuerdo con los resultados obtenidos en los trabajos exploratorios de campo y con base en el conocimiento de probables rellenos recientes para paliar el problema de azolvamiento y el peligro de desbordamiento o falla de la cortina. De esta manera, se obtuvo el modelo de la Figura VI.12, con las propiedades índices, mecánicas e hidráulicas indicadas en la Tabla VI.8.

Tabla VI.8. Propiedades índices, mecánicas e hidráulicas del suelo de la cortina.

ESTRATA	w (%)	γ_m (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	k (m/s)	Et (p=1%) (kPa)
ALTA	5.0	18.74	13	18	3.67E-06	11360.
MEDIA	10.0	18.25	17	17	3.67E-06	14250.
BAJA	12.0	18.15	15	16	8.33E-05	16650.
CIMENTACION	5.0	18.00	27	26	8.67E-05	22150.

Los valores de cohesión y ángulo ϕ , se asignaron conservadoramente.

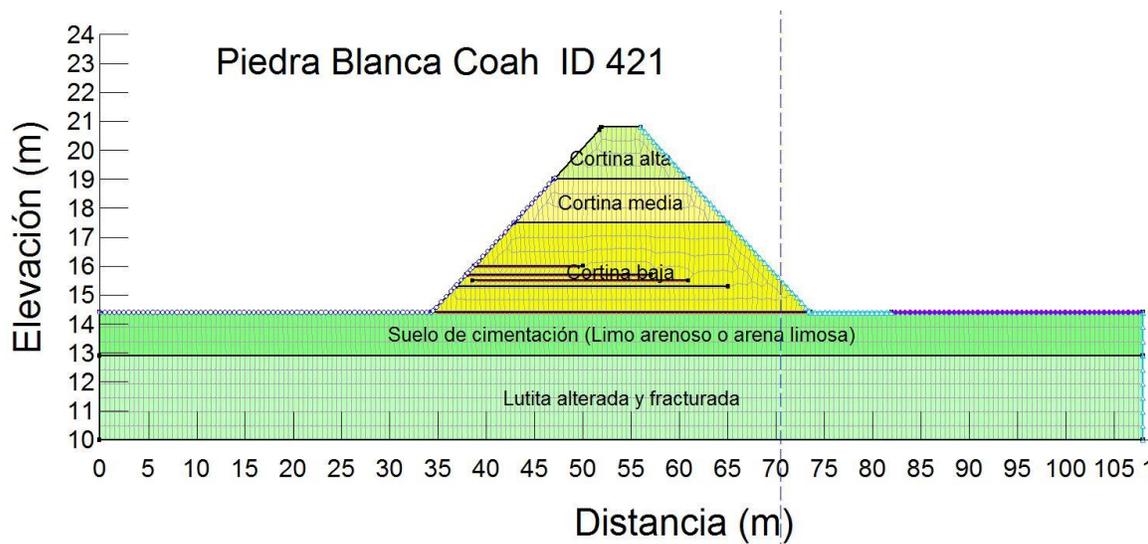


Figura VI.12 Modelo estratificado de la cortina y del subsuelo de cimentación.

Para las condiciones de carga sísmica con nivel del embalse al NAMO, se considera la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos mínima que resulte de un estudio de la resistencia al esfuerzo cortante obtenida en prueba triaxial UU o Rápida (no consolidada no drenada). Los parámetros de la cortina se determinan del promedio de los resultados obtenidos en las pruebas de compresión triaxial no consolidadas no drenada, interpretadas con base en correlaciones y el estudio de geotecnia realizado.

I.4 Problemas de seguridad geotécnica y estructural de la cortina

La revisión de la seguridad geotécnica y estructural de la cortina de la presa requiere que se analicen diferentes mecanismos de falla (o deterioro) de la estructura térrea de contención. La revisión de las condiciones de la cortina ante esos mecanismos de falla permite identificar, analizar, evaluar e interrelacionar los problemas que pueden ser causa de peligro o mal comportamiento de la cortina. En general, esta revisión requiere tomar en cuenta los siguientes aspectos, que deberán adecuarse dependiendo del tipo de presa que se analice:

Deficiencias exteriores de la cortina

- Desbordamiento
- Erosión por oleaje del talud aguas arriba
- Erosión por lluvia de taludes aguas arriba o abajo
- Erosión por otras causas de respaldos aguas arriba o abajo
- Árboles en los respaldos aguas arriba y abajo

Deficiencias de las condiciones geométricas

- Revisión del bordo libre (asentamientos, sismo, oleaje, y erosión)

- Sedimentación y acumulación de azolves

- Otros problemas

Deficiencias de control de flujo de agua

- Erosión interna de la cortina

- Filtraciones excesivas por el terreno natural o cimentación

- Filtraciones no controladas en el respaldo aguas abajo

- Infiltración por grietas o raíces vegetales

- Asentamientos y agrietamiento de la cortina o su cimentación

Capacidad de carga o deformación excesiva de la cimentación

Revisión del agrietamiento

Análisis del flujo de agua en la cortina

- Consideraciones para el análisis de flujo de agua

- Estudio de las condiciones de flujo de agua establecido

- Comportamiento del flujo de agua en condiciones de vaciado rápido

Análisis de estabilidad de la cortina

- Revisión de la estabilidad en condiciones de operación

- Revisión de la estabilidad en condiciones de vaciado rápido

- Revisión de la estabilidad con carga sísmica

- Deformaciones y pérdida de bordo libre por sismo

Deficiencias exteriores de la cortina

Se revisaron las condiciones de la cortina ante la acción de mecanismos de falla por defectos exteriores de la estructura térrea, para considerar las deficiencias observadas en el marco de este trabajo, con la finalidad de identificar, analizar y elaborar la propuesta de rehabilitación de la cortina que dé solución de los problemas observados, lo cual se presenta en el capítulo correspondiente a las propuestas de solución para esta presa.

Desbordamiento

La cortina de la presa Piedra Blanca no ha tenido problemas de desbordamiento, o al menos no se reportan y los habitantes entrevistados dicen que jamás se ha desbordado desde que se construyó. Sin embargo, tiene peligro de falla por desbordamiento porque el nivel de riesgo hidrológico es ALTO, de acuerdo con el estudio hidrológico, toda vez que no cuenta con un vertedor de excedencias adecuado y por lo tanto no es capaz de transitar y controlar la avenida con gasto pico de 71.1 m³/s y período de retorno de 500 años, para lo cual se proyecta el mejoramiento del vertedor de excedencias.

Erosión por oleaje del talud aguas arriba

El talud aguas arriba tiene problemas de erosión por efectos del oleaje, en particular del lado de la margen izquierda, pero no se observa una progresión importante en 10 años, entre 2006 y 2016. La inspección completa del talud aguas arriba con la presa completamente vacía, mostró que no existen otros sitios con evidencias de erosión, esto seguramente debido a que el vaso es de extensión muy reducida, y por lo mismo es reducido el efecto del fetch que no genera un oleaje tan importante. Sin embargo, es indispensable rehabilitar estas zonas y colocar una coraza de enrocamiento para proteger el talud de la erosión en el futuro.

Erosión por lluvia de taludes aguas arriba o abajo

El talud aguas arriba no presenta problemas de erosión por lluvia, como tampoco lo presenta el talud aguas abajo, esto debido a la protección de la chapa de roca aguas arriba y por la protección que le brinda la vegetación en general, además por una cierta cohesión del suelo para resistir el efecto de las lluvias que ocurre en esta región que, aunque son escasas, cuando caen son torrenciales.

Árboles y vegetación en los respaldos aguas arriba y abajo

La cortina tiene vegetación con grandes árboles, de acuerdo con la inspección realizada en 2016. Dentro de los trabajos de conservación, se recomienda que se limpien completamente los taludes y colocar pasto sobre todo el talud aguas abajo y en la corona, con la finalidad de proteger la capa superficial de tierra. Los árboles se dejarían pero con estrecha vigilancia en cuanto a su vida, ya que al morir éstos, será necesario extraer completamente las raíces y rellenar el hueco con una grava arena arcillosa (30% de arcilla), compactada al 90% Proctor estándar.

Deficiencias de las condiciones geométricas

Revisión del bordo libre (asentamientos, sismo, oleaje, y erosión)

El bordo libre de la presa Piedra Blanca se revisó considerando que la presa tiene decenas de años de haber iniciado su operación, con lo cual se tiene una sedimentación de largo plazo en el vaso. La revisión del funcionamiento del vaso para una prolongación de vida de la obra de cabeza, así como considerando la creciente con un período de retorno de 10,000 años, dan los valores del NAMO y NAME que se presentan en la Tabla VI.IX.

Tabla VI.IX Distancias y elevaciones de la sección máxima de la cortina de la presa.

Elemento	Elevación (msnm)	Distancia desde la corona (m)
Corona		0.00
NAME para el análisis de estabilidad		0.10
NAME		0.50
NAMO		1.76
Pie del talud aguas arriba		5.80
Pie del talud aguas abajo		5.80

De acuerdo con el estado de la práctica, se considera que el bordo libre mínimo con el nivel del embalse en el caso más desfavorable considerado para análisis debe ser de 0.50 m y para la presa Piedra Blanca, de acuerdo con el NAME hidrológico calculado es de 0.70 m.

Revisión del bordo libre.

La altura de la ola H_w (metros) con base para valores de fetch menores que 20 km como es el caso, se obtuvo mediante la ecuación de Stevenson

$$H_w = 0.032(UF)^{0.5} + 0.76 - 0.24(F)^{0.25} \quad (VI.2)$$

Como aquí se trata de un embalse con un vaso de tamaño medio o pequeño ($F < 20$ km) el bordo libre debido a la onda del agua por efecto del viento se puede calcular considerando que la velocidad de propagación del agua se puede aproximar por

$$c = 1.5 + 2H_w \quad (VI.3)$$

Entonces la altura significativa del oleaje del embalse agitado por el viento será

$$H_s = 0.75H_w + (1.5 + 2H_w)^2 (2g)^{-1} \quad (VI.4)$$

Este valor para las condiciones dadas con un fetch efectivo igual o menor que 1600 m, como es el caso de la presa Piedra Blanca, considerando una velocidad de viento de 35 m/s (126 km/h), la altura significativa del oleaje es de 0.32 m (32 cm). El valor de la altura significativa de oleaje para diseño o revisión del bordo libre se consideró de acuerdo con las recomendaciones del USACE, como

$$H_{WR} = 1.3H_w \quad (VI.5)$$

Para el caso de la presa Piedra Blanca la altura significativa del oleaje para revisión del efecto de la onda del embalse sobre el talud aguas arriba sería como máximo de

$$\text{HWR} = 1.3 \cdot (0.32) = 0.42 \text{ m} \quad (\text{VI.6})$$

La parte correspondiente al bordo libre por sismo que se presenta más adelante, permite estimar que la mayor porción del asentamiento máximo de la cortina ya se ha llevado a cabo durante vida operativa. Aquí se supone que ocurrirá un asentamiento adicional de 0.08 m.

La revisión del bordo libre total con asentamientos por sismo y oleaje daría entonces 0.50 m (50 cm) lo cual se satisface por la distancia de 0.70 m (70 cm) entre la corona de la cortina, que es el valor entre la corona y el NAME hidrológico.

Sedimentación y acumulación de azolves

La presa Piedra Blanca tiene una altura de azolves de 2 a 3 m, acumulada durante sus centenares de años de vida operativa. Los análisis realizados en este estudio permiten estimar que para otros 50 años de vida operativa, se acumularía una altura adicional de otro metro de azolve en el caso de que no se cuide la desertificación y la vegetación nativa de las montañas circunvecinas.

Deficiencias de control de flujo de agua

Erosión interna de la cortina

La presa Piedra Blanca no tiene problemas de erosión interna de la cortina de tierra con sección homogénea, pero se recomienda que se hagan inspecciones de seguridad de presa de rutina con periodicidad de cuando menos cada 5 años por especialistas y de cada 2 años por personal técnico, como se recomienda en el estado de la práctica internacional para la seguridad de presas.

Filtraciones excesivas por el terreno natural o cimentación

Durante la visita de inspección se observó que prácticamente toda la superficie al pie del talud seco está cubierta con vegetación baja (zacate), que sugiere la existencia de filtraciones por el terreno de cimentación de la cortina.

Filtraciones no controladas en el respaldo aguas abajo

La presa Piedra Blanca no tiene reporte de problemas de filtraciones excesivas, ya que las que han sido reportadas, se reportaron como filtraciones en forma de “lloraderos” lo cual sería consecuencia de la salida de la línea de corriente superior a través del cuerpo de la cortina, sin causar mayores problemas. Esto se debería considerar una deficiencia del diseño y construcción de la cortina original, por la falta de elementos de control de filtraciones y del flujo de agua a través de la cortina, tal

como un filtro en la parte inferior de la cortina, entre el centro de la cortina y el pie del respaldo aguas abajo, que captara el agua de la línea de corriente.

Infiltración por grietas o raíces vegetales

La cortina original de la presa Piedra Blanca no tiene grietas en la corona ni en los taludes de ambos respaldos. Asimismo, no existen árboles sobre la cortina, solo arbustos que se recomienda eliminar, desenraizándolos y reponiendo el suelo con una mezcla de grava (40%) y arena (20%) arcillosa (30%) compactada al 90% del peso volumétrico seco máximo de la prueba Proctor modificada y colocado en capas de 30 cm en estado suelto.

Inestabilidad de la cortina o su cimentación

Capacidad de carga o deformación excesiva de la cimentación

El terreno de cimentación de la presa Piedra Blanca es roca, con muy sobrada capacidad de carga para las presiones de contacto que provienen de la cortina que forma la cortina de la presa, y que se estiman en 249 kN/m^2 en el contacto y de 125 kN/m^2 a 5 m de profundidad, que con factor de seguridad de 4 requeriría una cohesión de 200 kN/m^2 , que es netamente inferior al valor de $c=400 \text{ kN/m}^2$, estimada conservadoramente para una toba alterada o arenisca alterada, con una resistencia a la compresión simple de sólo $f'_r=800 \text{ kN/m}^2$ (7.8 kg/cm^2). De la misma manera los asentamientos del terreno de cimentación de la cortina ya ocurrieron completamente, durante los 54 años de vida operativa transcurridos de la presa.

Revisión del agrietamiento

No se observó agrietamiento en la cortina de la presa Piedra Blanca.

1.5 Análisis del flujo de agua en la cortina

Consideraciones para el análisis de flujo de agua

Los análisis de flujo de agua en la cortina son fundamentales de estudiarse con detalle y en distintas condiciones de frontera y operación del embalse, con la finalidad de establecer las condiciones que imperan en cuanto a las presiones del agua en los poros del suelo que constituye la cortina de la presa, para estudiar las fuerzas de filtración y los gradientes en la cortina, y también para establecer las condiciones correctas para los cálculos con los programas de cómputo para los análisis de estabilidad.

Los análisis efectuados parten de la condición de flujo establecido; esta condición se tiene cuando la lámina de agua se encuentra al nivel de aguas máximas

extraordinarias (NAME) o al nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO). Los estados de esfuerzo que resultan de estos análisis, se utilizan como condiciones iniciales para evaluar la estabilidad de taludes de la presa en condiciones estáticas y sísmicas. Los análisis se hicieron considerando el modelo estratigráfico y las propiedades ya mencionadas anteriormente.

Para los análisis de vaciado rápido, se considera que a partir del nivel del NAMO se inicia el proceso de vaciado rápido hasta que el tirante hidráulico disminuye al NAMIN. Finalmente, con los análisis de flujo establecido que se llevaron a cabo en la sección transversal del modelo, se determinó el gasto que pasa a través de la misma.

Las funciones hidráulicas de los materiales considerados en el análisis (de almacenamiento y de conductividad hidráulica) se establecieron tomando en cuenta los valores del contenido de agua saturado y residual (Krahn J, 2004). Los resultados de la predicción de las funciones hidráulicas de saturación y conductividad hidráulica para los suelos de la cortina y el terreno de cimentación se presentan en la Figura VI.13.

Asimismo, se consideraron conductos o estratos con erosión interna en la zona inferior de la cortina, tal como ya se han observado en esta obra de contención, lo cual permite evaluar condiciones de flujo de agua más críticas, tanto en términos de velocidades como de gradientes hidráulicos, y tomar estos resultados para los análisis de estabildades de la cortina.

Estudio de las condiciones de flujo de agua establecido

Para realizar el análisis, se parte de la condición de que después de cierto tiempo de operación de la presa, los materiales han sido saturados y han alcanzado condiciones de flujo establecido. La primera etapa consistió en realizar los análisis de flujo establecido para la cortina. De estos análisis se determinó el gasto que pasa a través de la misma y las condiciones iniciales para los análisis de estabilidad de taludes.

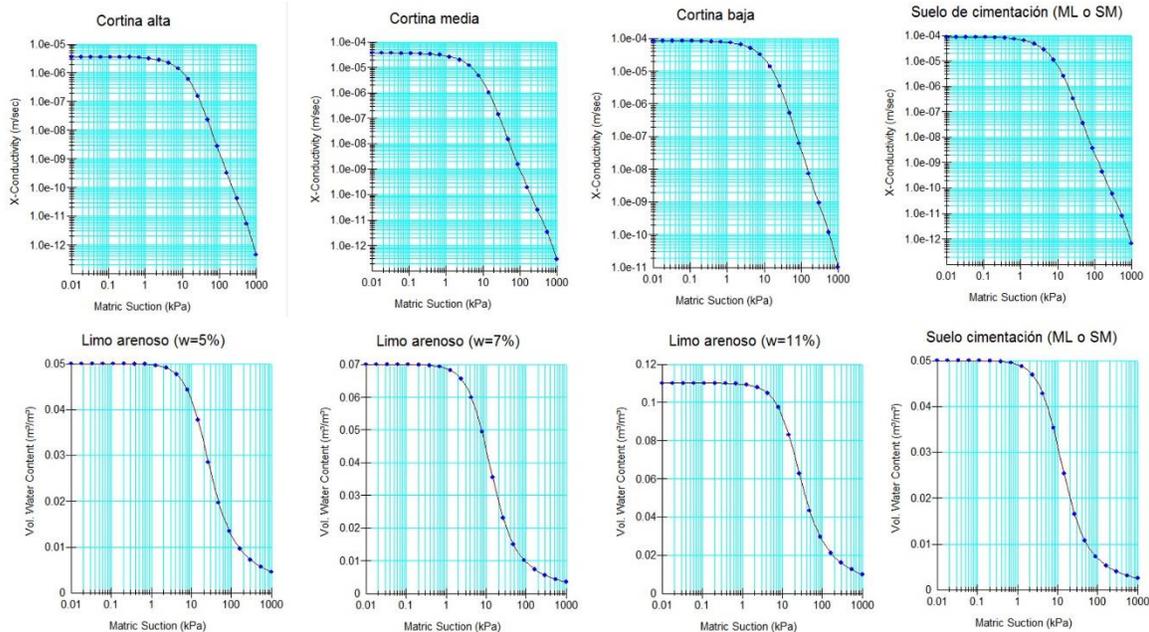


Figura VI.13 Funciones hidráulicas para los suelos de la cortina y cimentación.

Se consideran las condiciones hidráulicas de operación normal con el nivel al NAMO; así como las condiciones más severas que corresponden a una operación inusual con el nivel del embalse al NAME. En la Figura VI.14, para las líneas de flujo y vectores de velocidad del flujo de agua; en la Figura VI.15, se tienen las líneas equipotenciales; se presentan de la Figura VI.16 a la Figura VI.18, los contornos de isovalores de los componentes horizontales, verticales y resultantes de los gradientes hidráulicos en la cortina durante el momento crítico del llenado rápido; en tanto que de la Figura VI.19 a la Figura VI.20, se presentan los contornos de isovalores de los componentes horizontales, verticales y resultantes de los vectores de velocidad del flujo la cortina durante el momento crítico del llenado rápido.

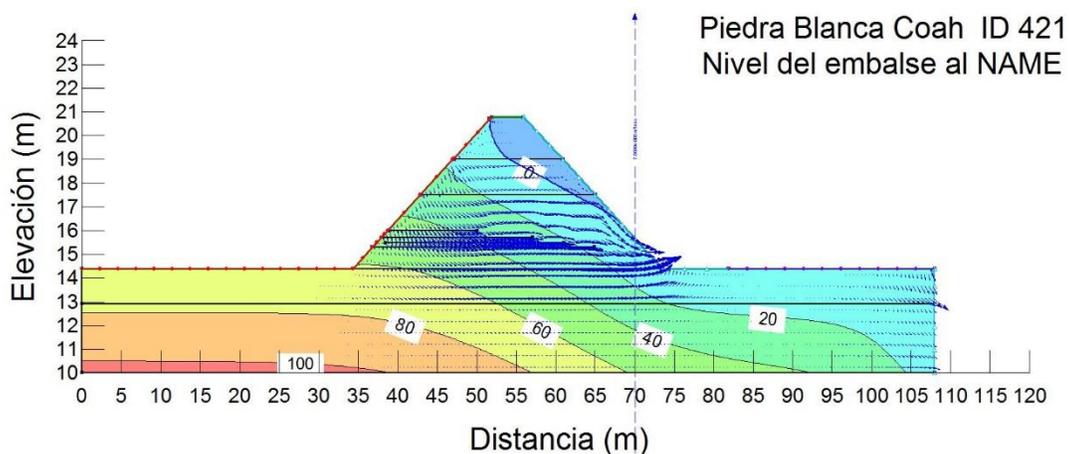


Figura VI.14 Isolíneas de presiones de poro (kPa) y vectores de velocidad.

