



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: SAN ANTONIO DE LA PEGAJOSA

NOMBRE COMÚN: SAN ANTONIO DE LA PEGAJOSA

ID 0445



MUNICIPIO DE PARRAS

ESTADO DE COAHUILA

INFORME 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.....	14
II.4 Dique.....	25
II.5 Obra de excedencias.....	29
II.6 Obra de toma	34
II.7 Cauce.....	37
III. TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO.....	40
III.1 Levantamiento topográfico de la cortina de la presa.....	40
III.2 Levantamiento topográfico del cauce aguas abajo	46
III.3 Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio	50
IV. REVISIÓN HIDROLÓGICA.....	69
IV.1 Actualización hidrológica.....	69
IV.2 Características fisiográficas de la cuenca	70
IV.2.1 Delimitación de la cuenca.....	71
IV.2.2 Longitud, pendiente del cauce principal y tiempo de concentración.....	72
IV.2.3 Cobertura, uso y tipo de suelo, número de curva y coeficiente de escurrimiento .	74
IV.3 Hidrometría y climatología	78
IV.3.1 Análisis de información hidrométrica	79
IV.3.2 Análisis de información climatológica.....	79
IV.4 Precipitación para diferentes periodos de retorno	86
IV.4.1 Precipitación media para diferentes duraciones y periodos de retorno	87
IV.4.2 Intensidades para diferentes duraciones y periodos de retorno.....	88
IV.5 Hietograma de Diseño.....	90
IV.6 Cálculo de avenidas.....	92
IV.6.1 Cálculo de avenidas con información hidrométrica	92
IV.6.2 Cálculo de avenidas con información climatológica	92
IV.6.3 Tránsito de avenidas.....	95
V. ESTUDIOS DE PELIGRO SÍSMICO.....	105

VI. REVISIÓN FUNCIONAL Y OPERACIONAL	111
VI.1 Revisión del vertedor de excedencias.....	111
VI.2 Revisión de la obra de toma.....	114
VI.3 Revisión del vaso, el cauce y los accesos.....	117
VII. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA.....	122
VII.1 Recopilación y revisión de la información disponible.....	122
VII.2 Marco de referencia para el análisis estructural	130
VII.3 Integración de la información del análisis de estabilidad.....	132
VII.4 Problemas de seguridad geotécnica y estructural de la cortina.....	3
VII.5 Análisis del flujo de agua en la cortina	8
VII.6 Análisis de estabilidad de la cortina.....	18
VII.7 Problemas de erosión por desbordamientos.....	30
VII.8 Resumen de resultados de los análisis de estabilidad	35
VII.9 Propuestas para mejorar la seguridad geotécnica y estructural	36
VIII. DELIMITACIÓN DE ZONAS DE PELIGRO POR DESCARGAS CONTROLADAS Y NO CONTROLADAS.....	37
VIII.1 Modelo digital de elevaciones del terreno.....	37
VIII.2 Coeficiente de rugosidad.....	39
VIII.3 Modelación bidimensional con FLO- 2D.....	39
VIII.3.1 Bases teóricas del modelo hidrodinámico bidimensional	39
VIII.3.2 Delimitación de la zona federal.....	42
VIII.3.3 Delimitación de zonas de peligro para una descarga controlada	44
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	46
Conclusiones.....	46
Recomendaciones.....	50
Conservación de la cortina.....	50
Rehabilitación de la cortina en la zona fallada	51
Rehabilitación del dique.....	51
Mantenimiento del vertedor y válvula de desfogue bajo	52
Mantenimiento de la obra de toma.....	52
REFERENCIAS	53
ANEXOS.....	53
ANEXO 1 INFORMACIÓN RECOPIADA.....	53
ANEXO 2 INFORME DE INSPECCIÓN.....	53
ANEXO 2.1 ÁLBUM FOTOGRÁFICO.....	53
ANEXO 3 RESULTADOS DE CAMPO Y LABORATORIO.....	53
ANEXO 3.1 TOPOGRAFÍA DE LA CORTINA	53
ANEXO 3.2 TOPOGRAFÍA DE CAUCE AGUAS ABAJO	53
ANEXO 3.3 EXPLORACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO	53
ANEXO 4 ANÁLISIS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS.....	53
ANEXO 5 ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO.....	53
ANEXO 6 REVISIÓN DE ESTABILIDAD DE LA CORTINA.....	53

ANEXO 7 REVISIÓN FUNCIONAL Y OPERACIONAL DE LA PRESA	53
ANEXO 8 ZONAS DE PELIGRO.....	53
ANEXO 9 MEMORIAS DE CÁLCULO DE LOS ANÁLISIS ESTADÍSTICOS (GRÁFICAS DE RIESGO Y CURVAS DE FRAGILIDAD).....	53
ANEXO 10 DISEÑO CONCEPTUAL DE MITIGACIÓN DE RIESGOS.....	53

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)
445	Coahuila	San Antonio de La Pegajosa	11	2.5

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

Actividades

I. Recopilación de información

I.1 Datos generales

La presa está ubicada geográficamente en las coordenadas 25° 28' 09.20" Latitud Norte y 101° 44' 22.30" Longitud Oeste, en la Región Hidrológica N° 36, Nazas - Aguanaval. Se localiza en el Sur del estado de Coahuila; para llegar a la cortina de esta presa, se recorren 114 km, los cuales se componen de los siguientes tramos: partiendo de las oficinas de la CONAGUA en Saltillo, en dirección al Oeste, se recorren por la Carretera Federal # 54; 52.0 km hasta llegar al entronque de la carretera Saltillo – General Cepeda; por esta carretera, se recorren 21.0 km, hasta llegar a la localidad de General Cepeda; continuando por la carretera General Cepeda – Parras, en dirección al Poniente, se recorren 18.5 km, hasta llegar al entronque del camino que conduce a la localidad de Macuyú, continuando hacia el Norte por camino de terracería, se recorren 22.5 km hasta llegar a la localidad de San Antonio; al lado Sur, de esta localidad, se ubica la presa San Antonio de la Pegajosa.



Figura I.1 Ubicación presa San Antonio de la Pegajosa.

La presa San Antonio de la Pegajosa, fue construida por la Secretaría de Agricultura y Ganadería en el periodo 1973-1974, tiene una cortina homogénea de tierra, el talud aguas abajo tiene una pendiente de 3H: 1V y el talud aguas arriba 3H: 1V, su propósito original es para riego y almacenamiento, con una capacidad de almacenamiento de 1.047 hm^3 a la elevación 1378.05 m . La corona está a la elevación 1380.00 msnm , con ancho de 6.50 m , longitud de 600.00 m y altura máxima de 11.00 m . Las descargas eventuales se realizan por un vertedor tipo cimacio a la cota 98.84 m localizado en el empotramiento izquierdo de la cortina, con ancho de cresta de 79.30 m de longitud.

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

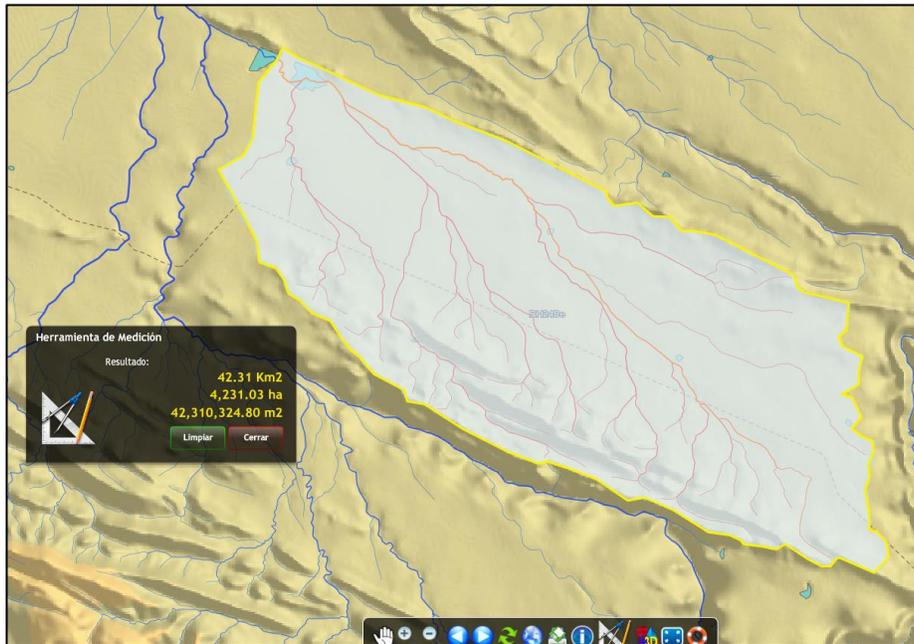


Figura I.2 Vista de la cuenca de la presa San Antonio de la Pegajosa.

Tabla I.1 Características generales de la presa San Antonio de la Pegajosa.

Tipo de cortina	Flexible
Material de la cortina	Homogénea de tierra
Longitud de la corona	600.00 m
Ancho de la corona	6.50 m
Altura máxima desde el desplante	11.00 m
Altura sobre el cauce	8.50 m
Talud de aguas arriba	3h:1v
Talud de aguas abajo	3h:1v
Capacidad al NAME	1.90 hm ³
Capacidad al NAMO	1.047 hm ³
Tipo de obra de excedencias	Cimacio
Longitud total del vertedor	79.30 m
Gasto de diseño de la obra de excedencias	273.50 m ³ /s
Tipo de obra de toma	Muro con compuerta
Material y dimensiones	Compuertas de 0.46 x 0.46 m
Gasto de diseño de la obra de toma	0.354 m ³ /s
Elevación de la corona	1380.00 msnm
Bordo libre	1.50 m
Elevación del NAME	1379.65 msnm
Tipo de cortina	Flexible
Material de la cortina	Homogénea de tierra

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 San Antonio de la Pegajosa, 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 ayudaran a evaluar el riesgo de la obra.

I.2 Inspecciones reportadas en el SISP

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

1. SISP (1998). Informe de Inspección de Seguridad de Presas N-I. Gerencia del Consultivo Técnico y Gerencia Regional Estatal. Fecha 28 de enero de 1998. Archivo: 4450705CT1M9801.pdf

Personal de la Gerencia del Consultivo Técnico y de la Gerencia Regional Estatal, efectuaron una visita de inspección el día 28 de enero de 1998 realizando las siguientes conclusiones y recomendaciones:

CONCLUSIONES:

El suelo con el cual fue construida la presa es susceptible a la erosión y posiblemente de naturaleza dispersiva, lo cual en combinación con la inexistencia de la protección de filtro, provoca un riesgo de erosión interna en cada llenado que ocurre en la presa

RECOMENDACIONES:

Acciones Inmediatas

Debido al riesgo de erosión interna, a la existencia de varias casas habitación aguas abajo de la cortina, es necesario efectuar una escotadura para evitar el llenado del vaso. Se sugiere en el vertedor de la presa.

Acciones a corto plazo

Es posible una restauración de la cortina, si se considera la protección con un filtro en ambos taludes de la cortina, en toda su longitud.

2. SISP (2000). Informe de Inspección de Seguridad de Presas N-I. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) y Gerencia del Consultivo Técnico (GCT). Fecha 24 de octubre de 2000. Archivo: 04450705R07M01.doc.

Personal de la Gerencia Regional Cuencas Centrales del Norte realizaron la inspección el día 24 de octubre de 2000 con las siguientes observaciones y recomendaciones:

En consideración a lo observado en la cortina y a los resultados de los PCA, realizados al pie del talud de aguas abajo en la zona probable de salida de las filtraciones, se verificó que el material impermeable que constituye la cortina no presenta huellas de humedad. Esto nos indica que los trabajos de sellado, realizado por los usuarios en años anteriores a la rehabilitación de la presa fueron satisfactorios.

Por lo anterior y debido a los antecedentes del comportamiento de la presa, es indispensable contar con pozos de observación piezométrica que nos permita tener un control más detallado del comportamiento del embalse con el cuerpo de la cortina y la roca de la cimentación.

Se recomienda realizar un estudio hidrológico de toda la cuenca y revisar por separado las aportaciones del arroyo San Miguel, con la finalidad de definir los trabajos que se deberán de realizar para rehabilitación de la presa derivadora localizada aproximadamente a 1.5 km aguas arriba de la cortina. Debido a que las avenidas que se presentaron en junio a noviembre del 2000, dañaron el bordo del canal de conducción, rotura del camino de acceso a la cortina y del bordo del dique de la margen izquierda, esto limita el control de las aguas de este arroyo y los excedentes van directamente a para a la presa, poniendo en riesgo su seguridad.

3. SISP (2010 Informe de visita de Inspección Técnica. Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Coahuila. Fecha 16 de noviembre de 2010. Archivo: 04450705R07M1011.pdf.

El pasado 16 de noviembre de 2010 personal de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Coahuila realizó la visita de inspección a la presa San Antonio de la Pegajosa, concluyendo y recomendando lo siguiente

Personal de la Gerencia del Consultivo Técnico y Gerencia Regional, realizó una visita de inspección nivel I el 20 de abril de 1995. En el informe se concluye lo siguiente:

CONCLUSIONES:

Las condiciones físicas generales de seguridad son regulares, presenta un riesgo de falla alto en descargas libres extraordinarias por encontrarse aguas abajo el poblado San Antonio de la Pegajosa.

RECOMENDACIONES:

En la cortina; corona y taludes se recomienda servicio de conservación y mantenimiento, así como afine de la chapa de roca en el talud aguas arriba.

Obra de toma, se recomienda darle mantenimiento a la estructura de mampostería, reponer la rejilla en la entrada y dar mantenimiento a la compuerta deslizante y mecanismos de izaje. Se recomienda rehabilitar el vaso mediante el desalojo del azolve acumulado a la fecha. Aplicar servicio de conservación y mantenimiento al dique en toda su longitud, corona y taludes.

4. SISP (2001). Informe de Inspección de Seguridad de Presas N-I. Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Coahuila. Fecha 15 de marzo de 2012. Archivo: 04450705CT5M1203.pdf.

Personal técnico de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Coahuila, realizó una visita de inspección nivel I el 15 de marzo de 2012. En el informe se concluye que: La cortina se encuentra en riesgo alto por la presencia de madrigueras de roedores; en caso de falla se afectaría al poblado de San Antonio, localizado próximo al cauce del arroyo, inmediatamente aguas abajo de la presa. Las casas próximas al arroyo mencionado se encuentran también en riesgo de afectación en caso que ocurran descargas de medianas a altas por el vertedor.

5. SISP (2013). Informe de Inspección de Seguridad de Presas N-I. Gerencia del Consultivo Técnico (GCT). Fecha 26 de septiembre de 2013. Archivo: 04450705CT4M1309.pdf.

Personal del Consultivo Técnico el 26 de septiembre de 2013 realizó la visita de inspección a la presa San Antonio de la Pegajosa, con las siguientes conclusiones:

- La cortina se encuentra en riesgo por la presencia de madrigueras de roedores y por corrimientos de enrocamiento de protección; en caso de falla se afectaría al poblado de San Antonio de la Pegajosa ubicado aguas abajo de la presa, próximo al cauce del arroyo.
- El poblado de San Antonio de la Pegajosa presenta un riesgo alto de inundación en caso de que ocurran descargas extraordinarias por el vertedor

6. SISP (2015). Informe de Inspección de Seguridad de Presas N-I. Dirección Local de Coahuila. Fecha 25 de junio de 2015. Archivo: 01400108CT1M1307.pdf

Personal de Dirección Local de Coahuila, efectuó una visita de inspección el día 25 de junio de 2015 concluyendo lo siguiente:

Aun cuando esta presa cuenta con derivadora y canal alimentador, estas estructuras no funciona como tal, sino que el arroyo El Salitre ha sido desviado y dirigido al embalse de la presa.

La configuración geométrica de los azolves, en el vaso de esta presa, aunado a fuertes avenidas, inducen el desbordamiento del arroyo El Salitre y del dique de esta presa.

El elevado nivel de azolves limita la capacidad de almacenamiento, en consecuencia, con lluvias no muy intensas y sus consecuentes escurrimientos el embalse de esta presa con frecuencia alcanza el nivel máximo ordinario, generando el vertido de excedentes, los cuales no siempre transitan por el vertedor, sino que desbordan por el dique como sucedió el 21 de junio próximo.

La deficiente reparación del terraplén en el sitio colapsado en 2014, nuevamente pone en riesgo de falla por tubificación, la cortina de esta presa.

En las ocasiones en que ha fallado esta presa, no se han presentado daños a personas, solamente se han visto afectadas pequeñas áreas agrícolas y un tramo del canal principal de la red de riego de San Antonio.

Realizar un estudio hidrológico, con especial cuidado en el tránsito de las avenidas en el vaso de la presa.

Reparar correctamente el tramo colapsado de la cortina en 2014, removiendo los materiales aledaños, en el sentido longitudinal de la zona colapsada, hasta tener una abertura en forma de trapecio invertido en una longitud tal que la base del trapecio sea 3 metros mayor al tramo colapsado y formando un ángulo de 45° de tal manera que en la parte superior sea de 3 + ancho de la falla + 2 veces la altura de la cortina. Rellenar con material impermeable, agregando el agua necesaria, que permita manejar el material húmedo sin provocar encharcamientos ni que se formen grumos, en capas de 20 cm de espesor, dando por lo menos 12 pasadas con rodillo pata de cabra, hasta alcanzar el nivel de la corona; reponiendo las chapas de protección en ambos taludes, con enrocamiento en el de aguas arriba y rezaga el de aguas abajo y en corona.

Construir, en el área de la falla, una cortina paralela o berma en el lado aguas arriba, de dimensiones semejantes al tramo reparado.

Remover el terraplén del dique en el tramo comprendido entre las estaciones 0+088 y 0+391 (303 m, 101°44'57.92"O, 25°27'58.04"N, y 101°44'53.26"O, 25°28'6.90"N) y, reconstruirlo con material impermeable, con el mismo procedimiento que en la cortina, es decir; agregando el agua necesaria, que permita manejar el material húmedo sin provocar encharcamientos ni que se formen grumos,

en capas de 20 cm de espesor, dando por lo menos 12 pasadas con rodillo pata de cabra, hasta alcanzar el nivel de la corona; reponiendo las chapas de protección en ambos taludes, con enrocamiento en el de aguas arriba y rezaga el de aguas abajo

Construir en el vaso de la presa, lo más grande posible; un “abanico - trinchera - canales”, de manera que el área de entrada de la obra de toma, quede completamente desazolvada y poder así aprovechar mejor los últimos años de vida de esta presa.

Realizar trabajos de conservación de la cortina, removiendo la vegetación, reponer y reacomodar el enrocamiento faltante o caído en el talud de aguas arriba.

El CT, propone construir en el vertedor un dentellón de concreto de 1.0 m de profundidad a lo largo de los deflectores, seguido de un delantal del mismo material de 0.15 m de espesor y dos metros de ancho, rematado con otro dentellón también de 1.0 m de profundidad; retirar del frente de la zona de descarga del vertedor, los montículos de tierra que pueden obstaculizar el libre escurrimiento, procurando que se forme una canalización.

Vigilar permanentemente la cortina para descubrir la presencia o formación de madrigueras; erradicar los roedores y rellenar las oquedades con suelo-cemento. Las madrigueras profundas requerirán descubrirse mediante excavación en trinchera desde los taludes y corona de la cortina. En caso de observarse nuevas madrigueras, repetir el procedimiento.

Dados los antecedentes de fallas por tubificación de la cortina de esta presa, es necesario observar frecuentemente la posible presencia de humedad y/o filtraciones en el talud de aguas abajo, sobre todo cuando el nivel del embalse es alto; con especial cuidado en las zonas del terraplén que han colapsado y han sido “reparadas”.

Realizar una evaluación social para determinar la conveniencia de invertir en la reconstrucción total de esta presa, realizando además las obras y acciones complementarias para el aprovechamiento integral del proyecto San Antonio de la Pegajosa.

II. Visitas de inspección

II.1 Condiciones durante la visita

La visita se realizó el 26 de septiembre de 2016, con cielo despejado y soleado, participando por parte del IMTA el ingeniero Juan Antonio López Orozco y el comisariado ejidal de San Antonio. 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 San Antonio de La Pegajosa.

II.2 Embalse

Este embalse se encuentra actualmente muy azolvado y la margen izquierda está invadida por parcelas para la siembra, lo que hace que el agua se concentre prácticamente de la mitad hacia el lado derecho. El día de la visita el nivel del embalse en ese lado se encontró en la cota de 1382.87 msnm.

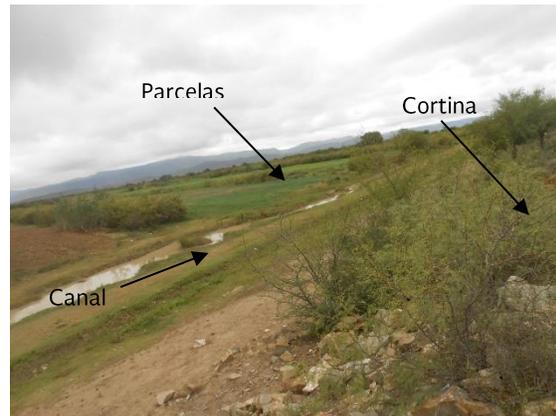


Figura II.1 Panorámica del embalse de la presa San Antonio de la Pegajosa.

Dentro del embalse se pareció un canal excavado en el azolve para llevar el agua del lado derecho del embalse hacia las parcelas que se ubican en el lado izquierdo. Por ese mismo lado, el embalse se encuentra confinado por un dique construido de tierra compactada, cuya inspección se detalla en un capítulo aparte de este mismo informe.



Fotografía II.2 Panorámica del embalse tomada desde la margen izquierda.



Fotografía II.3 Margen izquierda del embalse utilizado para la siembra.



Fotografía II.4 Margen derecha del embalse, donde se acumula el agua.



Fotografía II.5 Panorámica del dique de margen izquierda.

El agua se apreció con alta concentración de sedimentos suspendidos, debido al azolve existente y a las lluvias que ocurrieron en días anteriores a la visita pero no se detectaron restos de basura, ni malos olores. Cabe comentar que en el embalse se apreció una cerca a base de postes de madera y alambre de púas, que lo divide en dos y que, de acuerdo con el comisariado ejidal, define los límites del ejido San Antonio; la cerca se prolonga sobre el talud aguas arriba y llega hasta la corona de la presa. Esta situación debe considerarse para fines de los trabajos de rehabilitación debido a los problemas de jurisdicción que se puedan suscitar, ya que actualmente existen desacuerdos entre ambos ejidos por la operación de la presa.



Fotografía II.6 Cerca dentro del embalse que define los límites del ejido San Antonio.



Fotografía II.7 Prolongación de la cerca sobre el talud aguas arriba.

Durante la visita se midió también la profundidad del azolve al pie del talud aguas arriba, encontrándose a una profundidad de aproximadamente 3.5 m respecto al nivel de la corona, aunque aguas arriba del vertedor, se encontró a 1.40 m respecto al nivel de la cresta. De acuerdo con el estudio topobatimétrico, la profundidad máxima del embalse el día de la inspección fue no mayor a 50 cm, aproximadamente 1.8 m por debajo de la cresta del vertedor.



Fotografía II.8 Aspecto del azolve dentro del embalse.



Fotografía II.9 Nivel del azolve aguas arribadel vertedor.

Esta presa se localiza en una depresión topográfica en una zona sensiblemente plana, por lo que no está confinada por litorales o cerros; de hecho, el embalse de la presa está rodeado de predios de uso agrícola. El embalse recibe el agua del arroyo El Salitre, que es derivado hacia el embalse por la presa El Tapón ubicada aproximadamente a 1.5 km de la cortina, y de los escurrimientos del arroyo El Cadillal y de otros provenientes de la Sierra Cuesta de la Asadura y Lomas de la Estación, ubicadas aguas arriba, a la derecha de la presa. La presa derivadora El

Tapón, actualmente se encuentra muy azolvada, por lo que ya no tiene capacidad de retención, dejando pasar el flujo del arroyo en su totalidad.



Fotografía II.10 Presa derivadora El Tapón, aguas arriba del embalse.



Fotografía II.11 Aspecto del cauce hacia el embalse de la presa San Antonio de la Pegajosa.

II.3 Cortina

La cortina se ubica entre la carretera federal 40D, Saltillo-Torreón, ubicada 9 km al norte, y la carretera estatal 103, Parras de La Fuente-General Cepeda, ubicada 17 km al sur. El eje de la cortina es recto en planta y se ubica entre el cerro La Tijera en el lado izquierdo y el cerro La Cruz en el derecho, con el vertedor alojado en la cortina en las proximidades al extremo izquierdo. De acuerdo con los trabajos de topografía realizados, la longitud de la presa es de aproximadamente 80 m al extremo izquierdo del vertedor y 475 m al derecho.



Fotografía II.12 Panorámica de la corona al extremo derecho del vertedor.



Fotografía II.13 Panorámica de la corona al extremo izquierdo del vertedor.

La cortina es homogénea de tierra y actualmente se encuentra con arbustos, huizaches y mezquites, con ejemplares de altura mayor a los tres metros, sobre todo en el talud aguas arriba, cuya eliminación representaría prácticamente la reconstrucción de la cortina. El ancho de la corona es de aproximadamente 6 m; aunque en el tramo de cortina al lado izquierdo del vertedor, el ancho se reduce hasta a 2 m debido a desgastes y erosiones producidas por el paso de ganado vacuno y de personas hacia el embalse a la zona de las parcelas, que se han agravado debido a los escurrimientos pluviales.



Fotografía II.14 Desgastes y erosiones de la cortina al extremo izquierdo del vertedor.



Fotografía II.15 Adelgazamiento de la corona en el extremo izquierdo del vertedor.

En el tramo de corona al lado derecho del vertedor, la corona se apreció con pequeños arbustos y zacate, con hormigueros. Sobre el hombro aguas arriba se detectó una línea de testigos topográficos instalados recientemente (2015) por el Organismo de Cuenca Cuencas Centrales del Norte (OCCCN), con geo referenciación UTM (coordenadas X, Y) y cota de nivel en *msnm*. No se pudo obtener información acerca del seguimiento que se le ha dado a esta instrumentación. De acuerdo con el levantamiento topográfico realizado, la cota de nivel máxima de la corona es de 1,386.740 *msnm* en el cadenamiento 0+540.00 y la cota mínima es de 1,385.909 *msnm* en el cadenamiento 0+580.00, con una diferencia de 83 *cm*.



Fotografía II.16 Arbustos sobre la corona del lado derecho del vertedor.



Fotografía II.17 Hormiguero sobre la corona.



Fotografía II.18 Testigo topográfico sobre el hombro aguas arriba.



Fotografía II.19 Testigo topográfico vandalizado.

Un detalle importante a comentar se refiere a la presencia de una mojonera sobre la corona que delimita el lindero del ejido San Antonio y que parte a la presa y al embalse en dos, por medio de una cerca a base de postes de madera y alambre de púas, de la que ya se comentó en el capítulo anterior. Sobre la corona también se aprecian restos de la cerca para evitar el paso hacia el embalse.



Fotografía II.20 Mojonera sobre la cortina que delimita el límite del ejido San Antonio.



Fotografía II.21 Restos de cerca sobre la corona.

El talud aguas arriba tiene una pendiente 3H:1V y está protegido por una chapa de enrocamiento, que se encontró corrido y muy deteriorado en los tramos de cortina a la izquierda del vertedor e inmediatamente adyacente a la derecha del vertedor; conforme se avanza hacia el empotramiento derecho, el enrocamiento se aprecia en mejor estado.



Fotografía II.22 Aspecto del enrocamiento de protección del lado izquierdo del vertedor.



Fotografía II.23 Aspecto del enrocamiento de protección del lado derecho del vertedor.



Fotografía II.24 Aspecto del enrocamiento de protección en la zona del empotramiento derecho.



Fotografía II.25 Camino hacia el embalse sobre el talud aguas arriba.

Se observó también sobre más del 70% de este talud, la presencia de vegetación arbustiva de dimensiones considerables, mayores a 3 m de altura, cuya eliminación debe realizarse con la metodología adecuada para evitar un deterioro severo a la cortina. La intensidad de la vegetación es mayor en la parte central de la presa y hasta las inmediaciones al empotramiento derecho, por ser la zona donde se acumula el agua en el embalse.



Fotografía II.26 Vegetación en la parte central de la cortina.



Fotografía II.27 Vegetación en las inmediaciones al empotramiento derecho.

El talud aguas abajo también fue construido con pendiente 3H:1V, que se ha perdido hasta 2H:1V en el tramo de la cortina a la izquierda del vertedor por los cortes y erosiones debidos al paso del ganado vacuno y personas y a los escurrimientos pluviales. Cabe comentar que esta parte de la cortina no ha sido alcanzada por el

agua del embalse por varios años, además de que su altura no es mayor a 3 m, por lo que aún en las condiciones actuales el talud se aprecia estable.



Fotografía II.28 Talud aguas abajo en el tramo de cortina a la izquierda del vertedor.



Fotografía II.29 Cortes y erosiones sobre el talud aguas abajo en el tramo de cortina a la izquierda del vertedor.

En el tramo de cortina a la izquierda del vertedor, el talud aguas abajo se apreció cubierto con vegetación arbustiva de fácil remoción y con algunos ejemplares de dimensiones considerables. Al pie del talud hay un camino de terracería, que se apreció con baches producto de la circulación de vehículos automotores. A la orilla del camino se localizan postes del tendido eléctrico.



Fotografía II.30 Talud aguas abajo, desde el centro hacia el extremo derecho de la cortina.



Fotografía II.31 Talud aguas abajo, desde el centro hacia el extremo izquierdo de la cortina.

En el empotramiento derecho se detectó un paso vehicular hacia el embalse, que ha generado desgaste y erosiones en esta parte de la cortina, dejando expuesto el

material del talud aguas arriba a la acción del agua del embalse. Esta zona es susceptible de erosión por los escurrimientos pluviales, por lo que se recomienda rehabilitarla e impedir que continúe el paso de los vehículos.



Fotografía II.32 Paso vehicular sobre el talud aguas abajo, en la zonadel empotramiento derecho.



Fotografía II.33 Paso vehicular sobre el talud aguas arriba, en la zonadel empotramiento derecho.

Un aspecto muy importante que decidió tratarse específicamente en este informe, se refiere a la zona de la cortina que falló por tubificación el 4 de agosto del 2014. Esta zona se ubica en el tramo de cortina que está al lado derecho de la obra de excedencias, aproximadamente a 270 m del muro derecho del vertedor. El área en planta de la falla se dimensionó en 120 m² y abarcó todo lo alto de la cortina, dejando sólo la parte de la corona.



Figura II.2 Panorámica de la falla de la presa San Antonio de la Pegajosa.

La zona fue reparada por la aseguradora que en esa fecha tenía bajo resguardo la infraestructura hidráulica, quien relleno la zona fallada con material arcilloso compactado pero, de acuerdo con el comisariado ejidal que acompañó la visita, el trabajo no fue terminado, dejando sin rellenar la parte alta del talud aguas arriba, por lo que los ejidatarios decidieron completar el relleno con enrocamientos de aproximadamente 30 cm. Un aspecto importante que también comentó se refiere a que no se utilizó equipo para la compactación, por lo que el material se colocó prácticamente a volteo.



Fotografía II.34 Momento de la falla por tubificación ocurrida en agosto de



Fotografía II.35 Aspecto del talud aguas abajo, foto del 2014.

2014.



Fotografía II.36 Aspecto del talud aguas arriba, foto del 2014.

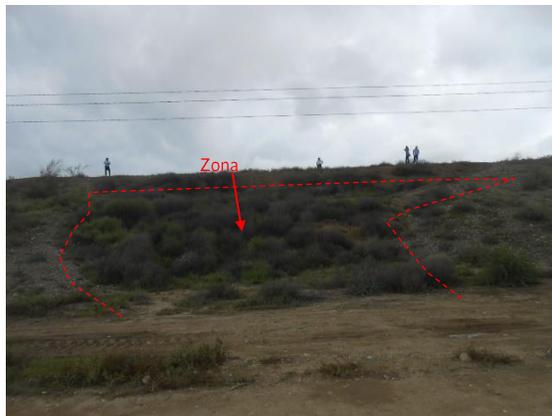


Fotografía II.37 Inundaciones de las casas aguas abajo de la presa, foto del 2014.

Durante la visita de inspección se revisó la parte reparada y se observó claramente que toda esta zona sobre el talud aguas abajo ha sufrido asentamientos que delimitan perfectamente la zona fallada. De hecho, se realizó un levantamiento con GPS manual y se ubicaron los puntos levantados sobre la fotografía del Google Earth y se apreció la correspondencia de manera muy precisa. En esta zona, en la parte alta del talud y sobre la corona se detectaron grietas longitudinales que indican que todo el material se encuentra en estado de falla incipiente. Evidentemente en esta zona existe mayor humedad que en el resto de la cortina, lo cual se demuestra con la mayor densidad de la vegetación respecto a las zonas aledañas.



Figura II.3 Levantamiento de la zona con asentamientos en la presa San Antonio de la Pegajosa.



Fotografía II.38 Aspecto actual del talud aguas abajo en la zona reparada.



Fotografía II.39 Aspecto de los asentamientos en la zona reparada.



Fotografía II.40 Grietas longitudinales en la parte alta del talud aguas abajo.



Fotografía II.41 Grietas longitudinales en la corona.

Sobre el talud aguas arriba fue donde la empresa no terminó los trabajos, por lo que los ejidatarios rellenaron con enrocamientos, razón por la cual no fue posible apreciar agrietamientos, sin embargo si se detectaron zonas con hundimientos y grietas longitudinales en el hombro, que indican también el estado de falla incipiente.



Fotografía II.42 Relleno de enrocamiento sobre la parte alta del talud aguas arriba.



Fotografía II.43 Grieta longitudinal en el hombro aguas arriba.

Debido a las condiciones en las que se encuentra esta zona, es recomendable su inmediata atención, por lo que a la brevedad deben realizarse los trabajos de rehabilitación consistentes en retirar todo el material en estado de falla que fue colocado a volteo así como el relleno de rocas sobre el talud aguas arriba y sustituir con material de banco con un control de calidad estricto, para evitar que se repita la falla.

Cabe comentar que sobre el resto de la cortina no se apreciaron grietas, asentamientos, filtraciones o humedades, que indicaran algún problema similar a la de la zona fallada, por lo que la rehabilitación se debe enfocar a trabajos de conservación relacionados con el retiro de la vegetación y reposición y acomodo del enrocamiento de protección en las zonas que requiera el talud aguas arriba, así como realizar trabajos de nivelación de la corona hasta la cota que indique el estudio hidrológico.

II.4 Dique

En el extremo derecho aproximadamente a 600 m de la cortina se ubica un dique que conduce el agua del arroyo El Salitre hacia el embalse. Este dique está construido a base de suelo compactado, tiene una longitud de poco más de 900 m, ambos taludes con pendientes 2.5H:1V y se utiliza como camino de acceso al ejido San Antonio. De acuerdo con los trabajos de topografía realizados, este dique cierra a la cota 1386.145 *msnm*, aproximadamente 1.50 m por encima de la cresta del vertedor y 30 cm por debajo de la corona de la presa, situación que debe considerarse al realizar el estudio hidráulico.



Fotografía II.44 Aspecto del dique al lado izquierdo del embalse.



Fotografía II.45 Arroyo El Salitre tomado desde el dique.

La corona se observó con deformaciones y baches producto de la circulación de vehículos y ganado sobre ella, con presencia de algunas madrigueras y hormigueros; cabe comentar que la corona del dique cuenta con testigos superficiales instalados por el OCCCN en la misma fecha que los de la cortina (2015), algunos de ellos ya vandalizados. El dique se construyó con una chapa de enrocamiento de protección en el talud aguas arriba, que actualmente solo se aprecia en algunos tramos, debido a la excesiva vegetación que sobre este talud existe, con arbustos y árboles de más de 3 m de altura.



Fotografía II.46 Baches sobre la corona debido al tránsito vehicular y del ganado.



Fotografía II.47 Testigos topográficos sobre la corona del dique.



Fotografía II.48 Aspecto del talud aguas arriba del dique.



Fotografía II.49 Restos de la chapa de enrocamiento sobre el talud aguas arriba.