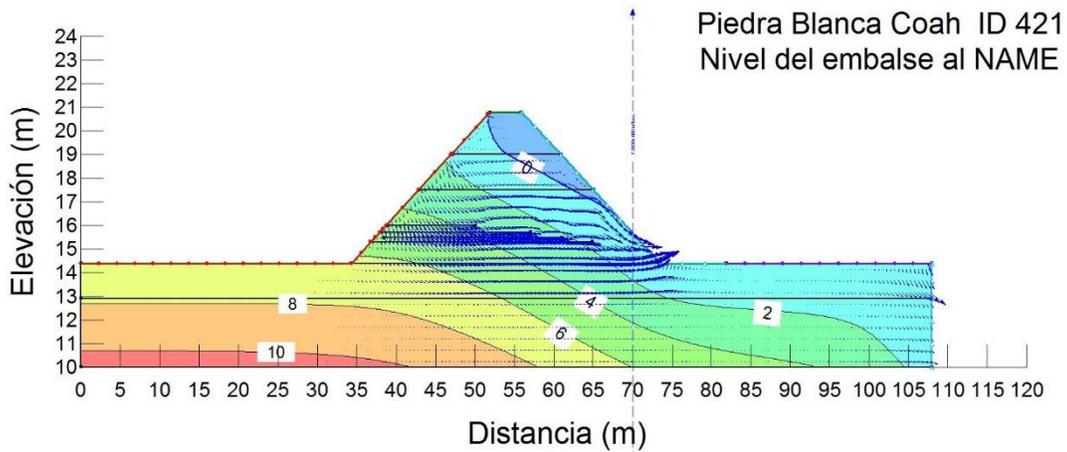


Figura VI.15 Isolíneas de carga hidráulica (m) y vectores de velocidad.

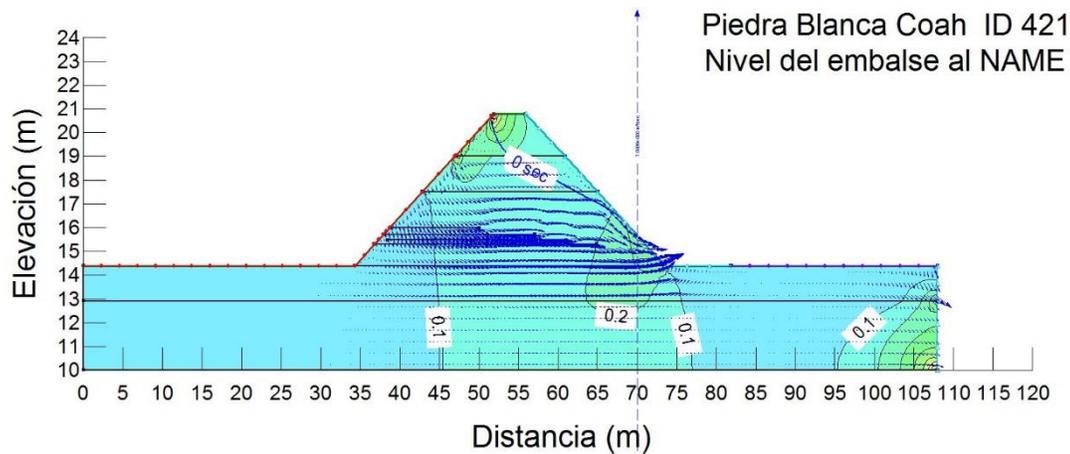


Figura VI.16 Los gradientes hidráulicos horizontales con embalse al NAME.

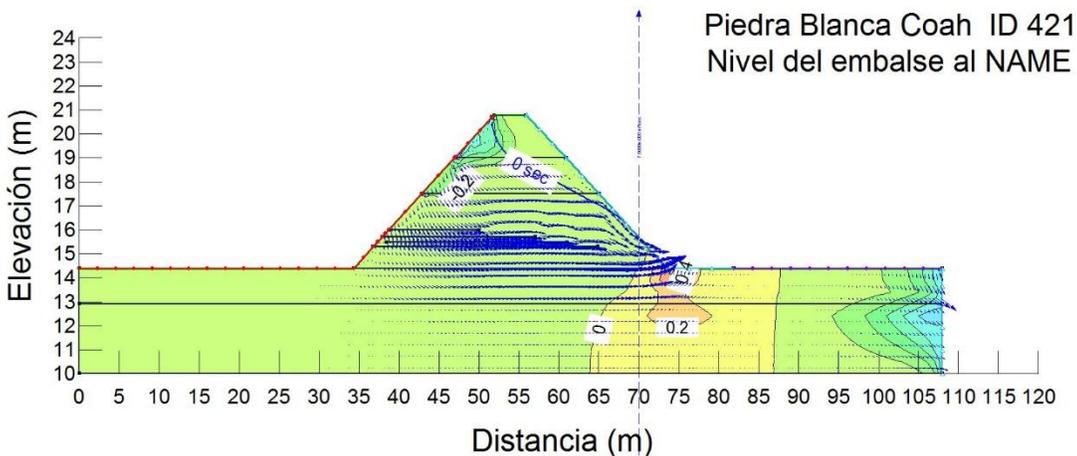


Figura VI.17 Los gradientes hidráulicos verticales con embalse al NAME.

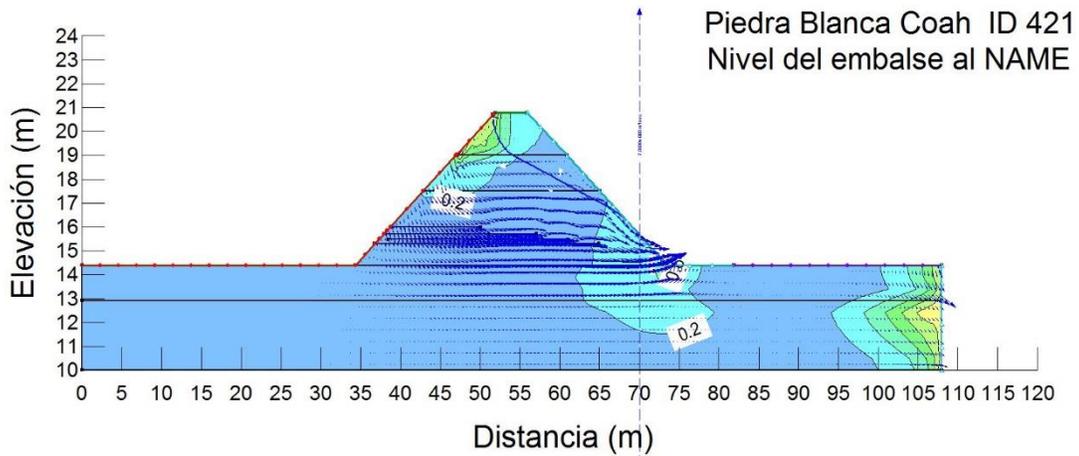


Figura VI.18 Los gradientes hidráulicos resultantes con embalse al NAME.

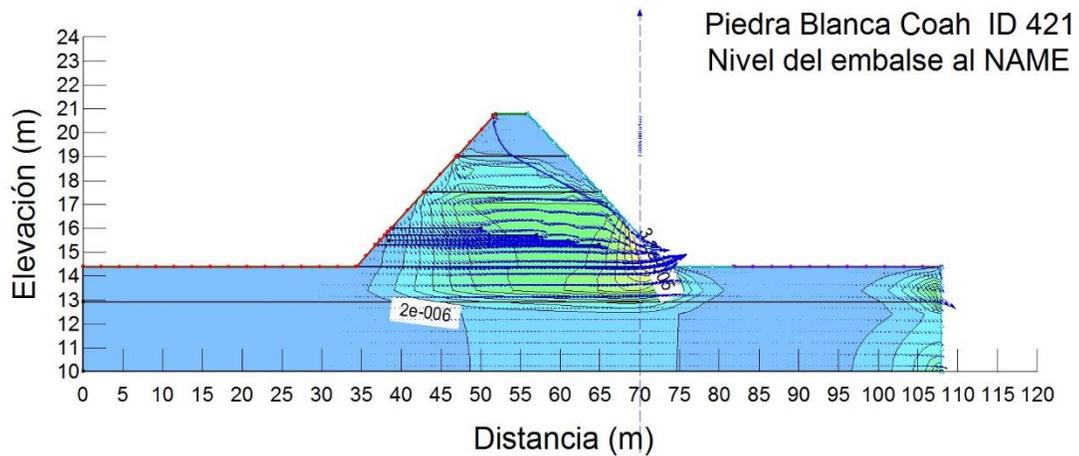


Figura VI.19 Isovalores de velocidad horizontal del flujo (m/s) embalse al NAME.

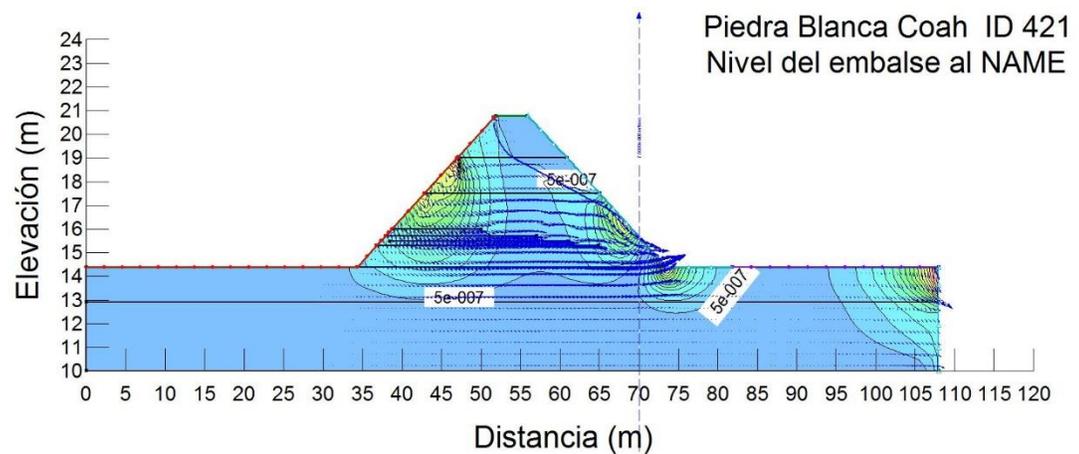


Figura VI.20 Isovalores de velocidad vertical del flujo (m/s) con embalse al NAME.

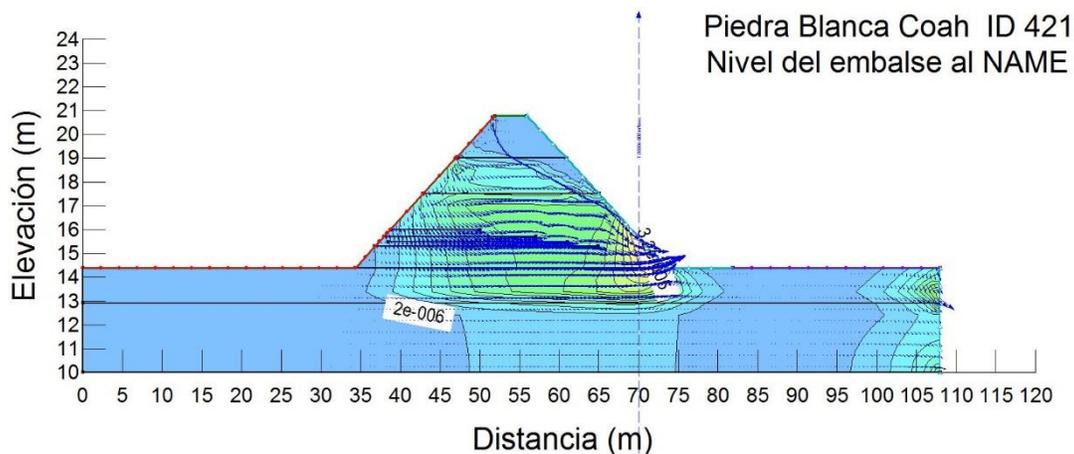


Figura VI.21 Isovalores de velocidad resultante del flujo (m/s) al NAME.

Comportamiento del flujo de agua en condiciones de vaciado rápido

Esta condición se produce cuando el nivel de agua adyacente a un talud desciende rápidamente en relación con el tiempo requerido para desalojar el agua contenida dentro del talud. Para evaluar esta condición se parte del análisis de flujo establecido. Se considera que la condición más crítica en el vaciado rápido se tiene cuando el vaciado se presenta de manera instantánea, es decir, el agua que corresponde a la condición de embalse lleno al nivel del NAMO con descenso a nivel del NAMIN.

Se estudió el comportamiento del flujo de agua en condiciones extremas, de las cuales, una es cuando el nivel del embalse disminuye de manera inmediata, siguiendo la superficie del talud aguas arriba o del talud aguas abajo, hasta llegar a nivel del NAMIN, mientras que la condición del agua dentro de la cortina se mantiene sin cambios. La otra condición es que el embalse se vacía por la obra de toma en 1 mes, 2 meses y hasta 3 meses, con lo cual se calculan las condiciones al transcurrir varios millones de segundos. Las condiciones críticas se presentarían si el embalse se vacía en un tiempo menor que seis horas, lo que se produciría en el caso de una tubificación, por donde se desalojara el agua con gran rapidez. Es este último caso en el que se presenta en este informe.

De esta manera, se presentan de la Figura VI.22, para las líneas de flujo y vectores de velocidad del flujo de agua durante el llenado rápido; en la Figura VI.23, se tienen las líneas equipotenciales; se presentan de la Figura VI.24 a la Figura VI.26, los contornos de isovalores de los componentes horizontales, verticales y resultantes de los gradientes hidráulicos en la cortina durante el momento crítico del llenado rápido; en tanto que de la Figura VI.27 a la Figura VI.29, se presentan los contornos de isovalores de los componentes horizontales, verticales y resultantes de los

vectores de velocidad del flujo la cortina durante el momento crítico del llenado rápido.

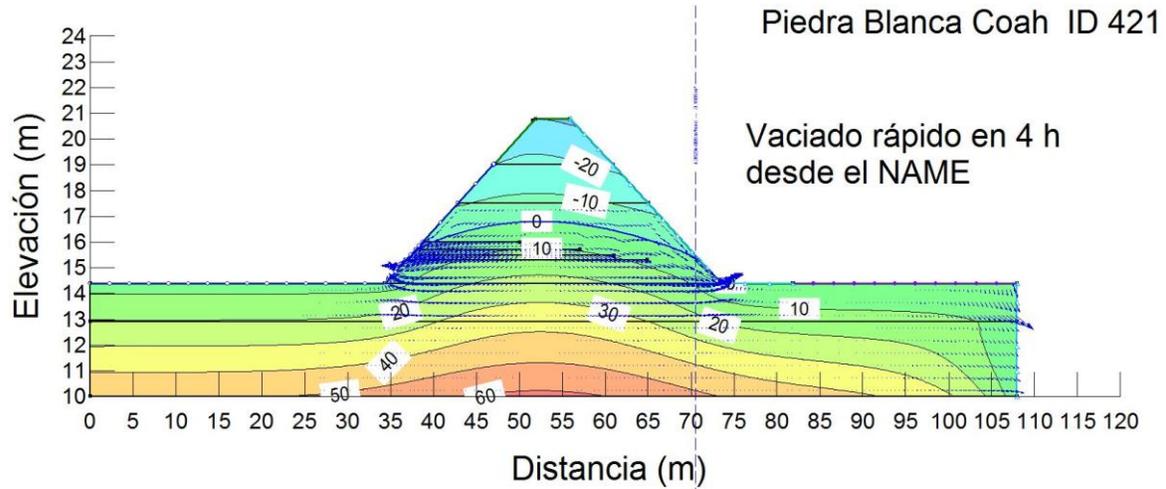


Figura VI.22 Isótopos de presiones de poro (kPa) en vaciado rápido.

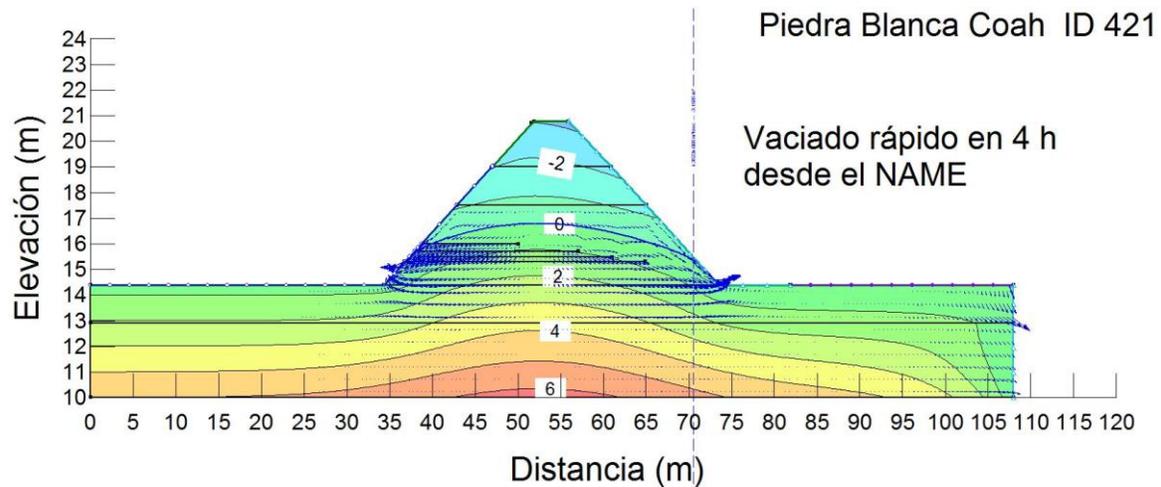


Figura VI.23 Isótopos de carga hidráulica (m) en vaciado rápido.

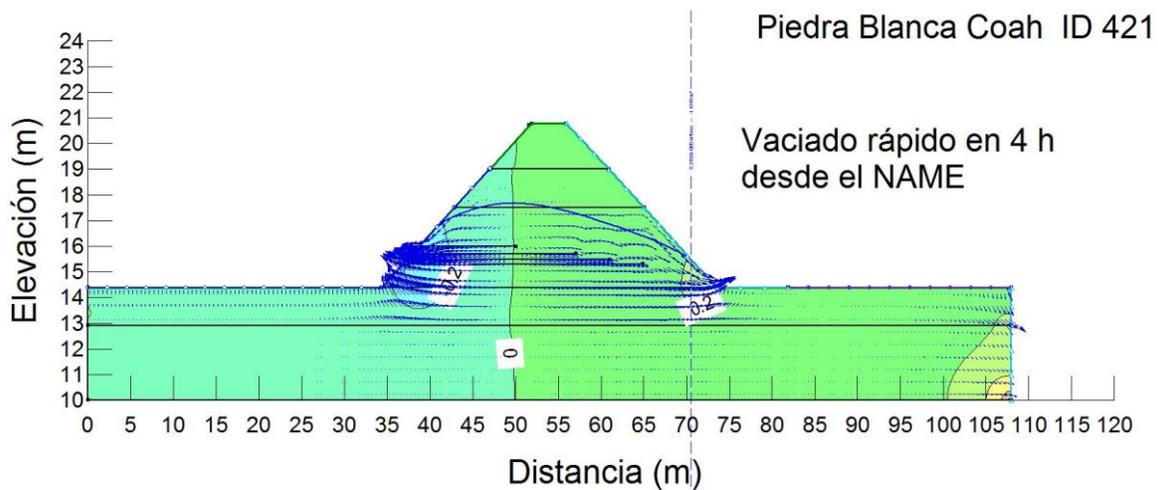


Figura VI.24 Los gradientes hidráulicos horizontales durante un vaciado rápido.

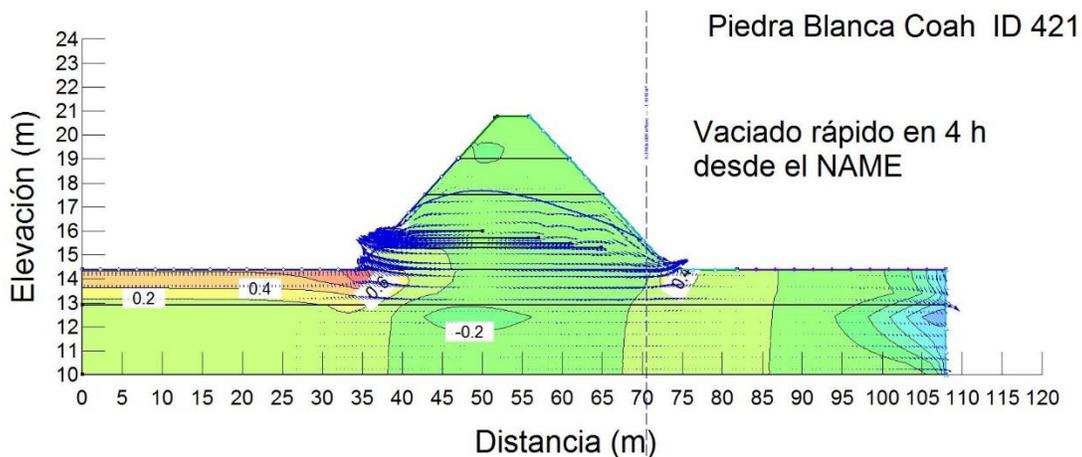


Figura VI.25 Los gradientes hidráulicos verticales durante un vaciado rápido.

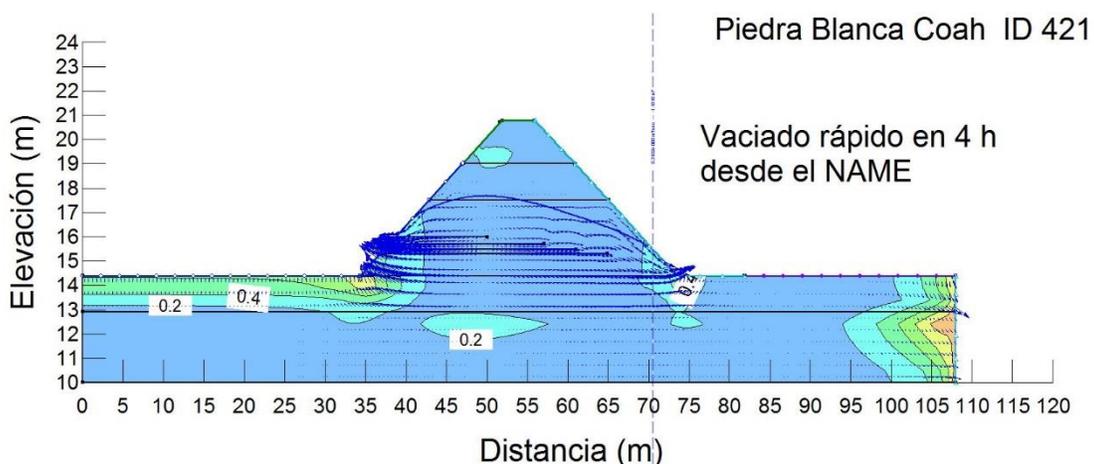


Figura VI.26 Los gradientes hidráulicos resultantes durante un vaciado rápido.

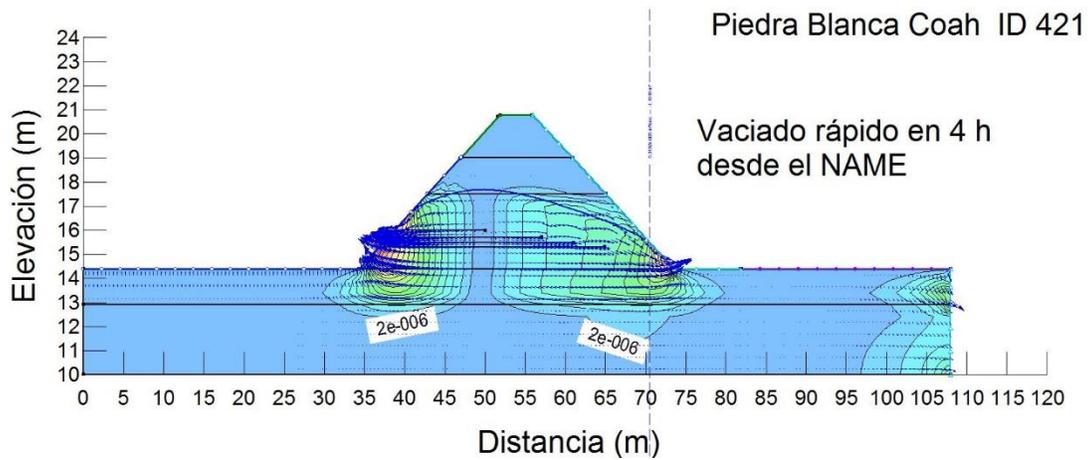


Figura VI.27 Isovalores de velocidad horizontal del flujo (m/s) en vaciado rápido.

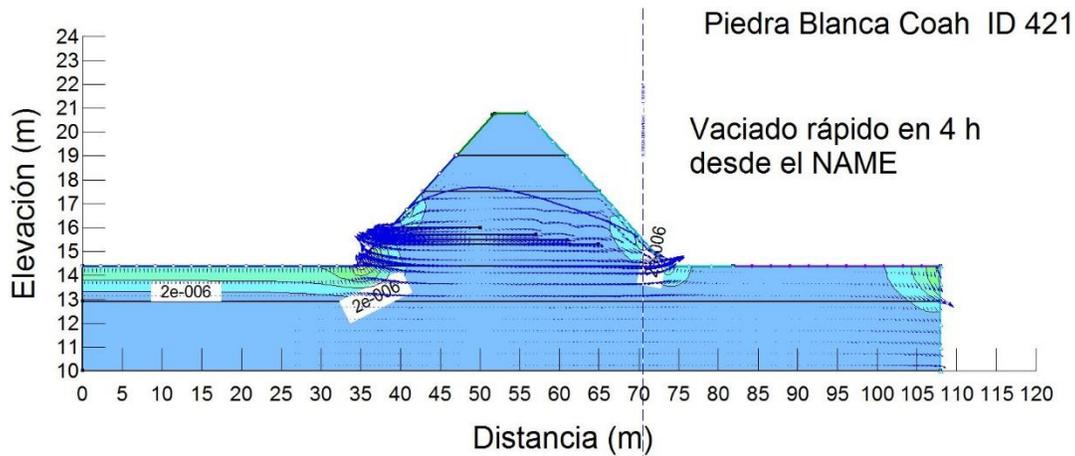


Figura VI.28 Isovalores de velocidad vertical del flujo (m/s) en vaciado rápido.

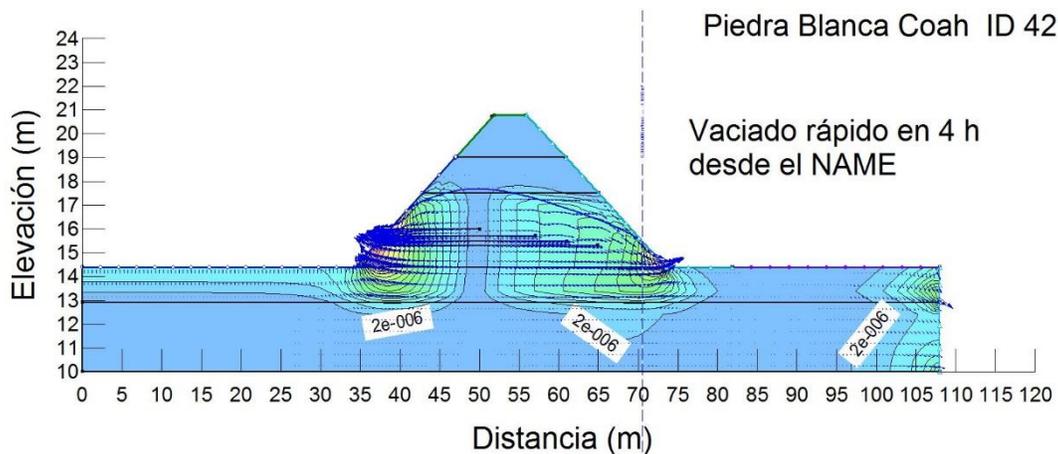


Figura VI.29 Isovalores de velocidad resultante del flujo (m/s) en vaciado rápido.

Comportamiento del flujo de agua en condiciones de llenado rápido

Esta condición inusual, se produciría cuando el vaso estuviese vacío y llegase una creciente muy importante, donde el nivel de agua pase desde el pie del talud mojado hasta el NAME. Esta condición se revisa ya que es realista y podría conducir a una falla por tubificación de la cortina. Si bien no se modela la tubificación per se los resultados permitirían evaluar la susceptibilidad de la estructura de contención a fallar por esta condición de operación inusual. Para evaluar esta condición se parte del análisis de flujo establecido. Se considera que la condición más crítica en el llenado rápido se tiene cuando éste ocurre en el lapso de 2 a 4 horas, es decir, el tiempo que corresponde a que una creciente importante llenase el vaso desde el nivel del MANIM hasta el NAME.

De esta manera, se presentan en la Figura VI.30, los contornos de isovalores de los componentes horizontales, verticales y resultantes de los gradientes hidráulicos en la cortina durante el momento crítico del llenado rápido; en tanto que en la Figura VI.31, se presentan los contornos de isovalores de los componentes horizontales, verticales y resultantes de los vectores de velocidad del flujo la cortina durante el momento crítico del llenado rápido.

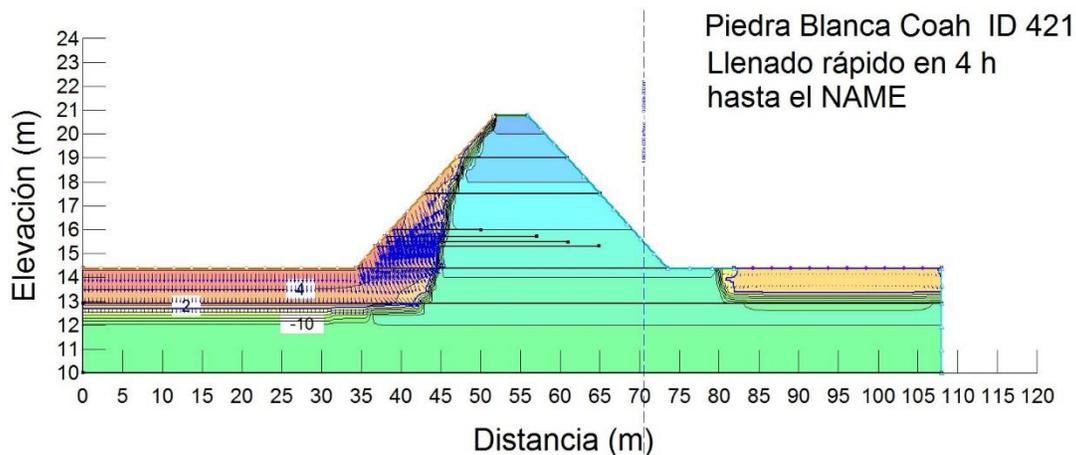


Figura VI.30 Avance del frente de saturación durante un llenado rápido.

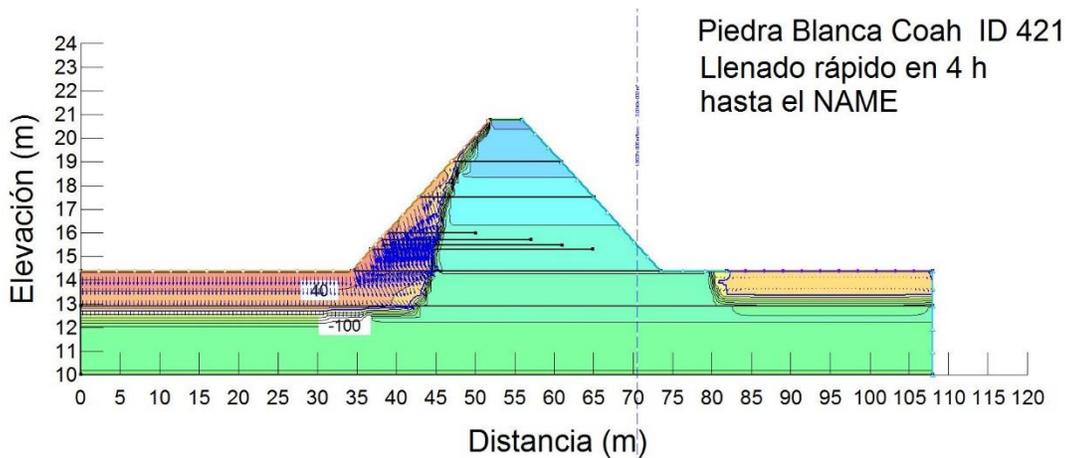


Figura VI.31 Isovalores de presión de poro (kPa) durante un llenado rápido.

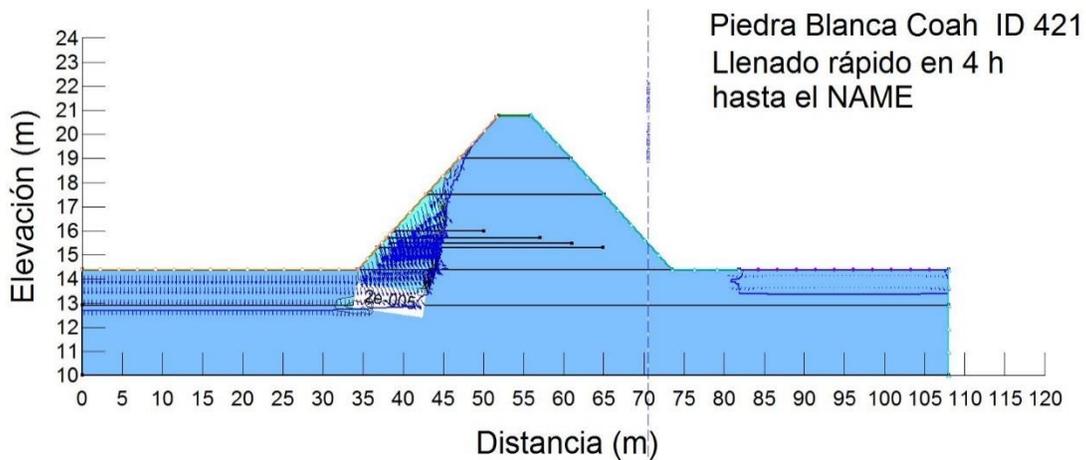


Figura VI.32 Isovalores de vector de velocidad (m/s) durante un llenado rápido.

I.6 Análisis de estabilidad de la cortina

Los análisis se hicieron a partir de la modelación numérica de las condiciones de flujo establecido, vaciado rápido y ante condiciones sísmicas.

Para el análisis de flujo de agua se emplea el programa SEEP/W, el cual permite realizar el análisis numérico del flujo en medios porosos, basado en el Método de Elementos Finitos. Resuelve la ecuación de Richards obtenida para suelos parcialmente saturados, que requiere fundamentalmente la definición de las funciones hidráulicas del suelo y valores de permeabilidad de los materiales para obtener resultados representativos. Para evaluar el comportamiento hidráulico, se determina el gasto que pasa a través de la cortina y se determina la línea superior de corriente que será empleada como condición inicial para los análisis de estabilidad de taludes.

Para los análisis de estabilidad de taludes se utiliza el programa SLOPE/W que se basa en el método de equilibrio límite y que toma en cuenta las presiones de poro determinadas en los análisis de flujo establecido. Los resultados del Factor de Seguridad (FOS) presentados en este análisis se obtuvieron con el método general de análisis por equilibrio al límite de Fredlund y Krahn (GLE por sus siglas en inglés), mediante una generalización del método de Morgenstern – Price, que cumple tanto con el equilibrio por la suma de momentos como por la suma de fuerzas, permite analizar todos los demás métodos (Ordinario Sueco, Bishop, Janbu simplificado, Janbu riguroso, Spencer, Sarma, etc.), y que está bien y completamente implementado en la herramienta computacional utilizada.

Por su parte, el comportamiento geomecánico de la presa se evalúa a partir de los Factores de Seguridad obtenidos del análisis de estabilidad de taludes. El Factor de Seguridad se define como el cociente entre la fuerza o momento resistente total y la fuerza o momento actuante, ambas a lo largo del plano de falla y se expresa como:

$$F_m = \frac{\sum M_R}{\sum M_M}$$

$$F_F = \frac{\sum F_R}{\sum F_M} \quad (VI.7)$$

$$FOS = f(F_m) \quad \forall \quad f(F_F)$$

Donde;

FOS = Factor de seguridad del método GLE cuando se satisfacen F_m y F_F

F_M = Factor de seguridad por momentos

M_R = Momentos resistentes

M_M = Momentos motores

F_F = Factor de seguridad por fuerzas

F_R = Fuerzas resistentes

F_M = Fuerza motoras

Por medio del análisis de estabilidad de taludes (equilibrio límite), no se pueden estimar las deformaciones de talud, aunque en forma cualitativa, un talud con mayor factor de seguridad sufre menor distorsión. También debe tenerse presente que existen deformaciones que se pudieran presentar en una presa que no tienen que ver con los factores de seguridad contra deslizamiento, como son los hundidos por pérdida de material producto de erosión local, o penetración del enrocamiento en el suelo de la cortina, por movimiento sísmico y otras.

Para garantizar la seguridad estructural de la cortina, se deben cumplir los factores de seguridad que se muestran en la Tabla VI.X, de acuerdo con la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA).

Tabla VI.X Factores de Seguridad Admisibles (USACE, USBR, CONAGUA).

Condición	FS	Talud	Notas
Operación Normal	1.50	Ambos	Embalse con nivel al NAMO.
Operación Inusual	1.30	Ambos	Embalse con nivel al NAME.
Operación Inusual por vaciado rápido	1.20	Ambos	El embalse desciende del NAMO al NAMIN.
Operación Inusual por llenado rápido	1.20	Ambos	El embalse asciende del NAMIN al NAME.
Operación Extrema por sismo	1.10	Ambos	Embalse lleno con nivel al NAMO.

Marco de referencia del estudio de seguridad por estabilidad de la cortina

El factor de seguridad mínimo (FOS por sus siglas en inglés factor of safety) obtenido de los análisis de estabilidad de taludes se calculó para las condiciones de operación presentadas en la Tabla VI.X y para ambos respaldos: aguas arriba y aguas abajo, de la cortina de la presa Piedra Blanca.

El factor de seguridad que se debe emplear para la correcta interpretación de los cálculos es el que corresponde al método GLE o al de Morgenstern – Price, donde λ tiene una distribución de media senoide para la variación funcional de la

inclinación de las fuerzas horizontales XL y XR con respecto a la dirección del eje vertical x, de acuerdo con la expresión general:

$$\lambda \cdot f(x) = X/E \quad (\text{VI.8})$$

En donde:

FOS es el factor de seguridad.

λ es una constante que se debe evaluar para resolver el sistema de ecuaciones de las sumas de momentos y de fuerzas, y así obtener el FOS. Es una constante entre 0 y 1 (i. e. un porcentaje) de la función $f(x)$ a considerar en cada caso.

$f(x)$ es una función que describe cómo varía la relación entre los esfuerzos cortantes τ (fuerzas verticales entre rebanadas – X – interslices shear forces) y los esfuerzos normales σ (fuerzas normales entre rebanadas – E – interslices normal forces). La función se propone *a priori*. Por ejemplo, para hacer la equivalencia con lo que se obtendría utilizando el método de estabilidad de taludes de Spencer, en donde $X/E = \tan \theta$, en donde θ es el ángulo que forma la resultante de fuerzas entre rebanadas con la horizontal; se requiere que $f(x) = 1$, y que la constante $\lambda = \tan \theta$.

X son las fuerzas verticales entre las rebanadas (*interslices normal forces*) en que se discretiza la masa.

E son las fuerzas horizontales entre las rebanadas (*interslices shear forces*) en que se discretiza la masa.

Para $f(x) = \text{constante}$, los resultados del método GLE o el de Morgenstern – Price son idénticos a los producidos por el método de Spencer.

De una manera general, con base en la Figura VI.33, los factores de seguridad derivados del análisis de la suma de momentos $\Sigma M=0$, y del análisis de la suma de fuerzas $\Sigma F=0$, se pueden escribir como sigue:

Factor de seguridad por la suma de momentos:

$$F_M = \frac{\sum [c l R] + \sum [(P - ul) R \tan(\phi)]}{\sum W_x - \sum P f + \sum [k W e \pm A a + L d]} \quad (\text{VI.9})$$

Factor de seguridad por la suma de fuerzas:

$$F_F = \frac{\sum [c l \cos(\alpha)] + \sum [(P - ul) \tan(\phi) \cos(\alpha)]}{\sum [P \sin(\alpha) + \sum [k W \pm A - L \cos(\omega)]]} \quad (\text{VI.10})$$

En donde:

c es la cohesión del suelo

- ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo
- W es el peso total de una rebanada de ancho b y altura h
- P es la fuerza normal total en la base de la rebanada en una longitud l
- S_m es la fuerza cortante movilizada en la base de la rebanada y definida por el criterio de Mohr – Coulomb: $S_m = l \{c + [P/l - u] \tan(\phi)\} / F$
- u es la presión de poro
- F es el factor de seguridad
- R es el radio o brazo de momentos asociado con la fuerza cortante S_m
- f es la distancia perpendicular de la fuerza normal al eje de rotación
- x es la distancia horizontal de la rebanada al centro de rotación
- α es el ángulo entre la tangente al centro de la base de cada rebanada y el eje de referencia horizontal
- E representa a las fuerzas horizontales entre rebanadas
- E_L fuerza horizontal del lado izquierdo
- E_R fuerza horizontal del lado derecho
- X representa a las fuerzas verticales entre las rebanadas
- e distancia vertical desde el centroide de cada rebanada y el centro de rotación
- L es una carga lineal (fuerza por unidad de longitud, v. gr. kN/m)
- ω es el ángulo que hace la carga lineal con la horizontal
- d es la distancia perpendicular entre la carga lineal y el centro de rotación
- A es la resultante de las fuerzas por empuje del agua en las grietas
- a es la distancia perpendicular entre A y el centro de rotación

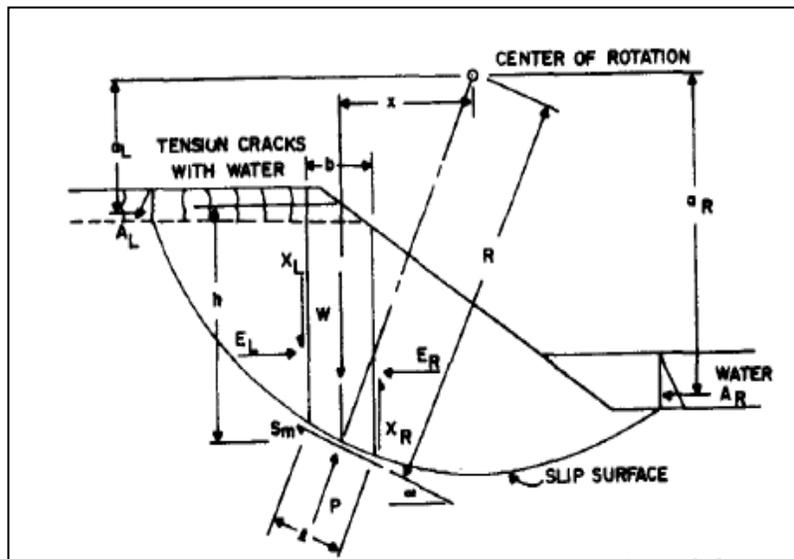


Figura VI.33 Esquema de las variables utilizadas en el análisis (Fredlund, Krahn y Pufhal, 1981).