En el informe del 2015 se reportó el colapso de dos tramos del dique, además de fuerte erosión por desbordamiento, con la desaparición de más del 30% del talud aguas abajo, debido a las lluvias intensas del 20 y 21 de junio de ese mismo año. En esta visita de inspección se detectó una brecha de aproximadamente 20 m de longitud, por donde el flujo atraviesa el dique hacia las zonas de riego, mismas que han resultado inundadas por esta situación. Se observaron también tres puntos donde el talud aguas abajo ya falló y en donde están a punto de abrirse sendas brechas en el dique con longitudes de 33, 18 y 13 m, en los que se apreció la pérdida total del talud aguas abajo y de partes de la corona.



Figura II.4 Ubicación de los puntos con fallas en el dique de la presa San Antonio de la Pegajosa.



Fotografía II.50 Falla de 13 m del talud aguas abajo del dique.



Fotografía II.51 Brecha de 20 m sobre el dique.



Fotografía II.52 Falla de 18 m del talud aguas abajo del dique.



Fotografía II.53 Falla de 33 m del talud aguas abajo del dique.

Aunque estos son los puntos con daños más importantes, también se observaron surcos de erosión pluvial en algunos otros puntos del talud aguas abajo. Este talud no tiene problemas severos de vegetación como el caso del de aguas arriba y sobre él se observaron restos de los trabajos de deshierbe realizados recientemente.



Fotografía II.54 Surcos de erosión pluvial sobre el talud aguas abajo.



Fotografía II.55 Restos de los trabajos de deshierbe del talud aguas abajo.

Aunque la brecha en el dique impide que el agua del arroyo El Salitre se embalse, el vaso en su margen derecha se llena por las aportaciones del arroyo El Cadillal y de otras corrientes provenientes de la sierra Cuesta de la Asadura y Lomas de la Estación. Cabe mencionar que es en esta margen donde se ubica la obra de toma que surte a al canal aguas abajo de la cortina y que actualmente se encuentra en operación.

Durante la visita, el comisariado ejidal de San Antonio hizo saber que no todos los usuarios están de acuerdo con rehabilitar el dique y que prefieren que el arroyo El Salitre no sea embalsado, ya que comentan que este arroyo es el que aporta la mayor cantidad de azolves al vaso, por lo que prefieren que el vaso siga operando con las aportaciones de las corrientes que actualmente surten a la parte derecha del embalse y que ya se definieron en el párrafo anterior. Lo anterior debe tomarse en cuenta si es que se considera realizar trabajos de rehabilitación al dique.

II.5 Obra de excedencias

El vertedor es tipo libre, formado por dos segmentos, el primero alineado con el eje del tramo de la cortina del lado derecho de aproximadamente 48 m de longitud y el segundo esviado 40° respecto al eje del primero, de aproximadamente 30 m de longitud. El vertedor se ubica entre la cortina confinado entre dos muros de mampostería en que también sirven de apoyo a los terraplenes.



Fotografía II.56 Vista frontal del vertedor, tomada desde aguas abajo.

El vertedor cuenta con una sección de control formado por un cimacio de mampostería tipo Creager de aproximadamente 7.50 m de alto, desplantado sobre las areniscas de estratificación delgada de la formación Difunta, que afloran en la zona de descarga. 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, no se apreciaron filtraciones debido a que el nivel del agua se encontraba muy bajo; el nivel del azolve se midió 1.40 m por debajo del nivel de la cresta.



Fotografía II.57 Panorámica del



Fotografía II.58 Panorámica del

vertedor desde el muro derecho.

vertedor desde el muro izquierdo.

Al pie del cimacio en cada segmento del vertedor se localiza el deflector o salto de esquí, de los cuales el del segmento de la izquierda está a mayor nivel y descarga sobre el segmento de la derecha, razón por la cual este último segmento se encontró con agua producto de las lluvias ocurridas en días recientes. Pegado al muro del lado izquierdo, al nivel del deflector, se detectó una válvula de compuerta de 46 cm (18 pulgadas), en estado muy deteriorado, completamente oxidada, sin maneral y con el aspecto de no haber funcionado hace mucho tiempo. Esta válvula se utilizaba para controlar el desfogue bajo del embalse en caso de emergencias. Aguas arriba del vertedor, la entrada de esta válvula se encontró muy azolvada.



Fotografía II.59 Deflector al pie del cimacio del segmento de la izquierda del vertedor.



Fotografía II.60 Deflector al pie del cimacio del segmento de la derecha del vertedor.



Fotografía II.61 Válvula de desfogue al pie del cimacio del vertedor.



Fotografía II.62 Vista frontal de la válvula y de su canal de conducción hacia el cauce.

La válvula descarga a un pequeño canal de concreto debajo del cual se apreciaron zonas erosionadas por efecto de las descargas del vertedor. El vertedor no cuenta con tanque de amortiguamiento por lo que el flujo descarga directamente sobre las areniscas, lo que ha generado erosiones sobre el terreno de cimentación que no representan problemas para la estabilidad de la estructura. La zona de descarga se apreció con escasa vegetación y montículos de tierra y basura que obstaculizan parcialmente el flujo; en esa zona, pegado al lado izquierdo, se construyó un pequeño corral de cerdos con tablas de madera, frente a la descarga pasa un camino de terracería y un ducto de acero que conduce el agua de la obra de toma que se verán afectados ante una descarga. También se aprecian del lado izquierdo del cauce algunas viviendas que se encuentran a un nivel lo suficientemente alto por lo que, de acuerdo con lo comentado por el comisariado ejidal que acompañó la visita, no se han tenido problemas de inundaciones durante los desfogues.



Fotografía II.63 Entrada hacia la válvula de desfogue en el vertedor.



Fotografía II.64 Erosión bajo el canal de la válvula de desfogue en el vertedor.



Fotografía II.65 Vista lateral de la zona de descarga del vertedor.



Fotografía II.66 Zona de descarga del vertedor tomada desde el muro derecho.

Ambos muros del vertedor están contruidos de mampostería, el de la derecha con un par de contrafuertes o machones para ayudar a soportar el empuje del terraplén que forma la cortina. El muro de la izquierda está totalmente revestido de mortero, mientras que el de la derecha ya lo ha perdido en su mayor parte.



Fotografía II.67 Panorámica del muro derecho del vertedor.



Fotografía II.68 Panorámica del muro izquierdo del vertedor.

Ambos muros se encontraron con cierto nivel de deterioro y desgaste, pero estables, sin grietas ni rasgos de asentamientos o desplomes, solo se recomienda eliminar los arbustos ubicados en sus proximidades cuyas raíces pueden afectarlos al ir creciendo. No se apreciaron erosiones en las zonas de contacto entre los muros y el tramo de cortina que se apoya en cada uno de ellos.



Fotografía II.69 Contacto entre la cortina y el muro derecho del vertedor.



Fotografía II.70 Contacto entre la cortina y el muro izquierdo del vertedor.

II.6 Obra de toma

La obra de toma es de tipo muro con compuerta y se localiza en el extremo derecho de la cortina. La estructura de entrada está formada por dos muros de concreto que conducen el flujo hacia la compuerta deslizante, de sección cuadrada de 0.46 m de lado, que es controlada desde la corona mediante un mecanismo de izaje formado por un volante que mueve el vástago de acero que va fijado al muro mediante un par de guías del mismo material. Es muy probable que esta estructura haya sido operada originalmente con tablonces debido a las ranuras que se detectaron en las paredes laterales. El día de la inspección la obra de toma estaba cerrada y la compuerta no se pudo apreciar debido al nivel del embalse. Pintada sobre el muro del lado izquierdo está la escala para medir el embalse, acotada con marcas de nivel locales, que no están referenciadas al nivel medio del mar. La estructura de concreto se apreció con el deterioro y desgaste propio de sus años de servicio, pero en condiciones de operación.



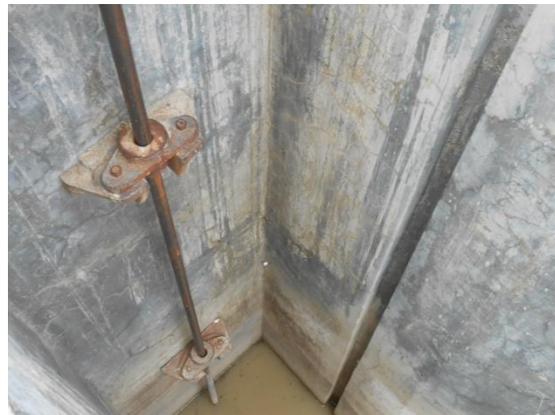
Fotografía II.71 Estructura de entrada de la obra de toma.



Fotografía II.72 Deterioro de la estructura de entrada.



Fotografía II.73 Mecanismo para el izaje de la compuerta.



Fotografía II.74 Estado del vástago y guías para el izaje de la compuerta

Todo el mecanismo para el izaje de la compuerta se encuentra muy oxidado y con falta de lubricación; el volante se encontró sin resguardo alguno, por lo que la obra puede ser operada sin restricción alguna. Se recomienda realizar los trabajos de rehabilitación consistentes en limpieza, pintura y lubricación de todo el sistema, así como la instalación de una cadena con candado u otro tipo de sistema de seguridad para evitar que se opere de manera inadecuada.



Fotografía II.75 Mecanismo para el izaje de la compuerta, sobre la corona.



Fotografía II.76 Estado del mecanismo para el izaje de la compuerta.

La obra de toma descarga a una caja de concreto desde donde se controla la distribución del agua a los canales de riego mediante tabloncillos u obturadores que se insertan en las ranuras de la caja. Esta estructura se encontró con vegetación y piedras en su interior, pero en buen estado. Los canales son de concreto, de sección trapecial, uno de ellos pasa por debajo del camino de terracería al pie de la cortina, gira 90° hacia la izquierda y continúa paralelo a ella; este canal se encontró con restos de azolve y con vegetación de fácil remoción, pero en operación.



Fotografía II.77 Estructura de salida de la obra de toma, tomada desde la corona.



Fotografía II.78 Detalle de la estructura de salida de la obra de toma.



Fotografía II.79 Cruce del canal de distribución bajo el camino de terracería.



Fotografía II.80 Canal de distribución paralelo a la cortina.

El otro canal se dirige hacia las parcelas ubicadas al lado derecho de la cortina y está fuera de servicio, totalmente azolvado desde la salida de la caja y con el aspecto de no haber sido utilizado hace mucho tiempo. Se observó también un tramo de este canal que ha quedado expuesto por efectos de la socavación y erosión.



Fotografía II.81 Canal hacia las parcelas en el lado derecho de la presa, totalmente azolvado.



Fotografía II.82 Socavación bajo el canal hacia las parcelas en el lado derecho de la presa.

II.7 Cauce

Aguas abajo de la presa, no existe propiamente un cauce bien definido, por lo que el flujo de la descarga rueda por parcelas los primeros tres kilómetros para incorporarse al cauce del arroyo Palo Blanco mismo que continúa por aproximadamente seis kilómetros más hasta la presa derivadora El Carruaje, que envía agua a la presa El Carruaje a través de un canal. Después de la presa derivadora, el río cambia de nombre a río San Miguel, continúa por 3.5 km hasta la localidad de Jalpa, ubicada en la margen derecha, llega a la presa derivadora Calitrante y cruza la carretera federal 40D Saltillo-Matamoros, bajo el puente San Miguel y continúa hasta la sierra Santa Inés donde llega a la presa Pastorcillos (El Pastorcito, según mapa G14C21 de INEGI).

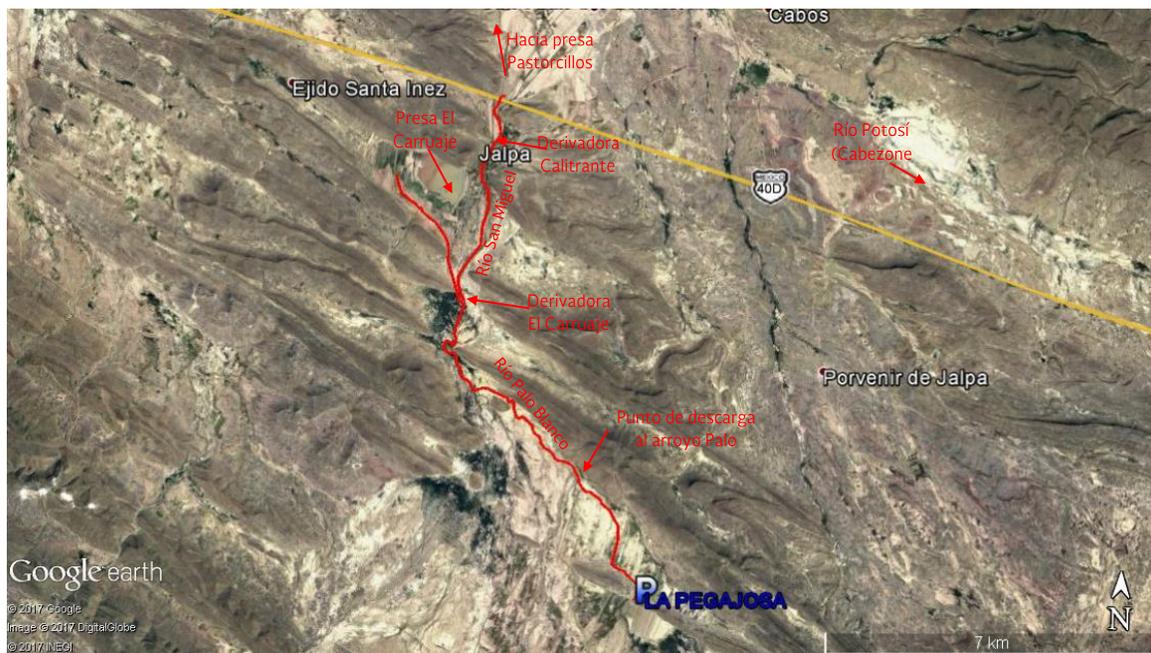


Figura II.5 Cauce aguas abajo de la presa San Antonio de La Pegajosa.

Inmediatamente aguas abajo de la presa se ubica el ejido San Antonio, que cuenta con 77 habitantes y 38 viviendas, de acuerdo con el censo del 2010 del INEGI, las cuales son de una planta, construidas con madera y techos de lámina y algunas con ladrillo y losa de concreto. Esta comunidad cuentan con servicio de energía eléctrica. Durante la falla de la presa en 2014 el agua afectó las parcelas ubicadas al pie de la cortina y algunas casas ubicadas en el extremo derecho, en las que entró el agua con niveles de pocos centímetros. De las casas ubicadas en el extremo izquierdo de la descarga del vertedor no se tienen reportes de daños por las descargas del vertedor, debido a que están desplantadas a niveles más altos que el canal de

descarga ni tampoco se tienen reportes de inundaciones de las casas ubicadas en la margen derecha de la cortina.

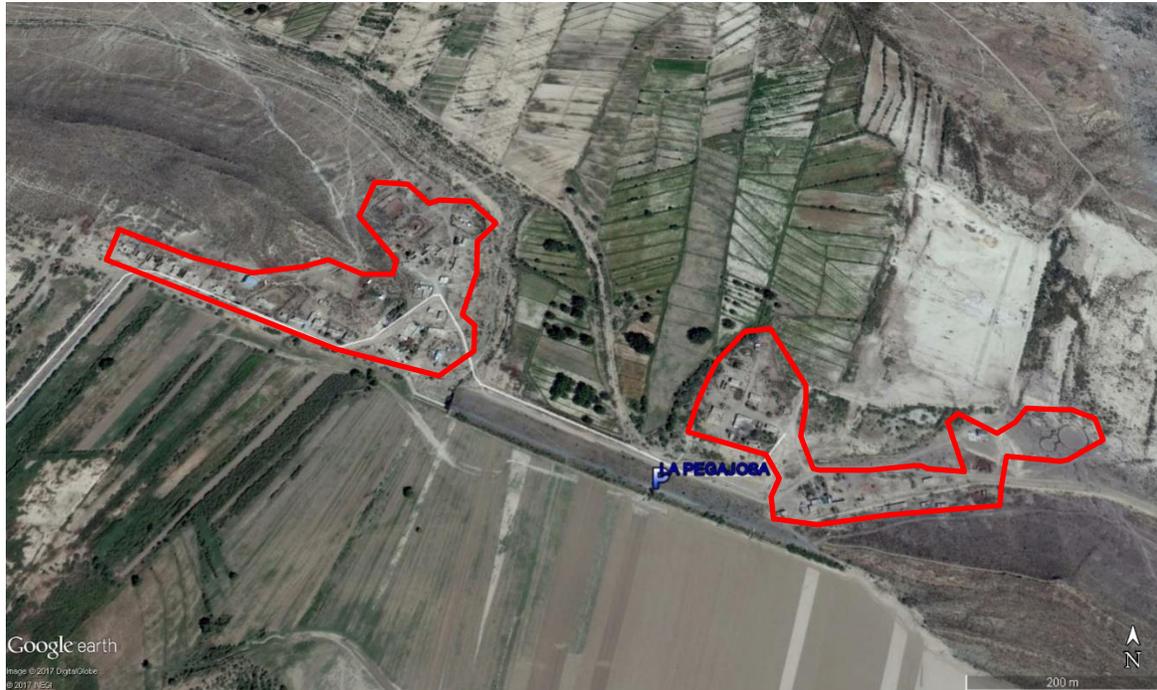


Figura II.6 Casas del ejido San Antonio ubicadas al pie de de la presa.



Fotografía II.83 Ejido San Antonio, ubicado al pie de la presa.



Fotografía II.84 Aspecto de las casas al pie de la presa durante la falla de 2014.



Fotografía II.85 Casas en la margen izquierda del canal de descarga del vertedor.



Fotografía II.86 Tipología de las casa del ejido San Antonio.

La comunidad de Jalpa, ubicada aproximadamente 12 *km* aguas abajo de la presa cuenta con 252 habitantes y 85 viviendas, de acuerdo con el censo del 2010 del INEGI, que no serían afectadas por alguna falla o descarga de la presa San Antonio de La Pegajosa, debido a la presa derivadora El Carruaje que controla el flujo del río Palo Blanco a donde descargan los excedentes de la primera presa. De hecho, durante la falla del 2014 no se reportaron inundaciones en esta localidad.



Fotografía II.87 Presa derivadora El Carruaje, aguas arriba de Jalpa.



Fotografía II.88 Presa derivadora Calitrante, aguas abajo de Jalpa.

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 San Antonio de la Pegajosa, 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: $10\text{mm} + 1.0\text{ppm}$ y Vertical: $15\text{mm} + 1.0\text{ppm}$
- Precisión estática: Horizontal: $3\text{mm} + 0.5\text{ppm}$ y Vertical: $5\text{mm} + 0.5\text{ppm}$
- 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 el extremo derecho de la cortina, con las coordenadas $x=224183.952$, $y=2820004.947$, $z=1399.990$.

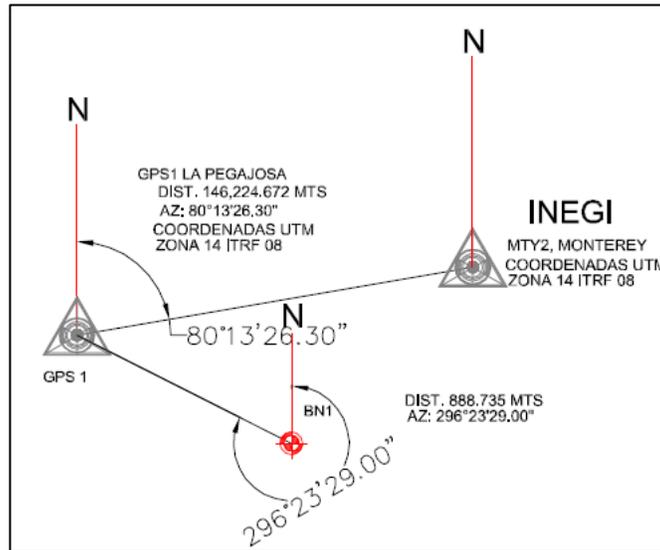


Figura III.1 Detalle de liga del GPS con la RGNA, en San Antonio de la Pegajosa.



Fotografía III.2 Banco de nivel en el extremo derecho de la presa San Antonio de la Pegajosa.



Fotografía III.3 Coordenadas del vértice de referencia GPS1 en la presa San Antonio de la Pegajosa..

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. Adicionalmente se realizó el levantamiento del dique ubicado al lado izquierdo del embalse.

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 obra de excedencias.



Fotografía III.5 Levantamiento topográfico de la obra de desfogue en el vertedor.



Fotografía III.6 Levantamiento del canal de la obra de toma de la presa.



Fotografía III.7 Levantamiento topográfico del dique de la presa San Antonio de la Pegajosa.

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 San Antonio de la Pegajosa se incluyen en los anexos.

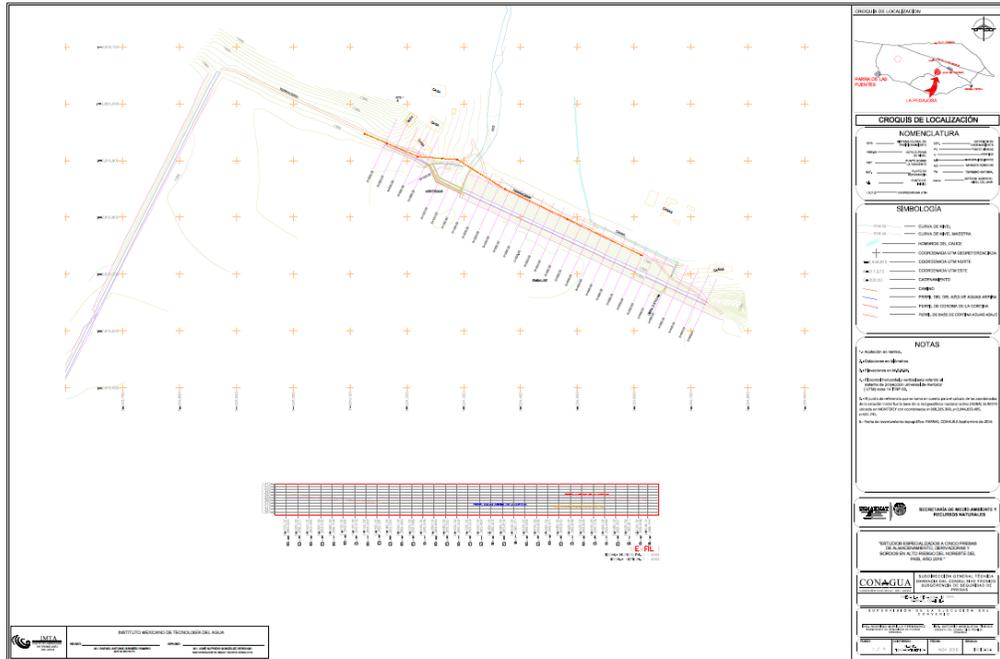


Figura III.2 Plano topo batimétrico de la presa San Antonio de La Pegajosa.

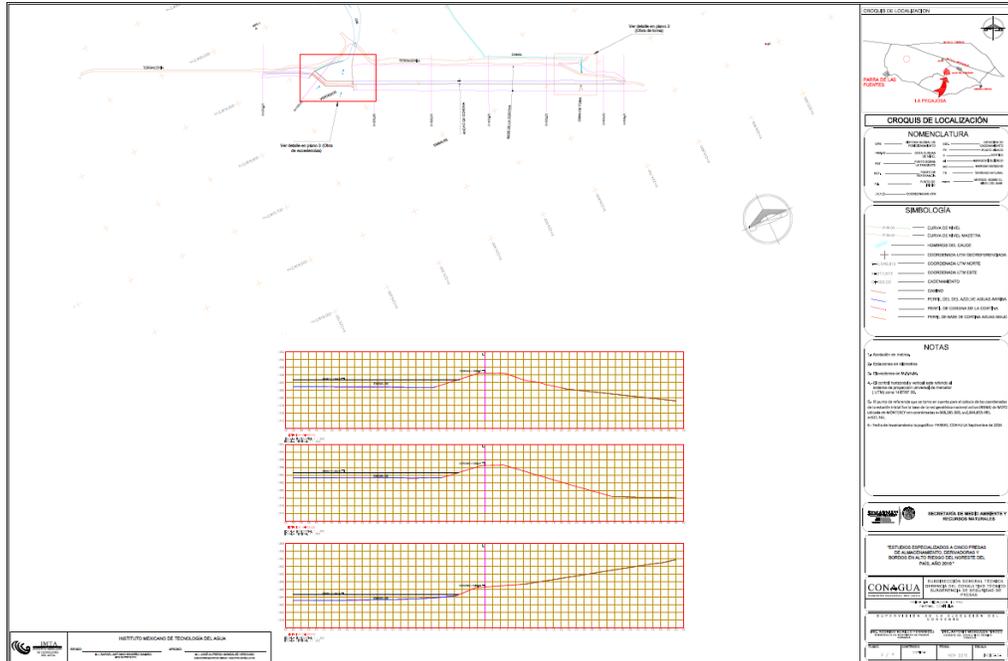


Figura III.3 Plano de la cortina de la presa San Antonio de La Pegajosa.

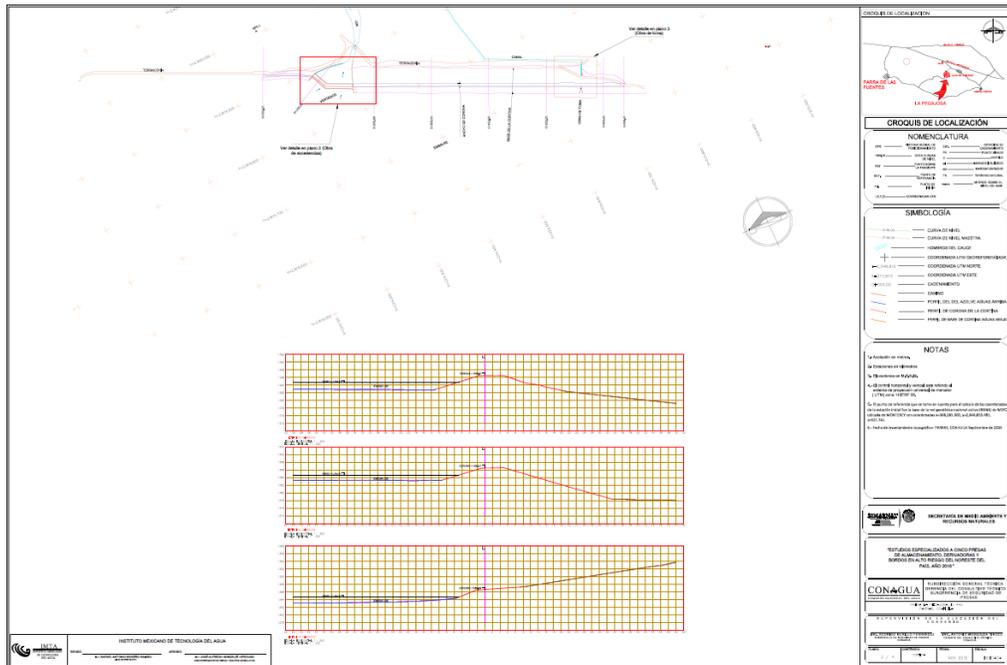


Figura III.4 Plano de la obra de excedencias y de toma de la presa San Antonio de La Pegajosa.

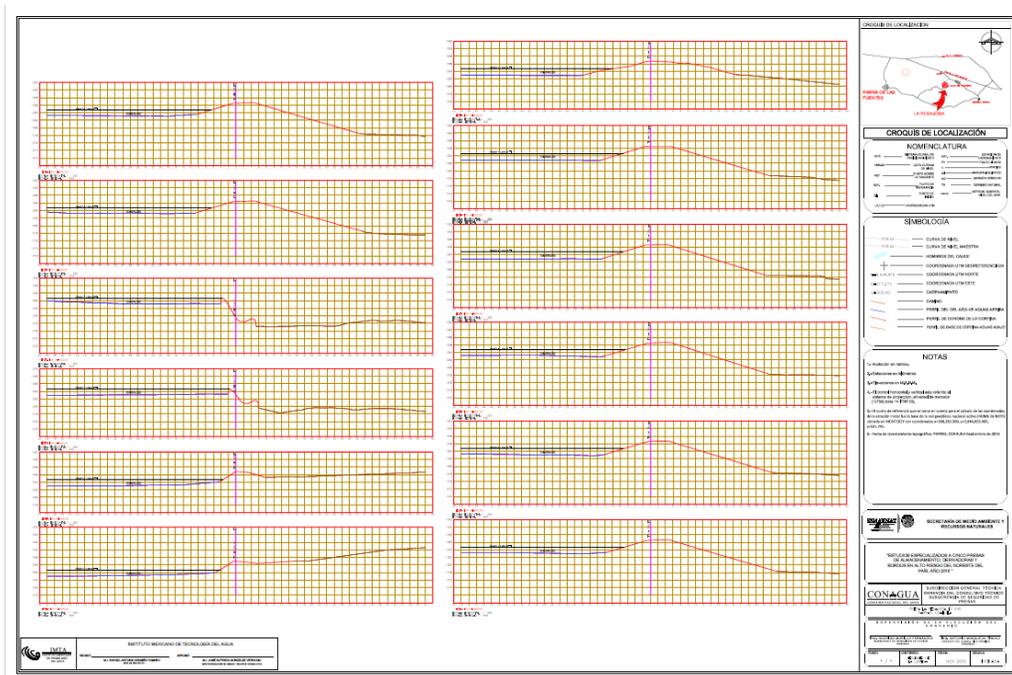


Figura III.5 Plano de secciones de la cortina de la presa San Antonio de La Pegajosa.

III.2 Levantamiento topográfico del cauce aguas abajo

El levantamiento topográfico del cauce aguas abajo de la presa San Antonio de la Pegajosa, 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 12 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 el extremo 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 el muro de encauzamiento derecho 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 San Antonio de la Pegajosa, 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 0+100, aguas abajo de la presa.



Fotografía III.9 Cadenamiento 0+277, cruce de tubería para riego.

Dentro de los detalles observados en este levantamiento se puede mencionar que, tomando como inicio el vertedor, en los primeros tres kilómetros no existe un cauce bien definido, sino que el flujo escurre siguiendo la topografía natural del terreno, entre los predios agrícolas; en el cadenamiento 0+277 se observa el cruce de una tubería para riego y en 1+040 se ubica el cruce del canal para riego que viene desde la obra de toma. Siguiendo sobre el cauce, en el cadenamiento 3+700, se localiza la zona donde el cauce se incorpora al río Palo Blanco. En el cadenamiento 8+840 se ubica la presa derivadora El Carruaje que envía agua por un canal al embalse de la presa El Carruaje ubicado en el cadenamiento 12+480, en donde concluye el levantamiento. Esta se encuentra aguas arriba de Jalpa, ubicada a aproximadamente un kilómetro de la presa El Carruaje.



Fotografía III.10 Cadenamiento 1+040, cruce de canal para riego.



Fotografía III.11 Cadenamiento 3+700, zona de descarga sobre el río Palo Blanco.



Fotografía III.12 Cauce aguas abajo de la presa, cadenamiento 6+740.



Fotografía III.13 Cadenamiento 8+840, presa derivadora El Carruaje.

En la Figura III.6 se presenta la imagen con el trazo del levantamiento realizado sobre el cauce aguas abajo de la presa San Antonio de la Pegajosa, hasta la presa El Carruaje.

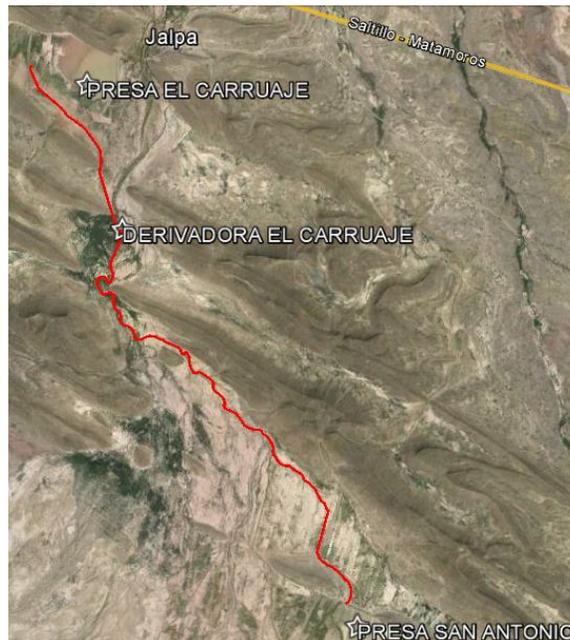


Figura III.6 Trazo del levantamiento sobre el cauce aguas abajo de la presa San Antonio de la Pegajosa.

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 San Antonio de la Pegajosa se incluyen en los anexos.

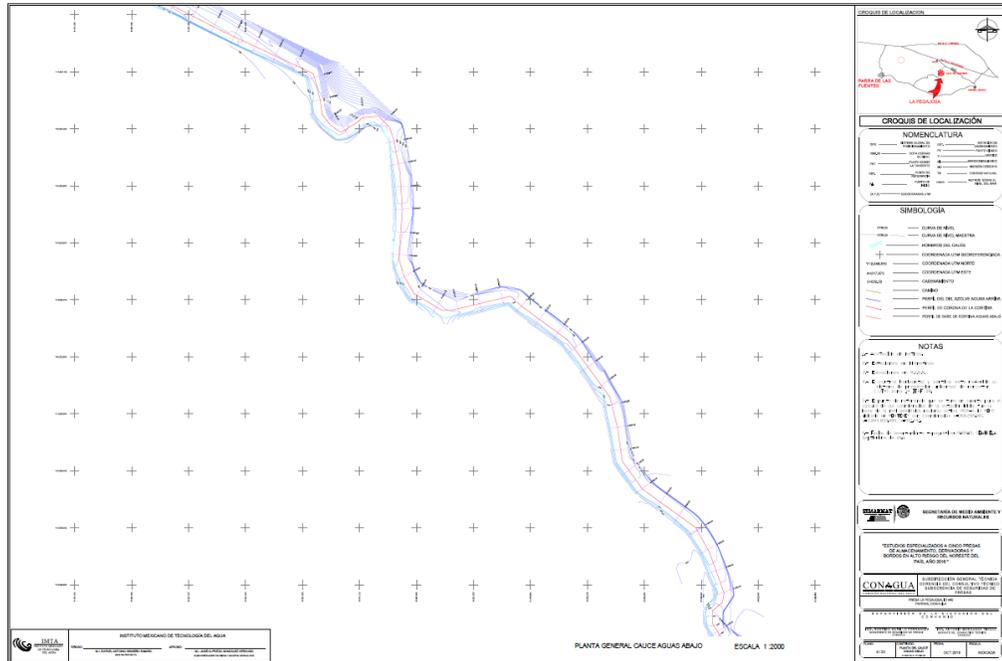


Figura III.7 Planta del cauce aguas abajo de la presa San Antonio de la Pegajosa.

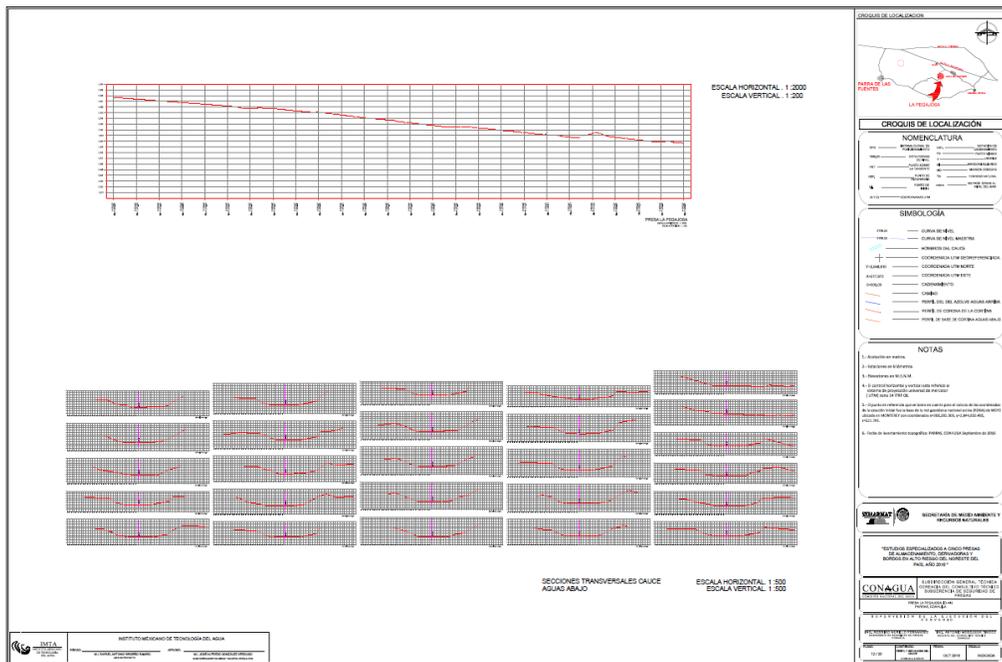


Figura III.8 Secciones del cauce aguas abajo de la presa San Antonio de la Pegajosa.