El modelo geométrico y geotécnico de la cortina consiste en una cortina de tierra con sección homogénea, formada por tres estratos de suelo: dos estratos de arena limosa y un estrato de limo arenoso, constituyendo tres estratos de cortina sobre tres de cimentación, y su geometría es simétrica, con altura de 6.40 m, un ancho de corona de 4.0 m, y ambos respaldos con talud inclinado 20° o 2.75H:1V. La cortina está desplantada sobre dos estratos. El estrato superficial son suelos limo arenosos o arena limosos detectados en el sondeo S-3 hasta 7.90 m de profundidad, es decir, hasta 1.5 m por debajo de la cortina, y sobreyace a rocas que son lutitas alteradas y fracturadas, cuya foliación está orientada perpendicular al eje de la cortina, lo cual facilita el flujo del agua con mayores velocidades, lo que contribuiría a explicar la facilidad con que se abrió la brecha las 3 veces que ha fallado esta cortina.

Revisión de estabilidad en condiciones de operación normal

En la Figura VI.34 y Figura VI.35, se muestran los principales resultados de los análisis de estabilidad en condiciones de operación normal con nivel al NAMO y para todos los casos se obtiene la estabilidad de la masa térrea de ambos taludes. Los valores del factor de seguridad son en todos los casos mayores que 1.50. En el análisis, además se simuló el desarrollo de agrietamiento en la parte superior para considerar el caso más desfavorable y se buscó optimizar la superficie de falla.

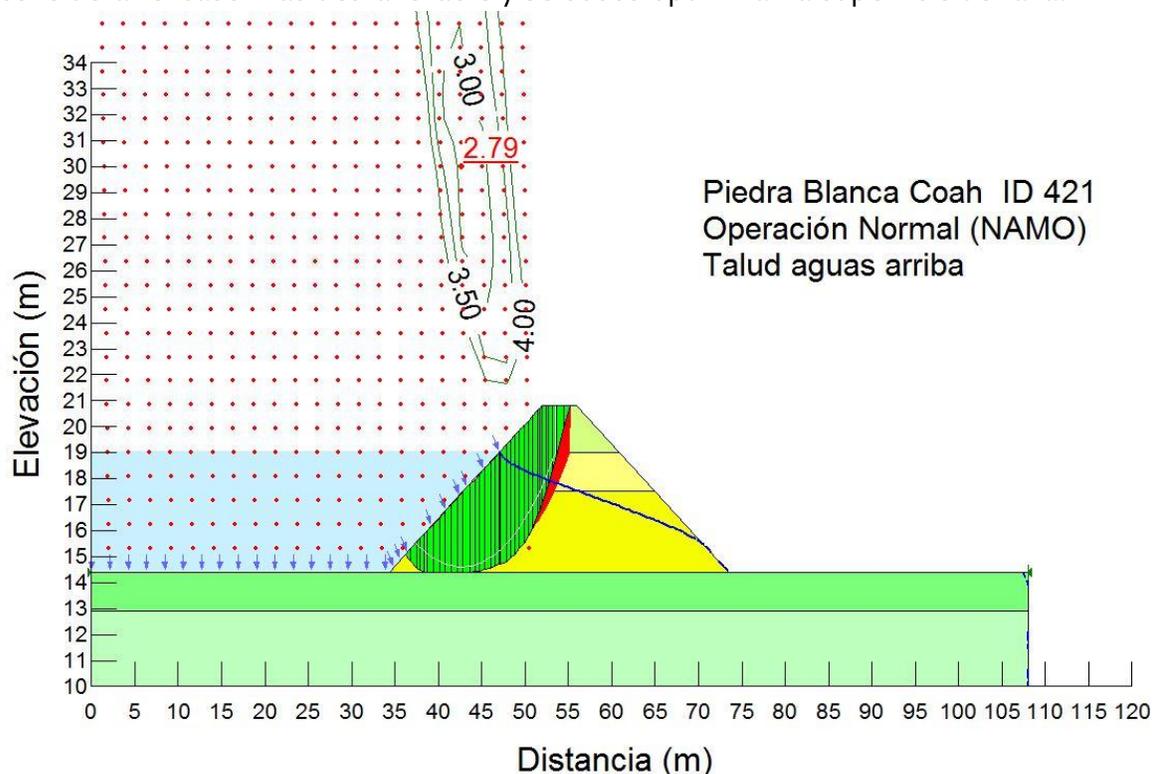


Figura VI.34 Contornos del factor de seguridad del análisis en condiciones de operación normal, con embalse al NAMO y flujo de agua establecido.

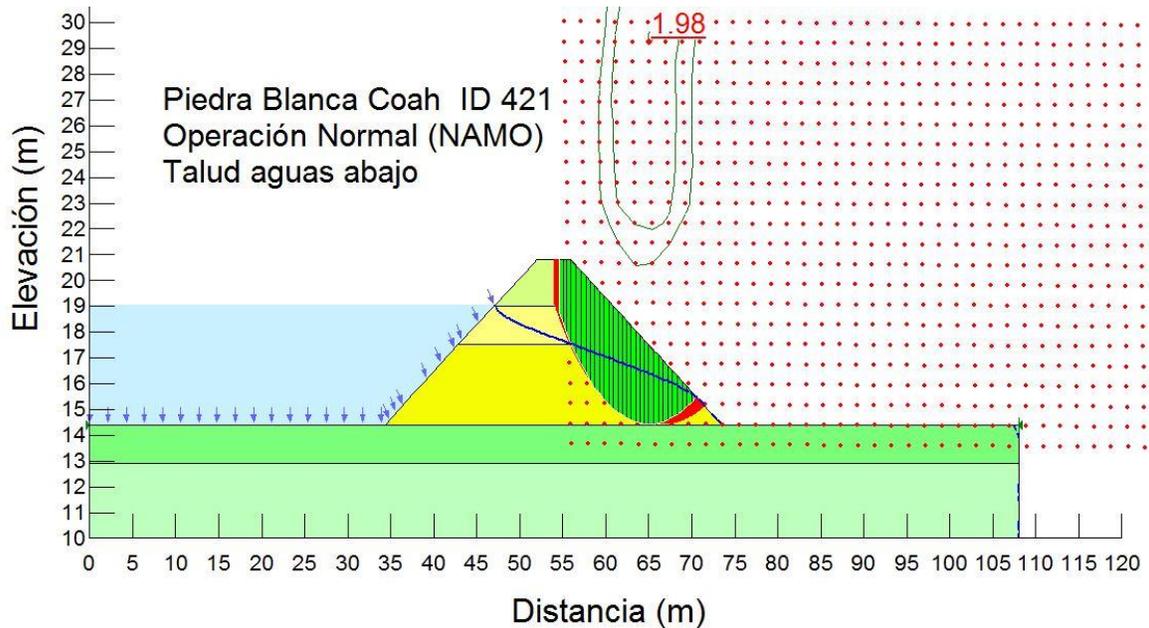


Figura VI.35 Contornos del factor de seguridad del análisis en condiciones de operación normal, con embalse al NAMO y flujo de agua establecido.

Revisión en condiciones de operación inusual al NAME

En la Figura VI.36 y en la Figura VI.37, se muestran los principales resultados de los análisis de estabilidad en condiciones de operación inusual con nivel al NAME y para todos los casos se obtiene la estabilidad de la masa térrica de ambos taludes. Los valores del factor de seguridad son en todos los casos mayores que 1.30. En el análisis, además se simuló el desarrollo de agrietamiento en la parte superior para considerar el caso más desfavorable y se buscó optimizar la superficie de falla.

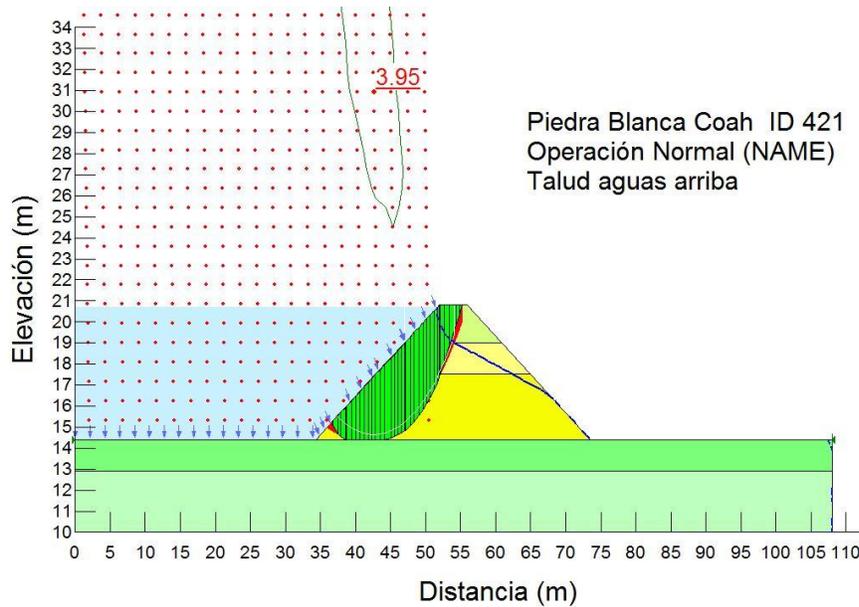


Figura VI.36 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual, con embalse al NAME y flujo de agua establecido.

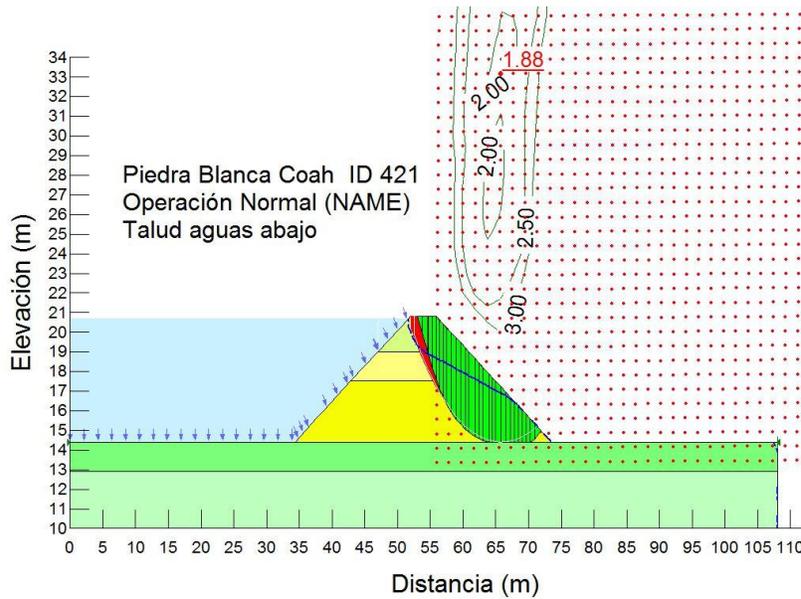


Figura VI.37 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual, con embalse al NAME y flujo de agua establecido.

Revisión de estabilidad en condiciones de vaciado rápido

Para realizar los análisis de esta condición, se parte de la línea superior de corriente que resulta del análisis de flujo establecido, es decir, el agua que corresponde al

embalse de la presa con el agua al NAMO disminuye de manera inmediata siguiendo la superficie del talud aguas arriba hasta llegar al NAMIN, mientras que la condición del agua dentro de la cortina se mantiene sin cambios. De igual manera que para el caso de flujo establecido, cabe aclarar que las áreas donde se desarrollan los gradientes hidráulicos se encuentran confinadas y por lo tanto no causan problemas en los materiales. Los resultados de los análisis se presentan a continuación.

En la Figura VI.38 y la Figura VI.39, se muestran los principales resultados de los análisis de la estabilidad de la cortina en condiciones de vaciado rápido y en todos los caso el factor de seguridad es mayor que 1.20.

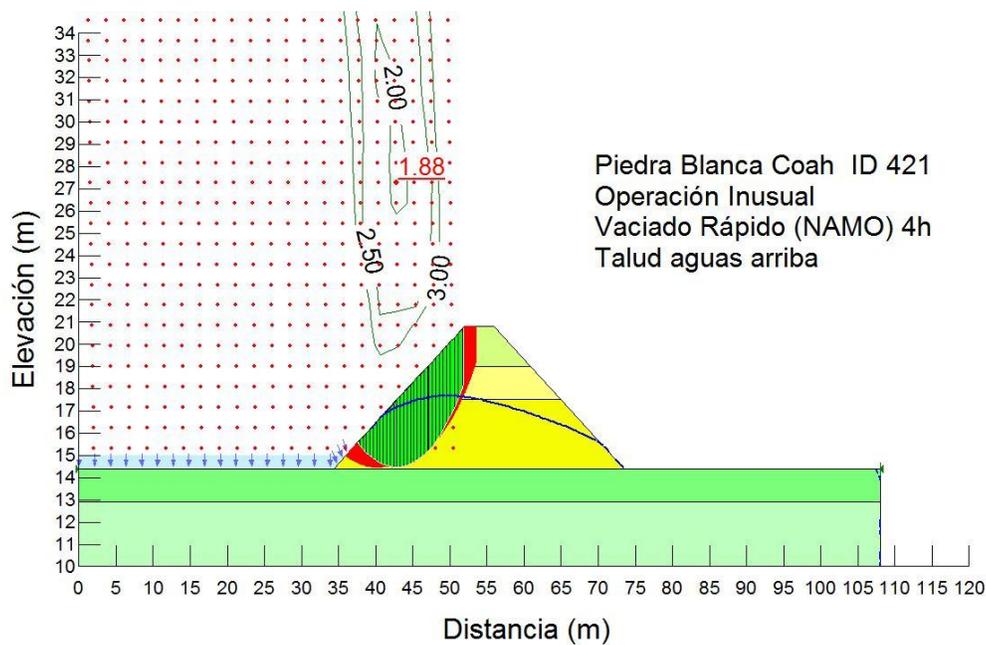


Figura VI.38 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual por un vaciado rápido del vaso, desde el nivel del NAMO al NAMIN.

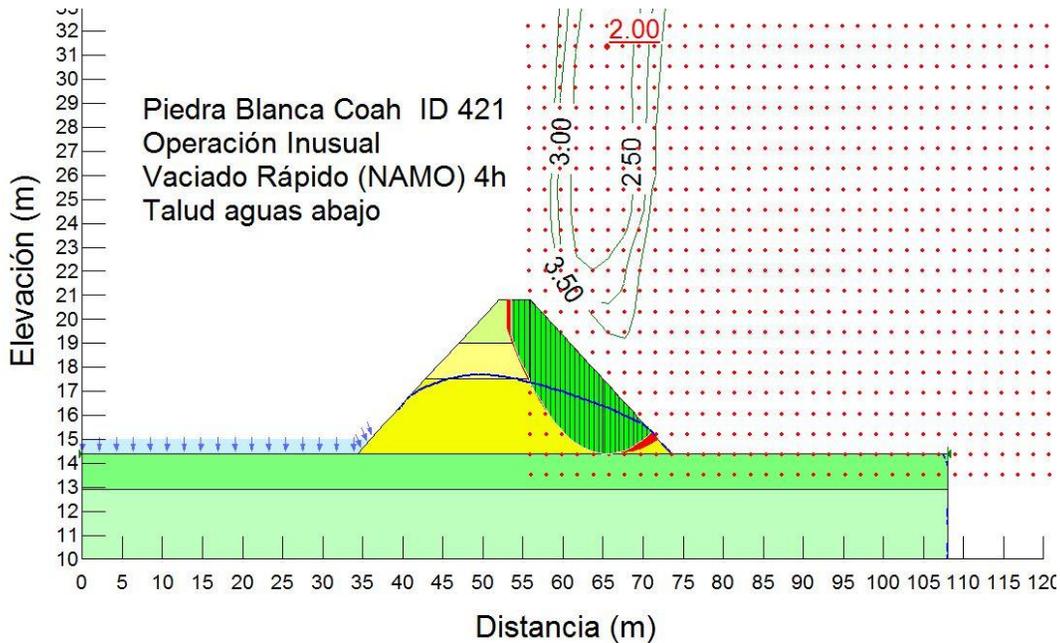


Figura VI.39 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual por un vaciado rápido del vaso, desde el nivel del NAMO al NAMIN.

Revisión de estabilidad en condiciones de llenado rápido

Para realizar los análisis de esta condición, se parte de la línea superior de corriente que resulta del análisis de flujo establecido, es decir, el agua que corresponde al embalse de la presa vacío (al NAMIN) asciende durante una avenida muy importante, en un lapso de 2 a 4 horas, que es prácticamente de manera inmediata, hasta llegar al NAME, lo cual provoca un empuje importante y súbito sobre los suelos finos de la cortina. Los resultados de los análisis se presentan a continuación. En la Figura VI.40 y la Figura VI.41, se muestran los principales resultados de los análisis de la estabilidad de la cortina en condiciones de llenado rápido y en todos los caso el factor de seguridad es mayor que 1.20.

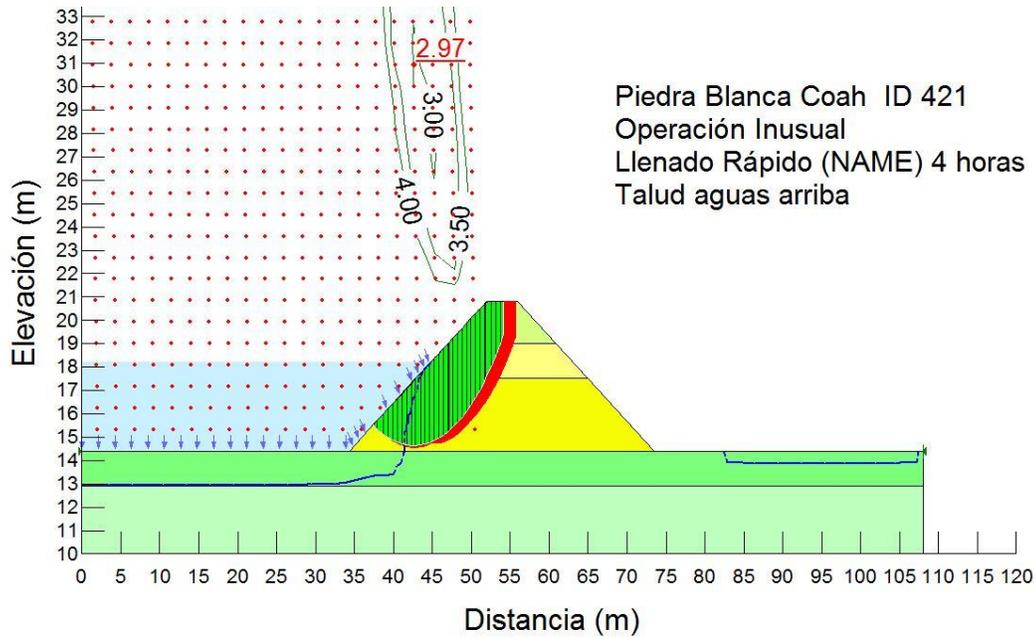


Figura VI.40 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual por un llenado rápido del vaso, desde el nivel del NAMIN al NAMO.

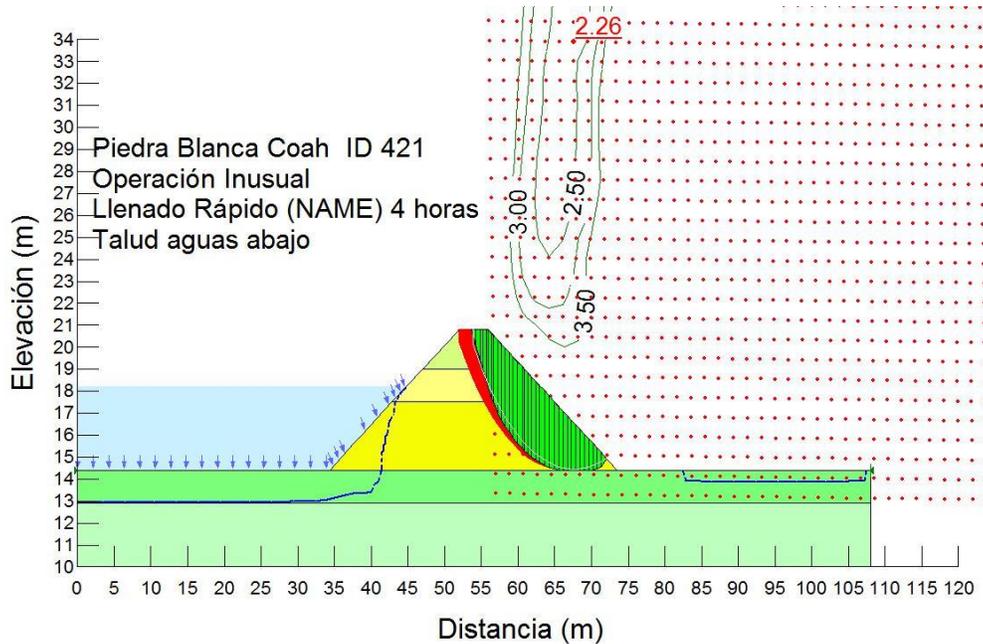


Figura VI.41 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual por un llenado rápido del vaso, desde el nivel del NAMIN al NAMO.

Revisión de estabilidad en condiciones extremas por sismo

Para el análisis incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático, se presenta un análisis bidimensional empleando la formulación del método de equilibrio límite y considerando que el embalse se encuentra lleno al NAMO. Se consideró la aceleración máxima del terreno, considerando el temblor probabilista con un período de retorno de 950 años, equivalente al TMC, y aumentando el coeficiente sísmico horizontal por ser de Grupo A+, de manera que: $k_h=0.089$ y el sísmico vertical, $k_v=0.066$.

En la Figura VI.34 y la Figura VI.35, se presentan los resultados del análisis sísmico para la aceleración máxima del terreno con período de retorno de 950 años o el TMC, que muestran un factor de seguridad de 1.89 para el talud aguas arriba y de 1.53 para el talud aguas abajo, lo que permite concluir que la cortina tiene una probabilidad prácticamente nula de fallar ante el sismo de diseño para los próximos años de vida operativa.

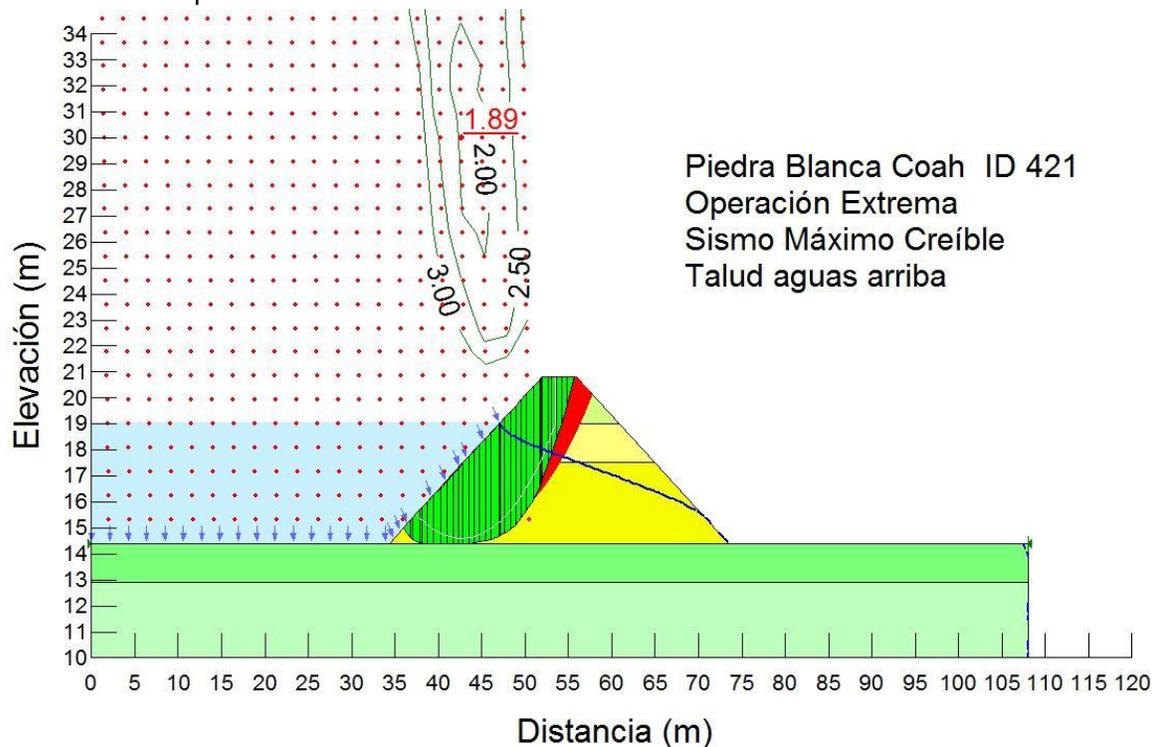


Figura VI.42 Contornos del factor de seguridad con acción sísmica, al NAMO.

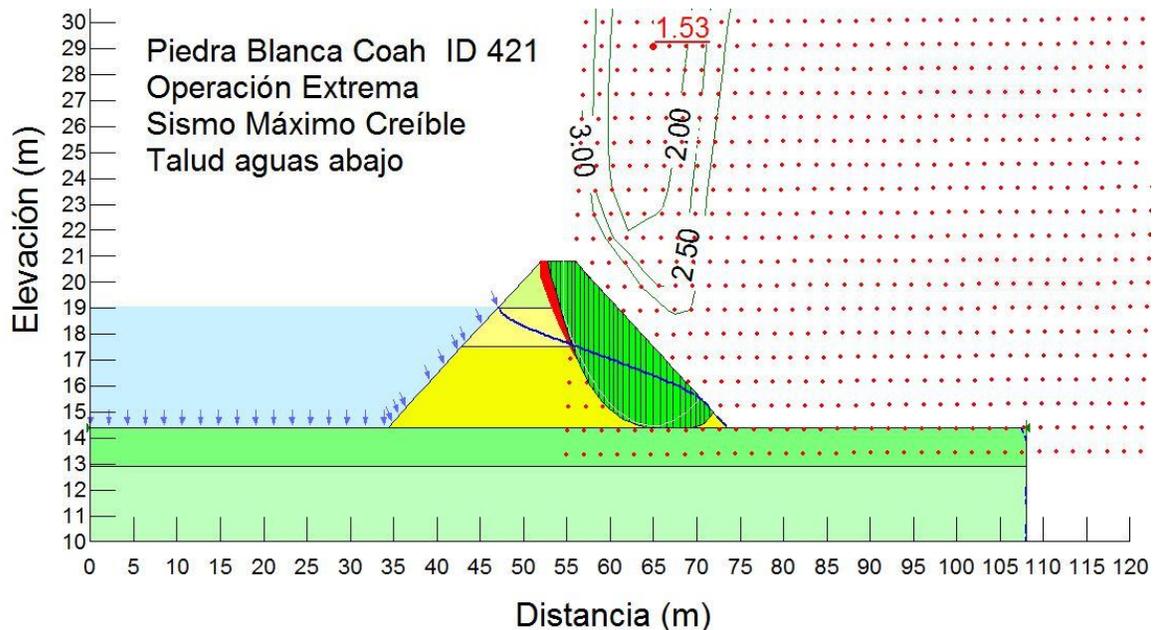


Figura VI.43 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación extremas por acción sísmica, con el nivel del embalse al NAMO.

I.7 Revisión de la reparación de 2010 - 2011

La solución adoptada por CONAGUA y la Aseguradora en 2010 y 2011, consistió en reconstruir la zona dañada de la cortina, aumentando la masa de la cortina hacia aguas arriba, de manera que el cimacio quedase retirado del pie del talud mojado, como se aprecia en la Fotografía VI.11, donde se ven los componentes principales de la solución adoptada a saber:

- (a) Aumentar la masa del respaldo aguas arriba de la cortina, colocando suelo con enrocamiento, como se aprecia en la Fotografía VI.11.
- (b) Elevar el muro del vertedor sobre la cresta del cimacio a una altura igual a la que tiene donde se sitúa el eje de la cortina, pero sólo hay menos de dos metros en donde la altura del muro empieza a bajar, como se aprecia en la Fotografía VI.11, lo cual parece insuficiente, pues lo normal es que tuviese cuando menor la mitad del ancho de la corona de la cortina, es decir, dos metros.
- (c) Construir un muro diafragma como se aprecia en la Fotografía VI.12, para detener el flujo entre el muro de encauzamiento y la cortina.

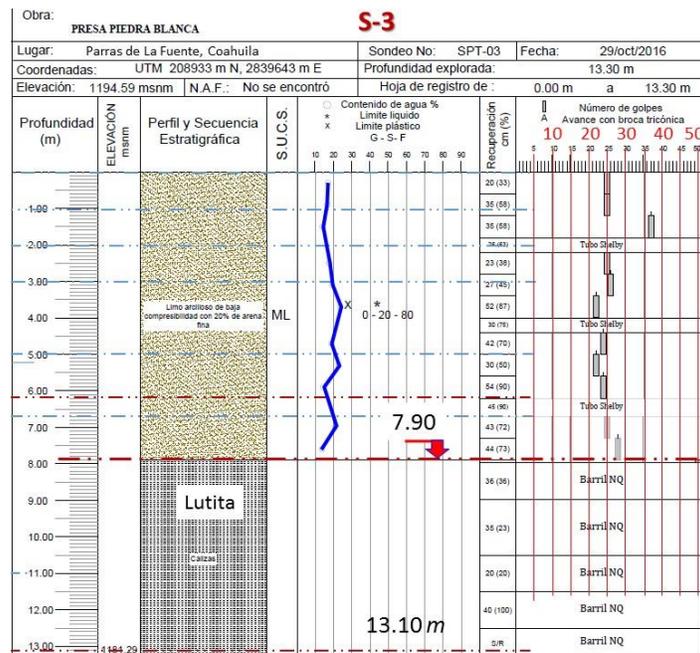


Figura VI.44. Perfil estratigráfico en la zona reconstruida en 2011.

El sondeo S-3 se perforó en el sitio del relleno, y como se aprecia en la Figura VI.6, el número de golpes desde la superficie hasta la profundidad de 7.90 m en que se encontró la roca de areniscas y lutitas de la formación del Grupo Difunta, tiene una compacidad apenas media, con N variando entre 22 y 27 golpes, con promedio de N=25 golpes, lo que implica apenas una compacidad media, y también indica que se compactó con deficiencias el respaldo, lo que lo hace vulnerable a una nueva tubificación. Los análisis de estabilidad consideran las propiedades mínimas que se pueden tener en un suelo así y los factores de seguridad son mayores que los mínimos requeridos; sin embargo, el fenómeno de tubificación se podría presentar por la concentración del flujo en ese sitio dado que la geometría aún tiene deficiencias.

Como se puede apreciar en Fotografía VI.13, en 2016 ya existen nuevamente indicios de problemas de erosión interna de la cortina, debido a que como ya se expuso antes, los suelos que la conforman sí tienen susceptibilidad a la erosión interna por flujo incontrolado en la cortina, y que ello termine en un problema de tubificación como ya ocurrió en los años 1999, 2007 y 2010. Ahora bien, si la causa raíz de aquel problema fue resulta al menor en parte con la reconstrucción de la cortina en 2010-2011, el problema no se eliminó completamente por dos motivos:

- (a) La elevación de la cortina en la zona dañada antes, es 14 cm más baja que en otras partes de la misma, lo cual puede ocasionar un desbordamiento por ese sitio.

- (b) El muro cubre apenas 1.27 m de ancho desde el cimacio.

Para resolver esto, se recomienda que:

- (a) Se nivele toda la cortina para asegurar el bordo libre en toda su longitud.
- (b) El muro de encauzamiento requiere ser elevado y que se prolongue cuando menos cuatro metros desde la cresta del cimacio hacia aguas arriba, rellenado y construyendo el respaldo aguas arriba para que la corona quede a la altura del muro de encauzamiento.
- (c) Reforzar el talud del respaldo aguas arriba con un filtro de grava arena y enrocamiento, para evitar la erosión interna en ese sitio.
- (d) En su caso, inyectar la roca de cimentación y la propia cimentación del muro diafragma con lecha de cemento y una presión que no exceda la hidrostática, pues es una zona vulnerable por el fracturamiento y la orientación de los estratos y fracturas de las lutitas (Fotografía VI.3).



Fotografía VI.11 Cortina reparada en 2011, con alargamiento del muro y pie del talud aguas arriba, para tratar de evitar la hidrodinámica en la zona de llamada del vertedor de excedencias.



Fotografía VI.12 Solución adoptada en 2010 – 2011 para la cortina.



Fotografía VI.13 Señales de tubicación en la cortina en 2016, por la presencia de hoyos (*sandboils*) en el limo arenoso de la cortina; y vista del muro diafragma que se construyó en el sitio donde se colapso y se abrió la brecha en la cortina en 1999, 2007 y 2010. También se aprecian los efectos de la erosión por lluvia sobre los limos arenosos y arenas limosas que conforman la cortina.

En efecto, la cortina de la presa Piedra Blanca requiere una nivelación completa, de manera que se asegure el bordo libre necesario (>55 cm) en toda su longitud, pues la cortina es muy vulnerable a un desbordamiento, que es la causa más importante que podría poner en riesgo su seguridad, ya que de ocurrir un desbordamiento se estima que en cuestión de 10 a 20 minutos, el bordo podría sufrir una brecha y esto causar la falla de la cortina.

Las oquedades que se observan en algunos sitios de la cortina se deberían a la combinación de madrigueras de tuzas y agrietamiento del suelo de la cortina, pero no a fenómenos de tubificación que representen un peligro inminente. Sin embargo, las oquedades que se tienen en la zona reconstruida y que se muestran en la Fotografía VI.13, sí parecen estar relacionadas con un problema de tubificación del suelo en el relleno mal compactado. En el sondeo S-3, el número de golpes de la prueba SPT fue en promedio de $N=25$, lo que daría una compacidad media para la arena limosa y limo arenoso que se colocó. Es necesario rellenar esos huecos con una lechada de cemento cal arena fina, y hacer un seguimiento de la aparición de nuevas oquedades, además de mejorar la geometría del muro de encauzamiento.

I.8 Resumen de resultados de los análisis de estabilidad

En la Tabla VI.XI, se presenta un resumen de los principales resultados de los análisis de estabilidad para estudiar el comportamiento y la seguridad de la cortina. Los factores de seguridad obtenidos del análisis de estabilidad de la cortina, para ambos respaldos, en condiciones de operación normal, inusual y extremas satisfacen los valores mínimos de seguridad exigidos, por lo que la cortina es segura antes esas condiciones.

Tabla VI.XI Factores de seguridad obtenidos del análisis de estabilidad.

Condición Operación	Talud	Factor de Seguridad	Condiciones de Flujo de Agua	Nivel del Embalse
Normal	A. Arriba	2.79 > 1.50 Cumple	Flujo de agua establecido	NAMO
	A. Abajo	1.98 > 1.50 Cumple		
Inusual	A. Arriba	3.95 > 1.30 Cumple	Flujo de agua establecido	NAME
	A. Abajo	1.88 > 1.30 Cumple		
Inusual	A. Arriba	1.88 > 1.20 Cumple	Vaciado rápido	NAME a NAMIN
	A. Abajo	2.00 > 1.20 Cumple		
Inusual	A. Arriba	2.97 > 1.20 Cumple	Llenado rápido	NAMIN a NAME
	A. Abajo	2.26 > 1.20 Cumple		
Extrema (sismo)	A. Arriba	1.89 > 1.10 Cumple	Sismo	NAMO
	A. Abajo	1.53 > 1.10 Cumple		

Con base en los análisis realizados, se puede afirmar en conclusión que de manera general, la presa Piedra Blanca es segura ante un deslizamiento de taludes o sus respaldos, incluyendo el caso sísmico.

Sin embargo, de manera particular, se concluye que persiste el riesgo que tiene la presa de volver a tener un problema de erosión y brecha como ya ocurrió en los años

1999, 2007 y 2010, y en la misma zona, debido a que persisten algunos elementos que son la causa raíz de esa problemática.

Así y para mejorar su seguridad estructural, se recomienda mejorar la zona de la cortina cercana al vertedor de excedencias como se expone en los apartados correspondientes, de manera que se minimicen las posibilidades de ocurrencia de un fenómeno de tubificación del suelo de la cortina, que se debería principalmente a la hidrodinámica causada por la proximidad del cimacio del vertedor y la escasa altura del muro de encauzamiento del lado derecho de la sección de control.

I.9 Propuestas para mejorar la seguridad estructural

Para resolver esto, se recomienda que:

- (a) Se nivele toda la cortina para asegurar el bordo libre en toda su longitud.
- (b) El muro de encauzamiento requiere ser elevado y que se prolongue cuando menos cuatro metros desde la cresta del cimacio hacia aguas arriba, rellenado y construyendo el respaldo aguas arriba para que la corona quede a la altura del muro de encauzamiento.
- (c) Reforzar el talud del respaldo aguas arriba con un filtro de grava arena y enrocamiento, para evitar la erosión interna en ese sitio.
- (d) En su caso, inyectar la roca de cimentación y la propia cimentación del muro diafragma con lecha de cemento y una presión que no exceda la hidrostática, pues es una zona vulnerable por el fracturamiento y la orientación de los estratos y fracturas de las lutitas (Fotografía VI.3).

En efecto, la cortina de la presa Piedra Blanca requiere una nivelación completa, de manera que se asegure el bordo libre necesario (>55 cm) en toda su longitud, pues la cortina es muy vulnerable a un desbordamiento, que es la causa más importante que podría poner en riesgo su seguridad, ya que de ocurrir un desbordamiento se estima que en cuestión de 10 a 20 minutos, el bordo podría sufrir una brecha y esto causar la falla de la cortina.

Sin embargo, como se aprecia en la Figura VI.45, la cresta del cimacio del vertedor se localiza de manera que la longitud del muro por encima de ésta es de apenas 1.27 m.

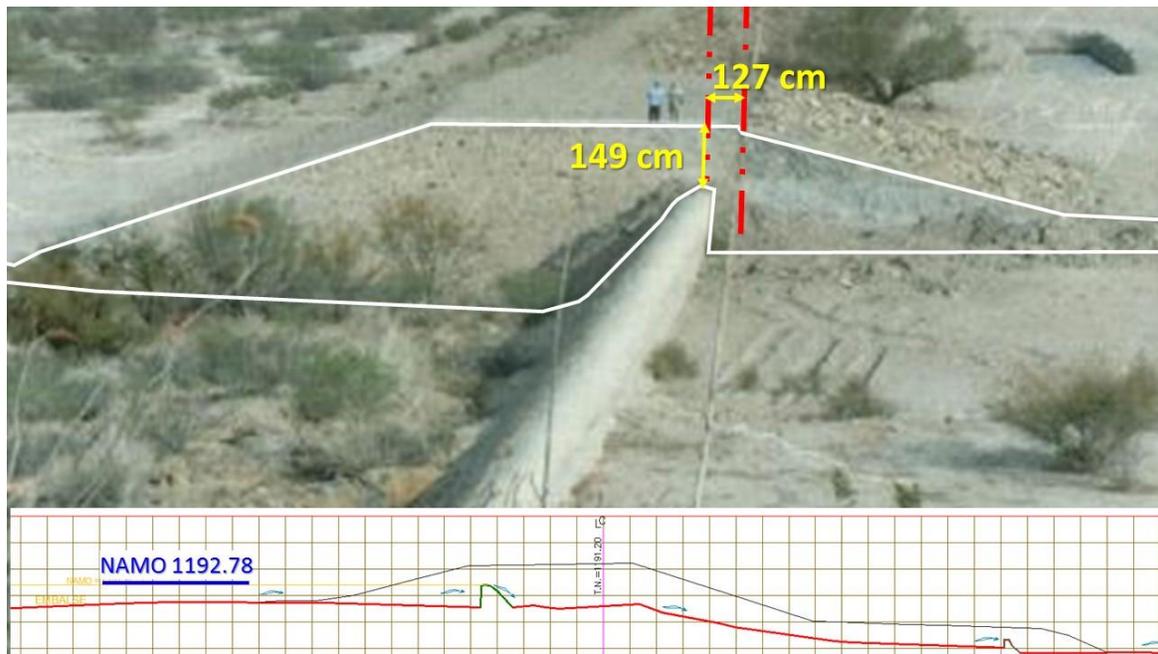


Figura VI.45. Posición topográfica de la cresta y el muro en 2016.

Esto requiere corregirse, para que el muro cubra con una altura de 1.49 m una distancia de 4 m contados desde la cresta del cimacio, en lugar de solamente cubrir esa distancia de 1.27 m.

También se recomienda rellenar con lechada de cemento y cal hidratada, en proporción: 1 cemento Portland : 3 ½ cal hidratada : 4 arena fina, todas las oquedades que se pueden observar en la cortina, como las que se muestran en la Fotografía VI.14



Fotografía VI.14. Oquedades en la cortina que deben rellenarse.

En la zona del nuevo relleno, en donde la cortina ya falló 3 veces, se recomienda hacer un seguimiento de la aparición de nuevas oquedades, y rellenar las existentes, que como se muestra en la Fotografía VI.14, se relacionarían con un problema de tubificación en ese sitio porque el flujo que pasa por el cimacio sigue incidiendo en la cortina debido a las deficiencias de la posición del cimacio del vertedor de excedencias con respecto al muro de encauzamiento y al respaldo aguas arriba de la cortina en ese sitio.

VII. REVISIÓN FUNCIONAL Y OPERACIONAL

Se revisaron los aspectos de funcionamiento y operación de las estructuras auxiliares de la presa, tales como el vertedor para el control de excedencias, la obra de toma, así como del vaso y del cauce aguas abajo del vertedor. También se incluyeron otros aspectos, tales como la condición de los caminos de acceso.

VII.1.1 Revisión del vertedor de excedencias

El vertedor de excedencias de la presa Piedra Blanca es de tipo libre y se ubica al lado izquierdo de la cortina, confinado por dicha cortina en el lado derecho y por la ladera natural en el izquierdo. El muro del lado derecho es también el apoyo o cierre de la cortina. Este muro fue ampliado en 2011, construyendo una extensión hacia aguas arriba para proteger el talud aguas arriba ya que, debido a que la cresta se alinea con la parte media de dicho talud, el muro original era desbordado durante los desfogues de la presa, generando que el agua brincara hacia el mencionado talud. Esta pudo ser la causa de las múltiples fallas que se reportan a lo largo de la historia de esta presa.