III.3 Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio

Durante la visita de inspección se realizaron también los sondeos sobre la cortina y dique 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 los conforman.

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 San Antonio de la Pegajosa se realizaron cuatro PCA y dos SPT sobre la cortina y terreno de cimentación, dos PCA y un SPT sobre la corona del dique, 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	Sobre el talud aguas abajo de la presa.	224467	2819790
PCA-2	Sobre el talud aguas abajo de la presa.	224619	2819721
PCA-3	En el terreno de cimentación, al pie de la presa.	224416	2819847
PCA-4	En el terreno de cimentación, al pie de la presa.	224547	2819782
PCA-5	En la corona del dique.	223506	2819346
PCA-6	En la corona del dique.	223747	2819818
SPT-1	En la zona reparada de la cortina.	224546	2819736
SPT-2	En el lado derecho del vertedor.	224387	2819804
SPT-3	En el dique.	223607	2819545



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

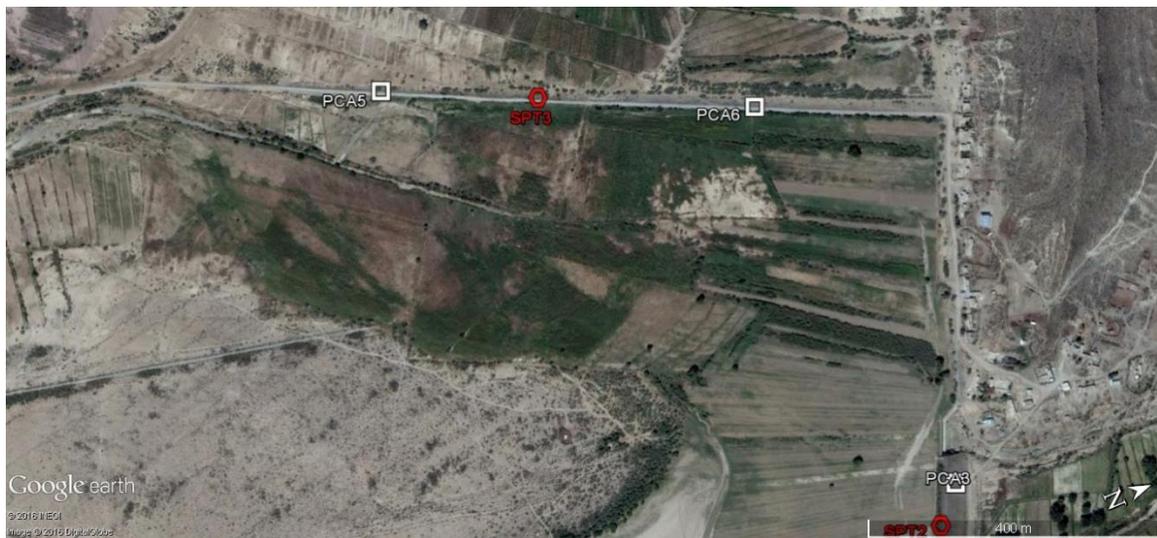


Figura III.10 Ubicación de los puntos sobre el dique donde se realizaron los sondeos.



Fotografía III.14 Excavación del PCA-1 sobre el talud aguas abajo de la presa.



Fotografía III.15 Prueba de permeabilidad en el PCA-1.



Fotografía III.16 Excavación del PCA-2 sobre el talud aguas abajo de la presa.



Fotografía III.17 Prueba de permeabilidad en el PCA-2.



Fotografía III.18 Excavación del PCA-3 el terreno de cimentación, al pie de la presa.



Fotografía III.19 Prueba de permeabilidad en el PCA-3.



Fotografía III.20 Excavación del PCA-4 el terreno de cimentación, al pie de la presa.



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



Fotografía III.22 Excavación del PCA-5 en la corona del dique.



Fotografía III.23 Prueba de permeabilidad en el PCA-5.



Fotografía III.24 Excavación del PCA-6 en la corona del dique



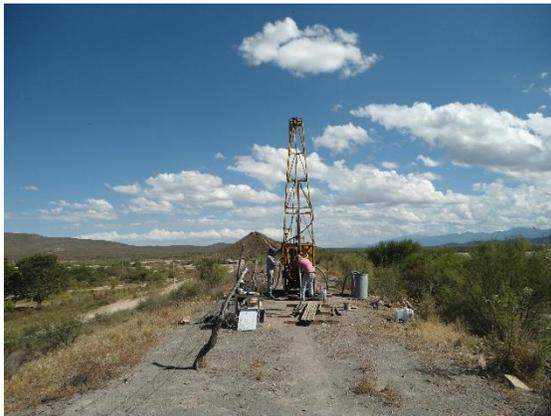
Fotografía III.25 Prueba de permeabilidad en el PCA-6.



Fotografía III.26 Perforación del SPT-1 en la zona de la falla.



Fotografía III.27 Muestra de suelo recuperada del SPT-1.



Fotografía III.28 Perforación del SPT-2 en el lado izquierdo de la cortina.



Fotografía III.29 Muestra de suelo recuperada del SPT-2.



Fotografía III.30 Perforación del SPT-3 en el dique.



Fotografía III.31 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 San Antonio de la Pegajosa, 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 San Antonio de la Pegajosa.

SONDEO	UTM		W _{nat} (%)	γ _{m nat} (t/m ³)	γ _{d nat} (t/m ³)	W _{op} (%)	γ _{d op} (t/m ³)	Compactación (%)
	X	Y						
PCA-1	224467	2819790	8.79	1.61	1.48	16.60	1.72	86
PCA-2	224619	2819721	11.60	1.61	1.44	16.10	1.75	82
PCA-3	224416	2819847	9.41	1.76	1.61	16.45	1.75	92
PCA-4	224547	2819782	3.53	1.71	1.65	15.75	1.71	96
PCA-5	223506	2819346	9.91	1.74	1.58	15.55	1.81	87
PCA-6	223747	2819818	8.52	1.52	1.40	15.50	1.73	81

Tabla III.3 Propiedades índice de los materiales muestreados en la presa San Antonio de la Pegajosa.

SONDEO	S _s	LL	LP	IP	CL (%)	G (%)	S (%)	F (%)	Clasificación SUCS
PCA-1	2.58	35	25	10	2	0	2	98	Limo arcilloso de baja compresibilidad color café claro, con 2% de arena fina, ML.
PCA-2	2.62	34	23	11	2	0	4	96	Arcilla limosa de baja compresibilidad color café, con 4% de arena fina, CL
PCA-3 E1	2.67	30	24	6	2	20	17	63	Limo arcilloso de baja compresibilidad color café, con 17% de arena fina y 20% de gravas de hasta 3/4", ML
PCA-3 E2	2.67	31	25	6	1	0	4	96	Limo arcilloso de baja compresibilidad color café, con 4% de arena fina, ML
PCA-3 E3	2.66	NP	NP	NP	2	25	26	49	Limo de baja compresibilidad color café, no plastico, con 26% de arena fina y 25% de gravas de hasta 3/4", ML
PCA-3 E4	2.67	32	24	8	2	0	7	93	Limo arcilloso de baja compresibilidas, con 7% de arena fina, ML
PCA-4	2.58	NP	NP	NP	2	1	34	65	Limo de baja compresibilidad

									color café, no plástico, con 34% de arenas finas, ML
PCA-5	2.72	NP	NP	NP	1	1	53	46	Arena limosa color café, con 46% de finos no plásticos y 1% de gravas de hasta 4.75mm, SM
PCA-6	2.60	35	24	11	2	0	4	96	Limo arcilloso de baja compresibilidad color café, con 4% de arena fina, ML

Tabla III.4 Propiedades mecánicas de los materiales muestreados en la presa San Antonio de la Pegajosa.

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-01	1.52	46	37.00	0.66	0.78	34	0.68	40
PCA-02	1.83	53	48.90	0.62	0.38	28	0.40	34
PCA-03 E4	2.60	49	46.60	0.48	0.86	22	0.86	25
PCA-04	1.48	49	16.7	0.58	0.20	14	0.10	25
PCA-05	1.28	52	49.90	0.52	0.20	12	0.16	20
PCA-06	1.21	52	28.20	0.81	1.00	26	0.93	29

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 San Antonio de la Pegajosa.

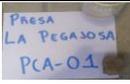
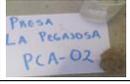
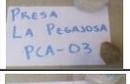
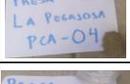
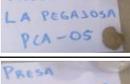
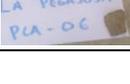
SONDEO	TARA	MUESTRA	2 MINUTOS			1 HORA			6 - 24 HORAS			RESULTADO
			Grado	°C	Muestra	Grado	°C	Muestra	Grado	°C	Muestra	
PCA-1	A		2	22		2	24		3	22		DISPERSIVO
PCA-2	B		2	22		3	24		3	22		DISPERSIVO
PCA-3 E4	C		3	22		3	24		3	22		DISPERSIVO
PCA-4	D		2	22		3	24		3	22		DISPERSIVO
PCA-5	E		2	22		2	24		2	22		INTERMEDIO
PCA-6	F		2	22		3	24		3	22		DISPERSIVO

Tabla III.5 Resultados de las pruebas de doble hidrómetro a los materiales muestreados en la presa San Antonio de la Pegajosa.

SONDEO	% menor que 5 μm		DISPERSIÓN (%)
	con dispersante	sin dispersante	
PCA-1	26.5	1.6	6.0
PCA-2	34.5	1.6	4.6
PCA-3	18.5	1.6	8.7
PCA-4	29.3	1.6	5.5
PCA-5	25.5	2.5	9.8
PCA-6	25.0	1.7	6.8

Simbología			
UTM	Sistema de coordenadas Universal Transverse Mercator	G	Gravas
W_{nat}	Contenido de agua natural	S	Arenas

$\gamma_m \text{ nat}$	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
$\gamma_{d \text{ op}}$	Peso volumétrico seco óptimo	c	Cohesión
Ss	Densidad de sólidos	ϕ	Ángulo de fricción interna
LL	Límite líquido	S_r	Grado de saturación
LP	Límite plástico	e	Relación de vacíos
Ip	Índice plástico		
CL	Contracción lineal		

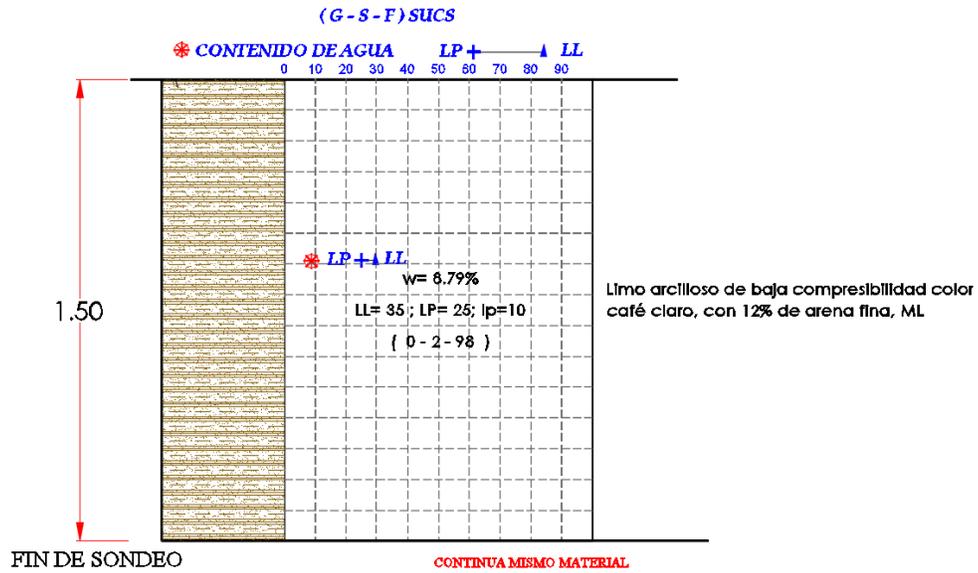


Figura III.11 Perfil estratigráfico de PCA-1.

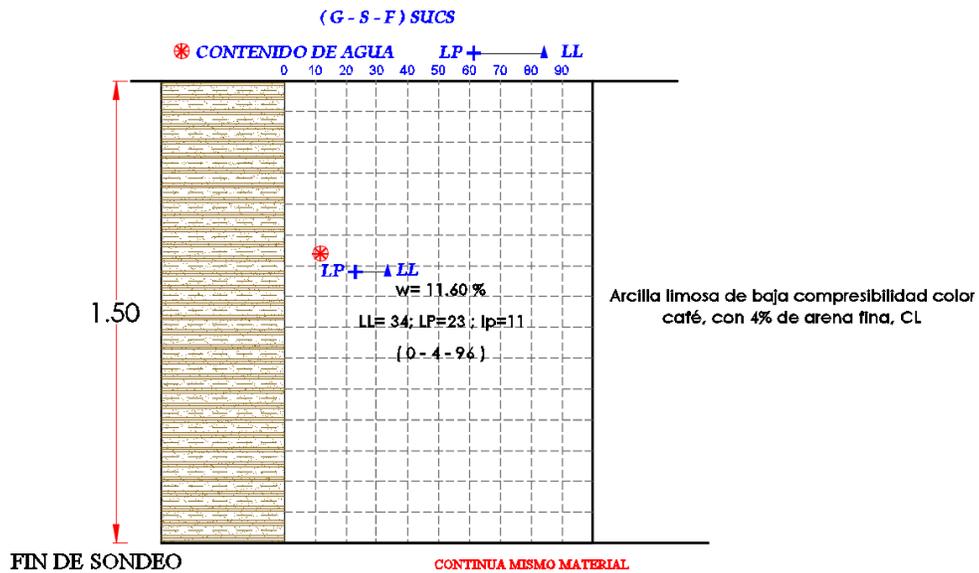


Figura III.12 Perfil estratigráfico de PCA-2.

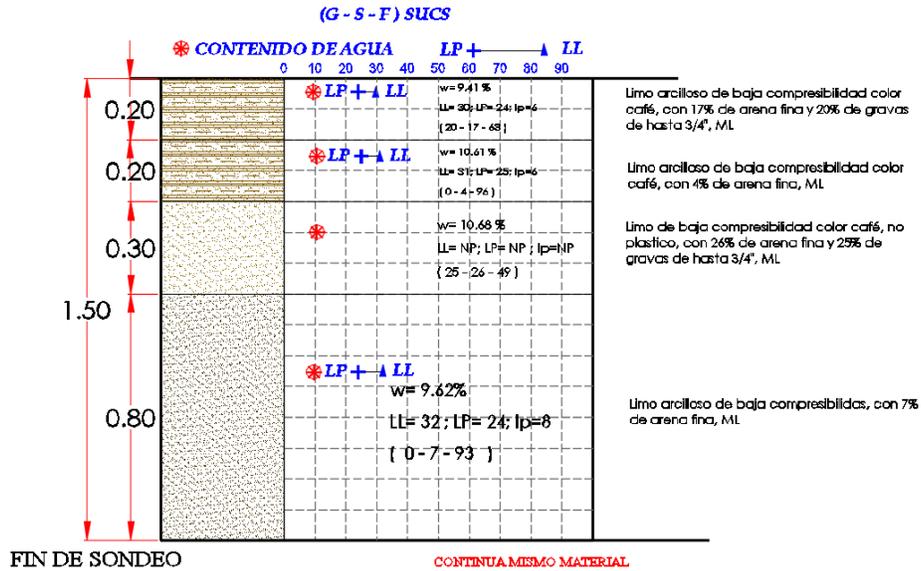


Figura III.13 Perfil estratigráfico de PCA-3.

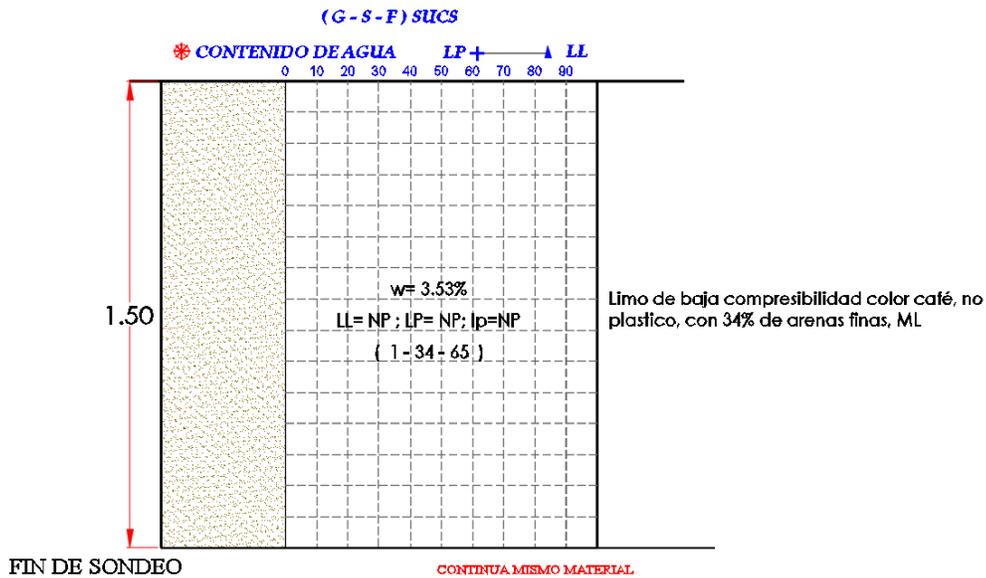


Figura III.14 Perfil estratigráfico de PCA-4.

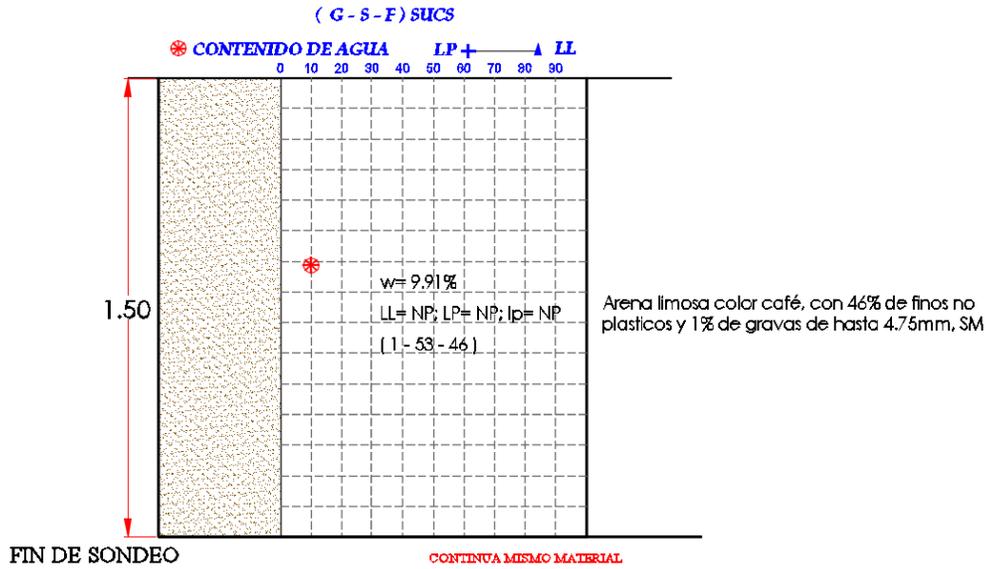


Figura III.15 Perfil estratigráfico de PCA-5.

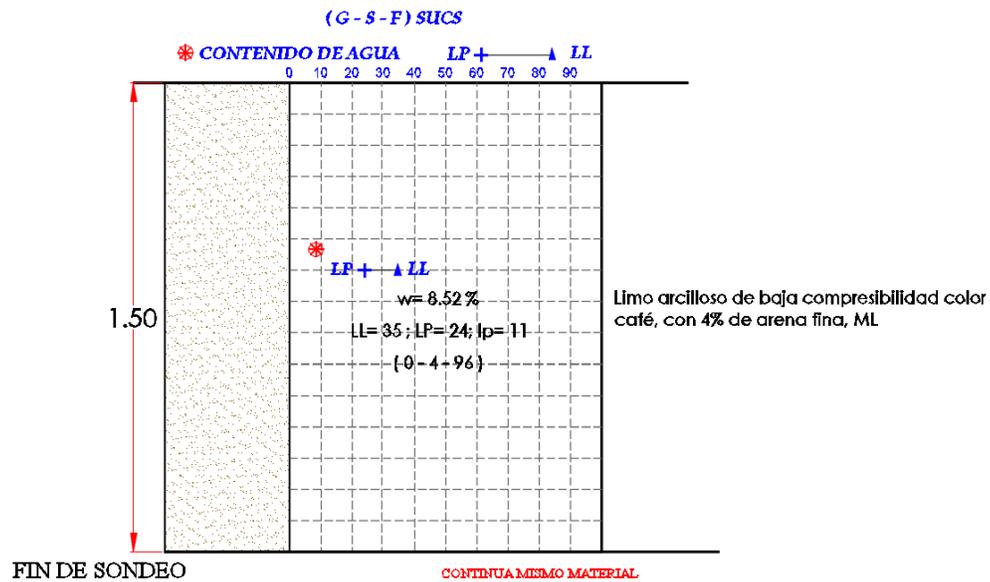


Figura III.16 Perfil estratigráfico de PCA-6.



REGISTRO DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

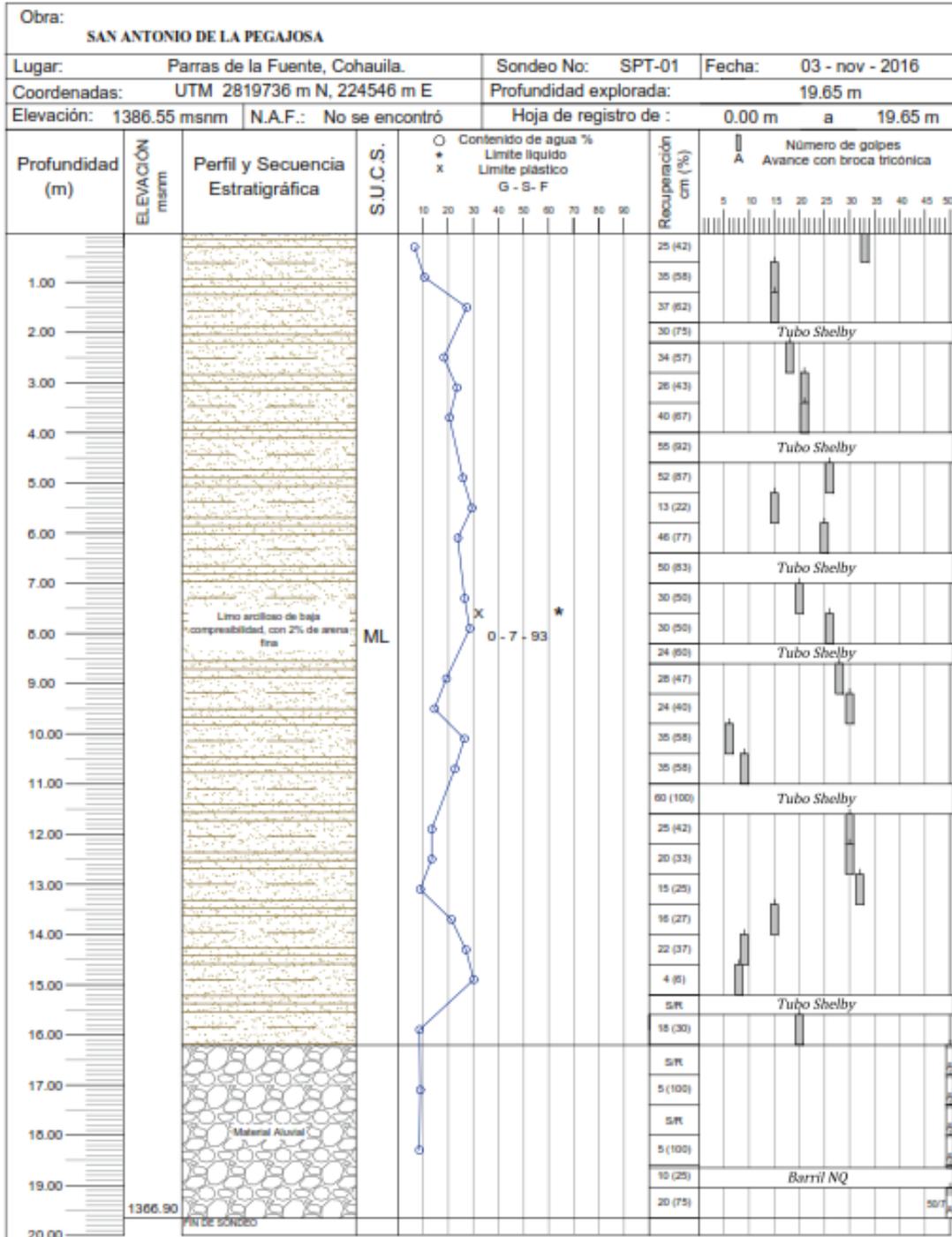
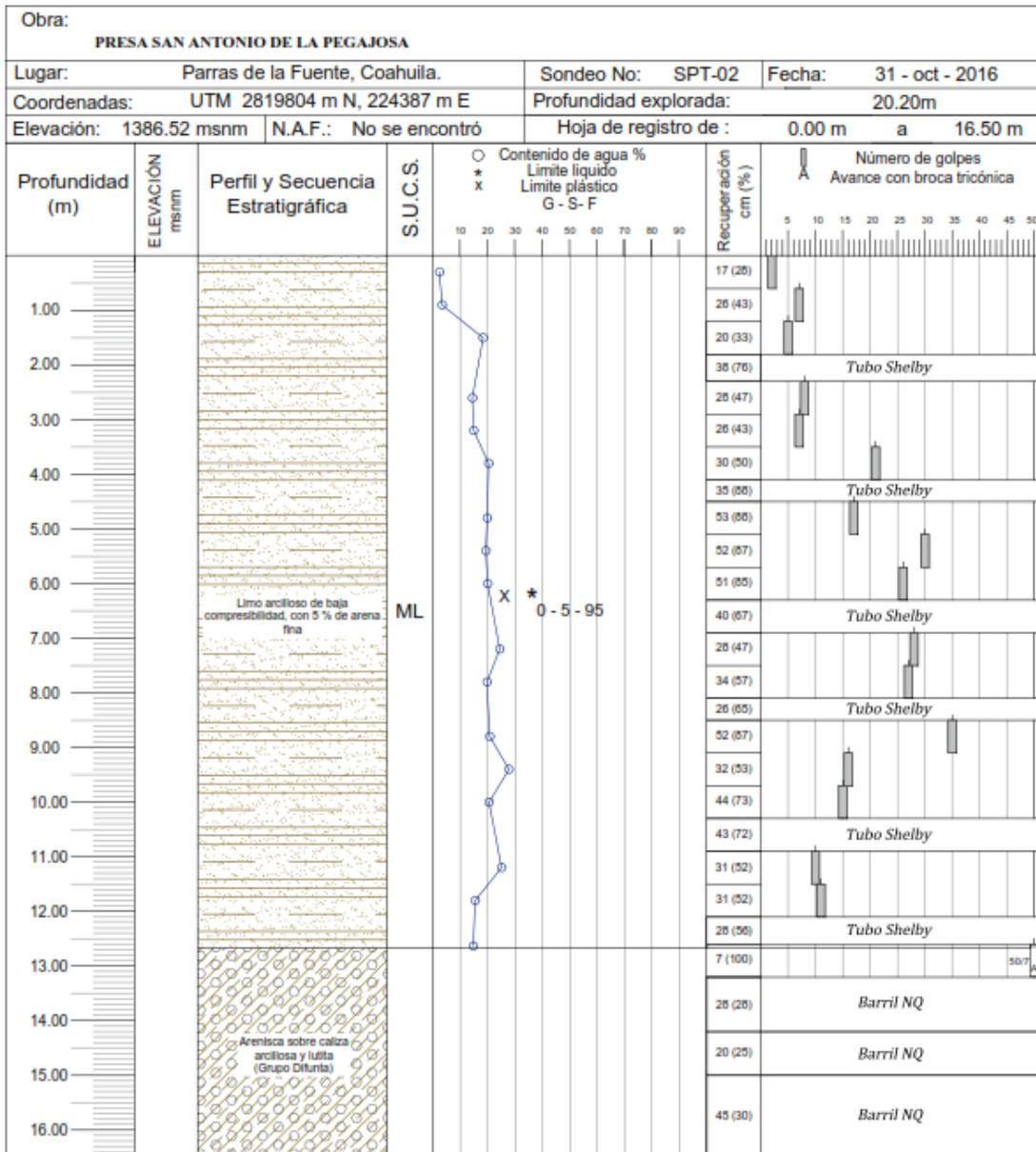


Figura III.17 Registro de exploración del sondeo STP-1.



REGISTRO DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA





REGISTRO DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

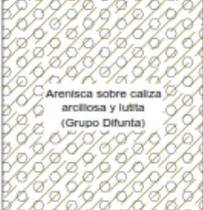
Obra: SAN ANTONIO DE LA PEGAJOSA																
Lugar: Parras de la Fuente, Coahuila.		Sondeo No: SPT-02		Fecha: 31 - oct - 216												
Coordenadas: UTM 2819804 m N, 224387 m E		Profundidad explorada: 20.20m														
Elevación: 1386.52 msnm		N.A.F.: No se encontró		Hoja de registro de : 16.50 m a 20.20 m												
Profundidad (m)	ELEVACIÓN msnm	Perfil y Secuencia Estratigráfica	S.U.C.S.	Contenido de agua %						Recuperación cm (%)	Número de golpes Avance con broca tricónica					
				○	*	x	○	○	○			○				
				10	20	30	40	50	60	70	80	90				
17.00		 <p>Arenisca sobre caliza arcillosa y lutita (Grupo Difuria)</p>											30 (30)	<i>Barril NQ</i>		
18.00														19 (27)	<i>Barril NQ</i>	
19.00															35 (35)	<i>Barril NQ</i>
20.00	1366.32														19 (19)	<i>Barril NQ</i>
21.00		FIN DE SONDEO														

Figura III.18 Registro de exploración del sondeo SPT-2.



REGISTRO DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

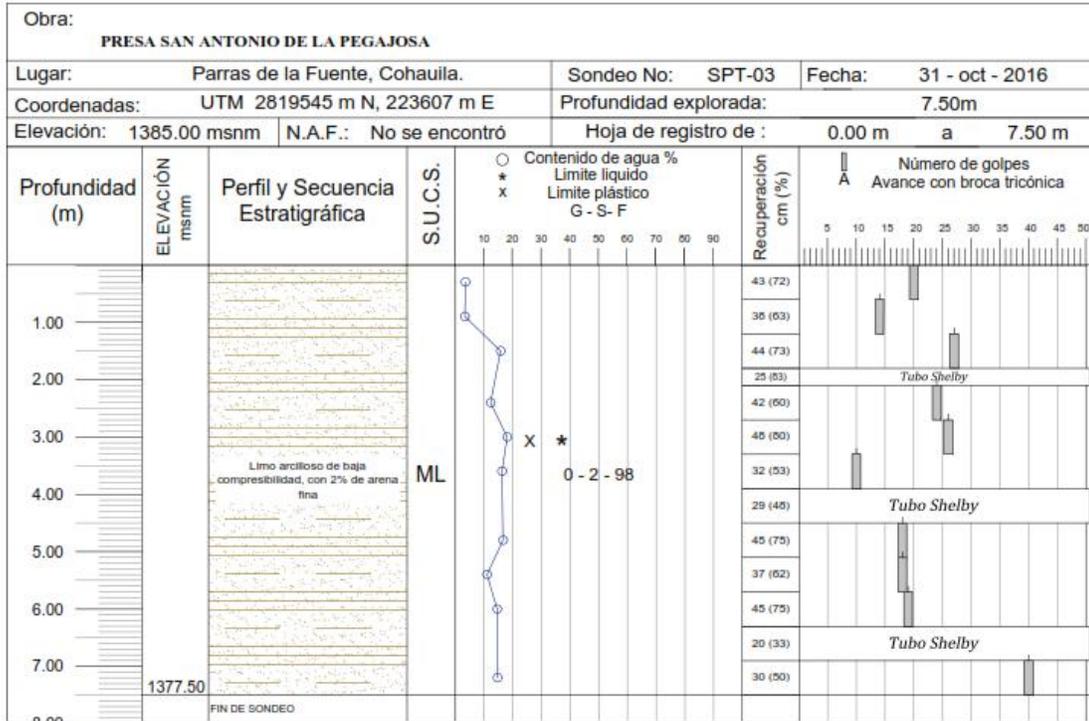
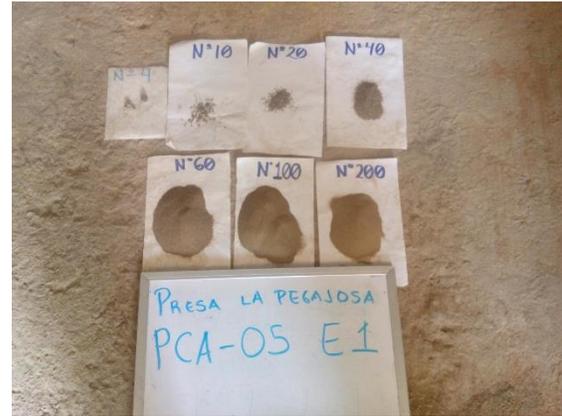


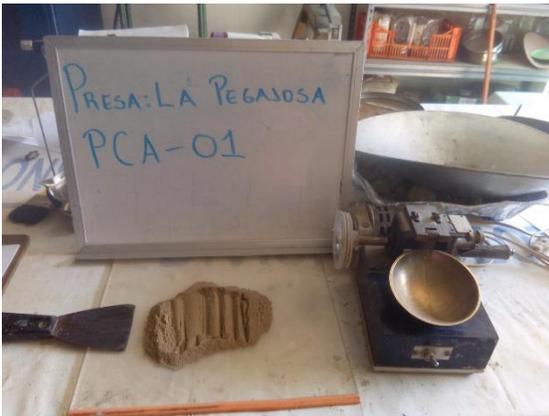
Figura III.19 Registro de exploración del sondeo SPT-3.



Fotografía III.32 Material del PCA-1 después de secado.



Fotografía III.33 Granulometría por mallas, material retenido.



Fotografía III.34 Prueba de límite líquido en copa de Casagrande.



Fotografía III.35 Prueba de límite líquido en copa de Casagrande.



Fotografía III.36 Probetas para prueba de compresión triaxial.



Fotografía III.37 Probeta para prueba de compresión triaxial.



Fotografía III.38 Prueba de compresión triaxial.



Fotografía III.39 Probeta después de la prueba de compresión triaxial.

IV. REVISION HIDROLÓGICA

La revisión hidrológica de la presa San Antonio consistió en obtener las avenidas máximas probables para diferentes periodos de retorno, con base en información climatológica, por medio de un método lluvia-escurremientos, específicamente el Hidrograma Unitario Triangular. Se seleccionó el hidrograma con periodo de retorno correspondiente al tipo de obra para la revisión y en su caso rediseño de la obra de excedencias.