Figura VII.1 Ubicación del vertedor de excedencias de la presa Piedra Blanca .

La sección de control de este vertedor es un espigón de mampostería tipo Creager de aproximadamente 81 m de largo, desplantado sobre las areniscas de la formación Difunta, con un nivel de la cresta de 1,192.78 msnm, aproximadamente 1.6 m por debajo del nivel de la corona de la cortina, por lo que considerando 0.5 m de bordo libre y un coeficiente de descarga de 1.60, el gasto de descarga es igual a 262.29 m³/s.



Fotografía VII.1 Panorámica del vertedor.

Desde el punto de vista funcional, el vertedor se encuentra en condiciones operativas, sin grietas ni filtraciones a través de la mampostería, con desgaste de la mampostería que no representan problema alguno para su funcionamiento. El muro original se apreció con algunas grietas pero en buen estado en términos generales, sin desplomes ni asentamientos apreciables que indicaran problemas de inestabilidad. La extensión de muro levantada en 2011 se encuentra en muy buen estado; desde su construcción, sin embargo, no se tienen informes de su funcionamiento durante los desfuegos del vertedor, si es que han ocurrido, que demuestren su funcionalidad, por lo que es muy recomendable realizar una visita de inspección durante una descarga para verificar que el flujo se conduce de manera adecuada sin afectar la cortina. De comprobarse lo anterior, sería un punto favorable para bajar el nivel de riesgo de la presa, ya que fueron precisamente las fallas que ocurrieron en la zona de contacto entre el muro y la cortina, las que llevaron a calificar a esta presa de alto riesgo.



Fotografía VII.2 Aspecto del vertedor desde aguas arriba.



Fotografía VII.3 Unión del muro original con la extensión construida en 2011.

El vertedor tiene un canal de amortiguamiento de aproximadamente 40 m, dentro del cual se apreciaron los afloramientos de las areniscas de la formación Difunta, que han sido erosionadas por efecto de las descargas. En la parte central del cimacio, se apreciaron algunos bloques de rocas que pueden considerarse un obstáculo que divide el flujo de las descargas. Dentro del canal se observaron también grandes lagunas producto de las filtraciones existentes a través del terreno de cimentación que han generado a su vez el crecimiento de una cantidad considerable de arbustos, que se recomiendan eliminar para dejar libre la descarga.



Fotografía VII.4 Panorámica del tanque de amortiguamiento.



Fotografía VII.5 Erosiones de la arenisca y laguna dentro del tanque de amortiguamiento.



Fotografía VII.6 Muro frontal del tanque de amortiguamiento.

VII.1.2 Revisión de la obra de toma

La obra de toma se ubica en la zona del empotramiento derecho de la presa y cuenta con una estructura de entrada, construida de concreto reforzado, en cuyos lados se aprecian los canales para alojar la compuerta con la que se operaba dicha toma y los herrajes para su operación, por lo que se deduce que originalmente era de descarga libre. La estructura de entrada se encuentra en buen estado pero muy azolvada, por lo que no fue posible revisar el conducto de acceso.

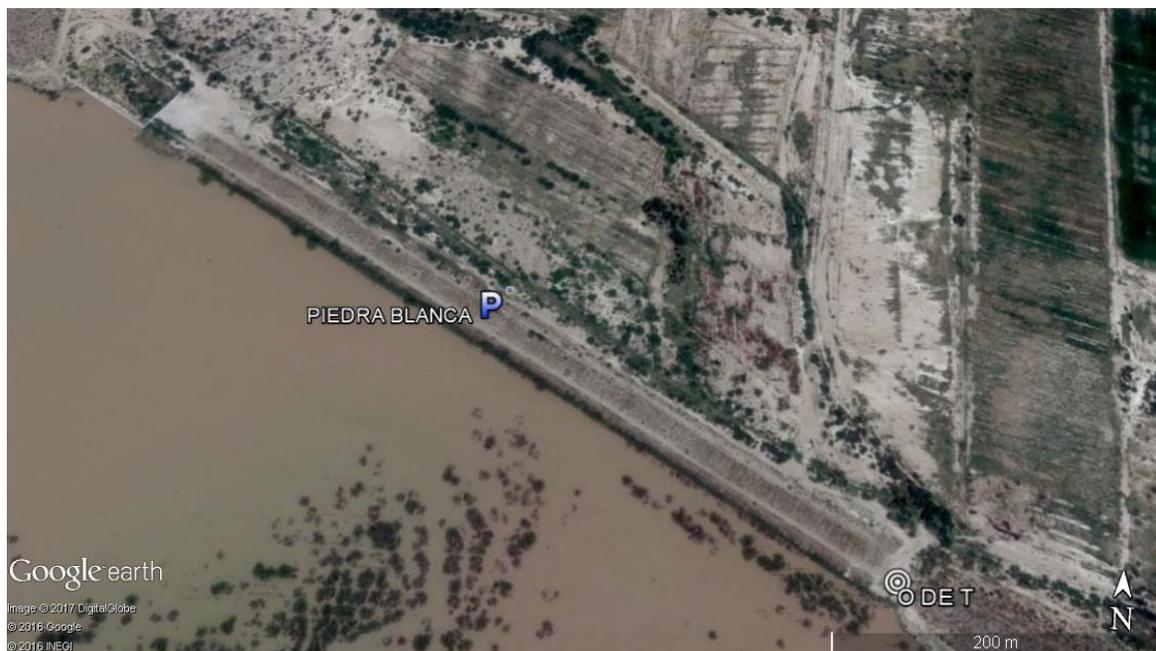


Figura VII.2 Ubicación de la obra de toma de la presa Piedra Blanca.



Fotografía VII.7 Estructura de entrada de la obra de toma.



Fotografía VII.8 Estructura de entrada de la obra de toma, desde la corona.

Actualmente la obra de toma está presurizada con una tubería de 0.41 m (16 pulgadas) de diámetro controlada por dos válvulas (emergencia y servicio) tipo compuerta del mismo diámetro que la tubería, alojadas dentro de una caja de concreto con rejillas metálicas de protección que han sido parcialmente desmontadas posiblemente por vandalismo, por lo que no pueden cerrar, dejando el acceso libre hacia las válvulas.



Fotografía VII.9 Estructura de salida de la obra de toma.



Fotografía VII.10 Rejilla de protección desmontada de la caja.

Las válvulas en el interior se aprecian en buen estado, la de servicio con rasgos de fugas por el vástago y la de emergencia con cadena y candado, con rasgos de no haber sido utilizadas por mucho tiempo debido a que la entrada está muy azolvada. Todos los elementos metálicos requieren de pintura. La caja de válvulas tiene en el fondo una delgada capa de azolve que se encontró húmeda debido a las lluvias ocurridas en días anteriores.

La obra de toma descarga a un canal de distribución de sección rectangular, de concreto, que se encarga de conducir el agua hasta la zona de riego, donde se deriva entre los predios de los ejidatarios y en el que detectó azolve y vegetación de fácil remoción, que se han acumulado debido a su falta de uso.



Fotografía VII.11 Tren de descarga de la obra de toma.



Fotografía VII.12 Descarga al canal de distribución.

Se recomienda darle rehabilitación a esta estructura para que funcione como descarga de fondo del embalse en caso de alguna emergencia. De acuerdo con lo observado, su rehabilitación implica la remoción del azolve en la estructura de entrada, la limpieza de la caja de válvulas así como la reinstalación de las rejillas de protección para impedir el libre acceso a la operación de dicha obra de toma y el vandalismo. Las válvulas deben de recibir mantenimiento preventivo consistente en limpieza, pintura y lubricación de las dos válvulas y en la eliminación de las fugas, en caso de existir. También es necesario limpiar el canal de distribución en los puntos azolvados para evitar el desperdicio del agua.

VII.1.3 Revisión del vaso, el cauce y los accesos

El acceso a la presa saliendo de Saltillo se hace recorriendo aproximadamente 105 km por la carretera federal 40, con dirección a Torreón, hasta el ejido Piedra Blanca, el cual se pasa para seguir por aproximadamente un kilómetro hasta donde se localiza una terracería por la cual se llega a la presa después de recorrer 1.5 km. El camino aunque es transitable en época de secas, el acceso a la presa puede dificultarse en la temporada de lluvias.



Figura VII.3 Panorámica del acceso a la presa Piedra Blanca.



Fotografía VII.13 Desviación sobre la carretera federal No. 40.



Fotografía VII.14 Terracería de acceso a la presa Piedra Blanca.

El embalse de la presa Piedra Blanca, es alimentado por el arroyo El Mesteño que proviene del Cerro Grande, ubicado a aproximadamente 12 km al sur de la presa, así como de escurrimientos que se generan en la planicie aguas arriba y de los excedentes de la presa Pastorcillos (El Pastorcito) ubicada aproximadamente a 8 km al sureste. Estas corrientes son intermitentes y no tienen ninguna restricción en su funcionamiento. Actualmente la presa suministra agua para riego del ejido Piedra Blanca.

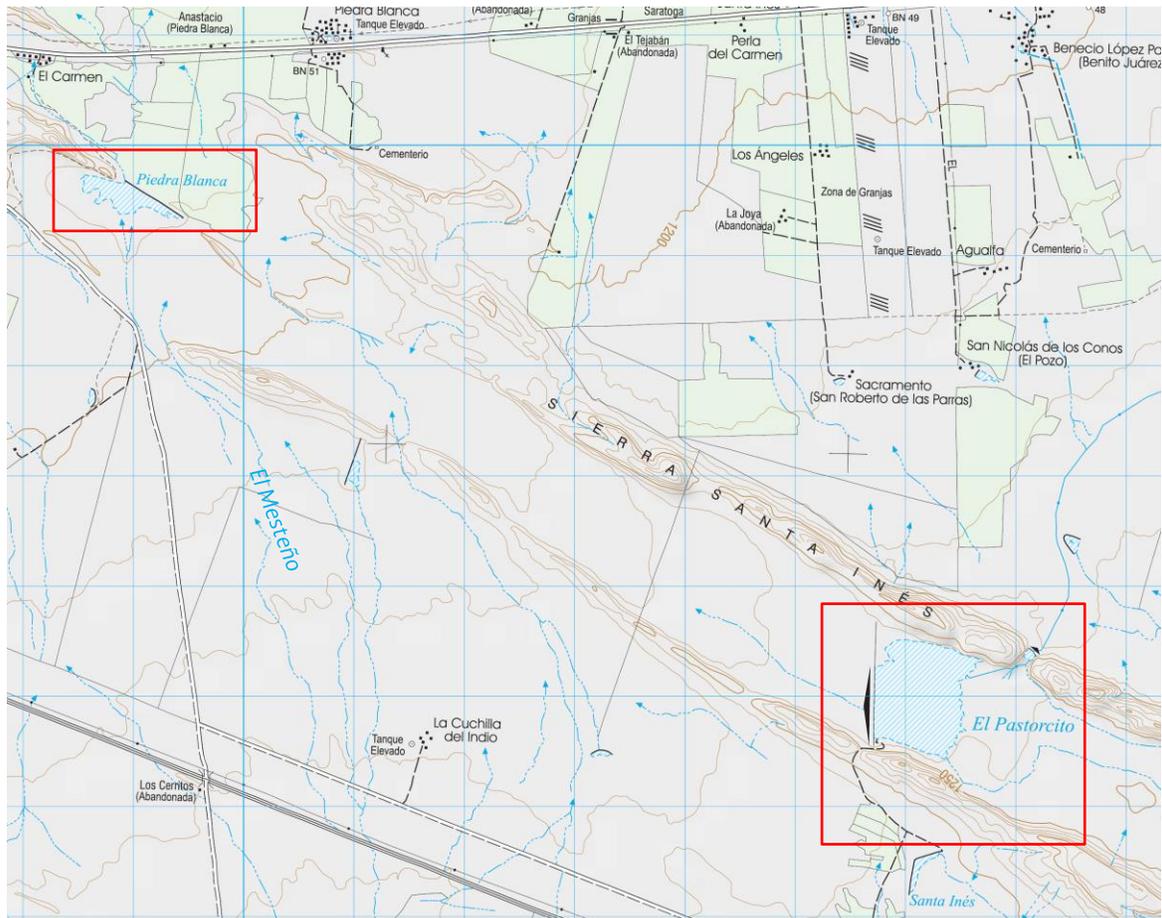


Figura VII.4 Corrientes que alimentan el embalse de la presa Piedra Blanca.

Aguas abajo de la presa no existe un cauce definido, sino que las descargas del vertedor escurren por el terreno siguiendo la topografía natural en dirección de la carretera federal 40, Saltillo-Torreón, que se ubica a aproximadamente 1.2 km de la presa, misma que atraviesan a través de un par de alcantarillas para después seguir escurriendo por el terreno natural. Sobre el trayecto de los escurrimientos se detectaron bordos construidos por los usuarios para la protección de sus predios. Después del cruce, a 5 km de la carretera se localizan las vías del ferrocarril actualmente en operación.

Pegados a la carretera federal 40 se ubican, a aproximadamente 2 km al este, el ejido Piedra Blanca y a 800 m al oeste, el ejido El Carmen, de los que no se tienen reportes de inundaciones o daños a sus habitantes o viviendas debido a que se localizan a niveles mayores que la zona de escurrimiento, sin embargo, para fines del análisis del riesgo, se realizó un estudio para definir las zonas potencialmente inundables para una descarga extraordinaria del vertedor, mismo que se muestra en el siguiente capítulo de este informe.



Fotografía VII.15 Aspecto del cauce aguas abajo, tomado desde el vertedor.



Fotografía VII.16 Bordos de tierra sobre la zona de escurrimientos.



Fotografía VII.17 Aspecto de una alcantarilla bajo la carretera federal No. 40.



Fotografía VII.18 Panorámica del terreno despues del cruce con la carretera federal 40.



Fotografía VII.19 Panorámica del terreno despues del cruce con la carretera federal 40.

VIII. DELIMITACIÓN DE ZONAS DE PELIGRO POR DESCARGAS CONTROLADAS Y NO CONTROLADAS

De acuerdo con el Centro Nacional de Prevención y Desastres (CENAPRED, 2006), para el estudio de zonas de peligro es importante definir parámetros cuantitativos como son la magnitud (medida del tamaño del fenómeno, su potencial destructivo y la energía que libera) y la intensidad (medida de fuerza con que se manifiesta el fenómeno en un sitio dado). El riesgo es la probabilidad de ocurrencia de daños, pérdidas o efectos indeseables sobre sistemas constituidos por personas, comunidades o sus bienes, como consecuencia del impacto de eventos o fenómenos perturbadores. El riesgo, a su vez, está en función de la vulnerabilidad (medida de la susceptibilidad de un bien expuesto a la ocurrencia de un fenómeno perturbador) y el peligro (probabilidad de ocurrencia de un fenómeno potencialmente dañino de cierta intensidad, durante un cierto periodo de tiempo y en un sitio dado). La probabilidad de ocurrencia de tales eventos en un cierto sitio constituye una amenaza, entendida como una condición latente de posible generación de eventos perturbadores.

Se entiende por inundación al aumento del agua por arriba del nivel normal del cauce generando invasión o penetración de agua en sitios donde usualmente no la hay (OMM/UNESCO, 1974); los parámetros utilizados para la evaluación de peligro en inundaciones son el tirante de la inundación y la velocidad del flujo (CENAPRED).

Con el fin de delimitar las áreas más peligrosas en términos de inundación o fallas de laderas, se realizó el estudio de inundaciones para las zonas de peligro aguas abajo de la presa Piedra Blanca, en el estado de Coahuila de Zaragoza, ante un evento o descarga extraordinaria. Se evaluó la capacidad del cauce aguas abajo para delimitar zonas de peligro considerando una longitud de 3 km.

VIII.1 Modelo digital de elevaciones del terreno

Para la modelación hidráulica de las zonas de peligro es necesario tener la topografía del terreno requerida como dato de entrada de los modelos de simulación; en el presente estudio se utilizó la información que facilita el producto Continuo de Elevaciones Mexicano 3.0 (CEM 3.0) del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) complementando con el levantamiento topográfico.

El CEM 3.0 es un producto que representa las elevaciones del territorio continental mexicano, mediante valores que indican puntos sobre la superficie del terreno, cuya ubicación geográfica se encuentra definida por coordenadas (X, Y) a las que se le integran valores que representan las elevaciones (Z). La versión 3.0 fue generada en el año 2012 y su principal característica es contar con una resolución de 15 metros.

Utilizando el programa ArcGIS 10.1 se delimitó la cuenca del cauce aguas abajo de la presa Piedra Blanca y, posteriormente, se afinó e interpoló el Raster que proporciona el CEM 3.0 obteniendo así el modelo digital de elevaciones del cauce aguas abajo y, como la topografía es mayormente plana, se realizó un posprocesamiento de las secciones transversales utilizadas en la simulación unidimensional con apoyo del levantamiento topográfico, de tal forma que se representara de buena forma el curso del río (Figura VIII.1)

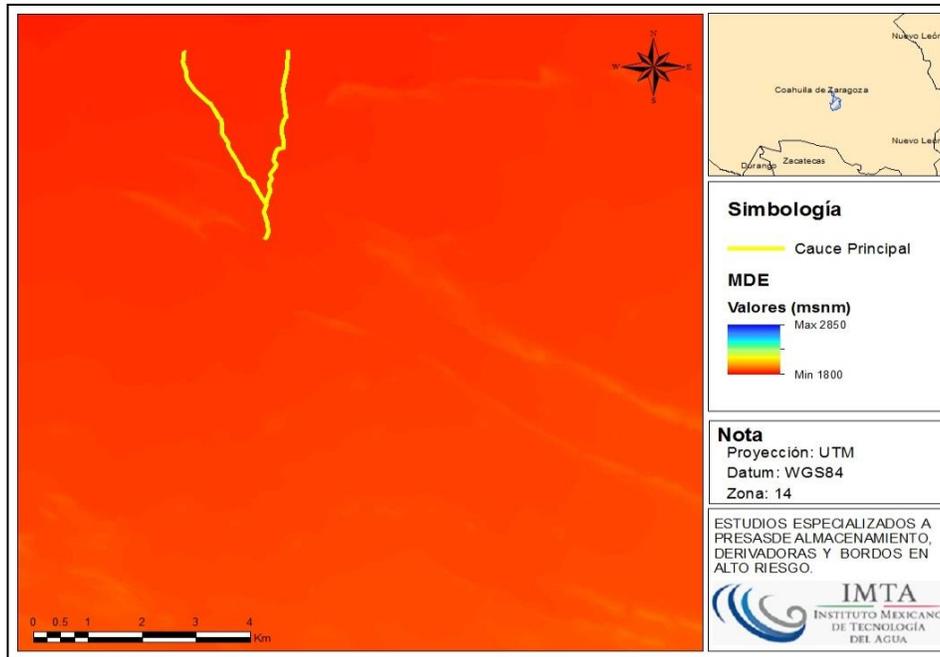


Figura VIII.1 Modelo digital de elevaciones del cauce agua abajo de la presa Piedra Blanca.

VIII.2 Coeficiente de rugosidad

Como dato de entrada del modelo, el coeficiente de rugosidad (n) de Manning utilizado tiene un valor de 0.045, valor designado para cauces naturales limpios, sinuosos, con algo de hierba, rocas y con irregularidades en el fondo.

En el modelo FLO-2D se requieren más valores de rugosidad (n) que en los programas unidimensionales, esto debido a que al asignar un valor de n se debe considerar la resistencia total del flujo como la fricción de arrastre, formas de fondo, vegetación, expansión, contracción y otras condiciones propias del flujo no uniforme; y no solo la rugosidad de la fricción del fondo del cauce.

VIII.3 Modelación bidimensional con FLO- 2D

Una vez validados los resultados, se aplicó el programa bidimensional FLO-2D para obtener el campo de profundidades y velocidades y, a través de dichas variables, delimitar las zonas de peligro.

VIII.3.1 Bases teóricas del modelo hidrodinámico bidimensional

El modelo FLO-2D simula flujo de fluidos no-newtonianos, como flujos de debris y aludes torrenciales en ríos, quebradas y abanicos fluviales. El modelo permite simular flujo en topografías complejas, tales como planicies de inundación y áreas urbanizadas, así como el intercambio de fluido entre ríos y la planicie de inundación, en la Figura VIII.2 se muestran los procesos físicos que puede simular el modelo FLO-2D. Como datos de entrada se requiere la topografía digital del terreno, geometría del río, valores estimados de la rugosidad del río y de la planicie de inundación, hidrogramas de entrada (líquido y sólido), precipitación y propiedades geológicas de la mezcla agua-sedimento.

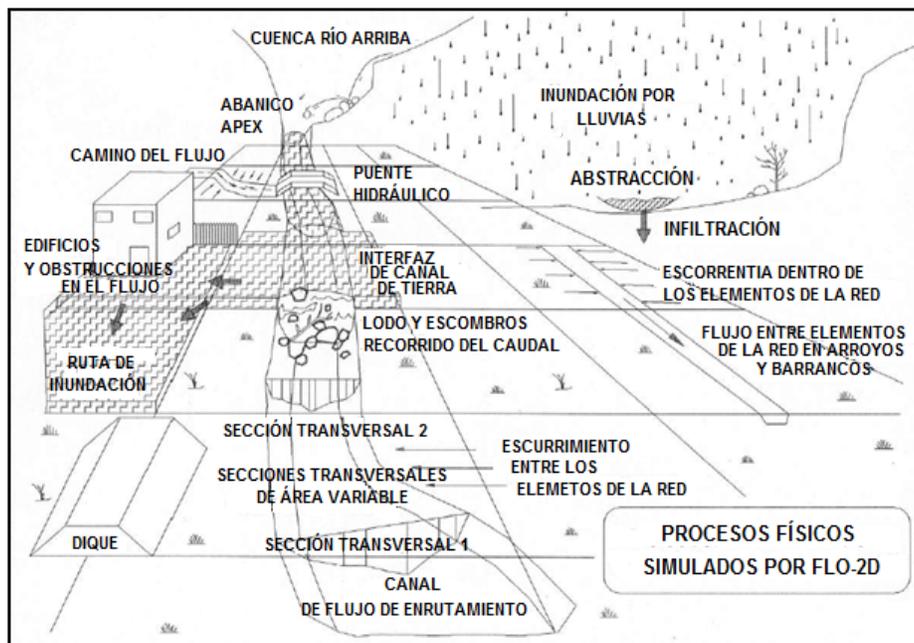


Figura VIII.2 Procesos físicos simulados por el modelo FLO-2D.

El FLO-2D es un modelo de conservación de volumen, que transporta el volumen de inundación a través de celdas en el caso de flujo superficial o por medio de segmentos de corriente por la ruta que sigue el canal. La propagación de la onda de flujo es controlada por la topografía y resistencia al flujo. El tránsito de avenida en

dos dimensiones se realiza mediante la integración numérica de las ecuaciones de movimiento y conservación del volumen de fluido utilizando ecuaciones en un esquema central de diferencias finitas.

Ecuaciones generales

Se utiliza la ecuación de continuidad y la de cantidad de movimiento (ecuación de la onda dinámica):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h V_x}{\partial x} = i \quad (\text{VIII.1})$$

$$S_f = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t} \quad (\text{VIII.2})$$

Donde

h es el tirante del flujo en metros

V_x es el componente de la velocidad promediada en el tirante en metros por segundo

La intensidad de la lluvia en exceso (i) debe ser diferente a cero en el flujo superficial. El componente de la pendiente de fricción S_{fx} se basa en la ecuación de Manning. Los otros términos consideran la pendiente del lecho S_{ox} , el gradiente de presión y los términos de la aceleración local y convectiva.

La ecuación de cantidad de movimiento se resuelve calculando el promedio de la velocidad del flujo a través del contorno de los elementos de celda en una misma dirección. Existen 8 direcciones potenciales del flujo, cuatro en los puntos cardinales (Norte, Este, Sur y Oeste) y cuatro en direcciones diagonales (Noreste, Sureste, Suroeste y Noroeste). Cada velocidad calculada es esencialmente unidimensional por naturaleza y se resuelve independientemente de las otras 7 direcciones. La estabilidad de este esquema numérico explícito se basa sobre el criterio específico del control del tamaño de la variable del intervalo de tiempo de computación.

En la Figura VIII.3 se muestra el diagrama de flujo que explica el proceso de simulación que realiza FLO-2D.

EL FLO-2D cuenta con un sistema de desarrollo de mallas llamado GDS (pre-procesador) el cual ayuda a tratar la información topográfica digital para crear el modelo de desarrollo para el FLO-2D.

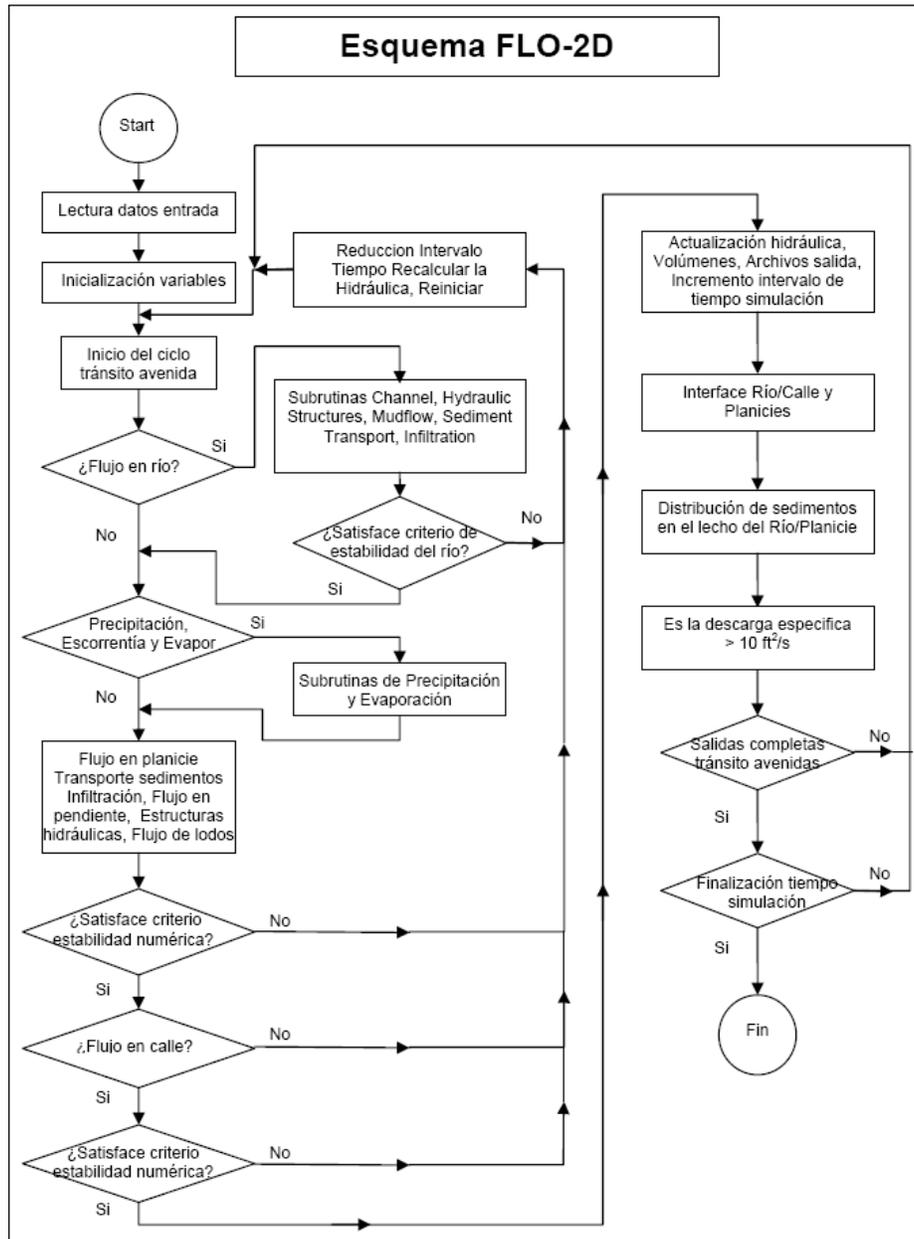


Figura VIII.3 Diagrama de flujo del FLO-2D.

VIII.3.2 Delimitación de la zona federal.

Para la delimitación de la zona Federal, de acuerdo con los criterios de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (GASIR) de la Comisión Nacional del Agua para corrientes con obras de control, se simuló la descarga de la presa Piedra Blanca para una avenida con un periodo de retorno de 5 años. Se procede a determinar la planicie de inundación para dicho periodo de retorno aplicando el programa FLO-2D

y, posteriormente, delimitar la zona federal trazando una franja de 10 metros contigua a dicha zona de inundación.

Los insumos principales para desarrollar la simulación son el gasto para el periodo de retorno de 5 años ($Q=13.38 \text{ m}^3/\text{s}$), la asignación de coeficiente de rugosidad y la topografía de la zona en estudio que comprende el cauce, planicie de inundación y, en caso de existir, de la zona urbana cercana al cauce del río.

Con dicha información se ejecutó el programa FLO-2D el cual dio como resultado los tirantes, áreas de inundación y las velocidades correspondientes al periodo de retorno de 5 años, con lo que se delimitó la zona federal quedando como se muestra en la Figura VIII.4.



Figura VIII.4 Delimitación de la zona federal, cauce aguas abajo de la presa Piedra Blanca.

VIII.3.3 Delimitación de zonas de peligro para una descarga controlada

Existen diversos criterios para la construcción de mapas de riesgos por inundación y, para este estudio, se generaron utilizando la herramienta MAXPLOT del modelo bidimensional FLO-2D que permite generar mapas de peligro por inundación

utilizando el criterio de la Office Federal De i Economie Des Aux (OFEE) que se muestra en la Figura VIII.5; este criterio define tres niveles de peligro:

- Nivel de peligro alto: La población está en riesgo dentro y fuera de sus viviendas; las edificaciones están en peligro de colapsar.
- Nivel de peligro medio: La población está en riesgo fuera de las viviendas; las edificaciones pueden sufrir daños y colapsar dependiendo de sus características estructurales.
- Nivel de peligro bajo: El riesgo para la población es bajo, las edificaciones pueden sufrir daños leves ya que la inundación o los sedimentos arrastrados llegan a afectar su interior.

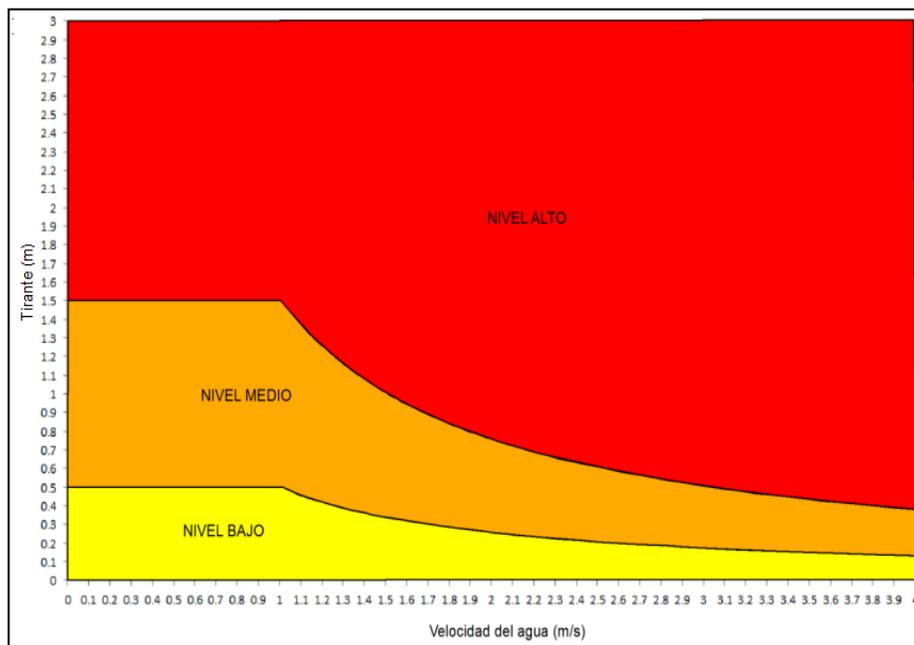


Figura VIII.5 Criterio para clasificar el peligro de inundación emitido por la OFEE.

Para poder determinar el mapa de peligro se necesita contar con la profundidad de inundación y la velocidad máxima; finalmente el resultado será un mapa de peligro clasificado en los 3 niveles de peligrosidad mostrados en la Figura VIII.5.

Se procede a realizar la simulación con el programa FLO-2D para delimitar la zona de peligro mediante la simulación bidimensional; los insumos principales para desarrollar la simulación son el gasto para el periodo de retorno de 10000 años ($Q=122.41 \text{ m}^3/\text{s}$), la asignación de coeficiente de rugosidad y la topografía de la zona en estudio que comprende el cauce, planicie de inundación y, en caso de existir, de la zona urbana cercana al cauce del río.

Con dicha información se ejecutó el programa FLO-2D que dio como resultado los tirantes, áreas de inundación y las velocidades correspondientes al periodo de retorno de 10000 años, con lo que se delimitaron las zonas de peligro como se muestra en la Figura VIII.6.

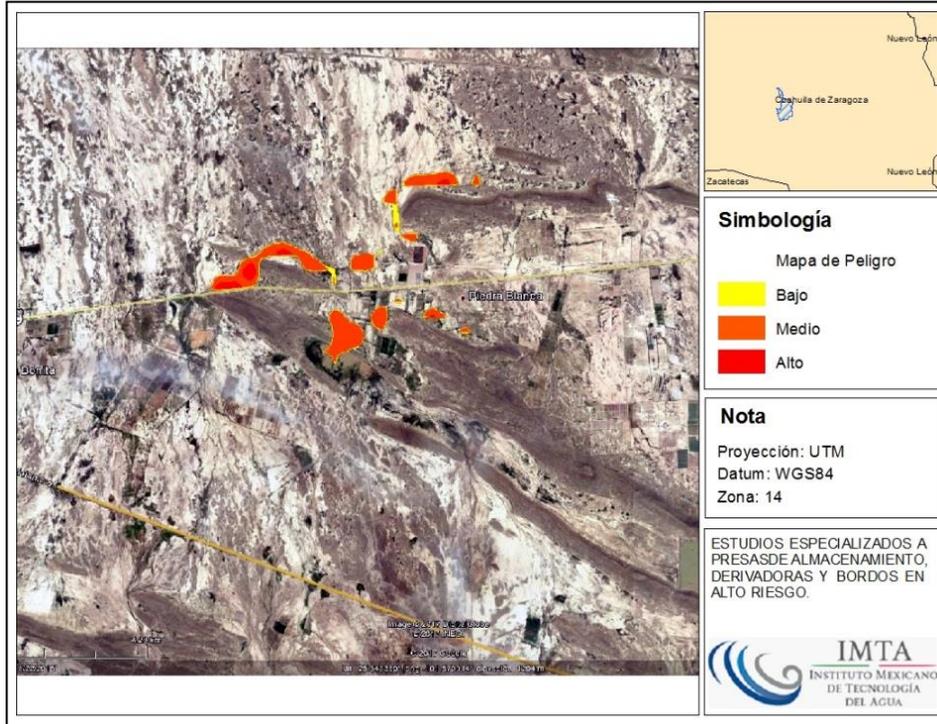


Figura VIII.6 Delimitación de las zonas peligro, cauce aguas abajo de la presa Piedra Blanca.

IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas a partir de los estudios realizados a la presa Piedra Blanca.

IX.1 Conclusiones

La presa Piedra Blanca se construyó dentro del Plan Presidencial Benito Juárez, en 1973, por la Secretaría de Agricultura y Ganadería, para fines de almacenamiento para riego. Es de sección recta en planta y se ubica en una boquilla formada por dos pequeños cerros. Actualmente la cortina se encuentra con excesiva vegetación sobre el talud aguas arriba, consistente principalmente en huizaches y arbustos que han generado el corrimiento y deterioro del enrocamiento de protección. Sobre este talud se detectaron también problemas de intemperismo que ha generado el deterioro de las rocas que forman la protección y que el material que forma la cortina quede expuesto en varios puntos. Un punto particular sin protección de enrocamiento se ubica en la zona aledaña a la entrada de la obra de toma, en donde se detectó un área de aproximadamente 10 m de ancho por todo el alto del talud, donde no existe enrocamiento de protección y ya se observan problemas de erosión generada por la interacción del agua del embalse y por los escurrimientos pluviales. Sobre el talud aguas abajo y sobre la corona se apreciaron zonas con arbustos de poca altura y hierba seca. Aunque la corona no conduce a ningún lado, se observaron sobre ella baches y deformaciones generadas por la circulación de vehículos automotores, así como hormigueros y pequeñas oquedades de roedores. Distribuidas a lo largo de la presa se apreciaron sobre los hombros, pequeños cortes que se han ido erosionado por los escurrimientos pluviales y que han disminuido el ancho de la corona. Cabe comentar que esta presa cuenta con testigos topográficos ubicados sobre el hombro aguas abajo, instalados por el Organismo de Cuenca en 2015. En la zona del empotramiento derecho, el talud aguas abajo se encuentra muy deteriorado, con fuertes erosiones debido a que este punto sirve de acceso de los vehículos automotores a la corona y para pasar al embalse.

Esta presa ha sido catalogada con ALTO RIESGO, debido a las brechas que se abrieron en 1999, 2007 y 2010, todas ubicadas en el contacto de la cortina con el muro del vertedor y que generaron el vaciado del embalse. Estas fallas y su misma ubicación se debieron a que desde su construcción, la cresta del vertedor se alinea con la parte media del talud aguas arriba y no con la corona y a que la diferencia de niveles entre la cresta y el muro original del lado derecho, era prácticamente nula, lo que generaba que durante las descargas del vertedor el agua brincara el muro e impactara contra el talud aguas arriba. El último evento se debió a la tormenta tropical Alex en los primeros días de julio del 2010 y la reparación fue realizada en 2011 por una empresa como parte del seguro que protege a la infraestructura

agrícola del Gobierno Federal, quien restituyó la cortina con material compactado, pero esta vez se construyó en el centro de la cortina un muro de concreto perpendicular al muro del vertedor, a modo de dentellón de protección o núcleo impermeable. Se colocó también una berma de material compactado sobre el talud aguas abajo y, como medida de solución al problema de las fallas, al muro derecho del vertedor se le construyó una extensión hacia aguas arriba que, además de aumentar el desnivel entre la cresta y el muro, genera una especie de canal de llamada para alinear el flujo en su entrada a la obra de excedencias, protegiendo con esto el talud aguas arriba.

Actualmente, 6 años después de la última rehabilitación, en la zona reconstruida se tienen problemas de erosión por escurrimientos pluviales sobre el talud aguas abajo y la berma, manifestados en formas de surcos, siendo la berma, en la parte baja del talud, la más afectada. Sobre la corona se apreciaron asentamientos que se hacen más evidentes alrededor del dentellón de protección, que también han generado agrietamiento sobre dicho espigón. No se detectaron, sin embargo, grietas sobre la corona o taludes que indicaran inestabilidades, tampoco se observaron filtraciones a través de la cortina o en el contacto con el muro del vertedor, por lo que puede considerarse que la rehabilitación fue realizada de manera adecuada, con lo que se disminuye el riesgo de falla. Asimismo, los resultados obtenidos de la revisión de la estabilidad de ambos taludes para todos los casos analizados es decir, en condiciones de operación normal con el agua al NAMO, inusual con el embalse al NAME y por vaciado rápido, así como la denominada extrema por sismo, con el embalse al NAMO, muestran que los factores de seguridad obtenidos son mayores que los mínimos requeridos, de manera que ante un problema de estabilidad de taludes generalizado, la cortina de la presa Piedra Blanca es SEGURA.

Además de lo anterior debe aclararse que aguas abajo de la presa no existe población alguna, solo la carretera federal 40, Saltillo-Torreón, que se ubica a aproximadamente 1.2 km de la descarga por lo que el riesgo de afectaciones o pérdidas de vidas humanas ante una posible falla de la presa en la zona reparada, es prácticamente nulo.

La obra de excedencias se ubica en el extremo izquierdo de la cortina y consiste en un vertedor con cimacio tipo Creager de 81 m de longitud de cresta, desplantado sobre las areniscas de estratificación delgada que afloran en la zona de descarga, cuenta con un tanque de amortiguamiento de aproximadamente 40 m de largo que actualmente está invadido por huizaches y arbustos. El cimacio se encuentra con el desgaste y deterioro propio de su vida operativa, la mampostería se apreció desgastada pero en buen estado, sin fracturas o grietas ni filtraciones. Se detectaron en cambio filtraciones a través del terreno de cimentación que forma una gran laguna en el tanque de amortiguamiento y una pequeña corriente. Las

filtraciones se deben a la orientación de la estratificación de las areniscas, que es prácticamente vertical. No se detectó erosión regresiva bajo el cimacio. El muro de lado derecho, ampliado en la rehabilitación de 2011, se encuentra en buenas condiciones, sin agrietamiento ni desplomes. De acuerdo con la revisión hidrológica e hidráulica, el vertedor tiene la capacidad para transitar de manera SEGURA las avenidas extraordinarias para un periodo de retorno de hasta 10,000 años.

Esta presa cuenta con una obra de toma al lado derecho de la cortina, próxima al empotramiento, es de tipo tubería a presión de 0.41 m (16 *pulgadas*) de diámetro y cuenta con una estructura de entrada, formada por muros de concreto reforzado, que se encuentra en buen estado en términos generales, sin grietas ni fracturas, pero muy azolvada, por lo que no fue posible apreciar el ducto de entrada. Sobre la corona, alineada con el eje de la tubería de la obra de toma se apreció un sumidero que ha sido rellenado con enrocamiento de protección, así como deformaciones que pudieran estar asociadas a la presencia de dicho ducto. Al pie del talud aguas abajo se ubica la estructura de salida que consiste en una caja de válvulas de concreto reforzado, con rejilla metálica de seguridad que está deteriorada, con algunas anclas desempotradas de la caja; dentro de la caja se ubican las dos válvulas para el control de la obra de toma, tipo compuerta, del mismo diámetro que la tubería. Estas válvulas se encontraron con la apariencia de no haber sido utilizadas por mucho tiempo y se aprecian en buen estado, con sus manuales íntegros, el de la válvula de emergencia asegurado con cadena y candado para evitar su operación; la válvula de servicio tiene rasgos de fugas por el vástago y todo el tren de descarga requiere de limpieza y pintura y las válvulas lubricación. La obra de toma descarga a un canal de distribución de sección rectangular, de concreto, que se apreció en buen estado en términos generales, con azolve y vegetación de fácil eliminación. Cabe mencionar que esta estructura es el único medio para bajar el nivel de la presa ante una eventual emergencia.