IV.1 Actualización hidrológica

La presa San Antonio se localiza en las coordenadas geográficas 25°28'09.2" Latitud Norte y 101°44'23.4" Longitud Oeste, en el municipio de Parras de la Fuente, estado de Coahuila. Hidrológicamente se lo caliza en la cuenca R. Bravo – San Juan, la que a su vez se localiza en la Región Hidrológica 92 Bravo Conchos.

De acuerdo con imágenes satelitales y recorridos de campo se observó que en la zona de estudio existe una red de canales de riego y drenes. La presa se utiliza para el riego y no hay población aguas abajo por lo que en caso de ruptura afectaría zonas de agostadero y riego.

Para la obtención de las avenidas máximas probables se realizaron las siguientes actividades:

- Determinación de las características fisiográficas de la cuenca.
- Análisis espacio-temporal y probabilístico de las lluvias.
- Cálculo de las avenidas máximas probables.
- Tránsito de las avenidas por el vaso.
- La revisión y rediseño de la obra de excedencias.



Figura IV.1 Cueva San Antonio.

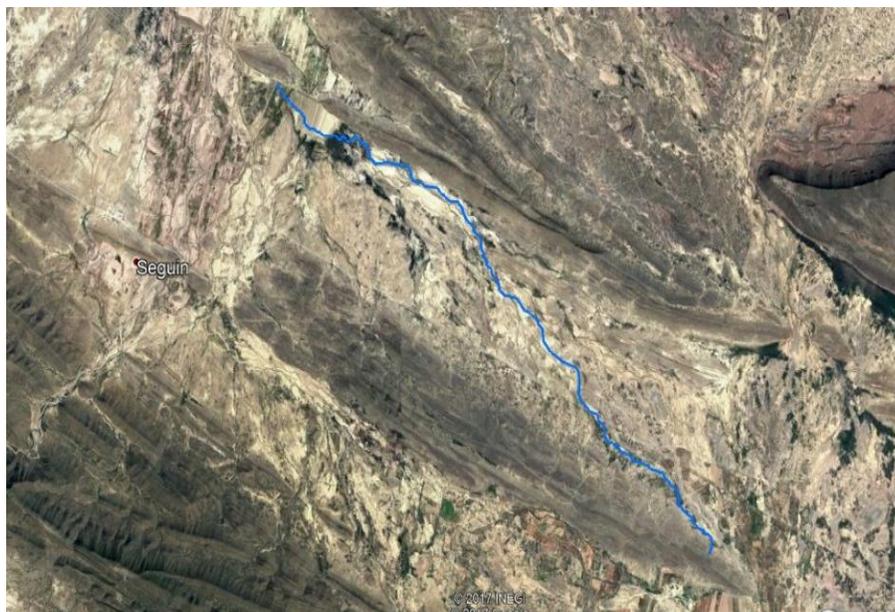


Figura IV.2 Principales componentes de la presa San Antonio.

En los apartados siguientes se describen con detalle estas actividades.

IV.2 Características fisiográficas de la cuenca

Las principales características fisiográficas de una cuenca necesarias para la estimación de gastos de diseño son: área de la cuenca, cauce principal y su pendiente media, caracterización de tipo de suelo y cobertura vegetal y uso de suelo. A continuación se describe la obtención de cada una de estas características. La información utilizada para obtener las características fisiográficas de la cuenca fueron la siguiente:

- LIDAR (15 m), obtenido de INEGI
- ALOS_MX (30 m), proporcionado por la GASIR
- Uso de suelo y cobertura vegetal (INEGI)
- Edafología (INEGI)

IV.2.1 Delimitación de la cuenca

Una cuenca se delimita trazando el parte aguas, el cual se define como la línea imaginaria que separa las cuencas contiguas y que pasa por los puntos más altos. Del polígono obtenido con el parteaguas se estima el área de la cuenca. La delimitación de la cuenca en estudio se realizó con base en información cartográfica y recorridos de campo.

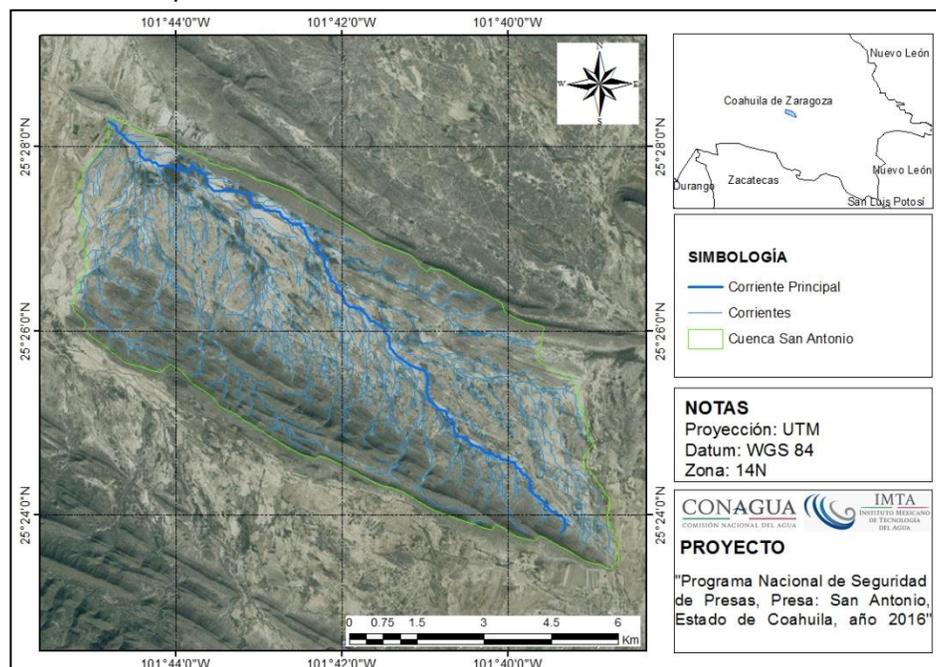


Figura IV.3 Cuenca delimitada y su cauce principal.

En la Figura IV.3 se presenta el parte aguas de la cuenca sobre la carta topográfica G14C31, donde además se indica el cauce principal y sus afluentes. De acuerdo con

la hidrografía, la cuenca es de orden 6. El área de la cuenca San Antonio es de 47.75 km².

IV.2.2 Longitud, pendiente del cauce principal y tiempo de concentración.

En la Figura IV.3 se indica el cauce principal y sus afluentes. De acuerdo con la hidrografía, la cuenca es de orden 6. Para obtener la longitud y pendiente media del cauce principal primeramente se trazó su perfil longitudinal, el cual se muestra en la Figura IV.4.

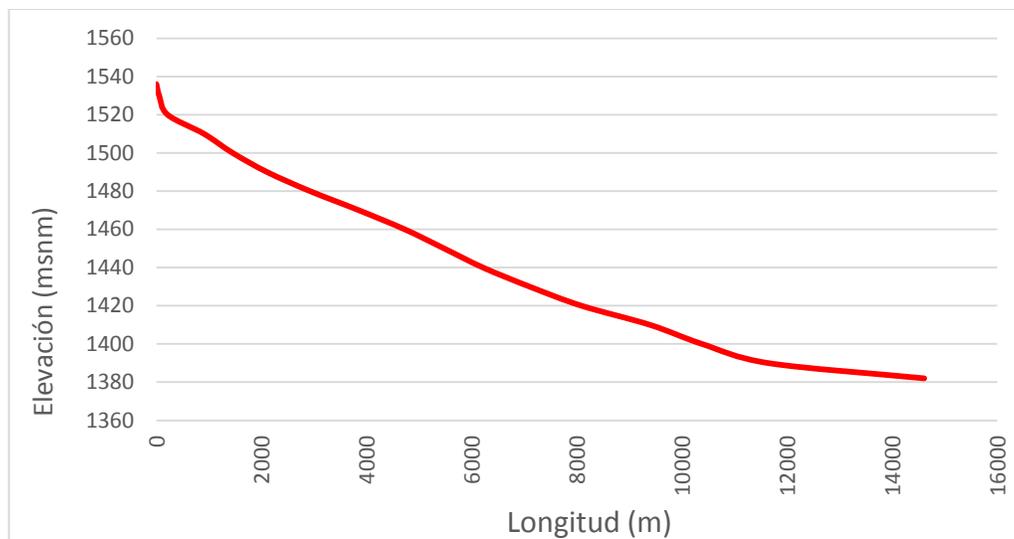


Figura IV.4 Perfil del cauce principal.

La longitud total del cauce principal es de 2.97 km. Para el cálculo de las pendientes se aplicó el método de Taylor-Schwarz, el cual consiste en aplicar la siguiente ecuación.

$$S = \left(\frac{L_m}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_i}{\sqrt{S_i}}} \right)^2 \quad (IV.1)$$

Donde:

S = pendiente media del cauce principal (m/m)

l_i = longitud del tramo i (m)

S_i = pendiente del tramo i (m/m)

L = longitud total del cauce (m)

m = número de tramos en que se divide la longitud total del cauce

En la Tabla IV.1 se presenta el cálculo de $\sum (l_i/\sqrt{S_i})$ para la cuenca San Antonio.

Tabla IV.1 Cálculo de la pendiente media del cauce de la cuenca San Antonio.

Distancia (m)	Elevación (msnm)	S_i	$l_i/\sqrt{S_i}$
0	1536.00		
53.24	1530.00	0.113	158.61
213.05	1520.00	0.063	638.86
905.20	1510.00	0.014	5758.38
1450.93	1500.00	0.018	4031.44
2105.61	1490.00	0.015	5297.14
2923.49	1480.00	0.012	7396.64
3851.36	1470.00	0.011	8937.81
4724.88	1460.00	0.011	8164.11
5475.19	1450.00	0.013	6499.28
6215.11	1440.00	0.014	6364.73
7103.53	1430.00	0.011	8373.82
8088.30	1420.00	0.010	9772.51
9392.74	1410.00	0.008	14898.23
10383.23	1400.00	0.010	9857.68
11641.99	1390.00	0.008	14122.55
14610.68	1382.00	0.003	57187.63
$\Sigma =$			167459.43

Finalmente, en la ecuación (IV.2) se presenta el cálculo de la pendiente para la cuenca San Antonio.

$$S = \left(\frac{2968.589}{167459.43} \right)^2 = 0.007612 = \mathbf{0.761\%} \quad (\text{IV.2})$$

El tiempo de concentración es el tiempo requerido para que el escurrimiento recorra desde el punto hidráulicamente con mayor distancia hasta la salida de la cuenca. Para su determinación se utilizó la fórmula de Kirpich, la cual se expresa como:

$$t_c = 0.0003245 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (\text{IV.3})$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración (h)

S = pendiente media del cauce principal (m/m)

L = longitud total del cauce (m)

Sustituyendo en la ecuación (IV.3) se tiene:

$$t_c = 0.0003245 \frac{2968.689^{0.77}}{0.007612^{0.385}} = 3.417 \text{ h} = \mathbf{205.01 \text{ min}} \quad (\text{IV.4})$$

El tiempo de retraso se calcula con la siguiente ecuación.

$$t_r = 0.6t_c \quad (\text{IV.5})$$

Sustituyendo resulta:

$$t_r = 0.6 * 3.42 = 2.05 \text{ h} = \mathbf{123.01 \text{ min}} \quad (\text{IV.6})$$

IV.2.3 Cobertura, uso y tipo de suelo, número de curva y coeficiente de escurrimiento

El número de curva y/o el coeficiente de escurrimiento son necesarios para estimar la lluvia en exceso, y se determina a partir de información edafología, cobertura vegetal y uso del suelo y pendientes a partir de la topografía de la cuenca.

Para la obtención del mapa de uso de suelo y vegetación actual de la cuenca de la presa San Antonio, se emplearon métodos digitales de interpretación sobre imágenes de satélite. Los programas utilizados fueron Arc Gis 10.3 y Google Earth y como información base se utilizaron sheapfiles de INEGI, los cuales se complementaron con estudios previos y recorridos de campo. Se trabajó con una proyección UTM y Datum WGS 84. Las características de cada clase se obtuvieron del diccionario de datos de Uso del Suelo y Vegetación (INEGI, 2009) y de la clasificación de la vegetación de México realizada por Rzedowski (1978). En la Figura IV.5 se presenta el mapa de cobertura vegetal y uso de suelo obtenida.

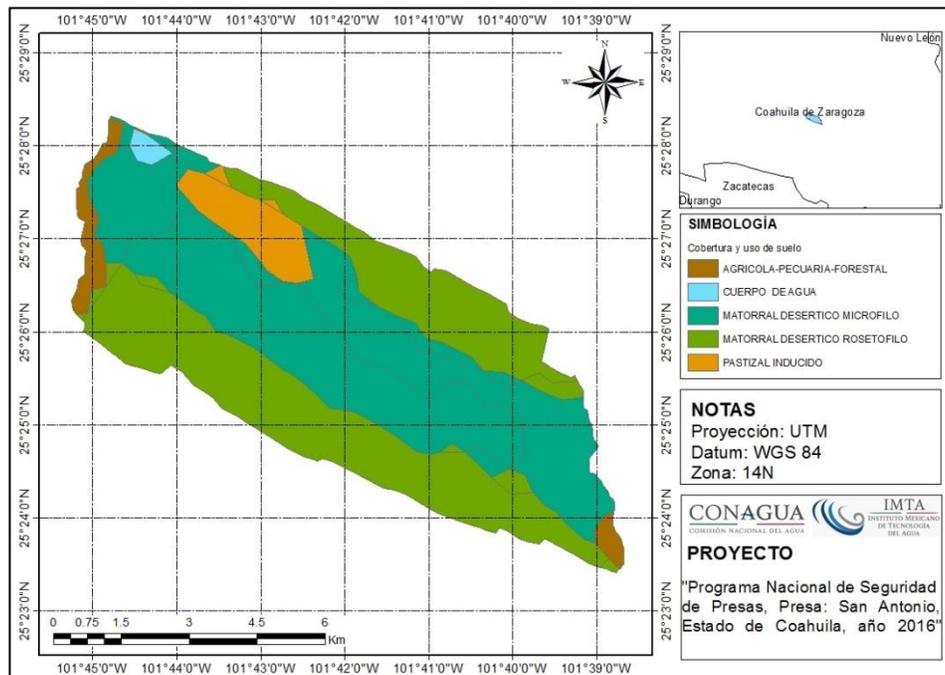


Figura IV.5 Cobertura vegetal y uso de suelo.

En la Tabla IV.2 se presentan las áreas para los tipos de cobertura y uso de suelo.

Tabla IV.2 Áreas de tipo de cobertura y uso de suelo.

Simbología	Cobertura y uso de suelo	Área (km ²)	% de área
	Agrícola – Precuaria – Forestal	1.61	3.37
	Pastizal Inducido	2.69	5.64
	Matorral Desértico Microfilo	23.24	48.66
	Matorral Desértico Rosetofilo	19.87	41.61
	Cuerpo de Agua	0.34	0.71

Para obtener los tipos de suelo en la cuenca se utilizó la carta edafológica de INEGI, escala 1:250000.

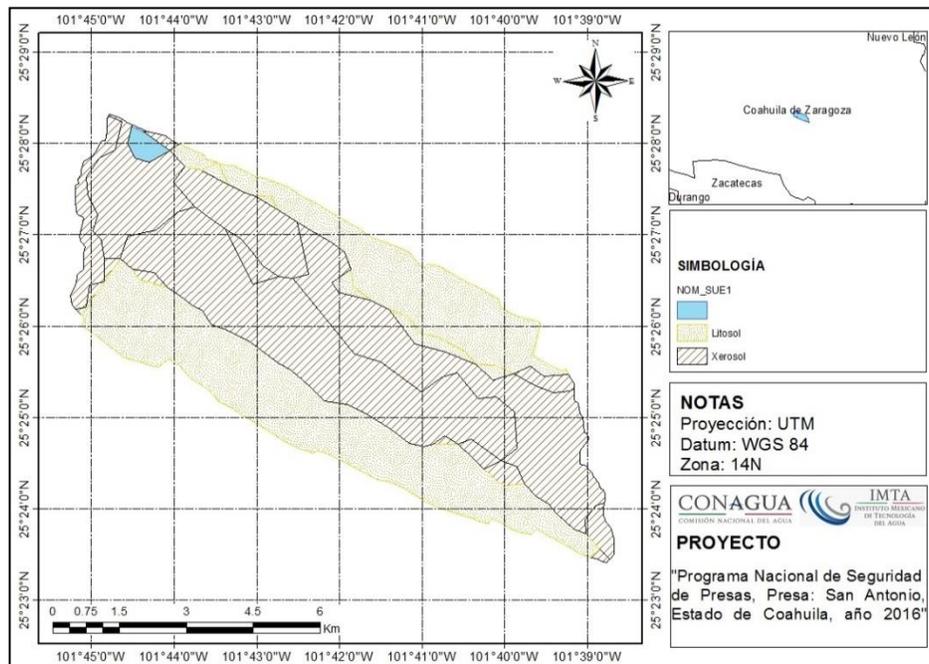


Figura IV.6 Edafología.

En la Figura IV.6 se presentan los polígonos con diferente clasificación edafológica, a los cuales le corresponde la clasificación hidrológica que se indica en la Tabla IV.3. El tipo de suelo D de la clasificación hidrológica corresponde a un suelo poco permeable en el que se genera mayor el escurrimiento, y en el tipo de suelo A se genera menor escurrimiento.

Tabla IV.3 Áreas de tipo de suelo.

Tipo de suelo	Clasificación edafológica	Clasificación hidrológica	Área (km ²)	% de área
I+Rc/2	Litosol	D	19.98	41.84
Xh/2/PC	Xerosol háplico	B-C	11.08	23.19
Xk+Xh/2	Xerosol cálcico	B-C	16.36	34.25
	H2O		0.34	0.71

Los mapas de cobertura y uso de suelo, edafología y pendientes son sobrepuestos para obtener las áreas correspondientes a cada número de curva, para finalmente obtener un valor ponderado del total de la cuenca.

El número de curva ponderado para la cuenca se obtuvo con la siguiente fórmula.

$$NC = \frac{\sum NC_i * \text{Área}_i}{\text{Área total de la cuenca}} \quad (IV.7)$$

Donde:

NC = número de curva ponderado

NC_i = número de curva área característica.

Número de curva.

$$NC = \frac{3869.874}{47.753} = 81.04 \quad (IV.8)$$

Tabla IV.4 Cálculo del número de curva para la cuenca San Antonio.

Uso de suelo	Tipo de suelo	Área (km ²)	CN
Cuerpo de Agua	H2O	0.34	100
Pastizal Inducido	Litosol	0.13	84
Matorral Desertico Rosetofilo	Litosol	18.94	84
Matorral Desertico Microfilo	Litosol	0.91	84
Agrícola – Precuario - Forestal	Xerosol Cálculo	1.61	79
Matorral Desertico Rosetofilo	Xerosol Cálculo	0.79	79
Matorral Desertico Microfilo	Xerosol Cálculo	11.40	79
Pastizal Inducido	Xerosol Cálculo	2.56	79
Matorral Desertico Rosetofilo	Litosol	0.15	79
Matorral Desertico Microfilo	Litosol	10.93	79

Para la determinación del coeficiente de escurrimiento en la cuenca de estudio se utiliza la metodología propuesta por el *Natural Resources Conservation Service* (NRCS, antes Soil Conservation Service (SCS)) llamado Números de Escurrimiento, el cual propone que la lluvia total P se relaciona con la altura de lluvia efectiva P_e , a través de la ecuación (IV.9):

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{508}{CN} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{CN} - 20.32} \quad (IV.9)$$

Donde:

P = altura de lluvia total en cm

P_e = lluvia efectiva en cm

CN = número de curva

Por otra parte, el coeficiente de escurrimiento C_e se calcula con la ecuación (IV.10)

$$C_e = \frac{P_e}{P} \quad (IV.10)$$

Donde:

C_e = Coeficiente de escurrimiento.

P_e = Lluvia efectiva en mm

P = Altura de lluvia total en mm

En la Tabla IV.5 se muestran los coeficientes de escurrimiento calculados para diferentes periodos de retorno, a partir de las ecuaciones (IV.9) y (IV.10). El valor de P fue obtenido en el siguiente apartado.

Tabla IV.5 Coeficientes de escurrimiento medio, Cuenca San Antonio.

tr (años)	P(mm)	Pe (mm)	Ce
2	43.22	10.82	0.25
5	63.35	23.88	0.38
10	77.48	34.41	0.44
20	91.55	45.62	0.50
50	110.53	61.55	0.56
100	125.37	74.48	0.59
200	140.73	88.17	0.63
500	161.95	107.49	0.66
1,000	178.76	123.05	0.69
2,000	196.27	139.44	0.71
5,000	220.56	162.42	0.74
10,000	239.84	180.82	0.75

IV.3 Hidrometría y climatología

Para la estimación de las avenidas de diseño es necesario contar con información hidrométrica y/o climatológica. Con la información hidrométrica es posible estimar

las avenidas por medio de métodos directos, y la información climatológica se utiliza en métodos indirectos, como son los modelos lluvia-escorrentamiento.

IV.3.1 Análisis de información hidrométrica

No existen estaciones hidrométricas en la cuenca de estudio, por lo que no fue posible estimar las avenidas de diseño mediante métodos directos.

IV.3.2 Análisis de información climatológica

Se realizó un análisis espacio-temporal de los datos de lluvia. Dentro de la cuenca no existen estaciones climatológicas, pero sí cerca de ésta. En la Tabla IV.6 se presentan datos de las estaciones más cercanas a la cuenca.

TABLA IV.6 ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS CERCANAS A LA PRESA SAN ANTONIO.

Clave	Nombre	Estado	Periodo de registro	Estatus	Comentario
5016	General Cepeda	Coahuila	1948-2011	Operando	Serie amplia
5162	Dos de Abril	Coahuila	1982-1988 y 1991-2013	Operando	4 años faltantes Serie corta
5142	Hipolito	Coahuila	1981-1986 y 1997-2011	Operando	11 años faltantes
PARCL	Parras	Coahuila	1961-2017	Operando	Serie amplia

Se utilizó el método de polígonos de Thiessen para determinar el área de influencia de las cuencas, resultando que solo la estación 5016 abarca el total de la cuenca. Dado que se trata de una cuenca muy pequeña y que la estación con influencia se encuentra muy cerca, desde el punto de vista del análisis espacial se considera prudente utilizar esta estación para calcular la lluvia de diseño.

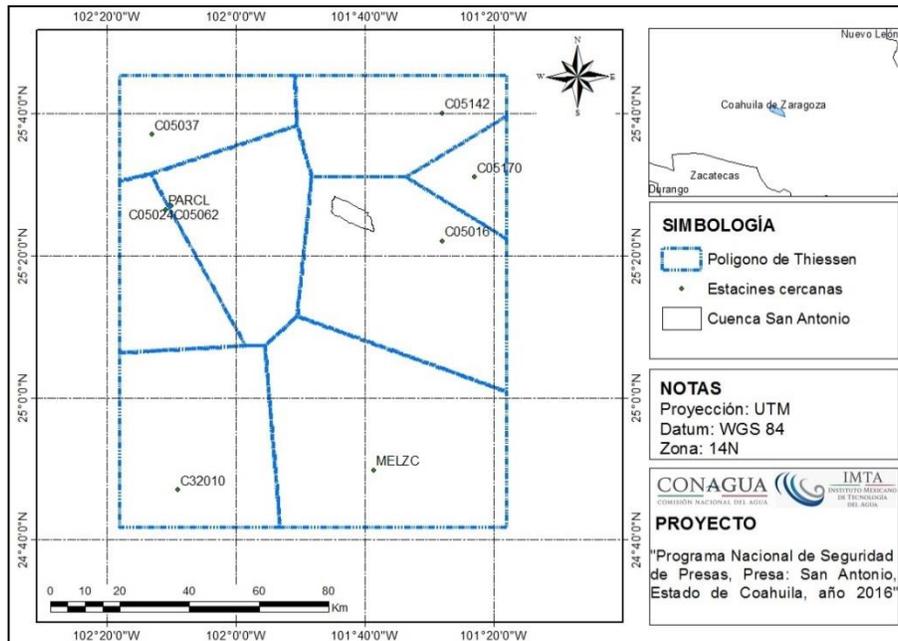


FIGURA IV.7 POLÍGONOS DE THIESSEN.

Por lo tanto, la estación seleccionada es la estación 5016 General Cepeda, ubicada en el municipio de General Cepeda, Coahuila, en las coordenadas geográficas latitud Norte 25°22'02.00" y longitud Oeste 101°28'03.00". De esta estación se analizaron los datos de lluvias máximas en 24 h, proporcionados por la Dirección Local de Coahuila. En la Tabla IV.7 se presentan las lluvias máximas en 24 h por año.

Tabla IV.7 Lluvias máximas en 24 h de la estación 5016 General Cepeda.

Año	Hp (24h)	Año	Hp (24h)
1945	44.3	1980	21.0
1948	58.9	1981	40.3
1949	56.5	1982	32.0
1950	68.2	1983	48.0
1951	22.0	1984	37.0
1952	30.0	1985	35.0
1953	30.0	1986	40.0
1954	25.0	1987	34.0
1955	50.0	1988	60.0
1956	25.0	1989	31.0
1957	25.0	1990	26.0
1958	40.0	1991	21.0
1959	30.0	1992	46.0

Año	Hp (24h)	Año	Hp (24h)
1960	25.0	1993	50.5
1961	65.0	1994	24.0
1963	120.0	1995	66.0
1964	100.0	1996	64.0
1965	33.5	1997	28.0
1967	53.0	1998	38.5
1968	7.5	2000	43.5
1969	53.0	2001	60.0
1970	22.0	2002	48.0
1971	41.0	2003	58.0
1972	47.0	2004	36.0
1973	44.0	2005	30.0
1974	72.0	2006	35.0
1975	37.0	2007	77.0
1976	32.0	2008	43.0
1977	22.0	2009	29.0
1978	37.0	2011	21.0
1979	20.0	-	-

Homogeneidad

La prueba de homogeneidad asegura que la tendencia en la media o en la varianza de la serie de tiempo no presente inconsistencias. Las pruebas aplicadas fueron: Helmert, t de Student y Cramer que se desarrollan a continuación.

Prueba de Helmert

Esta prueba consiste en analizar el signo de las desviaciones de cada evento X_i de la serie con respecto a su valor medio. Si una desviación de un cierto signo es seguida de otra del mismo signo, entonces se dice que se forma una secuencia S, en caso contrario se considera como un cambio C.

La serie se considera homogénea si se cumple:

$$-\sqrt{n_j - 1} \leq (S - C) \leq \sqrt{n_j - 1} \quad (IV.11)$$

Dónde:

n_j : Número de datos

S: Secuencia

C: Cambio

Resultados de la prueba de cada estación analizada

Estación 5016

Número de datos de la prueba n_j : 60

Número de secuencias S: 36

Número de cambios C: 23 (S-C): 13
 $-7.68 \leq (13) \leq 7.68$La muestra es no homogénea

Prueba t de Student

Si se considera una serie xi para i=1, 2,3,...n de un sitio, la cual se divide en 2 conjuntos de tamaño n1=n2=n/2, entonces la prueba se define con la expresión:

$$t_d = \frac{x_1 - x_2}{\left[\frac{n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (IV.12)$$

Dónde:

x1, S1: Media y varianza del primer conjunto de registro n1.

x2, S2: Media y varianza del primer conjunto de registro n2.

Si y solo si el valor absoluto de td es mayor que el valor de la distribución t de Student, se concluye que la diferencia entre las medias es evidencia de inconsistencia y, por lo tanto, la serie se considera no homogénea.

Resultado de la prueba de cada estación analizada

Estación 5016

Conjunto 1:

n1=33

X1=41.330

S1=24.157

Conjunto 2:

n2=33

X2=38.418

S2=15.817

Valor del estadístico de prueba td= -0.571

Grados de libertad= 64

Valor t de Student: 1.998

Como td < t de Student la muestra es homogénea

Prueba de Cramer

Esta prueba se utiliza con el propósito de verificar la homogeneidad en el registro xi de la muestra y también para determinar si el valor medio no varía significativamente de un periodo de tiempo a otro. Con este propósito se consideran 3 bloques, el primero del tamaño total de la muestra n; el segundo de tamaño n60 (el 60% de los últimos valores de la muestra n) y el tercero del tamaño n30 (el 30% de los últimos valores de la muestra n). La prueba compara el valor de \bar{x} del registro total con la media de cada uno de los bloques. Para que se considere la serie como estacionaria, se deberá cumplir que no existe una diferencia significativa entre la media de los bloques.

$$t_w = \left(\frac{n_w(n_j - 2)}{n_j - n_w[1 + (\tau_w^j)^2]} \right)^{\frac{1}{2}} |\tau_w^j| \quad (IV.13)$$

$$\tau_{60}^j = \frac{\bar{x}_{60} - \bar{x}}{S_x} \quad (IV.14)$$

$$\tau_{30}^j = \frac{\bar{x}_{30} - \bar{x}}{S_x} \quad (\text{IV.15})$$

Dónde:

\bar{x} : Media de la muestra completa

S_x : Desviación estándar de la muestra completa

\bar{x}_{60} : Media del bloque 1

\bar{x}_{30} : Media del bloque 2

El estadístico t_w tiene distribución t de Student si y solo si el valor absoluto de t_w , para $w=60$ y $w=30$, es mayor que la correspondiente t de Student, se concluye que la diferencia entre las medias es evidencia de inconsistencia y, por tanto, la muestra x_i se considera no homogénea; en caso contrario la serie es homogénea.

Resultado de la prueba de cada estación analizada

Estación 5016

Conjunto 1 (60% de la muestra):

Conjunto 2: (30% de la muestra)

$n_1=40$

$n_2=20$

$X_1=38.295$

$X_2=39.825$

$\tau_{60}=-0.07775$

$\tau_{30}=-0.00242$

$t_{60}=7.72688$

$t_{30}=0.06746$

Valor t de Student: 2.00

Como $t_{60} < t$ de Student la muestra es no homogénea

Como $t_{30} < t$ de Student la muestra es no homogénea

La muestra es no

homogénea

Resumen de las pruebas de homogeneidad

Para que la serie se considere homogénea tiene que cumplir al menos con dos pruebas, por lo que en este caso la estación cumplen con una prueba de homogeneidad. Sin embargo se puede tomar como buena considerando que existen eventos extremos.

Tabla I.6 Resumen de las pruebas de homogeneidad para las estaciones analizadas.

Clave de estación	Helmert	t de Student	Cramer	Resultados de homogeneidad
5016	No Homogénea	Homogénea	No homogénea	Homogénea

Independencia

La independencia asegura que el evento presentado en un año cualquiera no tiene nada que ver con el año o años que le anteceden.

Para poder realizar el análisis de frecuencias se requiere que la muestra x_i de la serie de datos esté compuesta por variables aleatorias, es decir, los elementos de la muestra deben de ser independientes entre sí. Para probarlo se aplicará la prueba de Anderson, la cual hace uso del coeficiente de autocorrelación serial r_k para diferentes tiempos de retraso k . La expresión para obtener el coeficiente de autocorrelación serial de retraso k es:

$$r_k = \frac{\sum_{i=1}^{n-k} (x_i - \bar{x})(x_{i+k} - \bar{x})}{\sum_{j=1}^n (x_j - \bar{x})^2}, \text{ para } r_0 = 1 \text{ y } k = 1, 2, \dots, \frac{n}{3} \quad (\text{IV.16})$$

Donde

r_k : Coeficiente de autocorrelación serial

x, x_i : Elementos de la muestra de la serie de datos independientes entre sí

k : tiempo de retraso = $n/3$

n : número de datos

Además, los límites al 95% de confianza para r_k se puede obtener como:

$$r_k(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{n-k-1}}{n-k} \quad (\text{IV.17})$$

La gráfica de los valores estimados para r_k (ordenadas) contra los tiempos de retraso k (abscisas), junto con sus correspondientes límites de confianza, se llama correlograma de la muestra. Si solo el 10% o menos de los valores de r_k sobrepasan los límites de confianza se dice que la serie es independiente.

A continuación se muestra el desarrollo del análisis de independencia para las estaciones:

Tabla IV.8 Valores de Correlograma de la estación 5016.

K	r_k	Límite inferior	Límite superior	K	r_k	Límite inferior	Límite superior
1	0.087	-0.257	0.226	12	-0.043	-0.283	0.246
2	-0.004	-0.259	0.227	13	-0.002	-0.286	0.248
3	-0.072	-0.261	0.229	14	0.131	-0.288	0.25
4	-0.199	-0.263	0.231	15	0.028	-0.291	0.252
5	-0.092	-0.265	0.232	16	-0.191	-0.294	0.254
6	-0.001	-0.268	0.234	17	-0.085	-0.298	0.257
7	-0.153	-0.27	0.236	18	-0.1	-0.301	0.259
8	0.011	-0.272	0.238	19	0.079	-0.304	0.262
9	-0.027	-0.275	0.24	20	0.005	-0.308	0.264
10	-0.028	-0.277	0.242				
11	0.107	-0.28	0.244				

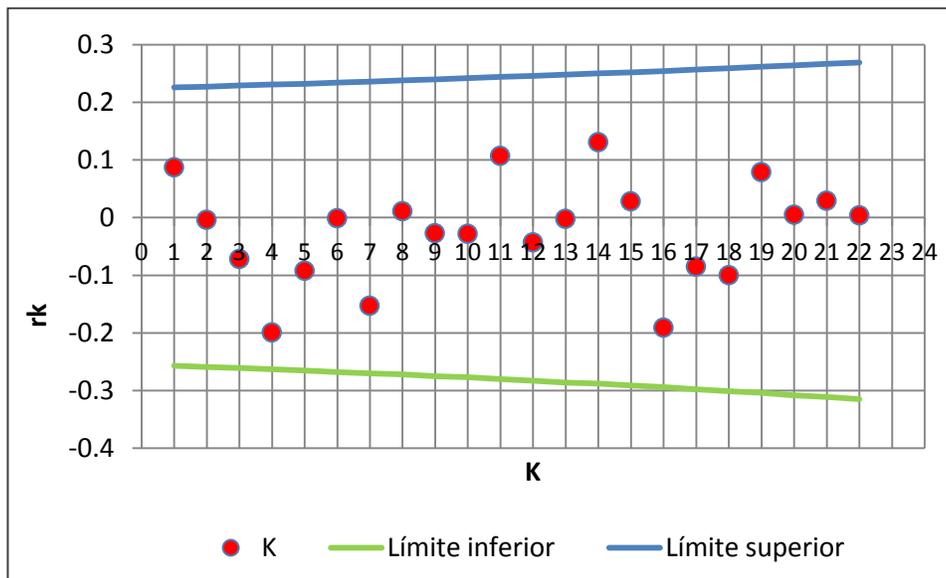


Figura IV.8 Correlograma de la estación 5016.

Como se muestra en la Tabla I.12, las tres estaciones analizadas muestran una serie de datos independiente.

Tabla I.12 Resultados de la prueba de Independencia.

Estación	5016
Figura	Figura IV.8
Resultados de Independencia	Independiente

Conclusiones de homogeneidad e Independencia

Como se muestra en la Tabla I.13, los resultados indican que las tres estaciones cumplen con la independencia y homogeneidad, por lo que pueden utilizarse para el cálculo de la avenida de diseño.

Tabla I.13 Estaciones con independencia y homogeneidad.

Estación	Independencia	Homogeneidad
5016	Si	Si

IV.4 Precipitación para diferentes periodos de retorno

Para calcular la altura de lluvia total asociada a diferentes periodos de retorno se utilizó el programa AX el cual ajusta distintas funciones de probabilidad a muestras de datos y calcula el error estándar de cada una de ellas respecto de la muestra. Los métodos para calcular los parámetros de las funciones de probabilidad son: por momentos y por máxima verosimilitud; además, las funciones Log-normal y Gamma pueden calcularse para dos o tres parámetros. Las funciones de probabilidad son las siguientes:

- Normal
- Lognormal 2 y 3 parámetros
- Gumbel
- Exponencial
- Gamma 2 y 3 parámetros
- Doble Gumbel

En la Tabla IV.9 se presentan los errores estándar con cada una de las funciones.

Tabla IV.9 Error Estándar con cada función de probabilidad.