IX.2 Recomendaciones

A continuación se presentan las recomendaciones para la rehabilitación de la presa Piedra Blanca, buscando mejorar su operación y funcionamiento con lo que servirán como medidas preventivas orientadas a aumentar su seguridad.

IX.2.1 Conservación de la cortina

Deben eliminarse la excesiva vegetación (huizaches y arbustos) que afecta la presa sobre todo en el talud aguas arriba, que es de relativamente fácil remoción sin grandes afectaciones a la cortina. El talud aguas arriba requiere que se repongan los enrocamientos que se han corrido debido a la vegetación y los que se han deteriorado debido al intemperismo, protegiendo también el área aledaña a la obra

de toma, que actualmente se encuentra expuesta. Especial atención debe ponerse al talud aguas abajo en la zona del empotramiento derecho que se utiliza como rampa para que vehículos automotores suban a la corona e ingresen al embalse; esta zona debe rehabilitarse en su totalidad rectificando los taludes, reponiendo el enrocamiento sobre el talud aguas arriba e impidiendo la circulación de los vehículos. Se recomienda también rehabilitar la berma sobre el talud aguas abajo en la zona reparada en 2011, sobre todo la parte baja, que ha sido muy deteriorada por los escurrimientos pluviales. Asimismo, es recomendable realizar trabajos de nivelación de la corona hasta un nivel mínimo de 1199.45 *msnm*, que fue el valor utilizado para la revisión hidrológica e hidráulica de la presa. Durante estos trabajos se deben rellenar las oquedades o dolinas que se detecten y los cortes existentes en los hombros a lo largo de la presa. Debe monitorearse también las deformaciones sobre la presa, sobre todo en la parte reparada adyacente al muro del vertedor que muestra asentamientos que han agrietado el dentellón de concreto, mediante los testigos topográficos existentes. En general, es necesario monitorear la zona rehabilitada y su comportamiento, sobre todo en las épocas cuando el vertedor esté funcionando, con el fin de determinar si la solución planteada fue la óptima para el problema de las múltiples fallas que se presentaron.

IX.2.2 Mantenimiento del vertedor

Se recomienda eliminar los arbustos existentes en la zona de descarga del vertedor, dentro del tanque de amortiguamiento, para evitar se conviertan en obstrucciones. Asimismo se recomienda monitorear las filtraciones por el terreno de cimentación, debajo del cimacio, cuando se tengan distintos niveles del embalse, con el fin de detectar aumentos en el gasto que indicaran el desarrollo de un problema de erosión en los enrocamientos que forman la cimentación.

IX.2.3 Rehabilitación de la obra de toma

En las condiciones actuales de la obra de toma, no es posible operarla para bajar el nivel del embalse ante una posible emergencia, por lo que se recomienda su rehabilitación, que en términos prácticos consistiría en el desazolve de la estructura de entrada en una extensión suficiente para que permita su funcionamiento por un periodo de tiempo considerable, así como la revisión del tren descarga existente para evaluar su posible reutilización, previo mantenimiento, o su sustitución considerando todos los elementos requeridos para su adecuado funcionamiento. Durante esta rehabilitación, deberá considerarse también el anclaje de la rejilla metálica que resguarda el acceso a la caja de válvulas, así como la limpieza del canal de distribución. Se recomienda también el monitoreo de los asentamientos

detectados sobre la corona, que están alineados con el eje de la tubería, para detectar algún problema relacionado con la presencia de dicho ducto.

REFERENCIAS

- Inciso 4.2 Estudio formal del riesgo, expresados en la Norma Mexicana NMX-AA-175-SCFI-2015 "Operación segura de presas. Parte Uno. Análisis de Riesgo Y
- Clasificación de presas", Secretaría de Economía, 2015.
- Proyecto de Norma Mexicana PROY-NMX-AA-175/2-SCFI-2015 "Operación segura de presas. Parte 2. Inspecciones de seguridad", Secretaría de Economía
- Capítulo 11. Practica! Risk Assessment for Embankments, Dams, and Slopes, del libro Risk and Reliability in Geotechnical Engineering, Silva-Tulla F., Altarejos-García L., Escudero-Bieno I., Morales-Torres A. Taylor and Francis Book, 2015.
- Beyond the Factor of Safety: Developing Fragility Curves to Characterize System Reliability, US Army Corps of Engineers, Schultz Martin T., Gouldby Ben P., Simm Jonathan D. , Wibowo Johannes L. July 2010. ERDC SR-10-1.
- Capítulo 4.1. Programa de estudios de inundaciones fluviales para las ciudades medias del país, Primera Etapa. Zona de Coatzacoalcos-Minatitlán-Cosoloacaque. Conagua-Instituto de Ingeniería, UNAM. 2015
- Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis. Evaluación de Riesgo
- Geotécnico-Estructural de Presas y Bordos. Curso SMIG-USACE, Ciudad de México
- 2015.
- Lineamientos para la Elaboración de Mapas de Peligro por Inundación, Subdirección General Técnica, Gerencia de aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, 2014.
- Evaluación de la Longitud de Peligro por Rompimiento de Bordos de Almacenamiento con capacidad menor a 250,000 m³, XXII Congreso Nacional de Hidráulica, Acapulco Guerrero, México, Noviembre, 2012.
- Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo, 2015.
- Manual para Capacitación en Seguridad de Presas USBR-CONAGUA, 2000.
- Manual de la US Army Corps of Engineers EM 1110-2-1902, octubre de 2003, "Slope Stability"
- Manual de la US Army Corps of Engineers EM 1110-2-2200, junio de 1995, "Gravity Dam Design.
- Basic Geotechnical Description of Rock Masses. International Society of Rock Mechanics (ISRM).

- A physically based model for scour prediction at Srisailam dam. Ballaert, EFR, Masan, P.J. Hydropwer & Dams, Issue Four, 2006.
- Selecting seismic parameters for large dams, International Commission on Large Dams (ICOLD), Bulletin 72, 201 O

ANEXOS

ANEXO 1 INFORMACIÓN RECOPIADA

ANEXO 2 INFORME DE INSPECCIÓN

ANEXO 2.1 ÁLBUM FOTOGRÁFICO

ANEXO 3 RESULTADOS DE CAMPO Y LABORATORIO

ANEXO 3.1 TOPOGRAFÍA DE LA CORTINA

ANEXO 3.2 TOPOGRAFÍA DE CAUCE AGUAS ABAJO

ANEXO 3.3 EXPLORACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO

ANEXO 4 ANÁLISIS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

ANEXO 5 ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO

ANEXO 6 REVISIÓN DE ESTABILIDAD DE LA CORTINA

ANEXO 7 REVISIÓN FUNCIONAL Y OPERACIONAL DE LA PRESA

ANEXO 8 ZONAS DE PELIGRO

ANEXO 9 MEMORIAS DE CÁLCULO DE LOS ANÁLISIS ESTADÍSTICOS (GRÁFICAS DE RIESGO Y CURVAS DE FRAGILIDAD)

ANEXO 10 DISEÑO CONCEPTUAL DE MITIGACIÓN DE RIESGOS

IX.3

A continuación se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas a partir de los estudios realizados a la presa Piedra Blanca.

IX.4 Conclusiones

La presa Piedra Blanca se construyó dentro del Plan Presidencial Benito Juárez, en 1973, por la Secretaría de Agricultura y Ganadería, para fines de almacenamiento para riego. Es de sección recta en planta y se ubica en una boquilla formada por dos pequeños cerros. Actualmente la cortina se encuentra con excesiva vegetación sobre el talud aguas arriba, consistente principalmente en huizaches y arbustos que han generado el corrimiento y deterioro del enrocamiento de protección. Sobre este

talud se detectaron también problemas de intemperismo que ha generado el deterioro de las rocas que forman la protección y que el material que forma la cortina quede expuesto en varios puntos. Un punto particular sin protección de enrocamiento se ubica en la zona aledaña a la entrada de la obra de toma, en donde se detectó un área de aproximadamente 10 m de ancho por todo el alto del talud, donde no existe enrocamiento de protección y ya se observan problemas de erosión generada por la interacción del agua del embalse y por los escurrimientos pluviales. Sobre el talud aguas abajo y sobre la corona se apreciaron zonas con arbustos de poca altura y hierba seca. Aunque la corona no conduce a ningún lado, se observaron sobre ella baches y deformaciones generadas por la circulación de vehículos automotores, así como hormigueros y pequeñas oquedades de roedores. Distribuidas a lo largo de la presa se apreciaron sobre los hombros, pequeños cortes que se han ido erosionado por los escurrimientos pluviales y que han disminuido el ancho de la corona. Cabe comentar que esta presa cuenta con testigos topográficos ubicados sobre el hombro aguas abajo, instalados por el Organismo de Cuenca en 2015. En la zona del empotramiento derecho, el talud aguas abajo se encuentra muy deteriorado, con fuertes erosiones debido a que este punto sirve de acceso de los vehículos automotores a la corona y para pasar al embalse.

Esta presa ha sido catalogada con ALTO RIESGO, debido a las brechas que se abrieron en 1999, 2007 y 2010, todas ubicadas en el contacto de la cortina con el muro del vertedor y que generaron el vaciado del embalse. Estas fallas y su misma ubicación se debieron a que desde su construcción, la cresta del vertedor se alinea con la parte media del talud aguas arriba y no con la corona y a que la diferencia de niveles entre la cresta y el muro original del lado derecho, era prácticamente nula, lo que generaba que durante las descargas del vertedor el agua brincara el muro e impactara contra el talud aguas arriba. El último evento se debió a la tormenta tropical Alex en los primeros días de julio del 2010 y la reparación fue realizada en 2011 por una empresa como parte del seguro que protege a la infraestructura agrícola del Gobierno Federal, quien restituyó la cortina con material compactado, pero esta vez se construyó en el centro de la cortina un muro de concreto

perpendicular al muro del vertedor, a modo de dentellón de protección o núcleo impermeable. Se colocó también una berma de material compactado sobre el talud aguas abajo y, como medida de solución al problema de las fallas, al muro derecho del vertedor se le construyó una extensión hacia aguas arriba que, además de aumentar el desnivel entre la cresta y el muro, genera una especie de canal de llamada para alinear el flujo en su entrada a la obra de excedencias, protegiendo con esto el talud aguas arriba.

Actualmente, 6 años después de la última rehabilitación, en la zona reconstruida se tienen problemas de erosión por escurrimientos pluviales sobre el talud aguas abajo y la berma, manifestados en formas de surcos, siendo la berma, en la parte baja del talud, la más afectada. Sobre la corona se apreciaron asentamientos que se hacen más evidentes alrededor del dentellón de protección, que también han generado agrietamiento sobre dicho espigón. No se detectaron, sin embargo, grietas sobre la corona o taludes que indicaran inestabilidades, tampoco se observaron filtraciones a través de la cortina o en el contacto con el muro del vertedor, por lo que puede considerarse que la rehabilitación fue realizada de manera adecuada, con lo que se disminuye el riesgo de falla. Asimismo, los resultados obtenidos de la revisión de la estabilidad de ambos taludes para todos los casos analizados es decir, en condiciones de operación normal con el agua al NAMO, inusual con el embalse al NAME y por vaciado rápido, así como la denominada extrema por sismo, con el embalse al NAMO, muestran que los factores de seguridad obtenidos son mayores que los mínimos requeridos, de manera que ante un problema de estabilidad de taludes generalizado, la cortina de la presa Piedra Blanca es SEGURA.

Además de lo anterior debe aclararse que aguas abajo de la presa no existe población alguna, solo la carretera federal 40, Saltillo-Torreón, que se ubica a aproximadamente 1.2 km de la descarga por lo que el riesgo de afectaciones o pérdidas de vidas humanas ante una posible falla de la presa en la zona reparada, es prácticamente nulo.

La obra de excedencias se ubica en el extremo izquierdo de la cortina y consiste en un vertedor con cimacio tipo Creager de 81 m de longitud de cresta, desplantado

sobre las areniscas de estratificación delgada que afloran en la zona de descarga, cuenta con un tanque de amortiguamiento de aproximadamente 40 m de largo que actualmente está invadido por huizaches y arbustos. El cimacio se encuentra con el desgaste y deterioro propio de su vida operativa, la mampostería se apreció desgastada pero en buen estado, sin fracturas o grietas ni filtraciones. Se detectaron en cambio filtraciones a través del terreno de cimentación que forma una gran laguna en el tanque de amortiguamiento y una pequeña corriente. Las filtraciones se deben a la orientación de la estratificación de las areniscas, que es prácticamente vertical. No se detectó erosión regresiva bajo el cimacio. El muro de lado derecho, ampliado en la rehabilitación de 2011, se encuentra en buenas condiciones, sin agrietamiento ni desplomes. De acuerdo con la revisión hidrológica e hidráulica, el vertedor tiene la capacidad para transitar de manera SEGURA las avenidas extraordinarias para un periodo de retorno de hasta 10,000 años.

Esta presa cuenta con una obra de toma al lado derecho de la cortina, próxima al empotramiento, es de tipo tubería a presión de 0.41 m (16 *pulgadas*) de diámetro y cuenta con una estructura de entrada, formada por muros de concreto reforzado, que se encuentra en buen estado en términos generales, sin grietas ni fracturas, pero muy azolvada, por lo que no fue posible apreciar el ducto de entrada. Sobre la corona, alineada con el eje de la tubería de la obra de toma se apreció un sumidero que ha sido rellenado con enrocamiento de protección, así como deformaciones que pudieran estar asociadas a la presencia de dicho ducto. Al pie del talud aguas abajo se ubica la estructura de salida que consiste en una caja de válvulas de concreto reforzado, con rejilla metálica de seguridad que está deteriorada, con algunas anclas desempotradas de la caja; dentro de la caja se ubican las dos válvulas para el control de la obra de toma, tipo compuerta, del mismo diámetro que la tubería. Estas válvulas se encontraron con la apariencia de no haber sido utilizadas por mucho tiempo y se aprecian en buen estado, con sus manuales íntegros, el de la válvula de emergencia asegurado con cadena y candado para evitar su operación; la válvula de servicio tiene rasgos de fugas por el vástago y todo el tren de descarga requiere de limpieza y pintura y las válvulas lubricación. La obra de toma descarga a un canal de distribución de sección rectangular, de concreto, que se apreció en buen estado en términos generales, con azolve y vegetación de fácil eliminación. Cabe mencionar que esta estructura es el único medio para bajar el nivel de la presa ante una eventual emergencia.

IX.5 Recomendaciones

A continuación se presentan las recomendaciones para la rehabilitación de la presa Piedra Blanca, buscando mejorar su operación y funcionamiento con lo que servirán como medidas preventivas orientadas a aumentar su seguridad.

IX.5.1 Conservación de la cortina

Deben eliminarse la excesiva vegetación (huizaches y arbustos) que afecta la presa sobre todo en el talud aguas arriba, que es de relativamente fácil remoción sin grandes afectaciones a la cortina. El talud aguas arriba requiere que se repongan los enrocamientos que se han corrido debido a la vegetación y los que se han deteriorado debido al intemperismo, protegiendo también el área aledaña a la obra de toma, que actualmente se encuentra expuesta. Especial atención debe ponerse al talud aguas abajo en la zona del empotramiento derecho que se utiliza como rampa para que vehículos automotores suban a la corona e ingresen al embalse; esta zona debe rehabilitarse en su totalidad rectificando los taludes, reponiendo el enrocamiento sobre el talud aguas arriba e impidiendo la circulación de los vehículos. Se recomienda también rehabilitar la berma sobre el talud aguas abajo en la zona reparada en 2011, sobre todo la parte baja, que ha sido muy deteriorada por los escurrimientos pluviales. Asimismo, es recomendable realizar trabajos de nivelación de la corona hasta un nivel mínimo de 1199.45 *msnm*, que fue el valor utilizado para la revisión hidrológica e hidráulica de la presa. Durante estos trabajos se deben rellenar las oquedades o dolinas que se detecten y los cortes existentes en los hombros a lo largo de la presa. Debe monitorearse también las deformaciones sobre la presa, sobre todo en la parte reparada adyacente al muro del vertedor que muestra asentamientos que han agrietado el dentellón de concreto, mediante los testigos topográficos existentes. En general, es necesario monitorear la zona rehabilitada y su comportamiento, sobre todo en las épocas cuando el vertedor esté funcionando, con el fin de determinar si la solución planteada fue la óptima para el problema de las múltiples fallas que se presentaron.

IX.5.2 Mantenimiento del vertedor

Se recomienda eliminar los arbustos existentes en la zona de descarga del vertedor, dentro del tanque de amortiguamiento, para evitar se conviertan en obstrucciones. Asimismo se recomienda monitorear las filtraciones por el terreno de cimentación, debajo del cimacio, cuando se tengan distintos niveles del embalse, con el fin de detectar aumentos en el gasto que indicaran el desarrollo de un problema de erosión en los enrocamientos que forman la cimentación.

IX.5.3 Rehabilitación de la obra de toma

En las condiciones actuales de la obra de toma, no es posible operarla para bajar el nivel del embalse ante una posible emergencia, por lo que se recomienda su rehabilitación, que en términos prácticos consistiría en el desazolve de la estructura de entrada en una extensión suficiente para que permita su funcionamiento por un periodo de tiempo considerable, así como la revisión del tren descarga existente para evaluar su posible reutilización, previo mantenimiento, o su sustitución considerando todos los elementos requeridos para su adecuado funcionamiento. Durante esta rehabilitación, deberá considerarse también el anclaje de la rejilla metálica que resguarda el acceso a la caja de válvulas, así como la limpieza del canal de distribución. Se recomienda también el monitoreo de los asentamientos detectados sobre la corona, que están alineados con el eje de la tubería, para detectar algún problema relacionado con la presencia de dicho ducto.

REFERENCIAS

- Inciso 4.2 Estudio formal del riesgo, expresados en la Norma Mexicana NMX-AA-175-SCFI-2015 "Operación segura de presas. Parte Uno. Análisis de Riesgo Y
- Clasificación de presas", Secretaría de Economía, 2015.
- Proyecto de Norma Mexicana PROY-NMX-AA-175/2-SCFI-2015 "Operación segura de presas. Parte 2. Inspecciones de seguridad", Secretaría de Economía
- Capítulo 11. Practica! Risk Assessment for Embankments, Dams, and Slopes, del libro Risk and Reliability in Geotechnical Engineering, Silva-Tulla F., Altarejos-García L., Escudero-Bieno I., Morales-Torres A. Taylor and Francis Book, 2015.
- Beyond the Factor of Safety: Developing Fragility Curves to Characterize System Reliability, US Army Corps of Engineers, Schultz Martin T., Gouldby Ben P., Simm Jonathan D. , Wibowo Johannes L. July 2010. ERDC SR-10-1.
- Capítulo 4.1. Programa de estudios de inundaciones fluviales para las ciudades medias del país, Primera Etapa. Zona de Coatzacoalcos-Minatitlán-Cosoloacaque. Conagua-Instituto de Ingeniería, UNAM. 2015
- Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis. Evaluación de Riesgo
- Geotécnico-Estructural de Presas y Bordos. Curso SMIG-USACE, Ciudad de México
- 2015.
- Lineamientos para la Elaboración de Mapas de Peligro por Inundación, Subdirección General Técnica, Gerencia de aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, 2014.
- Evaluación de la Longitud de Peligro por Rompimiento de Bordos de Almacenamiento con capacidad menor a 250,000 m³, XXII Congreso Nacional de Hidráulica, Acapulco Guerrero, México, Noviembre, 2012.
- Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo, 2015.
- Manual para Capacitación en Seguridad de Presas USBR-CONAGUA, 2000.
- Manual de la US Army Corps of Engineers EM 1110-2-1902, octubre de 2003, "Slope Stability"
- Manual de la US Army Corps of Engineers EM 1110-2-2200, junio de 1995, "Gravity Dam Design.
- Basic Geotechnical Description of Rock Masses. International Society of Rock Mechanics (ISRM).

- A physically based model for scour prediction at Srisaïlam dam. Ballaert, EFR, Masan, P.J. Hydropwer & Dams, Issue Four, 2006.
- Selecting seismic parameters for large dams, International Commission on Large Dams (ICOLD), Bulletin 72, 201 O

ANEXOS

ANEXO 1 INFORMACIÓN RECOPIADA

ANEXO 2 INFORME DE INSPECCIÓN

ANEXO 2.1 ÁLBUM FOTOGRÁFICO

ANEXO 3 RESULTADOS DE CAMPO Y LABORATORIO

ANEXO 3.1 TOPOGRAFÍA DE LA CORTINA

ANEXO 3.2 TOPOGRAFÍA DE CAUCE AGUAS ABAJO

ANEXO 3.3 EXPLORACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO

ANEXO 4 ANÁLISIS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

ANEXO 5 ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO

ANEXO 6 REVISIÓN DE ESTABILIDAD DE LA CORTINA

ANEXO 7 REVISIÓN FUNCIONAL Y OPERACIONAL DE LA PRESA

ANEXO 8 ZONAS DE PELIGRO

**ANEXO 9 MEMORIAS DE CÁLCULO DE LOS ANÁLISIS ESTADÍSTICOS
(GRÁFICAS DE RIESGO Y CURVAS DE FRAGILIDAD)**

ANEXO 10 DISEÑO CONCEPTUAL DE MITIGACIÓN DE RIESGOS