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 Parámetros	3 Parámetros	2 Parámetros	3 Parámetros

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 Parámetros	3 Parámetros	2 Parámetros	3 Parámetros
Normal	6.897068	-	6.897068	-
Lognormal	3.408234	3.608685	3.408234	4.333658
Gumbel	3.97048	-	4.485873	-
Exponencial	3.883337	-	13.10875	-
Gamma	4.346481	3.619811	4.79586	4.786631
LogPearsonIII	2.625574	-	3.3174	-
Valores Extremos	3.941316	-	-	-
Doble Gumbel	2.4071			

De los resultados con la función con mejor ajuste es Doble Gumbel sin embargo al graficar las funciones de probabilidad está se dispara por encima de las demás funciones por lo que se tomó la función (LogPearson III 2p Máx. Ver) debido a que es la siguiente con menor error estándar y tiene una tendencia más suave por lo que se extrapolaron las lluvias para los periodos de retornos que se muestran en la Tabla IV.10.

Tabla IV.10 Láminas de lluvia máximas (24h) para diferentes periodos de retorno (tr).

tr (años)	Hp (mm)	Ajuste intervalo Hp(1.13) (mm)
2	38.25	43.223
5	56.064	63.352
10	68.566	77.480
20	81.015	91.547
50	97.812	110.528
100	110.947	125.370
200	124.542	140.732
500	143.321	161.953
1000	158.196	178.761
2000	173.69	196.270
5000	195.19	220.565
10000	212.251	239.844

IV.4.1 Precipitación media para diferentes duraciones y periodos de retorno

De acuerdo con los polígonos de Thiessen, de las estaciones existentes solo una tiene influencia la totalidad de la cuenca, por lo que no es necesario estimar una precipitación media en función de varias estaciones.

IV.4.2 Intensidades para diferentes duraciones y periodos de retorno

Para obtener las curvas i-d-tr (intensidad-duración-periodo de retorno) se utilizó el modelo de E. Kuishling y Gransky, el cual permite obtener a partir del valor de la lluvia máxima probable en 24 h, la cantidad de lluvia para cualquier duración de tormenta, con las siguientes expresiones.

$$H_{pd} = \frac{KT^{1-e}}{1-e} \quad (IV.18)$$

$$K = \frac{H_p(1-e)}{24^{1-e}} \quad (IV.19)$$

Donde:

H_{pd} = lluvia de diseño, correspondiente a d_e .

K = coeficiente de distribución.

e = parámetro adimensional que depende del valor del tiempo de concentración.

T = tiempo para el cual se calcula la cantidad de lluvia.

En la Figura IV.9

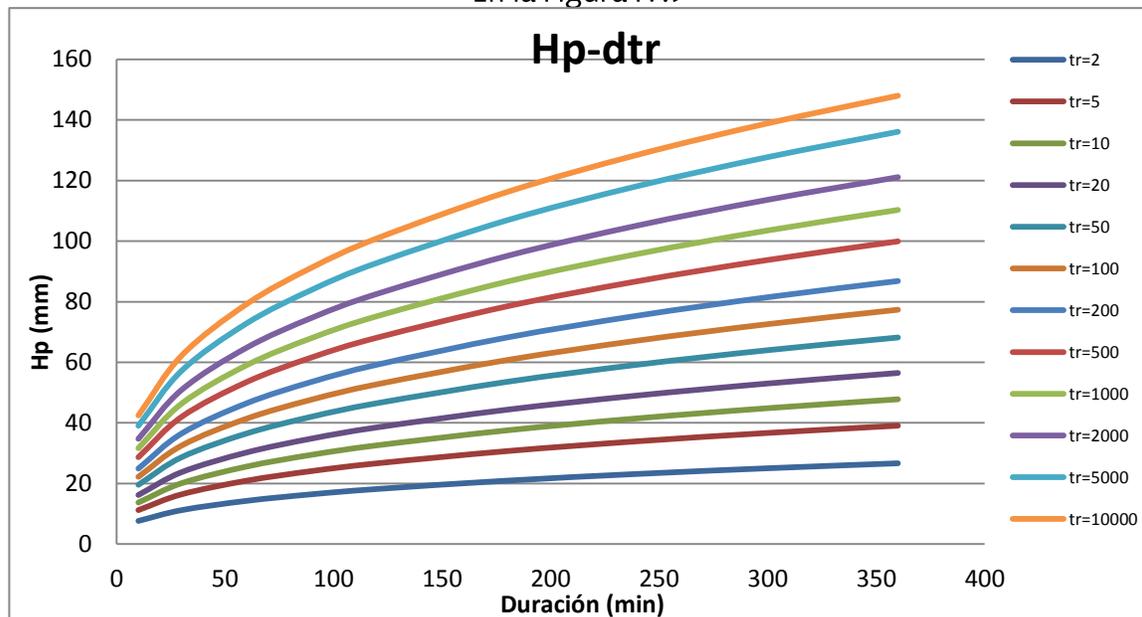


Figura IV.9 Curvas Hp-d-tr.

se presentan las curvas h-d-tr (lámina de lluvia-duración-periodo de retorno) obtenidas con las ecuaciones (IV.18) y (IV.19) y las lluvias máximas en 24 h de la Tabla IV.10. El valor de $e = 0.65$.

Finalmente, para obtener las intensidades de lluvia se dividen los valores de las láminas de lluvia entre su duración correspondiente, obteniendo las curvas i-d-tr presentadas en la Figura IV.10.

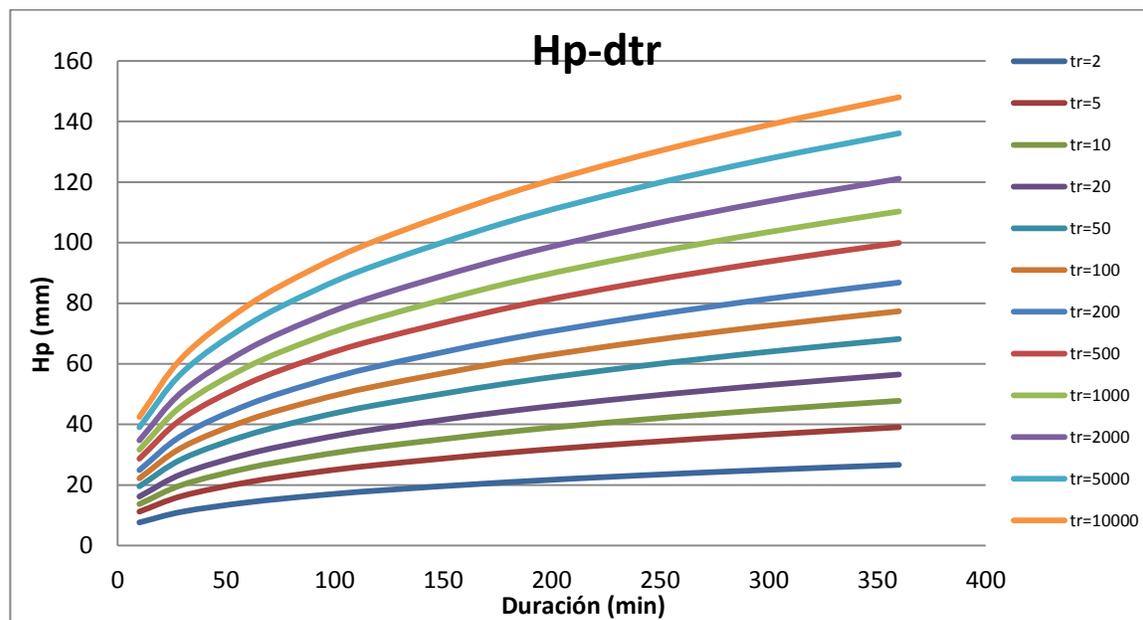


Figura IV.9 Curvas Hp-d-tr.

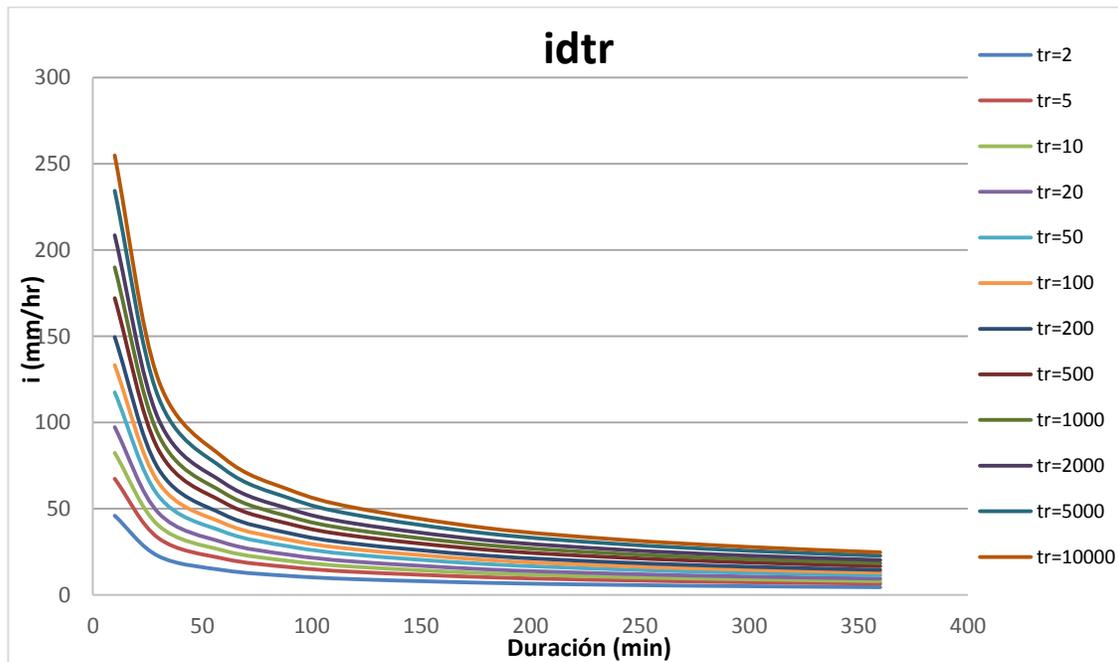
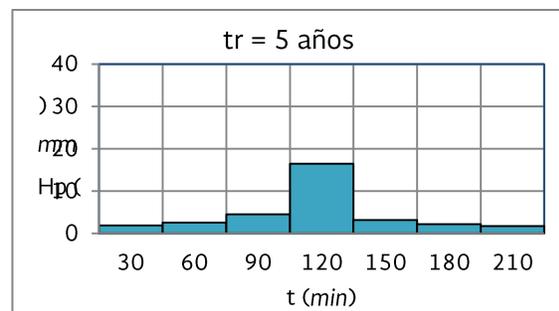
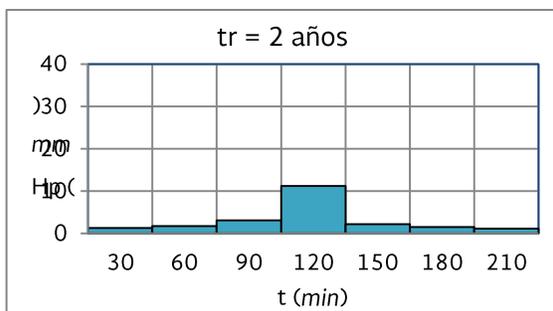


Figura IV.10 Curvas i-d-tr.

IV.5 Hietograma de Diseño

Los hietogramas de diseño se obtuvieron con el método de bloques alternos. Para determinar la duración total del hietograma se revisaron los datos de lluvia de la estación automática. Puesto que para fines de diseño se considera el escenario más desfavorable, el hietograma de diseño tendrá una duración de 3 horas. De acuerdo con el método del HUT el intervalo de tiempo en el hietograma debe ser aproximadamente $0.29t_r = 35.67 \text{ min}$, por lo tanto, dado que el programa HEC-HMS maneja intervalos de tiempo cerrados, se seleccionó un $\Delta t = 30 \text{ min}$. Finalmente, las alturas de lluvia para construir los hietogramas se obtuvieron de las curvas H_p -d-tr o bien con las ecuaciones (IV.18) y (IV.19). En la Figura IV.11 se presentan los hietogramas para los periodos de retorno utilizados.



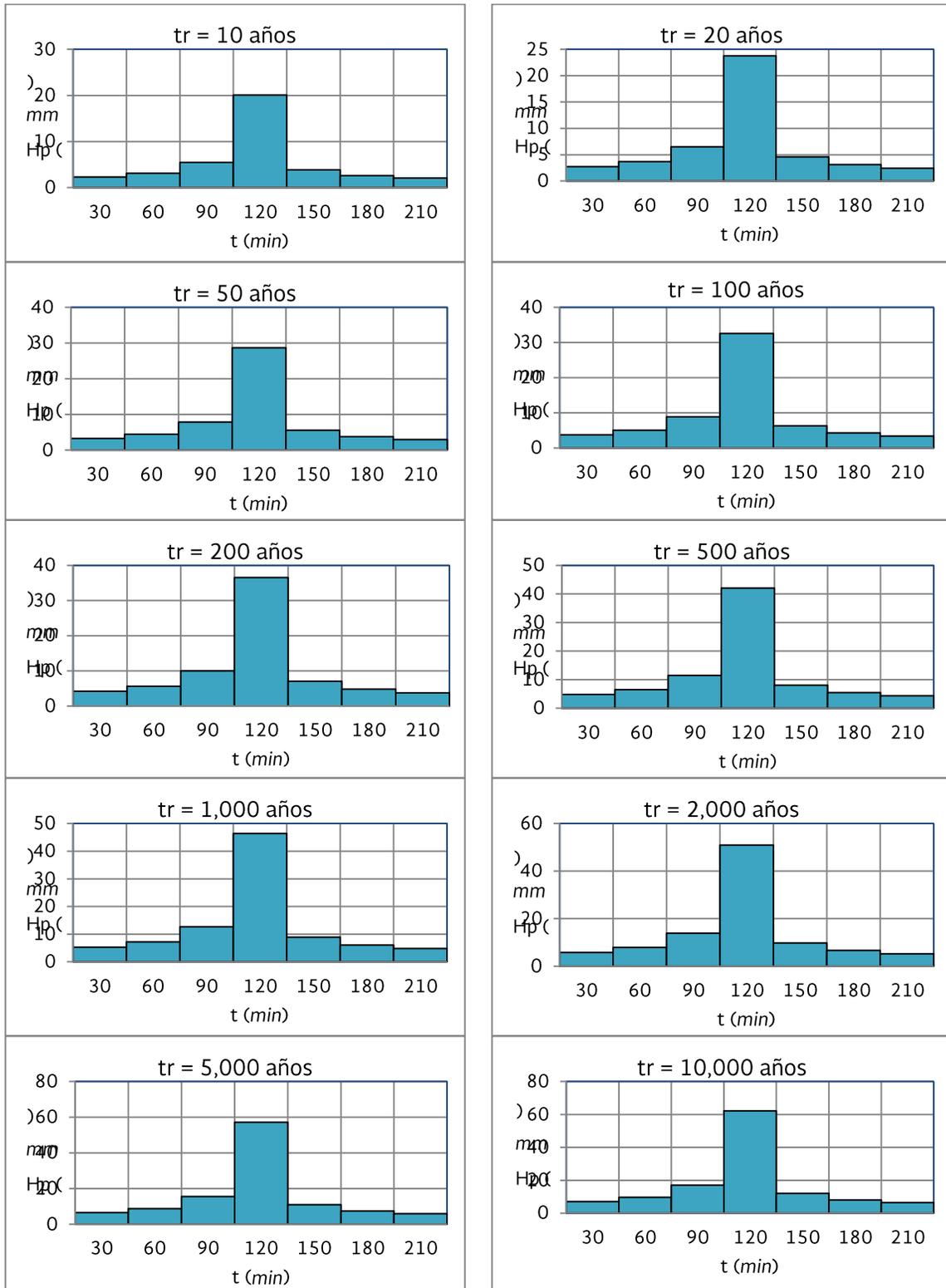


Figura IV.11 Hietogramas de diseño.

IV.6 Cálculo de avenidas

IV.6.1 Cálculo de avenidas con información hidrométrica

Como ya se mencionó, no existen estaciones hidrométricas en la cuenca, por lo que no fue posible utilizar métodos directos para la estimación de las avenidas de diseño.

IV.6.2 Cálculo de avenidas con información climatológica

Las avenidas de diseño o avenidas máximas probables se obtuvieron con base en la información climatológica, específicamente datos de lluvias máximas en 24 h, es decir, con un método indirecto, en este caso el método del hidrograma unitario triangular de la SCS, para lo cual se utilizó el software HEC-HMS.

El método consiste en calcular el gasto pico con su respectivo tiempo pico y tiempo base con las siguientes fórmulas.

$$q_p = \frac{0.208A}{t_p} \quad (IV.20)$$

Donde:

q_p = gasto pico en ($m^3/s/mm$)

A = área de la cuenca en (km^2)

t_p = tiempo pico en (h)

Siendo:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad (IV.21)$$

Donde:

d_e = duración de la precipitación en exceso (h)

t_r = tiempo de retraso (h)

Siendo:

$$t_r = 0.6t_c \quad (IV.22)$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración (h)

Y la duración en exceso:

$$d_e = 0.29t_r \quad (IV.23)$$

La duración en exceso es también el intervalo de tiempo para el cálculo en el HEC-HMS.

Para que los hidrogramas tengan una la forma curva se aplica el hidrograma unitario triangular curvilíneo del SCS, definido con las coordenadas de la Tabla IV.11.

Tabla IV.11 Coordenada del hidrograma unitario triangular curvilíneo.

t/t_r	q/q_p
0.0	0.000
0.1	0.015
0.2	0.075
0.3	0.160
0.4	0.280
0.5	0.430
0.6	0.600
0.8	0.890
1.0	1.000
1.2	0.920
1.4	0.750
1.6	0.560
1.8	0.420
2.0	0.320
2.2	0.240
2.4	0.180
2.6	0.130
2.8	0.098
3.0	0.075
3.5	0.036
4.0	0.018
4.5	0.008
5.0	0.004
5.5	0

Los datos de entrada en el programa HEC-HMS son:

- Características de la cuenca (área, número de curva y tiempo de retraso).
- Hidrogramas de diseño para los diferentes periodos de retorno.
- Especificaciones de control (intervalo de tiempo igual a la duración en exceso y periodo de la simulación).

- Curva elevaciones-áreas-capacidades de la presa San Antonio y las dimensiones del vertedor, para el tránsito de las avenidas.
- El coeficiente de descarga para el caso del vertedor se considera de 1.6 según experiencia en obras de excedencias del IMTA.

En la Tabla IV.12 se presenta el resumen de las características de la cuenca.

Tabla IV.12 Características de las subcuencas.

Característica	Cuenca baja
Área de la cuenca (km^2)	47.75
Número de curva	81.04
Tiempo de retraso (h)	2.05

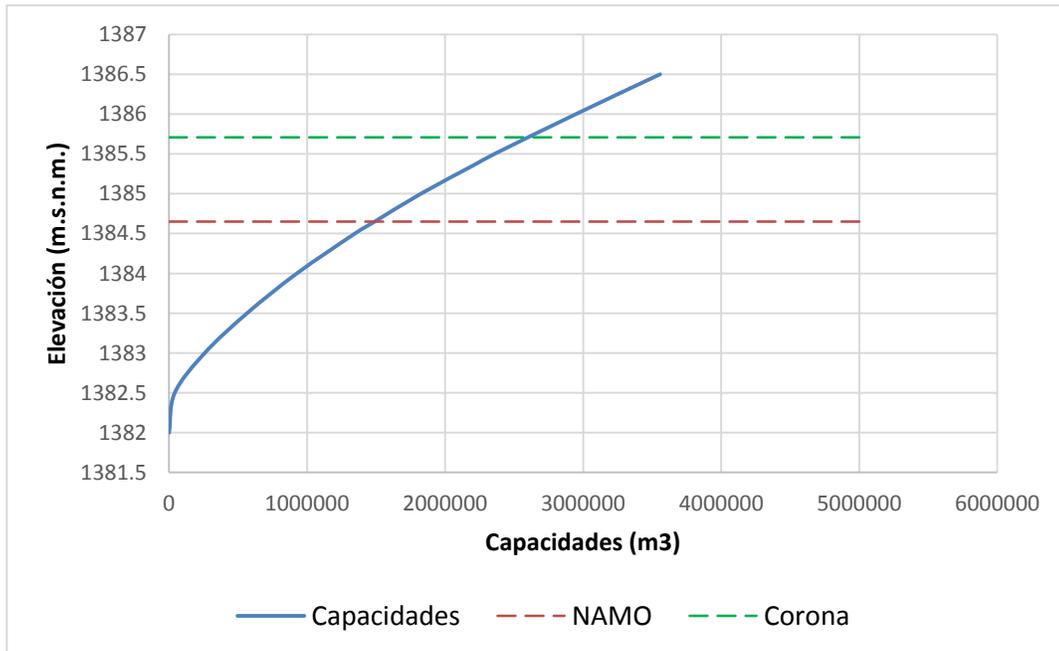


Figura IV.12 Curva Elevaciones-Áreas-Capacidades, presa San Antonio.

En la Figura IV.13 se presentan los hidrogramas de entrada a la presa resultantes para diferentes periodos de retorno.

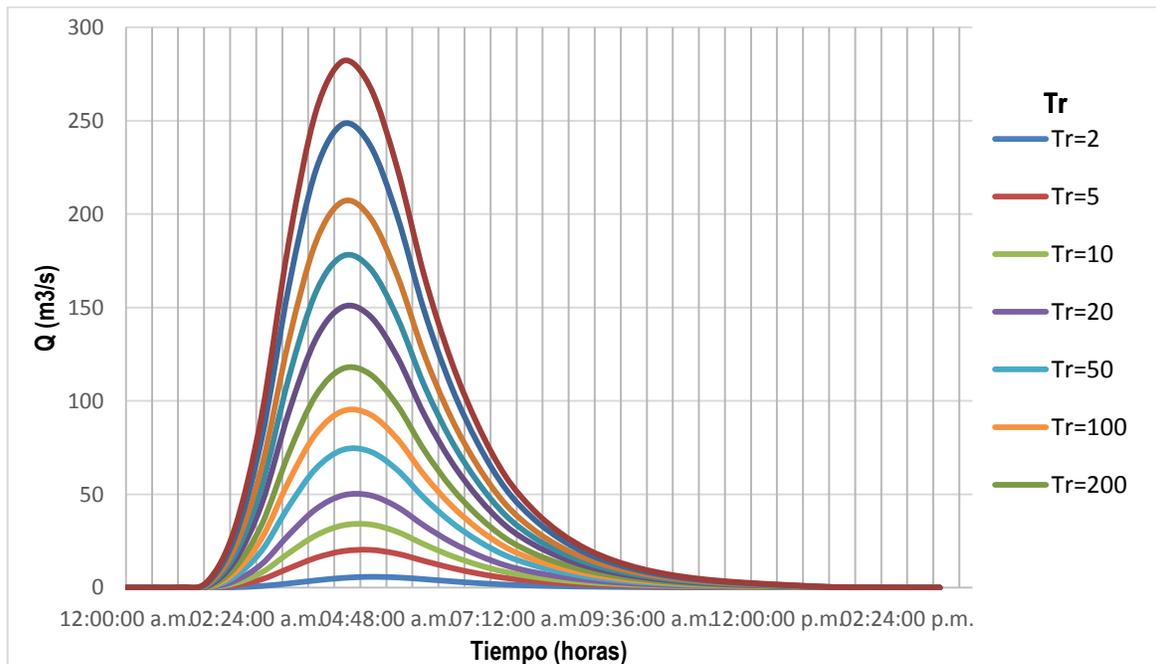


Figura IV.13 Hidrogramas de las avenidas máximas probables entrantes a la presa.

IV.6.3 Tránsito de avenidas

Un tránsito de avenidas es un procedimiento que se utiliza para determinar un hidrograma de salida, a partir de un hidrograma de entrada. En este caso se realizó el tránsito por el vaso de la presa San Antonio, de las avenidas para diferentes periodos de retorno. El cual consiste en aplicar la ecuación de continuidad o almacenamiento, en la que la diferencia del gasto de entrada y de salida es igual al volumen almacenado en un intervalo de tiempo.

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad (IV.24)$$

Donde:

I = gasto de entrada al vaso (m^3/s).

O = gasto de salida (m^3/s).

$\frac{dV}{dt}$ = variación del volumen almacenado en el tiempo (m^3/s).

Los datos de entrada para el tránsito son el hidrograma, las dimensiones de la obra vertedora y las curvas elevaciones-áreas-capacidades. Las curvas elevaciones-áreas-capacidades recopiladas de la información existente, El tránsito de las avenidas se realizó con el programa de cómputo HEC-HMS.

El análisis del tránsito del vaso se realizará considerando tres elevaciones diferentes iniciales, la primera será considerando el vaso lleno hasta el NAMO, el siguiente considerando que el vaso se encuentra a su 50 % de la capacidad y una tercera considerando un vaso con el 25 % de su capacidad (ver Tabla IV.13). Lo anterior se realizó para representar el funcionamiento del vaso para diferentes elevaciones iniciales del agua, debido a que en la realidad el vaso no se encuentra siempre a su máxima capacidad.

Tabla IV.13 Elevación inicial del agua.

Porcentaje de capacidad del vaso (%)	Volumen (m ³)	Elevación (msnm)
100	1489400	1384.65
50	744700	1383.75
25	372350	1383.17

Elevación inicial de 1384.65

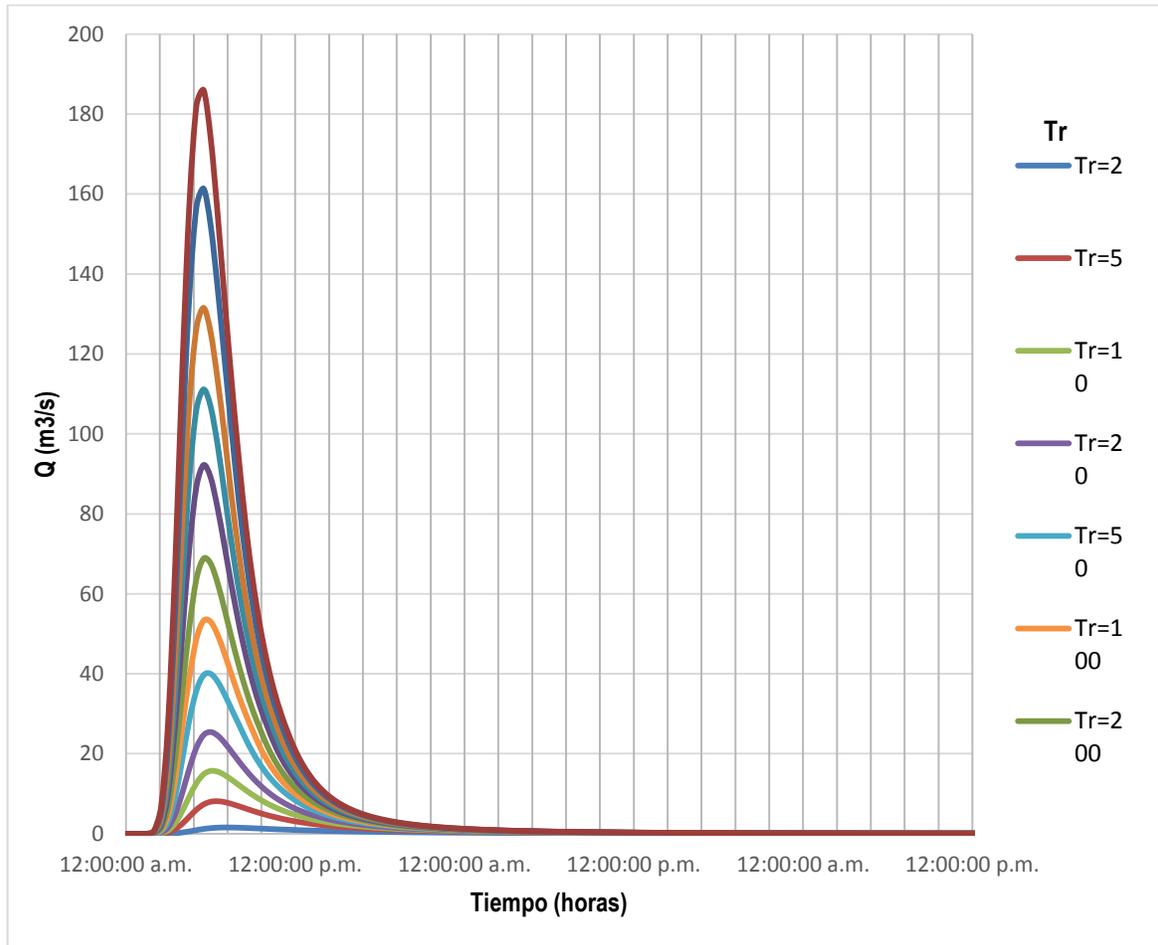


Figura IV.14 Hidrogramas de salida con 100% de capacidad al NAMO.

En la Tabla IV.14 se presentan el resumen de los gastos de entrada y salida y la elevación del agua máxima alcanzada, y en la Figura IV.15 se muestra la gráfica de ESLA máxima alcanzada para distintos periodos de retorno y se indica el NAMO, el NAME y la elevación de la corona. Se observa que para un el periodo de retorno de 2000 años en adelante el ESLA supera a la cortina, esto es debido a que la altura de la cortina es irregular y en la gráfica se ilustra la elevación más baja de la corona.

Tabla IV.14 Gastos de entrada y salida con 100% de capacidad al NAMO.

tr	Gasto máximo de entrada (m ³ /s)	Elevación (msnm)	Gasto máximo de salida (m ³ /s)
2	5.82	1384.7031	1.56
5	20.25	1384.8097	8.13
10	33.85	1384.8977	15.70
20	49.47	1384.9915	25.42
50	73.84	1385.112	40.00
100	94.61	1385.2091	53.26
200	117.33	1385.3132	68.81
500	150.36	1385.4562	92.22
1000	177.61	1385.563	111.14
2000	206.77	1385.6715	131.53
5000	248.29	1385.8207	161.37
10000	281.94	1385.9371	186.02

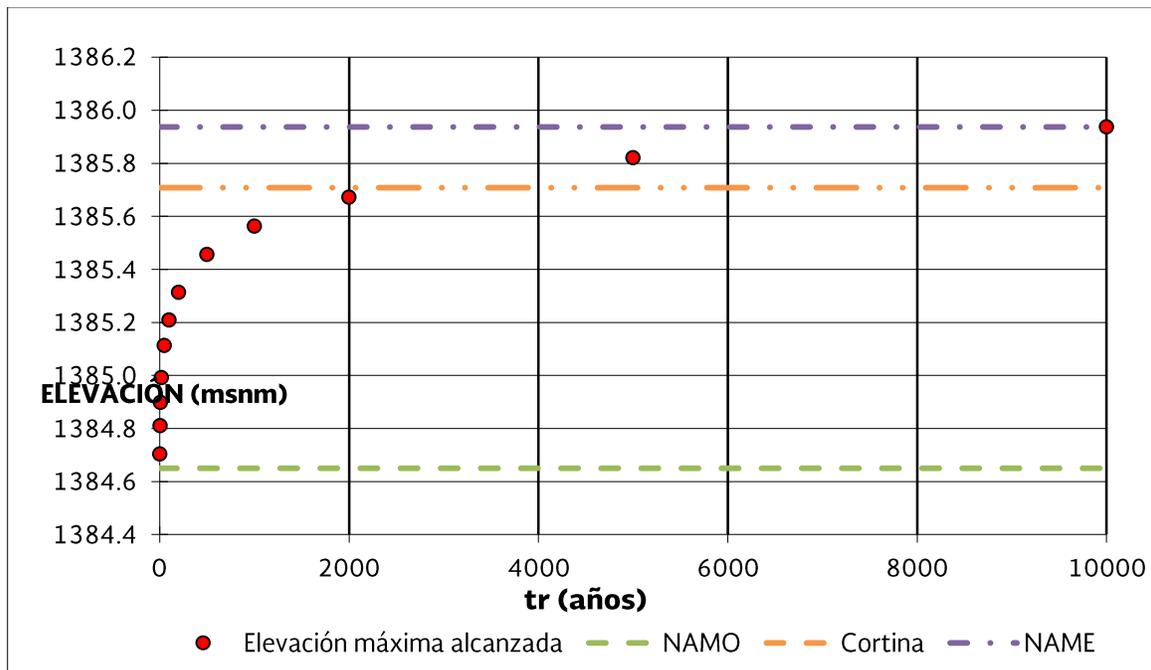


Figura IV.15 Elevaciones máximas alcanzadas, con 100% de capacidad al NAMO.

Elevación inicial de 1383.75

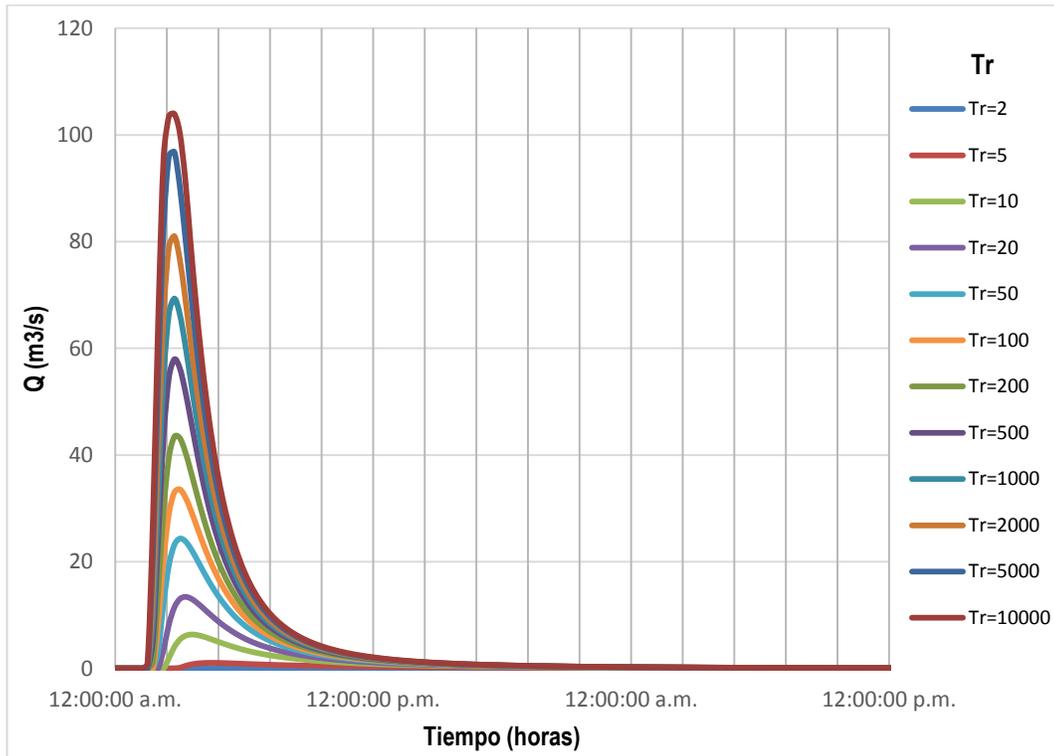


Figura IV.16 Hidrogramas de salida con 50% de capacidad al NAMO.

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presentan el resumen de los gastos de entrada y salida y la elevación del agua máxima alcanzada, y en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra la gráfica I ESLA máxima alcanzada para distintos periodos de retorno y se indica el NAMO, el NAME y la elevación de la corona. Se observa que para un el periodo de retorno de 2000 años en adelante el ESLA supera a la cortina, esto es debido a que la altura de la cortina es irregular y en la gráfica se ilustra la elevación más baja de la corona. De ESLA máxima alcanzada para distintos periodos de retorno y se indica el NAMO, el NAME y la elevación de la corona.

Tabla IV.15 Gastos de entrada y salida con 50% de capacidad al NAMO.

tr	Gasto máximo de entrada (m ³ /s)	Elevación (msnm)	Gasto máximo de salida (m ³ /s)
2	5.82	1384.65	0.00
5	20.25	1384.65	0.00
10	33.85	1384.65	0.00
20	49.47	1384.65	0.00
50	73.84	1384.77	5.15
100	94.61	1384.91	16.90
200	117.33	1385.04	31.43
500	150.36	1385.21	53.95
1000	177.61	1385.34	73.72
2000	206.77	1385.48	95.80
5000	248.29	1385.64	125.19
10000	281.94	1385.77	150.77

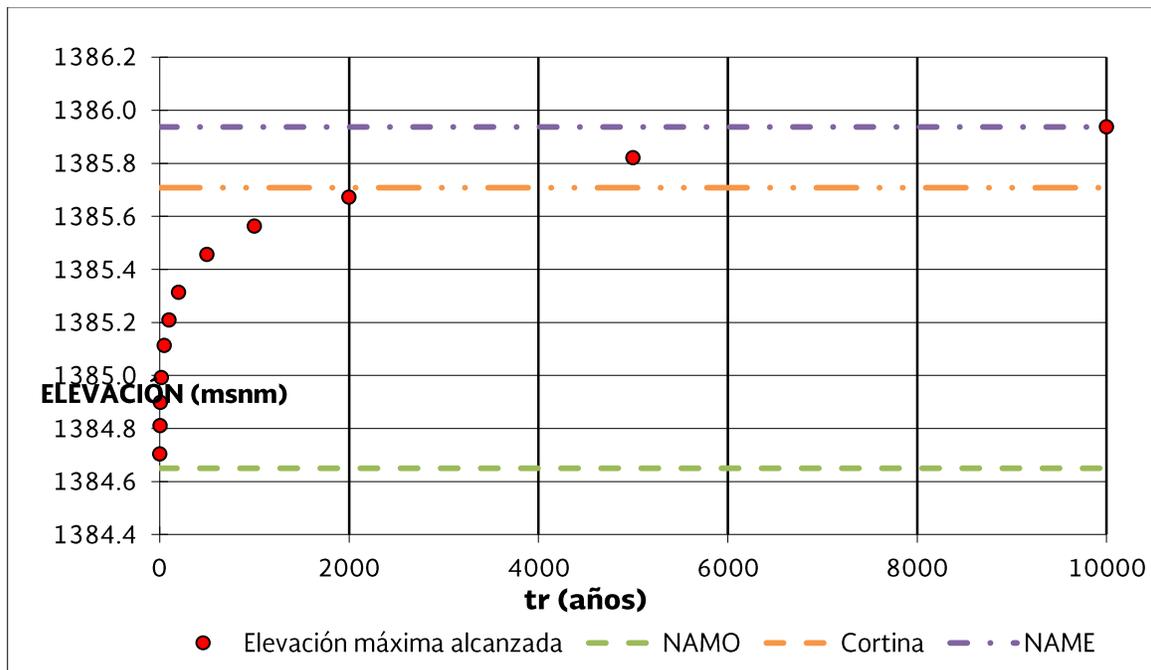


Figura IV.17 Elevaciones máximas alcanzadas, con 50% de capacidad al NAMO.

Elevación inicial de 1383.17

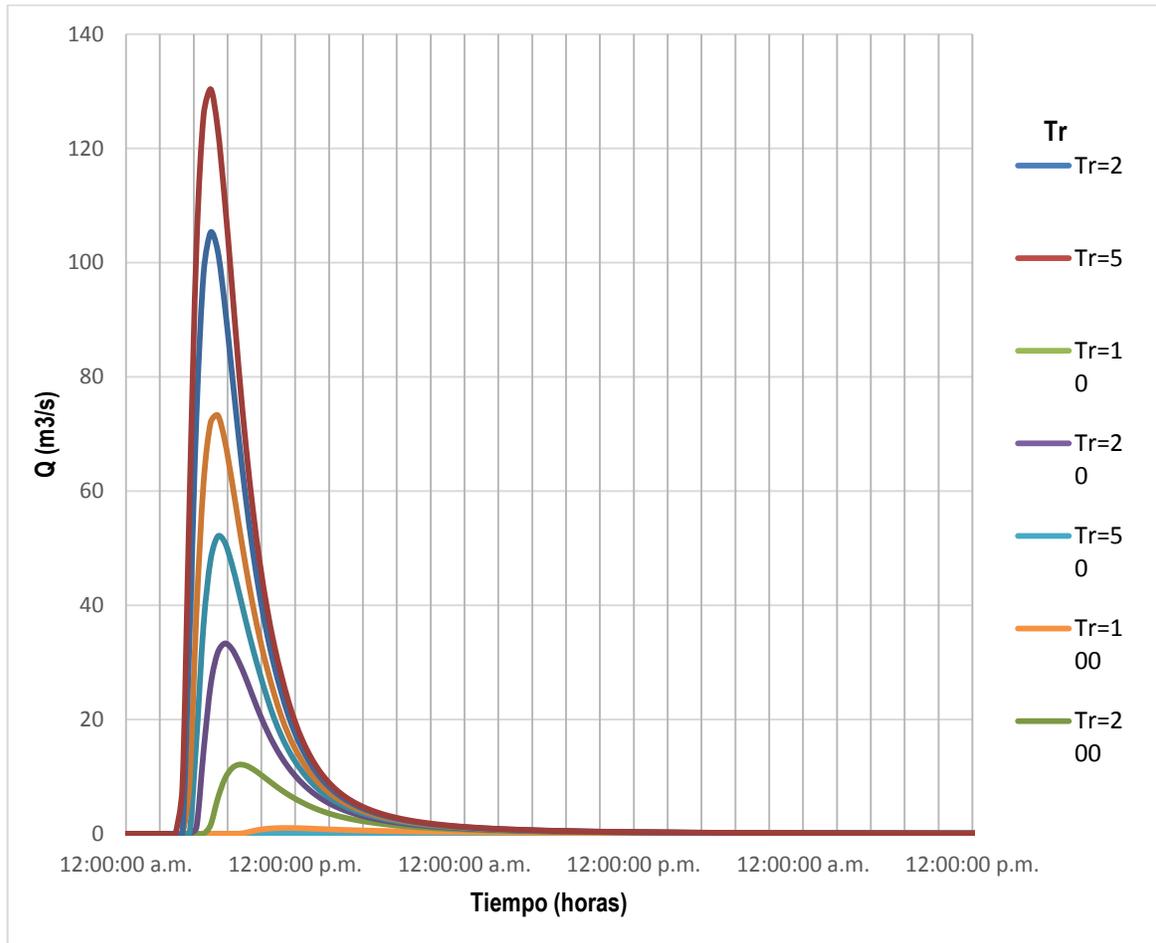


Figura IV.18 Hidrogramas de salida con 25% de capacidad al NAMO.

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presentan el resumen de los gastos de entrada y salida y la elevación del agua máxima alcanzada, y en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra la gráfica I ESLA máxima alcanzada para distintos periodos de retorno y se indica el NAMO, el NAME y la elevación de la corona. Se observa que para un el periodo de retorno de 2000 años en adelante el ESLA supera a la cortina, esto es debido a que la altura de la cortina es irregular y en la gráfica se ilustra la elevación más baja de la corona. De ESLA máxima alcanzada para distintos periodos de retorno y se indica el NAMO, el NAME y la elevación de la corona.

Tabla IV.16 Gastos de entrada y salida con 25% de capacidad al NAMO.

tr	Gasto máximo de entrada (m ³ /s)	Elevación (msnm)	Gasto máximo de salida (m ³ /s)
2	5.82	1384.65	0.00
5	20.25	1384.65	0.00
10	33.85	1384.65	0.00
20	49.47	1384.65	0.00
50	73.84	1384.65	0.00
100	94.61	1384.69	1.00
200	117.33	1384.86	12.09
500	150.36	1385.06	33.31
1000	177.61	1385.20	52.04
2000	206.77	1385.34	73.28
5000	248.29	1385.53	105.27
10000	281.94	1385.67	130.36

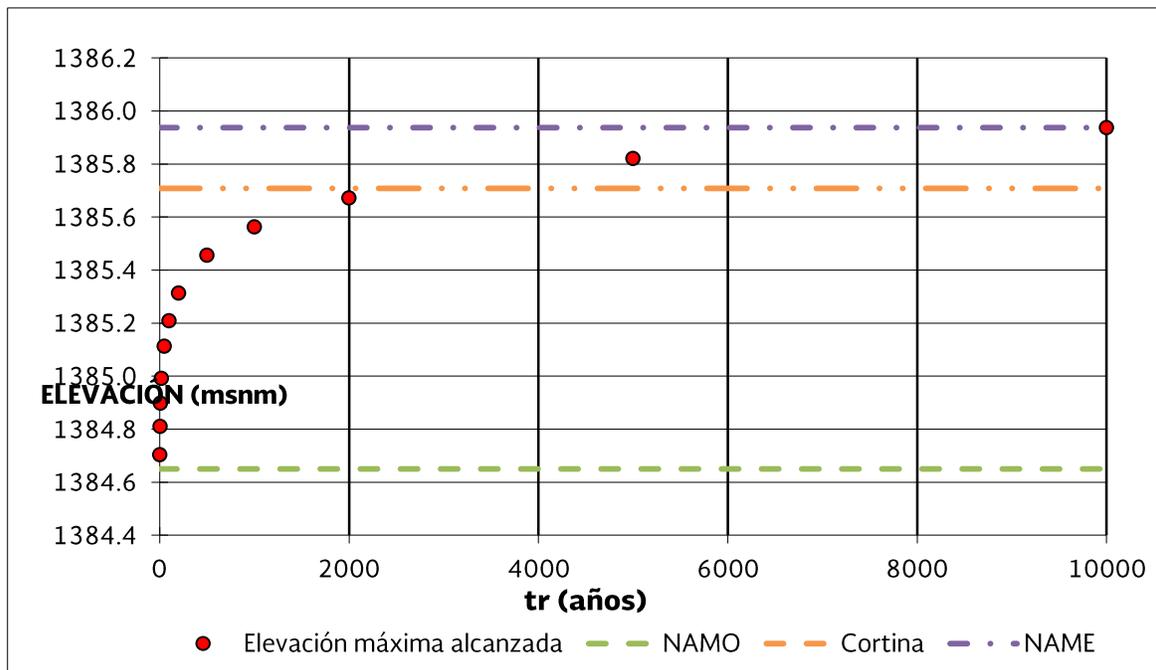


Figura IV.19 Elevaciones máximas alcanzadas, con 25% de capacidad al NAMO.

Para los resultados antes mencionados se considera el NAME como la elevación que se obtuvo al transitar el vaso con diferentes elevaciones iniciales. Sin embargo, le

llamaremos NAME a la elevación que se obtuvo al transitar el vaso considerando el vaso completamente lleno el cual da un valor de 1385.94 m.s.n.m.

El bordo libre se calculó con las ecuaciones de Hawksley y Hawksley-Henny, con ambos resultó un bordo libre menor que 0.50 m, que es el mínimo recomendado por el IMTA, por lo que se adoptó el **B. L. = 0.50 m**.

Conclusión

De acuerdo con los resultados, se tiene que el vertedor existente cuenta con la capacidad para verter el gasto de diseño correspondiente a un tr 10000 años (considerando como consideración inicial a vaso lleno), Sin embargo, la cortina es irregular presentando una elevación mínima de 432.056 y una máxima de 432.69. lo cual si se considera la elevación máxima de la corona se obtiene un bordo libre de 1.04 m (ver Tabla IV.17). Para poder cumplir con un bordo libre mínimo de 0.5 m es necesario elevar la corona a la 1386.44 m.s.n.m. En la Tabla IV.18 se presentan las características de la presa con la actualización hidrológica y rediseño de la cortina

Tabla IV.17 Características Originales de la presa a San Antonio

Concepto	Cantidad	Unidad
Elevación del NAMO	1384.62	<i>msnm</i>
Elevación del NAME	1385.94	<i>msnm</i>
Elevación de la corona de la cortina (min)	1385.70	<i>msnm</i>
Elevación de la corona de la cortina (max)	1386.98	<i>msnm</i>
Bordo libre (Cortina Max)	1.04	<i>m</i>
Gasto máximo del vertedor	186.02	<i>m³/s</i>
Longitud del vertedor <i>L_e</i>	79.62	<i>m</i>
Carga máxima <i>H</i> (incluye carga de velocidad)	1.32	<i>m</i>
Coefficiente de descarga <i>C</i>	1.6	<i>Adimensional</i>
Periodo de retorno	10000	<i>años</i>

TABLA IV.18 CARACTERÍSTICAS FINALES DE DISEÑO DE LA PRESA SAN ANTONIO.

Concepto	Cantidad	Unidad
Elevación del NAMO	1384.62	<i>msnm</i>
Elevación del NAME	1385.94	<i>msnm</i>
Elevación de la corona de la cortina	1386.44	<i>msnm</i>
Bordo libre	0.5	<i>m</i>
Gasto máximo del vertedor	186.02	<i>m³/s</i>
Longitud del vertedor Le	79.62	<i>m</i>
Carga máxima H (incluye carga de velocidad)	1.32	<i>m</i>
Coefficiente de descarga C	1.6	<i>Adimensional</i>
Periodo de retorno	10000	<i>años</i>

V. 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 IV.20 y Figura IV.21 para 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente, y definidos con los parámetros característicos de la Tabla IV.19.

Tabla IV.19 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

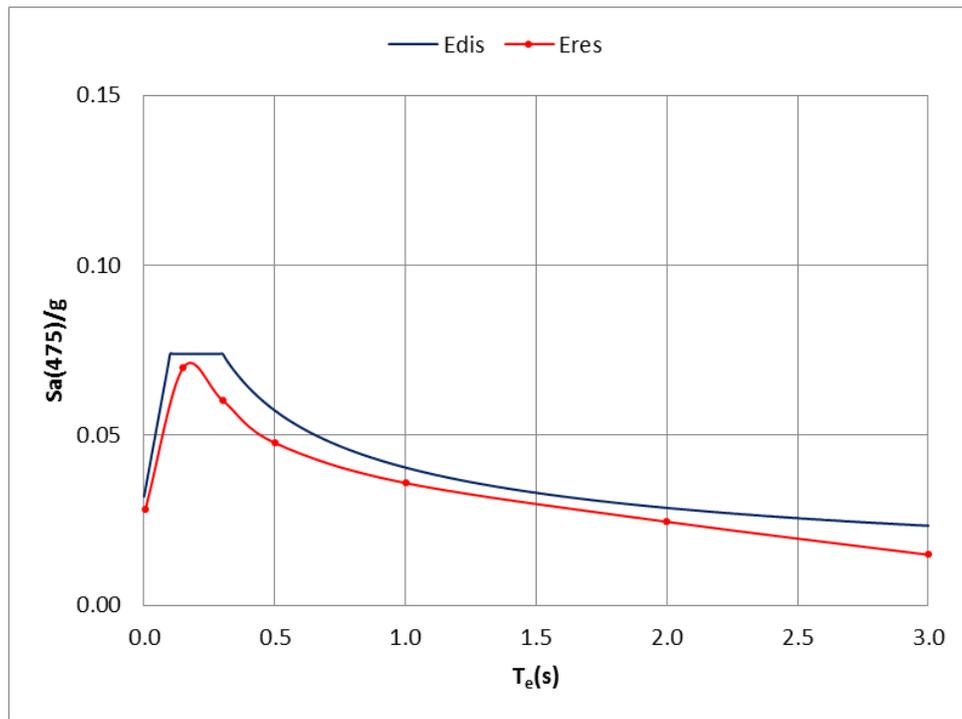


Figura IV.20 Espectro de diseño vs espectro de respuesta horizontal para $T_r=475$ años.

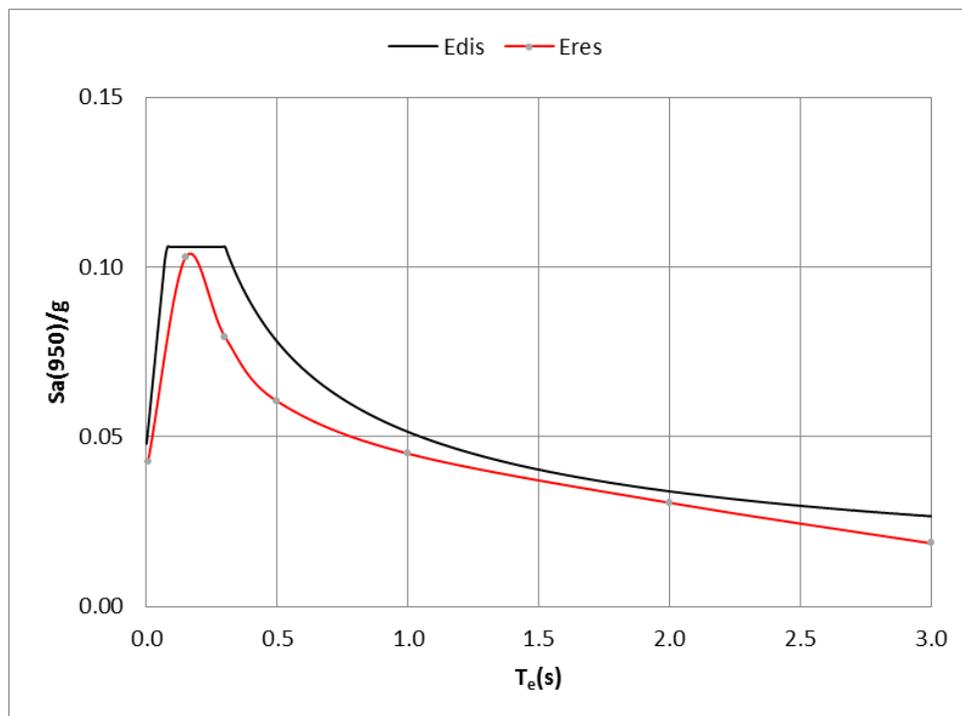


Figura IV.21 Espectro de diseño vs espectro de respuesta horizontal para $T_r=950$ años.

1. Acelerogramas sintéticos horizontales compatibles con espectros de aceleración en roca, mostrados en las Figura IV.22 y Figura IV.23 para 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente.

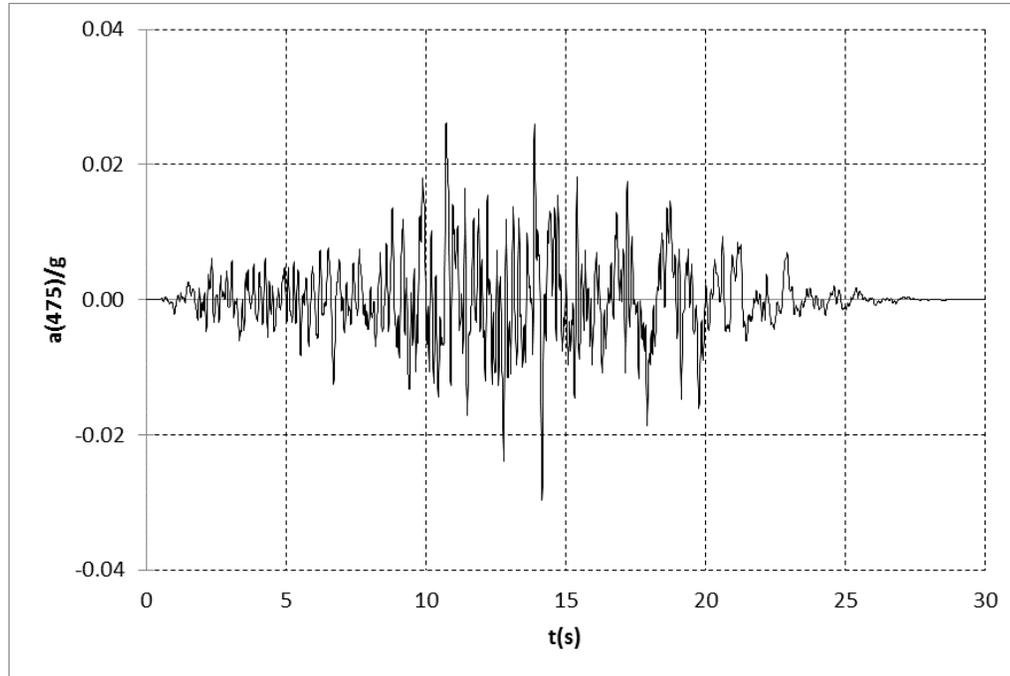


Figura IV.22 Acelerograma sintético horizontal para $T_r= 475$ años.

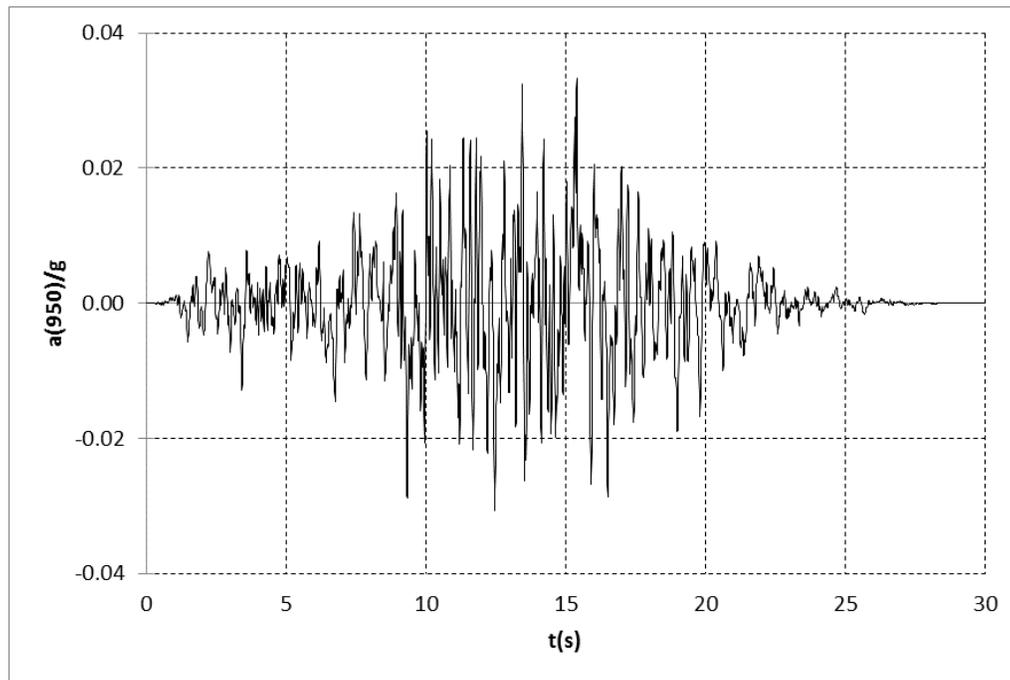


Figura IV.23 Acelerograma sintético horizontal para $t_r= 950$ años.

2. Espectros de aceleración en roca para excitación vertical, mostrados en las Figura IV.24 y Figura IV.25 para 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente, y definidos con los parámetros característicos de la Tabla IV.20.

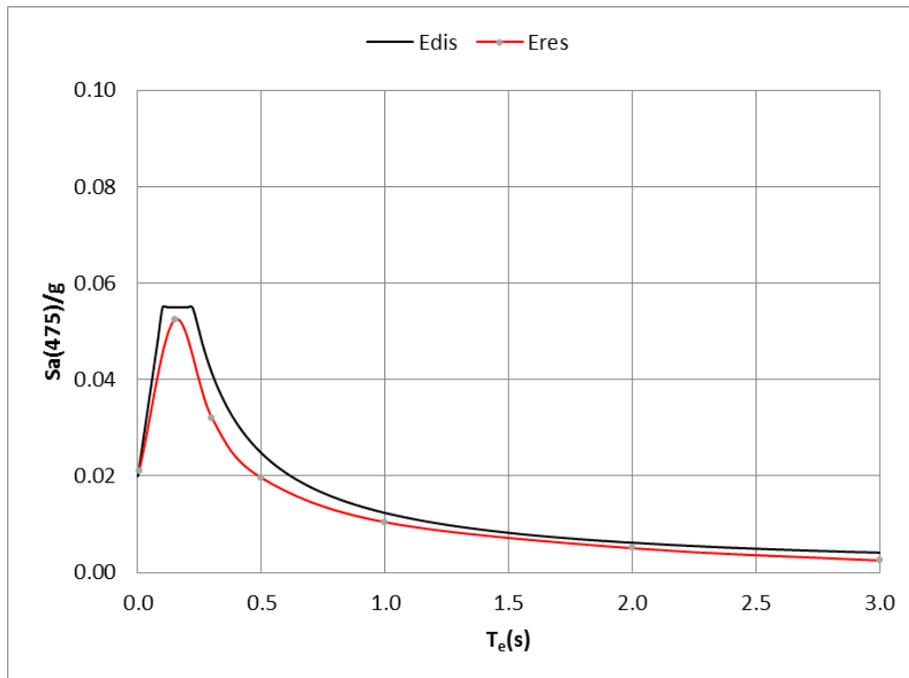


Figura IV.24 Espectro de diseño vs espectro de respuesta vertical para $T_r= 475$ años.

Tabla IV.20 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

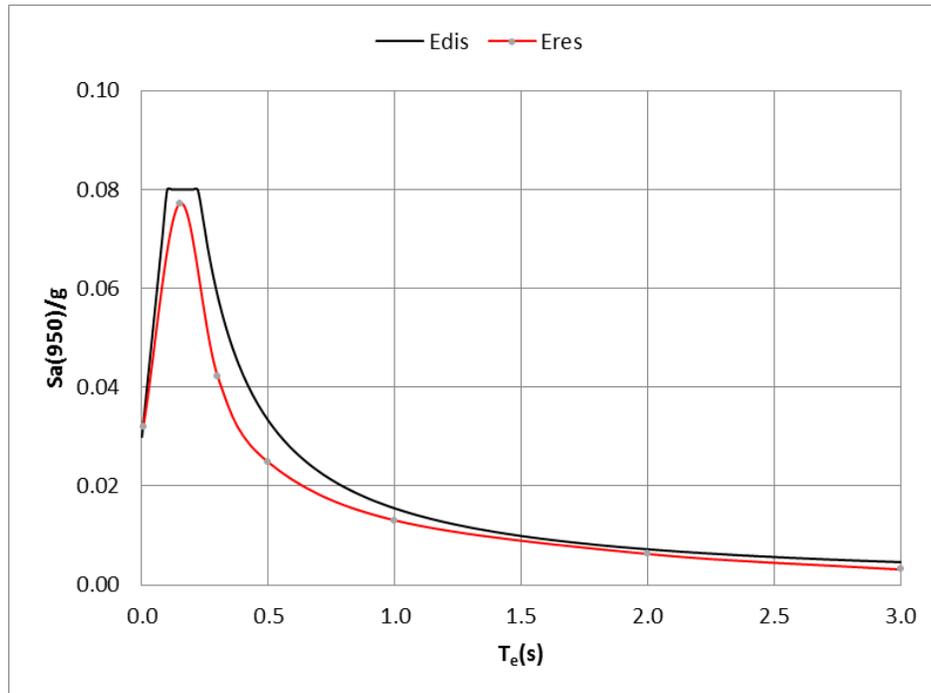


Figura IV.25 Espectro de diseño vs espectro de respuesta vertical para $T_r=950$ años.

3. Acelerogramas sintéticos verticales compatibles con espectros de aceleración en roca, mostrados en las Figura IV.26 y Figura IV.27 para 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente.

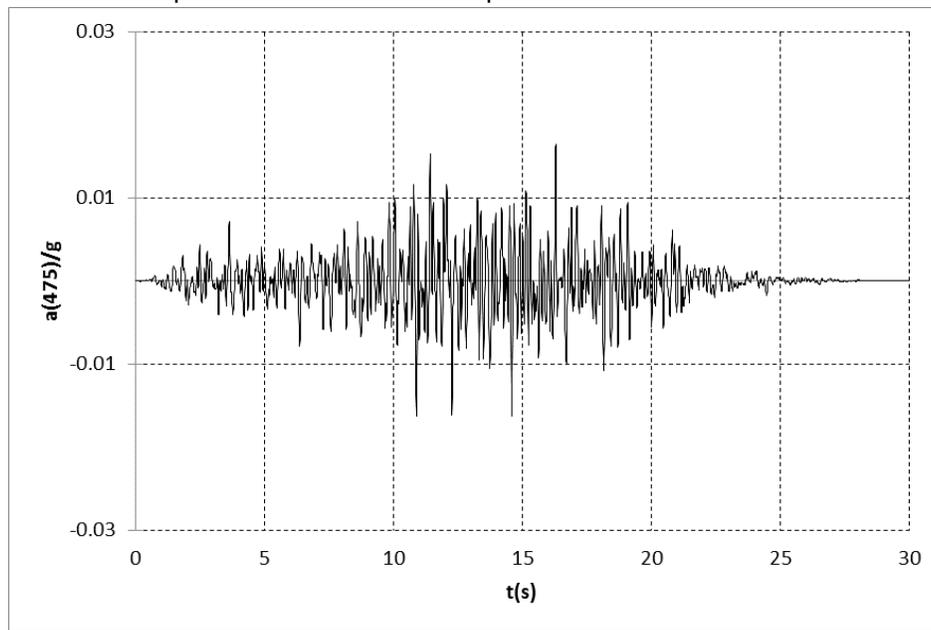


Figura IV.26 Acelerograma sintético vertical para $T_r=475$ años.

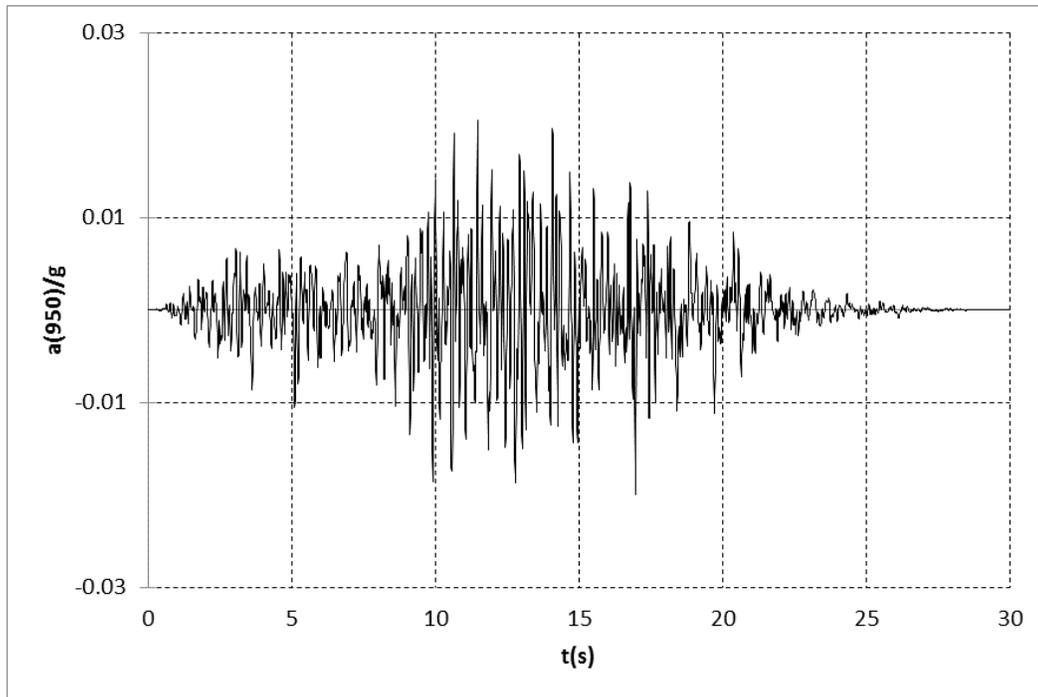


Figura IV.27 Acelerograma sintético vertical para $T_r = 950$ años.

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

VI. 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.

VI.1 Revisión del vertedor de excedencias

El vertedor de excedencias de la presa San Antonio de la Pegajosa, se ubica entre dos tramos de cortina, con una longitud aproximada del lado izquierdo de 80 m y el del lado derecho de 470 m, y está confinado por dos muros de mampostería. El vertedor está formado a su vez por dos segmentos, con una longitud aproximada del lado izquierdo de 29 m de longitud y el del lado derecho de 48 m, que forman un ángulo de inflexión de 140°.



Figura VI.1 Ubicación del vertedor de excedencias de la presa San Antonio de La Pegajosa.

Toda la obra de excedencias está construida con mampostería, cimacio tipo Creager con la cresta a la elevación de 1384.65 msnm, aproximadamente 1.80 m por debajo del nivel de la corona por lo que considerando un metro de bordo libre y un coeficiente de descarga de 2.0, el gasto de descarga es del orden de 110 m³/s. Aguas arriba del vertedor y en toda su parte izquierda el embalse se encuentra muy azolvado, midiéndose a 1.40 m bajo la cresta, lo que genera que la capacidad del

embalse se reduzca y con ello la capacidad de la presa para controlar las avenidas. El vertedor cuenta con una estructura disipadora en forma de salto de esquí para alejar el flujo de la descarga al pie.



Fotografía VI.1 Panorámica del vertedor tipo lavadero.

De acuerdo con lo observado, el eje del cimacio no coincide con el eje del tramo derecho de la cortina, que es el que contiene actualmente el mayor volumen del agua del embalse, sino que está movido un par de metros hacia aguas arriba. Este detalle ya ha causado problemas en otras presas (presa Piedra Blanca ubicada aguas abajo), pues por la elevación del nivel del embalse y los efectos hidrodinámicos durante las descargas, el agua tiende a brincar el muro de protección y causar erosión en la cortina hasta la posibilidad de abrir una brecha entre el terraplén y el muro de protección. Hasta la fecha de la inspección no se ha reportado este tipo de problemas en la presa.



Figura VI.2 Ubicación del eje del vertedor respecto al eje de la cortina en la presa San Antonio de La Pegajosa.

En general el vertedor está en buenas condiciones de funcionamiento y operatividad, aunque subsisten los problemas ya señalados por la Dirección Local de CONAGUA en Coahuila en 2015 y antes por los expertos del Consultivo Técnico en 2013 ya que el vertedor, desplantado sobre areniscas, no cuenta con la protección de un dentellón y delantal en la descarga, por lo que se han generado algunas zonas con rasgos de erosión por efecto de los vertidos, sin detectarse problemas de erosión regresiva. Además de lo anterior, se apreció falta de mantenimiento en el canal de descarga que se encuentra parcialmente obstruido con montículos de tierra, basura y arbustos.



Fotografía VI.2 Erosiones de la arenisca en la zona de descarga del vertedor.



Fotografía VI.3 Obstrucciones en el canal de descarga del vertedor.

Aproximadamente a 30 m del vertedor en la margen izquierda del cauce se localizan varias casas de habitación la localidad de San Antonio de la Pegajosa desplantadas a niveles más altos que los del cauce, por lo que no han sido afectadas por los desfuegos; se observaron, sin embargo, un corral sobre el cauce así como un ducto de acero que lo atraviesa proveniente de la obra de toma y un camino de terracería, mismos que podrían ser afectadas por las descargas del vertedor. Al pie del cimacio, pegado al muro izquierdo del vertedor, se detectó una válvula para desfogue bajo del embalse, en malas condiciones y fuera de servicio, pero que se recomienda rehabilitar para su utilización en caso de una emergencia, ya que esta válvula, junto con la de la obra de toma son los únicos dispositivos para bajar el nivel del embalse.



Fotografía VI.4 Ducto de acero y camino de terracería atravezando el cauce.



Fotografía VI.5 Válvula para desfogue bajo, pegado al muro izquierdo del vertedor .

VI.2 Revisión de la obra de toma

La obra de toma se localiza aproximadamente a 75 m de la ladera del empotramiento derecho y funciona a gravedad controlada por una compuerta deslizante, de forma cuadrada de 0.46 m, operada desde la corona de la presa, que obtura el conducto que cruza perpendicularmente la cortina. La obra de toma cuenta con una estructura de entrada, formada por dos muros de concreto que conducen el agua hasta el conducto y descarga a una caja de concreto ubicada al pie del talud aguas abajo, desde donde se deriva el flujo mediante dos canales de riego

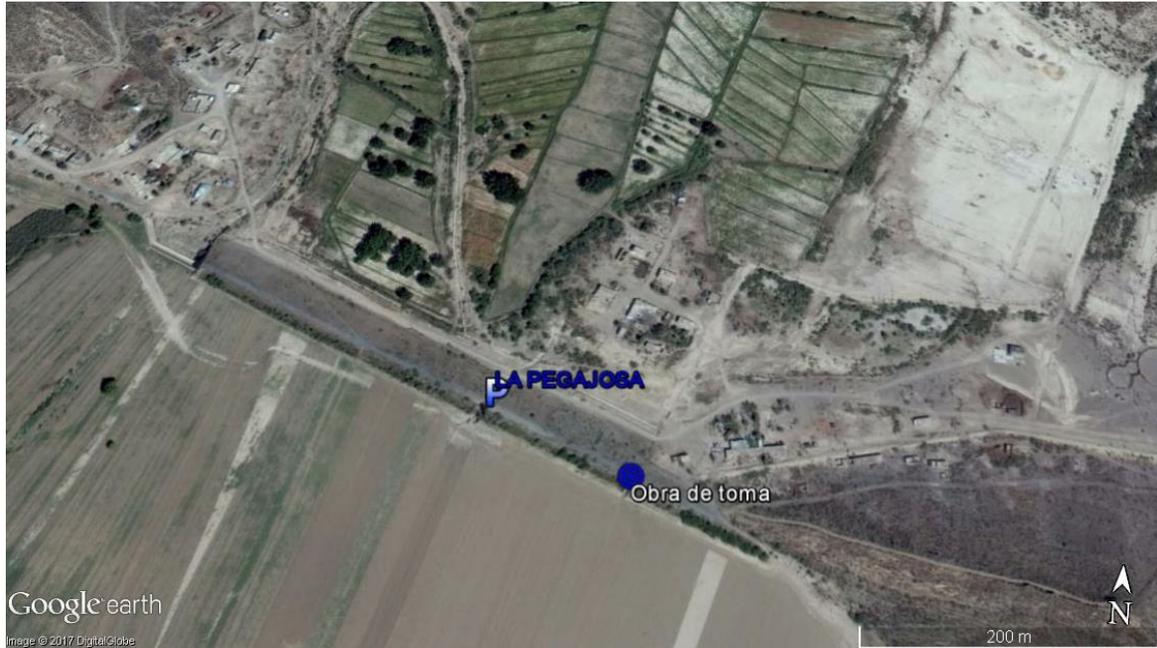


Figura VI.3 Ubicación de la obra de toma de la presa San Antonio de la Pegajosa.



Fotografía VI.6 Vista superior de la obra de toma.



Fotografía VI.7 Mecanismo de operación de la compuerta.

Actualmente la obra se encuentra en operación, surtiendo el agua que se almacena en el lado derecho del embalse, sin embargo, debido a la gran cantidad de azolve que la cuenca genera, la entrada se obstruye periódicamente por lo que requiere de mantenimiento continuo. La estructura de concreto en la entrada de la obra de toma y sobre la que está instalada la compuerta y su mecanismo de izaje se encuentran

en buen estado, con el deterioro propio de sus años de operación. Todos los elementos metálicos que se pudieron observar se encuentran con rasgos de oxidación y con falta de lubricación, pero en funcionamiento. El volante del mecanismo de izaje está cortado. Debido al nivel del embalse no fue posible apreciar las condiciones de la compuerta.



Fotografía VI.8 Vista lateral de la obra de toma.



Fotografía VI.9 Muros de conducción en la entrada de la obra de toma.



Fotografía VI.10 Mecanismo de izaje de la compuerta.



Fotografía VI.11 Vástago y guía con oxidación y falta de lubricación.

La obra de toma descarga a una estructura de salida formada por una caja de concreto que mediante dos compuertas divide el flujo hacia los canales de distribución, de los cuales uno de ellos se dirige hacia el lado izquierdo, paralelo a la cortina y atraviesa el canal de descarga del vertedor mediante un tubo de acero, apoyado en atraques de concreto, que en su conjunto constituyen una obstrucción y que serían afectados por los desfuegos del vertedor. El otro canal se dirige hacia el lado opuesto y atraviesa por una serie de viviendas. Este canal está azolvado en varios tramos y fuera de operación desde hace varios años.



Fotografía VI.12 Estructura de salida de la obra de toma.



Fotografía VI.13 Aspecto del canal de distribución .



Fotografía VI.14 Ramal izquierdo del canal de distribución que cruza la zona de descarga del vertedor.



Fotografía VI.15 Ramal derecho del canal de distribución azolvado y fuera de operación.

VI.3 Revisión del vaso, el cauce y los accesos

El acceso a la presa se hace mediante un camino de terracería que se toma desde la carretera estatal 102 Parras de la Fuente-Gral. Cepeda, aproximadamente a 26 km de Parras, con dirección a San José de Patagalana, que se ubica a 3.5 km de la desviación. Continuando sobre la misma terracería se transitan 20 km hasta Seguin y de allí se recorren 5 km hasta llegar al dique ubicado al lado izquierdo de la presa. El camino está en regulares condiciones debido a los baches y charcos que se generaron por efecto de las lluvias recientes, por lo que se recomienda que en la temporada de lluvias se utilice una camioneta de doble tracción, ya que por el tipo de materiales existentes en la zona, el camino se vuelve muy resbaloso y es fácil atascarse.

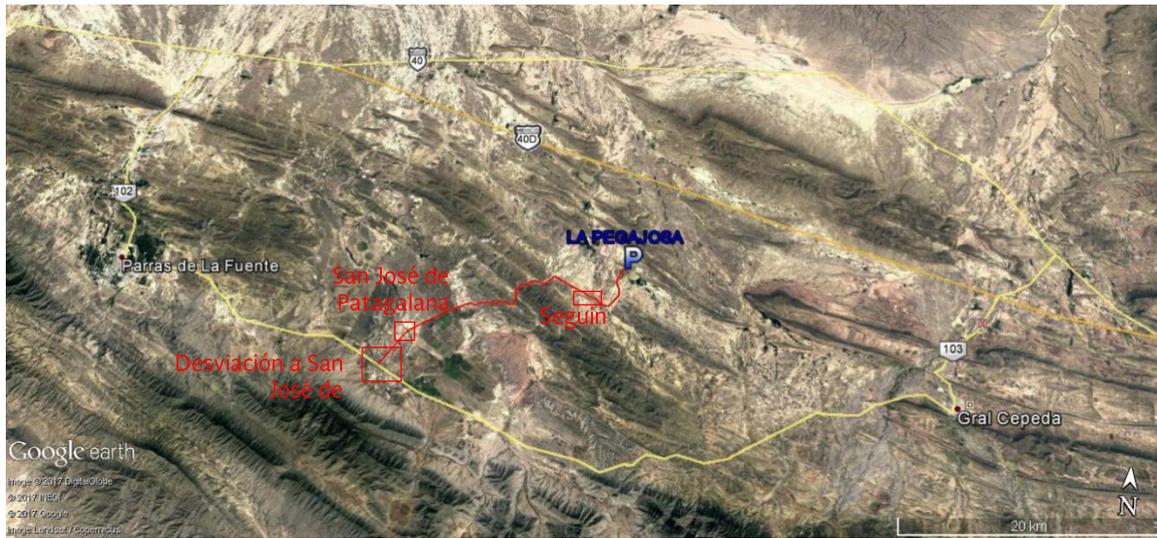


Figura VI.4 Panorámica del acceso a la presa San Antonio de la Pegajosa.



Fotografía VI.16 Desviación sobre la carretera 102, hacia San José de Patagalana.



Fotografía VI.17 Aspecto de la terracería de acceso a la presa.

El embalse de la presa San Antonio de La Pegajosa, recibe por el lado izquierdo el agua del arroyo El Salitre, proveniente de la derivadora El Tapón ubicada a 1.5 km aguas arriba y por el lado derecho de los escurrimientos del arroyo El Cadillal y de otros provenientes de la Sierra Cuesta de la Asadura y Lomas de la Estación. De acuerdo con lo observado en la visita y lo platicado con el comisariado ejidal, el arroyo El Salitre es el que genera la mayor cantidad de azolves al embalse, situación por la cual los usuarios prefieren que este arroyo ya no entre al embalse, dejando el corte o brecha que actualmente existe en el dique para la salida del arroyo y quedándose únicamente con el agua de El Cadillal y otros flujos que se incorporan al embalse por el lado derecho, que proporcionan el suficiente volumen para sus usos.

Los excedentes del embalse se incorporan al arroyo Palo Blanco y van a la presa derivadora El Carruaje. Aguas abajo de la presa derivadora la corriente cambia de nombre a río San Miguel que pasa al lado de Jalpa, ubicada en la margen derecha, llega a la presa derivadora Calitrante, cruza la carretera federal 40D Saltillo-Matamoros y continúa hasta la sierra Santa Inés donde llega a la presa Pastorcillos, que descarga sus excedentes al cauce rumbo a la presa Piedra Blanca.

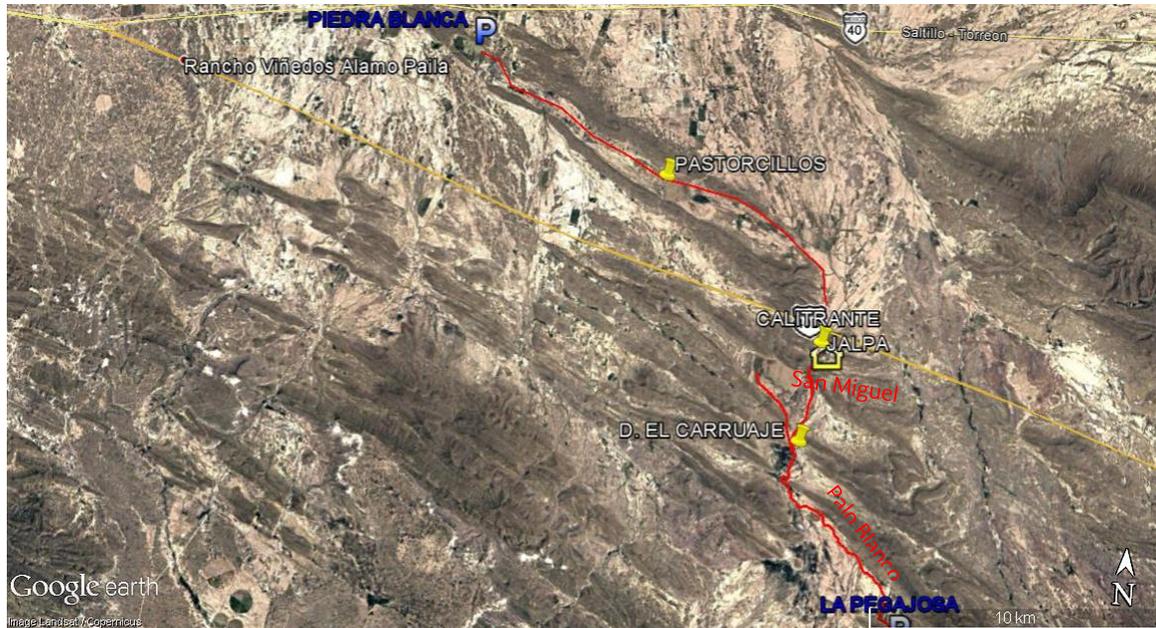


Figura VI.6 Cauce aguas abajo de la presa San Antonio de La Pegajosa.



Fotografía VI.20 Aspecto del cauce aguas abajo de la presa San Antonio de La Pegajosa.



Fotografía VI.21 Aspecto del cauce del río San Miguel.



Fotografía VI.22 Aspecto de la presa derivadora El Carruaje.



Fotografía VI.23 Panorámica de la presa derivadora Calitrante.

VII. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA.

VII.1 Recopilación y revisión de la información disponible.

Con base en la información consultada en el SISIP por Internet, en la presa San Antonio de La Pegajosa se requiere evaluar la seguridad estructural de la cortina en su sección máxima o crítica, por métodos del estado de la práctica de Ingeniería de Presas; en particular, se requiere estudiar la localización de la obra de control de excedencias que permita funcionar a la estructura de manera completamente segura estructural e hidrológicamente. Fotografía VII.1, se muestra el estado actual de la presa. En la Fotografía VII.1 se muestra una panorámica de la cortina tomada desde la margen derecha.



Fotografía VII.1 La cortina de la presa San Antonio de La Pegajosa.

Descripción estructural de la cortina

La presa San Antonio de La Pegajosa o simplemente *La Pegajosa*, se clasifica como una presa pequeña; es una cortina de comportamiento flexible, que fue construida por la entonces Secretaría de Agricultura y Ganadería (SAG) entre 1973 y 1974, como parte del Plan Presidencial Benito Juárez, para el riego de 200 ha. Asimismo, por la topografía, fue necesario construir un dique en la ribera de margen izquierda para cerrar el almacenamiento. En 2000, la CONAGUA rehabilitó la cortina y el vertedor de control de excedencias. En 2014, como resultado de los efectos de un huracán, se repararon algunos tramos colapsados de la cortina y del dique, siendo

pagado por la aseguradora. En junio 2015, fallaron por desbordamiento dos tramos de la cortina. En la Fotografía VII.1, se ve la cortina.



Fotografía VII.2. La presa La Pegajosa y la localidad de San Antonio de la Pegajosa.

Tiene una cortina de tierra con sección homogénea, de eje recto y en dos tramos, además de contar con un dique de cerramiento en la ribera de margen izquierda. Para fines del análisis de estabilidad y de acuerdo con el estudio topográfico, se considera la cortina con 8.50 m de altura máxima sobre el desplante. La cortina tiene 5.0 m de ancho en la corona, con una longitud de 470 m el tramo de margen derecha, luego sigue el vertedor y continúa otro tramo de cortina de 60 m de longitud. El dique tiene una altura de hasta 6.0 m, y tiene 1380 m de longitud y un ancho de la corona de 5.0 m. La presa tiene una capacidad original de 1.047 hm³ de almacenamiento original al NAMO en la elevación 1378.05 msnm; un volumen de 1.90 hm³ al NAME a la elevación 1379.65 msnm; y la corona está en la elevación 1380.00 msnm.

El talud del respaldo aguas arriba está inclinado 20° o sea 2.75H:1V medido en varios puntos, pero en promedio tiene una inclinación de 18.4°. 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 en varias partes se inclina 20° o sea 2.75H:1V.

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 el capítulo VI.

Geología del sitio

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

A nivel del sitio donde está la presa San Antonio La Pegajosa, se tienen esas rocas mesozoicas, del Grupo Difunta, que consisten en areniscas y lutitas (KcmAr-Lu), pero en partes altas de la boquilla afloran areniscas de estratificación mediana a delgada a color verde rojizo con intercalaciones de lutitas. 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. En la parte baja de la boquilla se presentan terrazas aluviales constituidas por suelos arcillosos, como se investigó con los sondeos, la cortina se desplantó sobre un espeso depósito de suelos arcillo limosos (CL) de consistencia dura a media, y de limos arcillosos (ML) de compacidad media, y como a una profundidad de 8.50 m en donde estaba el antiguo cauce de El Salitre el suelo tiene una compacidad densa, la SAG desplantó ahí la cortina, en tanto que las areniscas o lutitas del Grupo Difunta se encuentra a profundidades que van de 13.3 del lado de margen izquierda a 16.3 al centro de la cortina donde estaba el cauce.

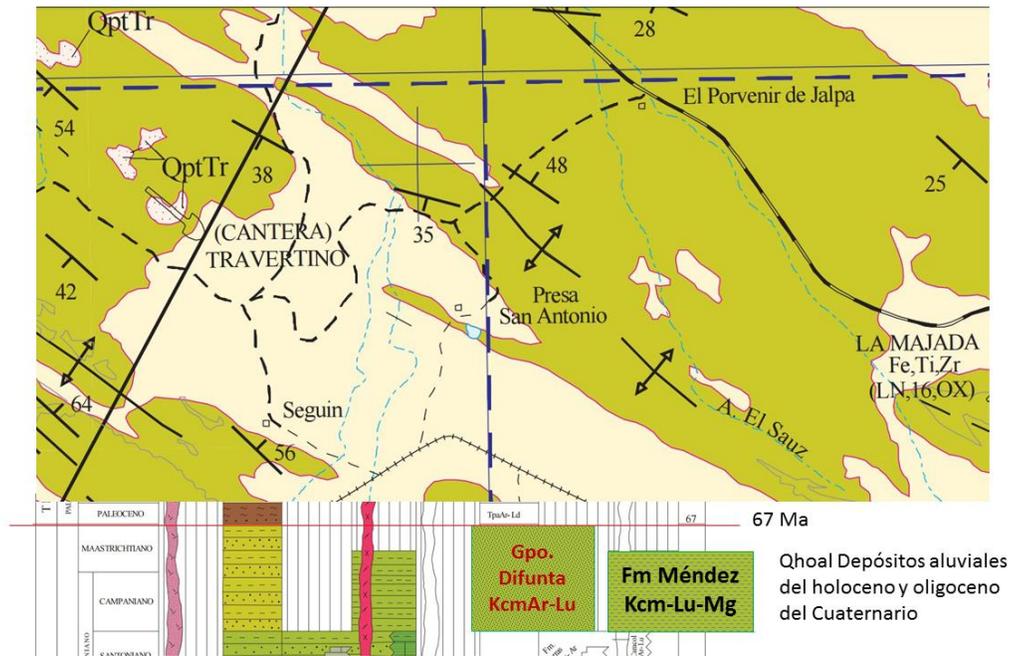


Figura VII.1 Marco Geológico de la zona de la presa San Antonio La Pegajosa (SGM).

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 VII.1 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 VII.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 VII.2.

Tabla VII.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

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

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 VII.2.

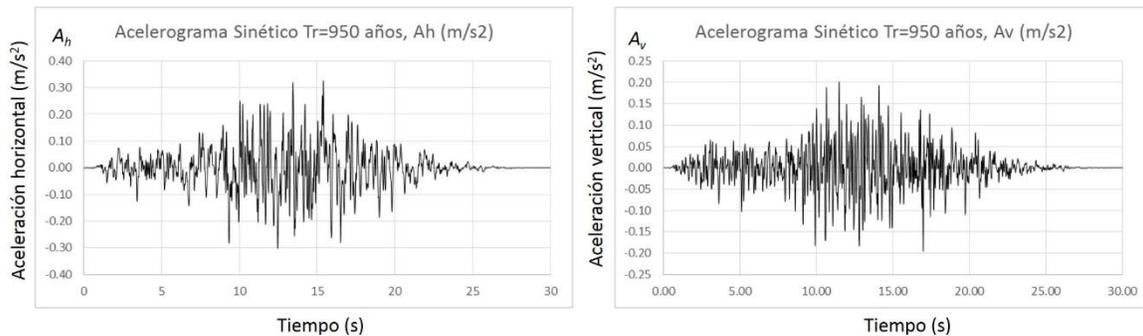


Figura VII.2 Acelerogramas sintéticos para $T_r = 950$ años.

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 18° (3.08H:1V) aguas arriba y 18° (3.08H:1V) aguas abajo. En la Fotografía VII.3, se presenta la posición de los sondeos. La topografía de la cortina con la posición de los sondeos se presenta en la Figura VII.3. En la, se presentan las secciones transversales de la cortina, que corresponden a los cadenamientos 0+088.74 que es el eje de la obra de toma, 0+120 que es muy cercana a donde se ubicó el sondeo S-2 (0+130 aprox.), del lado de la margen derecha donde se ubican tanto la obra de toma como el vertedor; y la 0+200 que es la sección máxima de la cortina.

En la Figura VII.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. En la Figura VII.4, se presentan las secciones transversales de la cortina que corresponden a los cadenamientos 0+260 y 0+280 que representan la zona en donde se perforó el sondeo S-2 y por la altura tienen la altura máxima de la cortina (8.50 m), así como el cadenamiento 0+440 que es muy cercana a donde se ubicó el sondeo central S-1 (0+445).

Tabla VII.3 Parámetros de la presa La Pegajosa para revisión estructural.

Elemento	Elevación (msnm)	Altura desde corona (m)
Corona	1386.68	0.00
NAME (estructural)	1386.38	0.50
NAMO	1384.65	2.03
NAMIN	1381.68	5.00
Pie de talud aguas arriba	1378.18	8.50
Pie de talud aguas abajo	1378.18	8.50



Fotografía VII.3. Vista satelital de la cortina y posición de los tres sondeos: S-1 y S-2 en la cortina y el sondeo S-3 en el dique de la ribera de margen izquierda que falló en 2015.

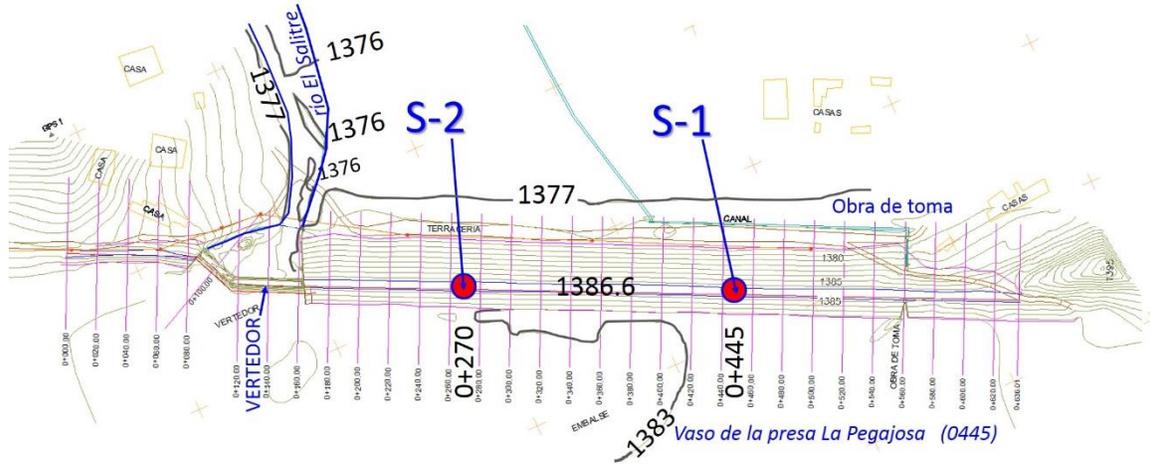


Figura VII.3 Topografía de la cortina y posición de sondeos S-1 y S-2.

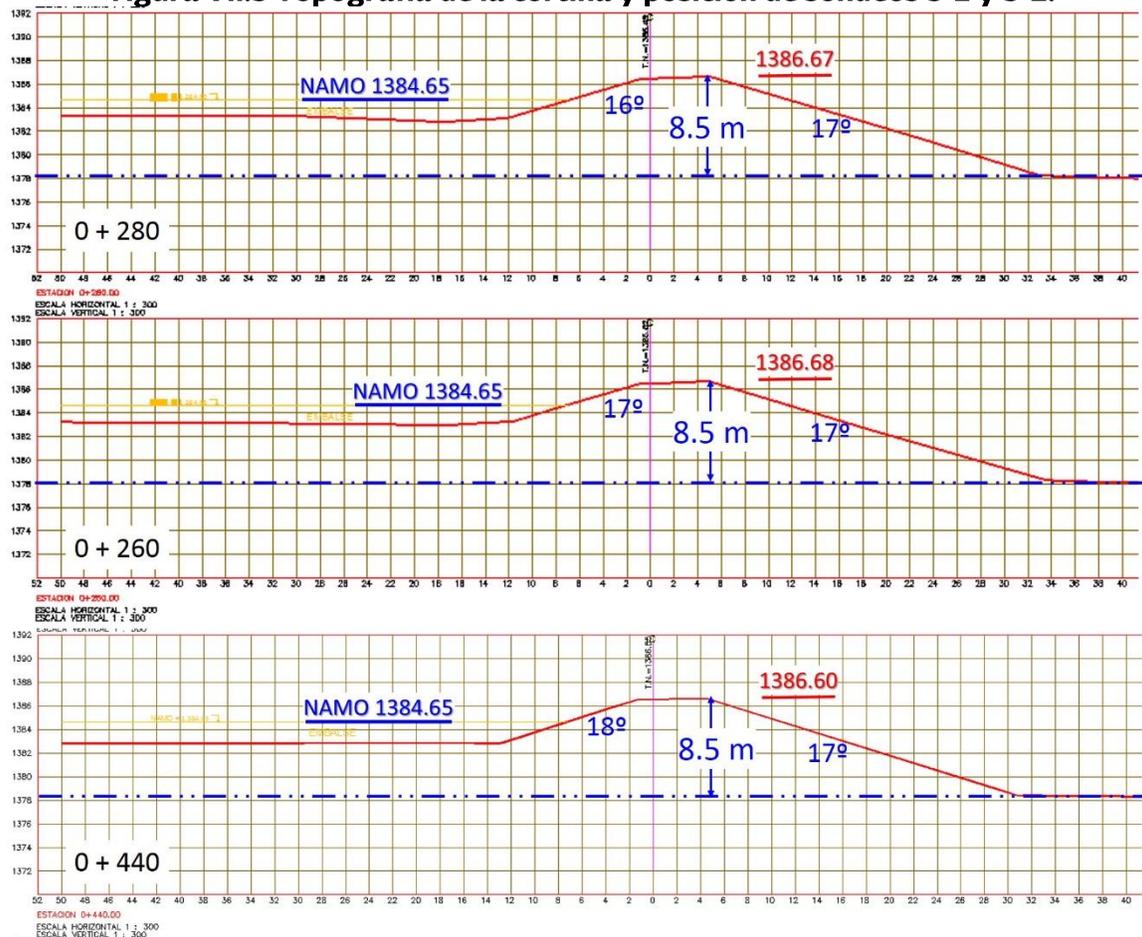


Figura VII.4 Secciones máximas de la cortina y cerca de la posición de sondeos S-1 y S-2.

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 16° y 18° (3.27h:1v y 3.08h:1v), para esas secciones, y para los taludes del respaldo aguas abajo la inclinación es de 17° (3.27h:1v). 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.

VII.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. De la Fotografía VII.5 a la Fotografía VII.9, se muestran otras vistas de los daños en el talud del respaldo aguas arriba.



Fotografía VII.4 Rehabilitación del enrocamiento en talud mojado.



Fotografía VII.5 La cortina después de desbordamiento del dique en 2015.



Fotografía VII.6 Daños aguas arriba en zona reparada en 2011.



Fotografía VII.7 Reparaciones de la cortina en 2000 (foto) y 2011; al final los taludes quedaron con una pendiente variable entre 16 a 18° (3.27h:1v a 3.08h:1v).

VII.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 las arcillas CL 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 del huracán Alex y el llenado del embalse en a fines del mes de julio y los inicios de agosto de 2010, ocurrió una falla local por deslizamiento y formación de una cárcava en una franja que se ha definido entre las estaciones 0+432 y 0+437, con 5 m de ancho en el hombro del talud sin más datos. En la Figura VII.5, se muestra la posición de esta zona, así como la configuración topográfica de la cortina y la cercanía al sondeo S-1, que se encuentra en la sección máxima y coincide con el antiguo cauce del arroyo El Salitre.

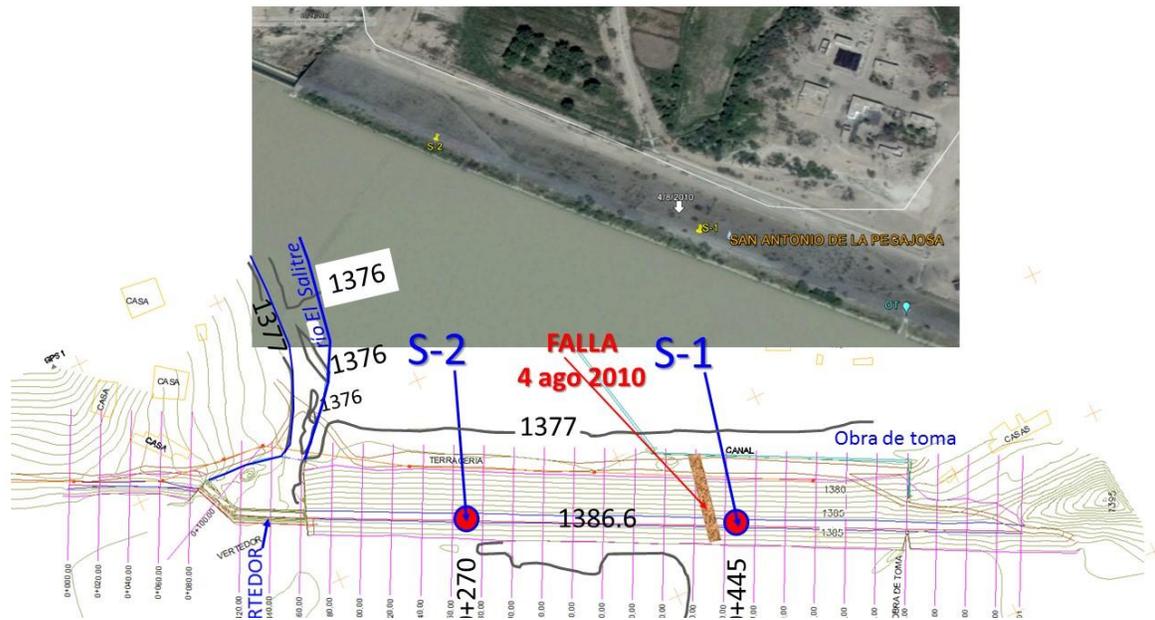


Figura VII.5. Topografía de la cortina de la presa La Pegajosa y posición de la zona fallada el 4 de agosto de 2010 y de los sondeos.

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 VII.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 La Pegajosa, 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 VII.7 y en la Figura VII.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 VII.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.

De los sondeos S-1 y S-2, la compacidad del limo con arena fina (ML) de la cortina tiene una consistencia media con N entre 15 y 25 golpes para los 30 cm intermedios de la prueba SPT. El bajo contenido de arcilla le daría cohesiones relativamente bajas, típicamente menores que 100 kPa.

Un aspecto de gran relevancia es el desplante de la cortina, ya que los sondeos S-1 y S-2 muestran claramente que las rocas del Grupo La Difunta, de las areniscas y lutitas presentes en algunos sitios altos de la boquilla como afloramientos y que se muestrearon en los sondeos, se tienen claramente a las profundidades de 16.3 y 13.3 m en los sondeos S-1 y S-2, respectivamente, ya a 7.2 m en el Dique en la margen izquierda. Sin embargo, las alturas de la cortina claramente no corresponden a esos valores, pues se tiene la topografía de detalle (Figura VII.3 y Figura VII.5), donde se puede constatar que la altura máxima sobre el cauce de la cortina es de 8.50 m, en tanto que habría 7.8 m y 4.8 m de suelos bajo la base de la cortina en donde se tienen el sondeo S-1 y el S-2, respectivamente. Esto indica claramente que por la compacidad densa (N=28 y 30) a una profundidad de 8.50 m en el sondeo S-1 situado en la zona del antiguo cauce del arroyo El Salitre, y la compacidad densa (N \geq 26) a una profundidad desde 5 m en el S-2, con N=35 a 8.50 m, es ahí en donde se desplantó la cortina por la SAG en 1973, sin que se hubiese llegado a la roca sana de areniscas y lutitas que subyacen por debajo de 16.3 y 13.3 m en los sondeos S-1 y S-2.

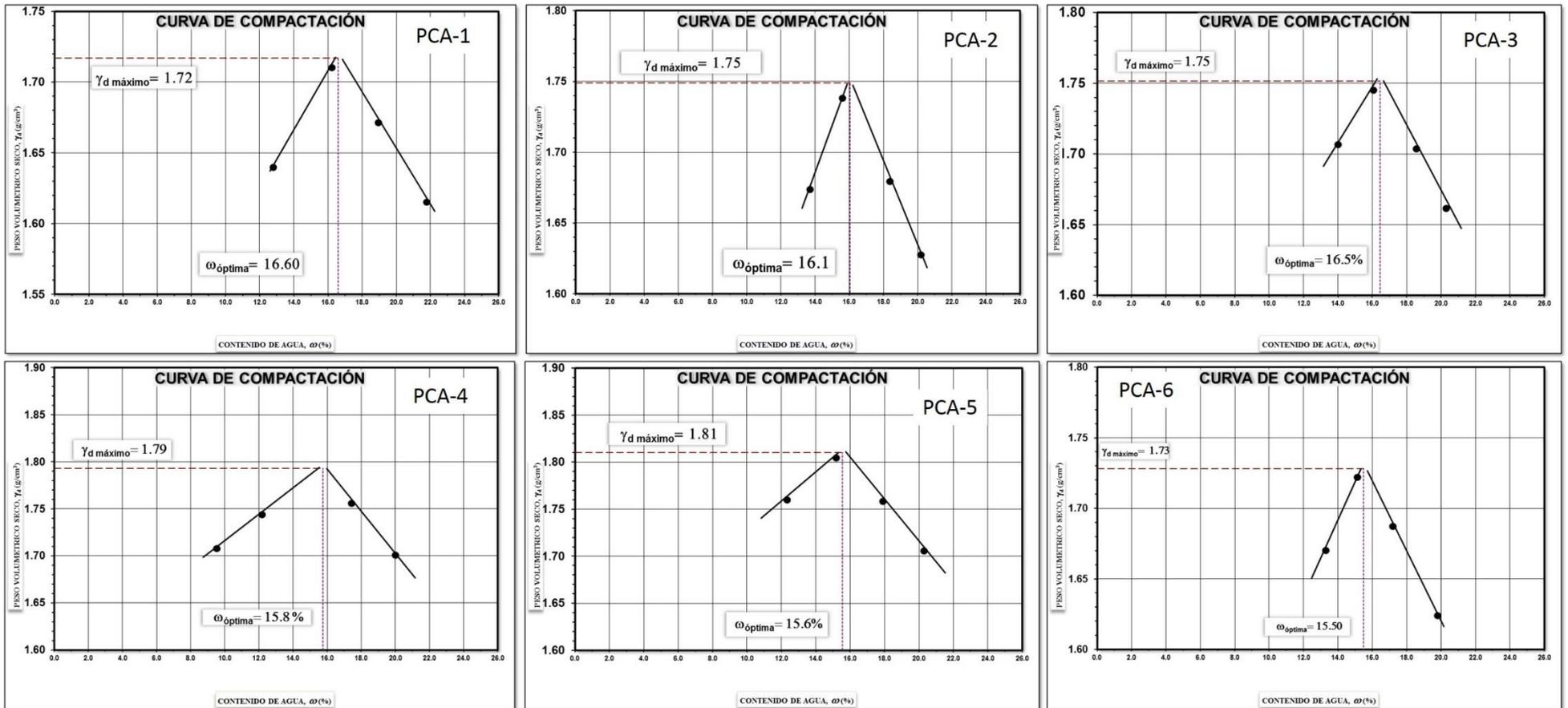


Figura VII.7 Pruebas proctor de los suelos de la cortina.

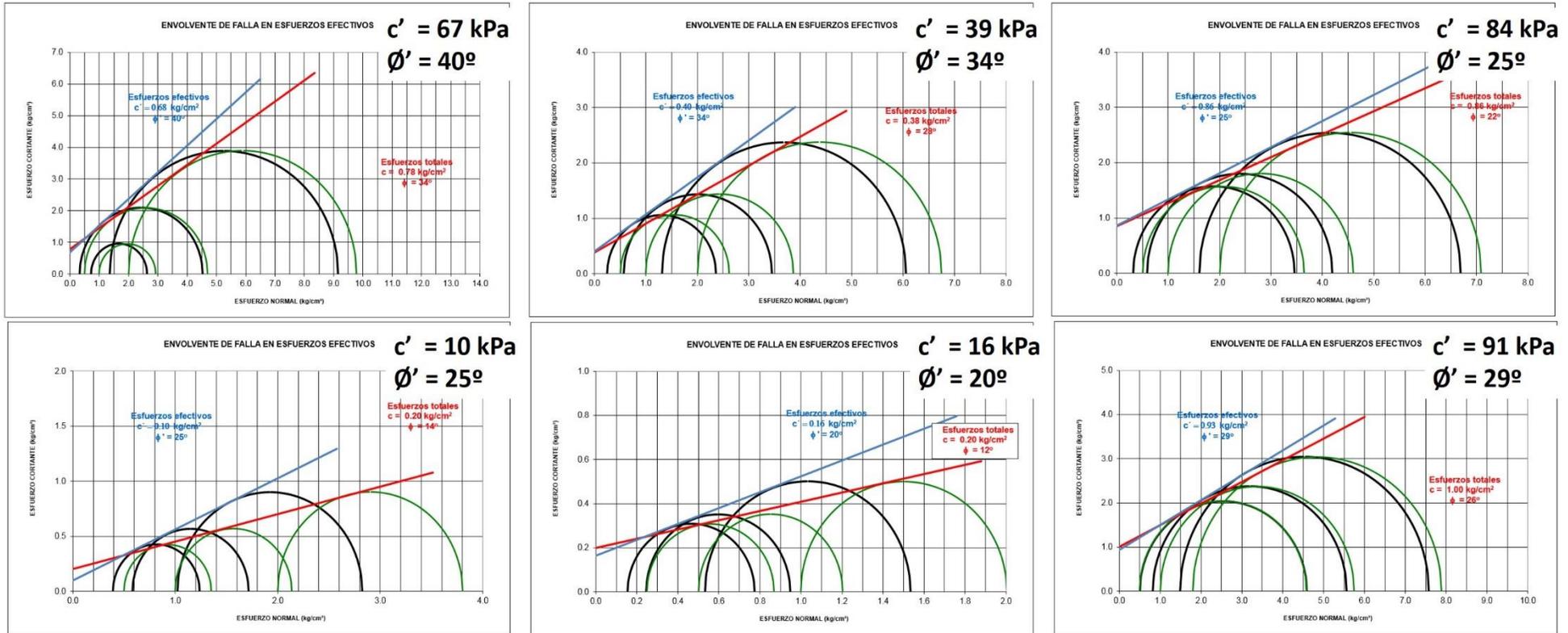


Figura VII.8 Círculos de Mohr de los suelos de la cortina.

Para fines prácticos, se tienen los valores de las correlaciones aceptadas en el estado de la práctica internacional, que se reportan en la Tabla VII.4, establecida a partir de Terzaghi & Peck (1968)¹ y Bowles (1997)² y en la Tabla VII.5, la correspondiente para arenas.

Tabla VII.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

Tabla VII.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 N_{30}	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

Se concluye que la cortina tiene una altura máxima de 8.50 m, y que tampoco no tiene muro interior, el cual habría sido removido cuando se reconstruyó entre 1973 y 1974 por la SAG.

Por otra parte, de las pruebas efectuadas a los suelos de limo arcilloso de baja compresibilidad color café claro, con poca de arena fina (**ML**); arena limosa de compacidad media a densa, color café claro, poco arcillosa; y de arcilla limosa de

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.

baja plasticidad color café claro, con poca de arena fina (**CL**) que constituyen la cortina, se tienen las propiedades mostradas en la Tabla VII.6 y la Tabla VII.7.

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

PCA	W _{ópt} (%)	γ _{ópt seco} (kN/m ³)	S _s	LL %	LP %	IP %	LCL %	% clay ≤2 μm	A (-)	% Finos	% Arena	% G	SUCS
1	16.6	16.87	2.58	35	25	10	2	24	0.42	98	2	0	ML
2	16.1	17.17	2.62	34	23	11	2	28	0.39	98	2	0	CL
3	16.5	17.17	2.67	32	24	8	2	13	0.62	93	7	0	ML
4	15.8	17.56	2.58	NP	NP	NP	1	23	0.00	65	34	1	ML
5	15.6	17.76	2.72	NP	NP	NP	1	20	0.00	46	53	1	SM
6	15.5	16.97	2.60	35	24	11	2	21	0.52	96	4	0	ML

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

PCA	γ _{m i} (kN/m ³)	w _i (%)	γ _{m f} (kN/m ³)	w _f (%)	c' (kPa)	fi (°)	k (m/s)	Et (e=1%) (kPa)
1	19.49	8.6	21.48	19.7	67	40	6.33E-07	28163
2	18.93	11.5	21.16	24.6	39	34	6.33E-07	17074
3	20.70	9.6	22.80	20.7	84	25	1.67E-07	33515
4	16.78	3.6	19.43	19.9	10	25	3.25E-06	28693
5	15.50	9.2	18.27	28.7	16	20	3.25E-06	19166
6	20.37	9.5	21.70	16.7	91	29	5.67E-06	20068

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

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, sin embargo para suelos con $10 \leq IP \leq 15\%$, como la arcilla limosa de baja plasticidad (**CL**) que se tiene en algunos estratos de la cortina de La Pegajosa, el suelo tiene a sufrir cambios de volumen de bajos a muy bajos. Por otra parte, en las pruebas de consolidación en unidimensional y triaxial, la arcilla de La Pegajosa 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 0.39 a 0.62 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 $k_d \geq 0.94 > 0.85$, y por ello el suelo no sería colapsable. En función del contenido de finos que es mayor que 65%, de acuerdo con Handy el suelo no es colapsable.

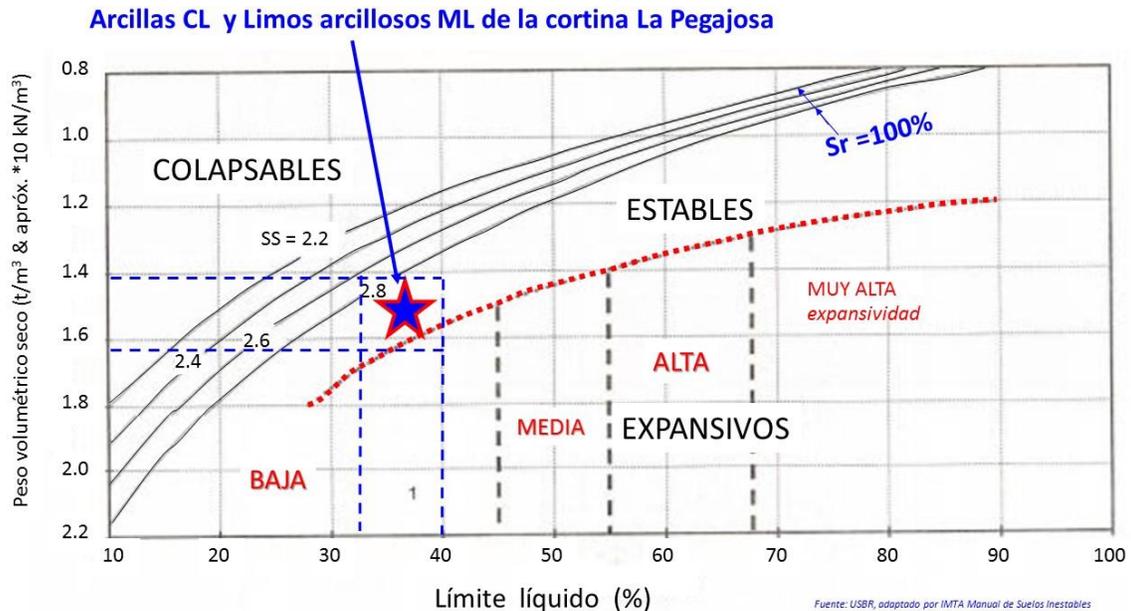


Figura VII.9. Criterios del U. S. Bureau of Reclamation para suelos expansivos y colapsables (MAPAS)

En cuanto a que si el suelo de la cortina La Pegajosa 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, y otras referencias de la literatura geotécnica, se reproduce en la Figura VII.9.

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 VII.10. Las pruebas mostrarían que las arcillas de la cortina La Pegajosa son ligeramente dispersivas.

En efecto, como se aprecia en la Figura VII.10, los terrones se dispersan en buena medida después de seis horas de estar sumergidos, partiendo de la condición natural; se caracterizaron los suelos arcillosos de la cortina La Pegajosa como de reacción *moderada a fuerte* en todas las pruebas de *terrón sumergido* a que fueron sometidos, por lo que los suelos arcillosos muestran una tendencia a ser dispersivos.

Por otra parte, de la pruebas de doble hidrómetro USSCS, que se muestran en la Figura VII.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 4.6 a 9.8,

con un valor medio de 6.9. 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.

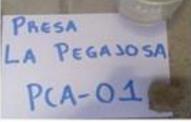
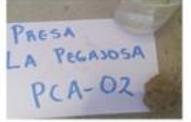
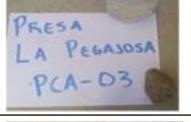
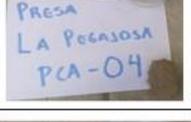
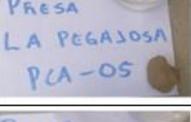
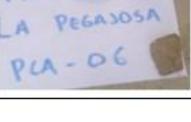
PRUEBA DEL GRUMO PARA DISPERSIBILIDAD EN SUELOS												
SONDEO	TARA	MUESTRA	2 MINUTOS			1 HORA			6 - 24 HORAS			RESULTADO
			Grado	°C	Muestra	Grado	°C	Muestra	Grado	°C	Muestra	
PCA-1	A		2	22		2	24		3	22		DISPERSIVO
PCA-2	B		2	22		3	24		3	22		DISPERSIVO
PCA-3 E4	C		3	22		3	24		3	22		DISPERSIVO
PCA-4	D		2	22		3	24		3	22		DISPERSIVO
PCA-5	E		2	22		2	24		2	22		INETERMEDIO
PCA-6	F		2	22		3	24		3	22		DISPERSIVO

Figura VII.10. Prueba del terrón sumergido para estudiar la dispersividad de las arcillas de la cortina de la presa La Pegajosa y del terreno natural.

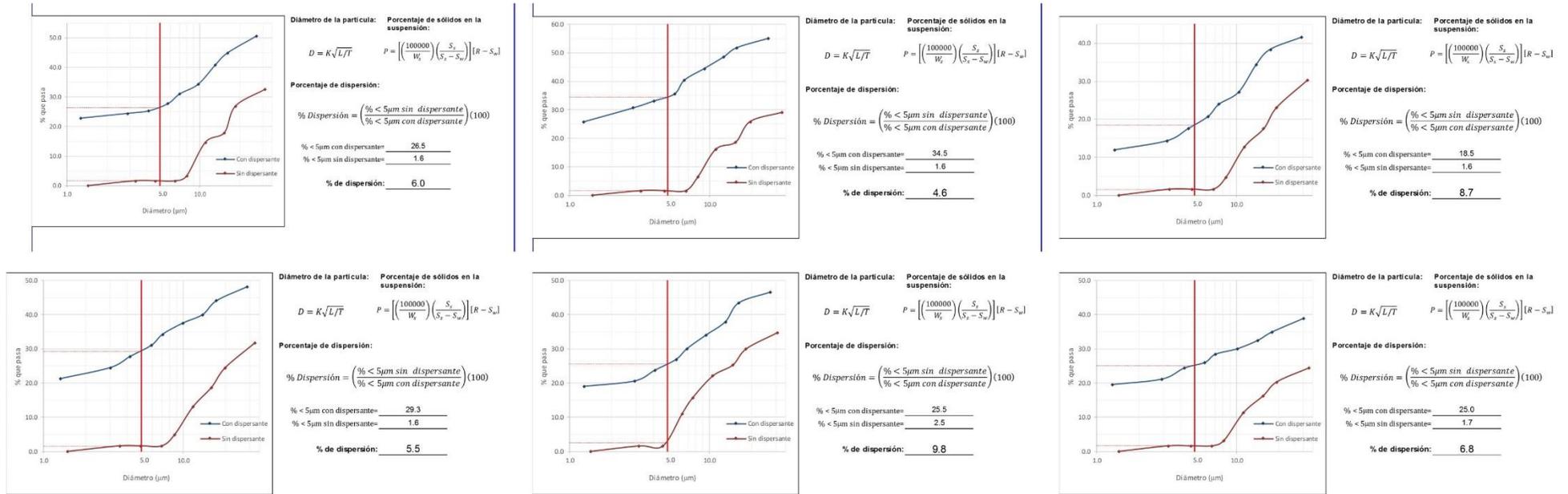


Figura VII.11. Pruebas del doble hidrómetro USSCS para estudiar la dispersividad del suelo.

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 La Pegajosa, este porcentaje dio valores entre 4.6 y 9.8%, lo que indicaría que los suelos arcillosos de la cortina son muy poco dispersivos.

En resumen, los suelos de la cortina y del dique de la presa San Antonio de La pegajosa o La Pegajosa, 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 que provocan los escurrimientos de lluvia y también pueden ser fuertemente erosionados por el desbordamiento del bordo, como ha ocurrido en 2010 y 2014. Pero esto requiere que se tenga un mantenimiento adecuado de la cortina y que se controle el llenado del vaso.

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 estratigráfico que se presenta en la Figura VII.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 térrea 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). 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 pero por la comparación entre la interpretación en esfuerzos totales. 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 VII.12, con las propiedades índices, mecánicas e hidráulicas indicadas en la Tabla VII.8.

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

ESTRATO	w (%)	γ_m (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	k (m/s)	Et (p=1%) (kPa)
ALTA	8.0	18.00	20	18	1.67E-06	17950.
MEDIA	10.0	17.67	17	17	6.67E-06	14700.
BAJA	12.0	18.83	15	16	3.67E-05	11450.
CIMENTACION	5.0	18.17	25	24	5.33E-05	28650.

Los valores de cohesión y ángulo ϕ , corresponden a esfuerzos efectivos.

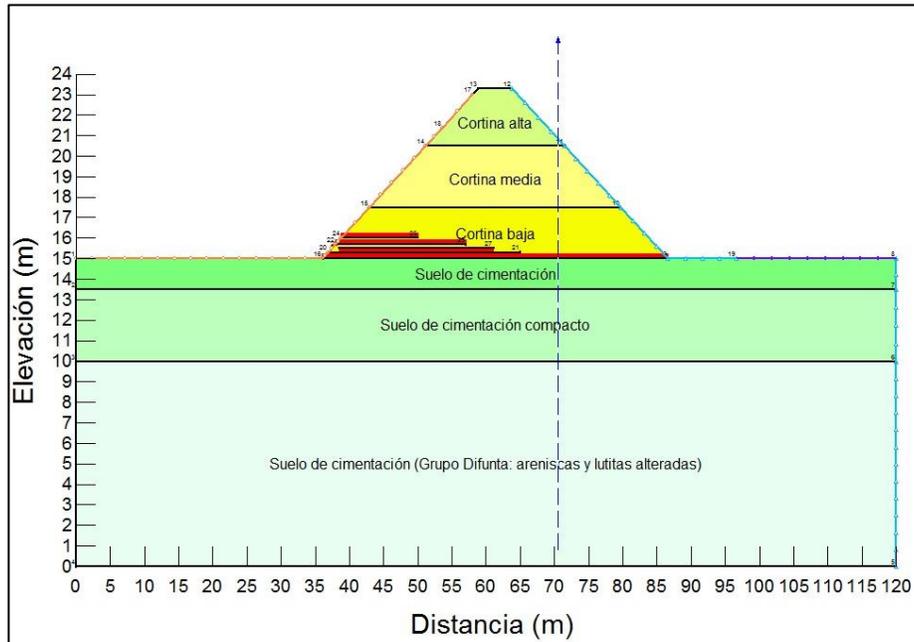


Figura VII.12 Modelo estratificado de la cortina y del subsuelo de cimentación.

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.

VII.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 San Antonio La Pegajosa ha tenido al menos dos veces problemas de desbordamiento, en 2010 y 2015, aunque tanto la cortina en 2010 y el dique en 2015, soportaron si colapso completo y sin apertura de brecha. Sin embargo, tiene peligro de falla por desbordamiento porque la amenaza de desbordamiento persiste debido a la operación del sistema hidrológico del que forma parte. Esto se trata con mayor detalle más adelante.

Erosión por oleaje del talud aguas arriba

El talud aguas arriba tiene algunos problemas de erosión por efectos del oleaje, pero no se observa una progresión importante en 15 años, entre 2001 y 2016. Sin embargo se requiere reacomodar el enrocamiento en general en el talud mojado, y en particular reparar la zona con grietas entre las estaciones 0+430 y 0+445.

Erosión por lluvia de taludes aguas arriba o abajo

El talud aguas arriba presenta por ahora problemas de erosión por lluvia, como tampoco los 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, pero el suelo de la cortina es susceptible de erosión como ya se observó en 1998, cuando se decidió hacer trabajos de reparación al colocar mayor cantidad de suelo y con un limo arcilloso (ML), para que el al tener algo de cohesión del suelo pueda resistir mejor 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 arbustiva que se recomienda mantener pero controlando su crecimiento y evitar la presencia de árboles, ya que la vegetación es su mejor defensa contra la erosión por lluvia en el talud del respaldo aguas abajo. Dentro de los trabajos de conservación, se recomienda que se limpien completamente los taludes y colocar zacate sobre todo el talud aguas abajo y en la corona, con la finalidad de proteger la capa superficial de tierra.

Deficiencias de las condiciones geométricas

Revisión del bordo libre

El bordo libre de la presa San Antonio La Pegajosa 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.V.

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 San Antonio La Pegajosa, de acuerdo con el NAME hidrológico calculado es de 0.70 m.

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

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

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

$$c = 1.5 + 2H_w \quad (\text{VII.3})$$

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

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

Este valor para las condiciones dadas con un fetch efectivo igual o menor que 1600 m, como es el caso de la presa San Antonio La Pegajosa, 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

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

Para el caso de la presa San Antonio La Pegajosa la altura significativa del oleaje para revisión del efecto de la onda del embalse sobre el talud aguas arriba sería como máximo de

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

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 estimó que ocurriría un asentamiento adicional de 0.02 m.

La revisión del bordo libre total con asentamientos por sismo y oleaje daría entonces 0.44 m (44 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 San Antonio La Pegajosa tiene una altura de azolves muy importante, con más de 67% de la capacidad del vaso al NAMO, acumulada durante sus decenas de años de vida operativa. Los análisis realizados en este estudio permiten estimar que para otros 20 años de vida operativa, se acumularía una altura adicional de manera que el vaso quedaría inutilizado.

Deficiencias de control de flujo de agua

Erosión interna de la cortina

La presa San Antonio La Pegajosa 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), pero no se tiene evidencia de la existencia de filtraciones por el terreno de cimentación de la cortina.

Filtraciones no controladas en el respaldo aguas abajo

La presa San Antonio La Pegajosa no tiene reporte de problemas de filtraciones excesivas.

Infiltración por grietas o raíces vegetales

La cortina original de la presa San Antonio La Pegajosa tiene grietas en la corona en el hombro del talud del respaldo aguas abajo, entre los cadenamientos 0+430 a 0+440 que se deberían a deficiencias en la reparación del respaldo aguas abajo luego del evento de agosto de 2010. Por otro lado, 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 San Antonio La Pegajosa es roca, con muy sobrada capacidad de carga para las presiones de contacto que provienen del

cortina que forma la cortina de la presa, y que se estiman en 167 kN/m^2 en el contacto y de 158 kN/m^2 a 5 m de profundidad. Por otro lado, el suelo de cimentación tiene una cohesión de 10 kN/m^2 con un ángulo de fricción interna de 20° para el suelo de cimentación, con una capacidad de carga de $q_{adm}=408 \text{ kN/m}^2$, estimada conservadoramente con un factor de seguridad de 4.0. Así, es posible demostrar que la capacidad de carga del suelo de cimentación es mucho mayor que los niveles de esfuerzos de contacto de la cortina o del dique. De la misma manera los asentamientos del terreno de cimentación de la cortina ya ocurrieron completamente, durante los 42 años de vida operativa transcurridos de la presa (1974 – 2016).

Revisión del agrietamiento

Se observó agrietamiento en la cortina de la presa San Antonio de La Pegajosa como ya se mencionó y se trata con mayor detalle en la parte de estabilidad por desbordamiento, ya que estos agrietamientos no son suficientes para producir deslizamientos con el vaso por debajo del NAMO.

VII.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.5.

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.

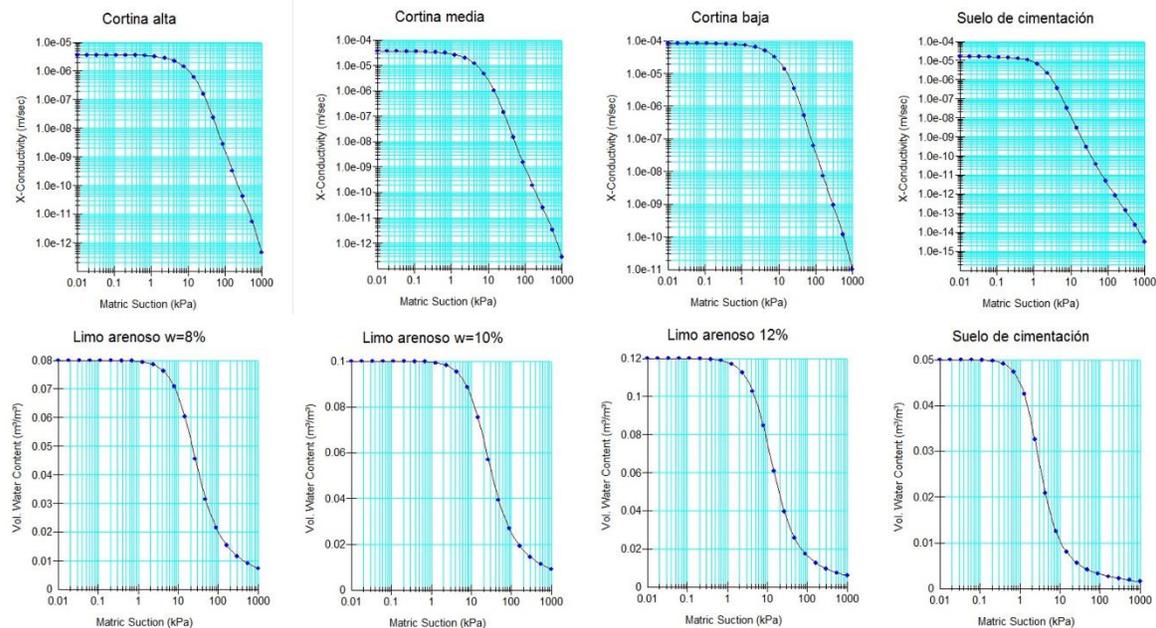


Figura VII.13 Funciones hidráulicas de saturación para los suelos de la cortina y su cimentación.

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. Son estas últimas las que nos permiten visualizar los mayores problemas en términos de valores de los gradientes hidráulicos y las velocidades que alcanzaría el flujo en el cuerpo de la cortina. De esta manera, se presentan de la Figura VI.7, para las líneas de flujo y vectores de velocidad del flujo de agua durante el llenado rápido; en la Figura VI.8, se tienen las líneas equipotenciales; se presentan de la Figura VI.9 a la Figura VI.11, 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.12 a la Figura VI.13, 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.

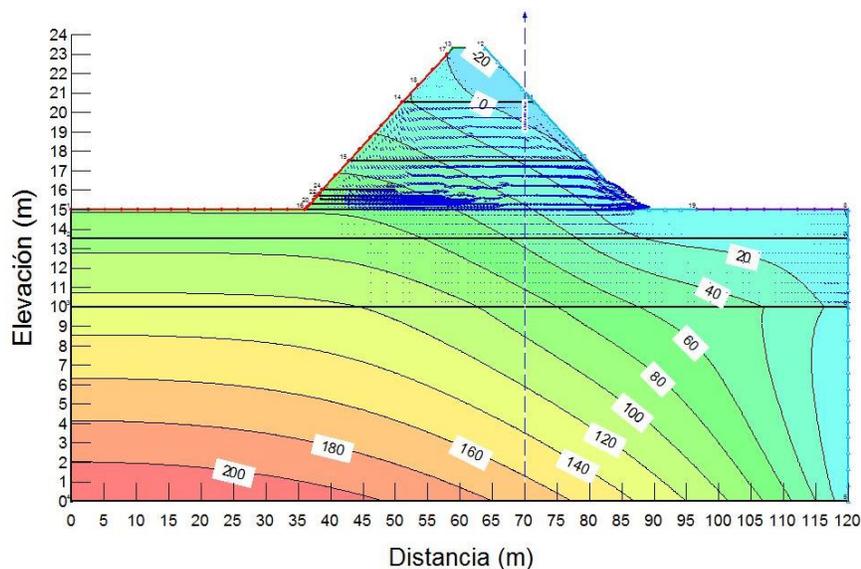


Figura VII.14 Isolíneas de presiones de poro (kPa) y vectores de velocidad con nivel al NAME.

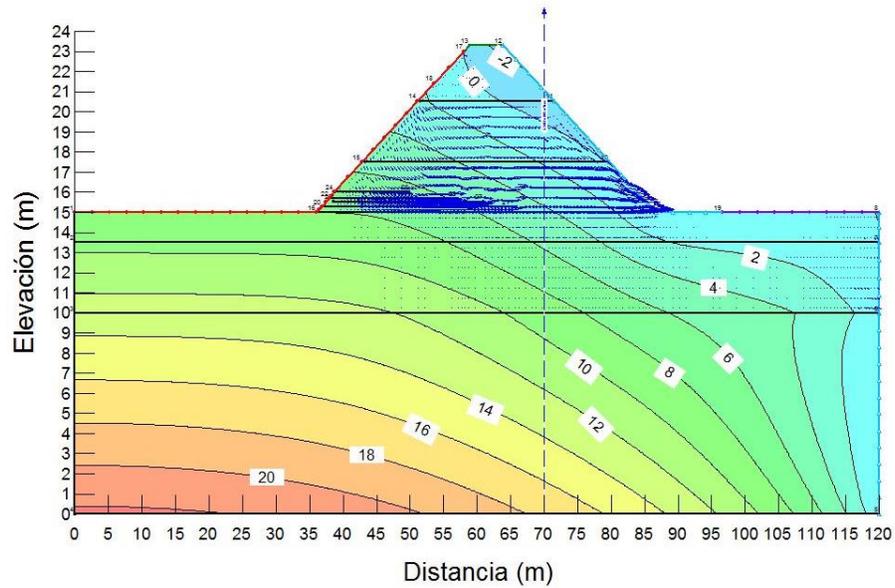


Figura VII.15 Isolíneas de carga hidráulica (m) y vectores de velocidad con nivel al **NAME**.

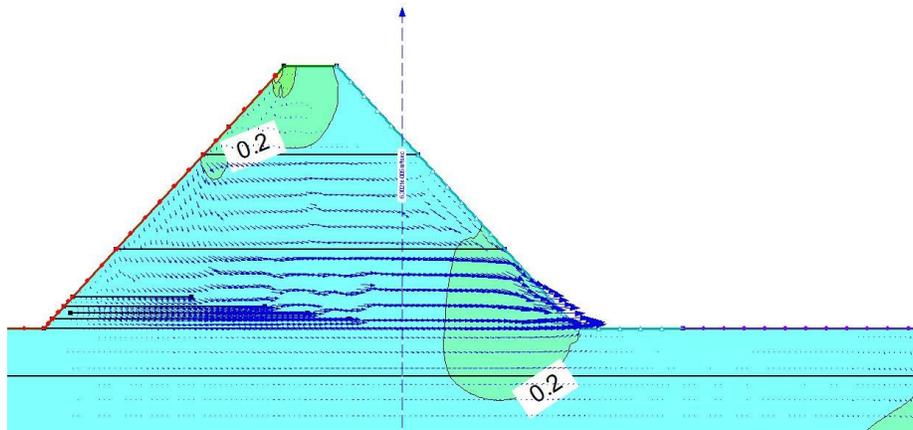


Figura VII.16 Los gradientes hidráulicos horizontales con embalse al nivel del **NAME**.

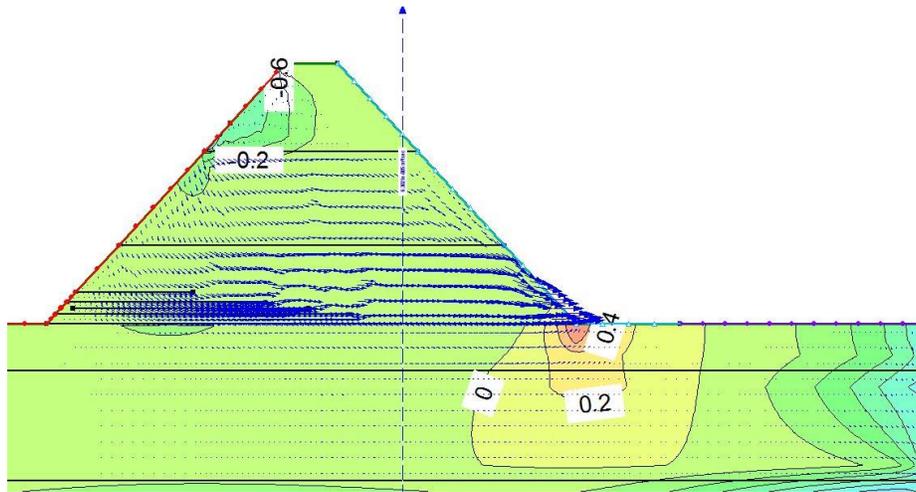


Figura VII.17 Los gradientes hidráulicos verticales con embalse al nivel del NAME.

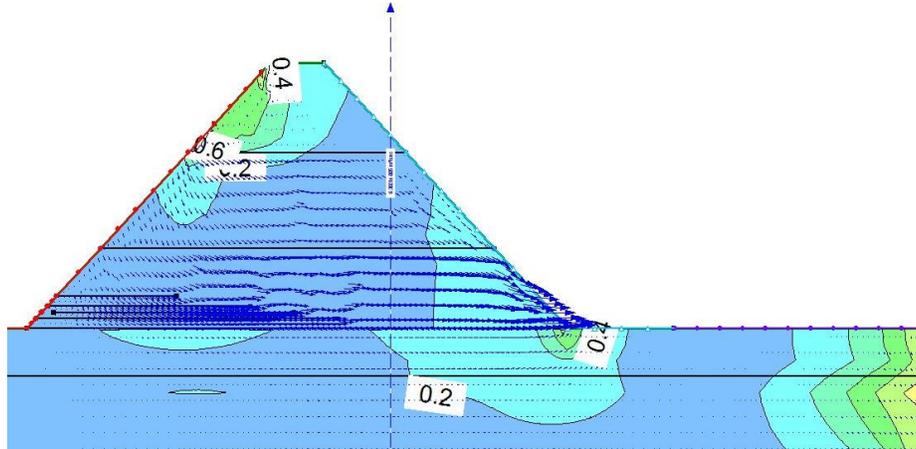


Figura VII.18 Los gradientes hidráulicos resultantes con embalse al nivel del NAME.

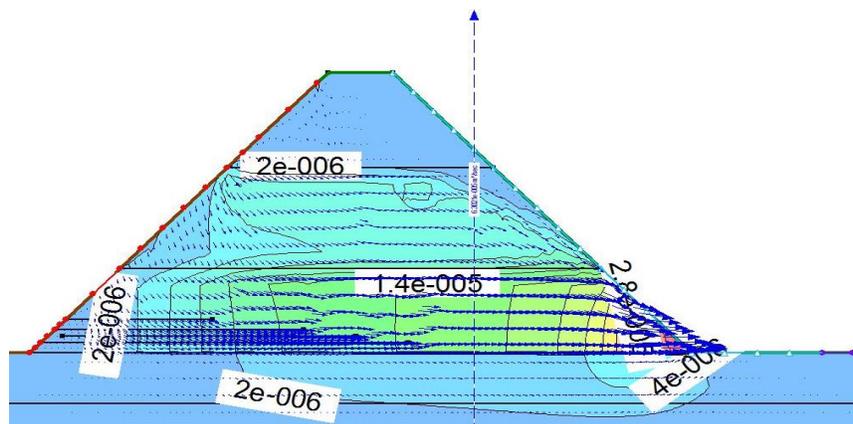


Figura VII.19 Isovalores de velocidad horizontal del flujo (m/s) con embalse al nivel del NAME.

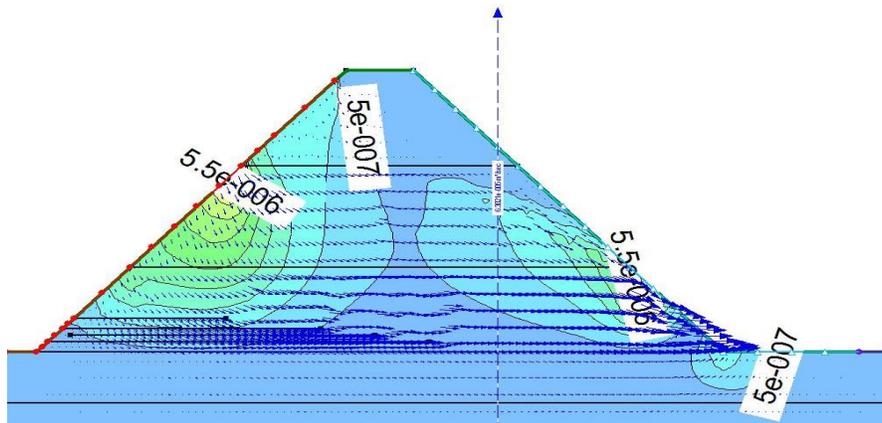


Figura VII.20 Isovalores de velocidad vertical del flujo (m/s) con embalse al nivel del NAME.

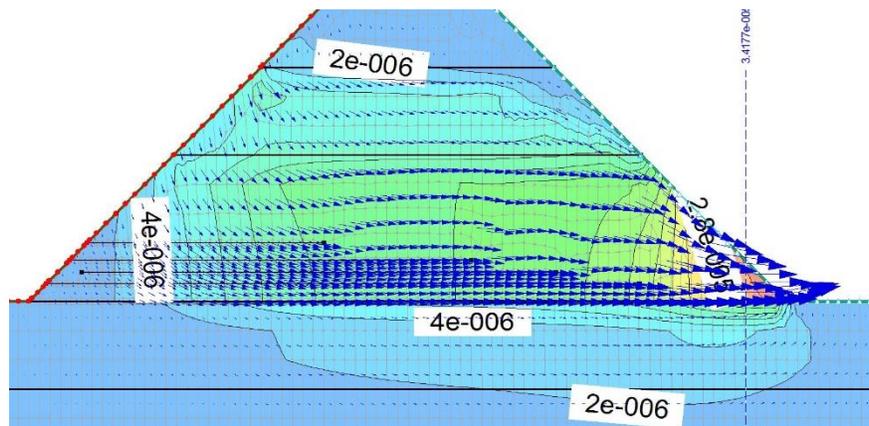


Figura VII.21 Isovalores de velocidad resultante del flujo (m/s) con embalse al nivel del NAME.

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.15, para las líneas de flujo y vectores de velocidad del flujo de agua durante el llenado rápido; en la Figura VI.16, se tienen las líneas equipotenciales; se presentan de la Figura VI.17 a la Figura VI.19, 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.20 a la Figura VI.22, 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.

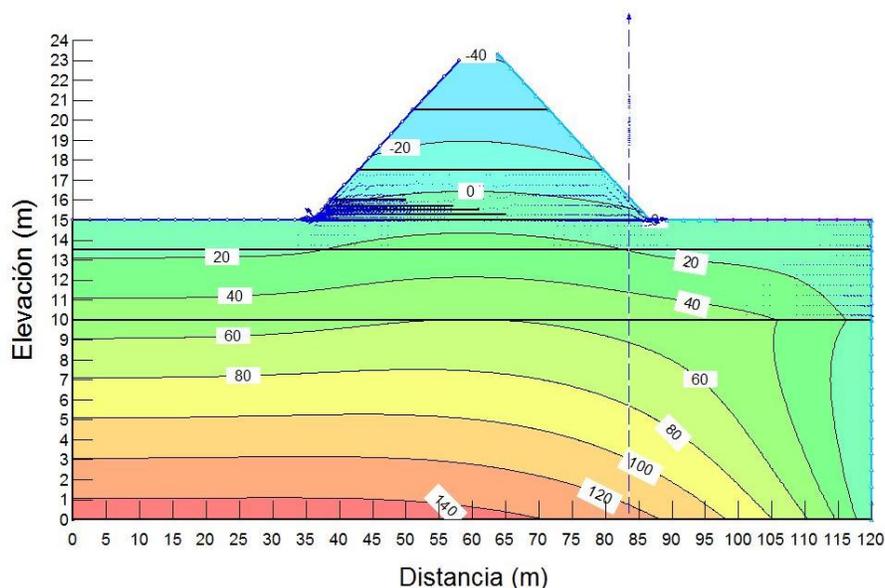


Figura VII.22 Isolíneas de presión de poro (kPa) y vectores de velocidad en vaciado rápido.

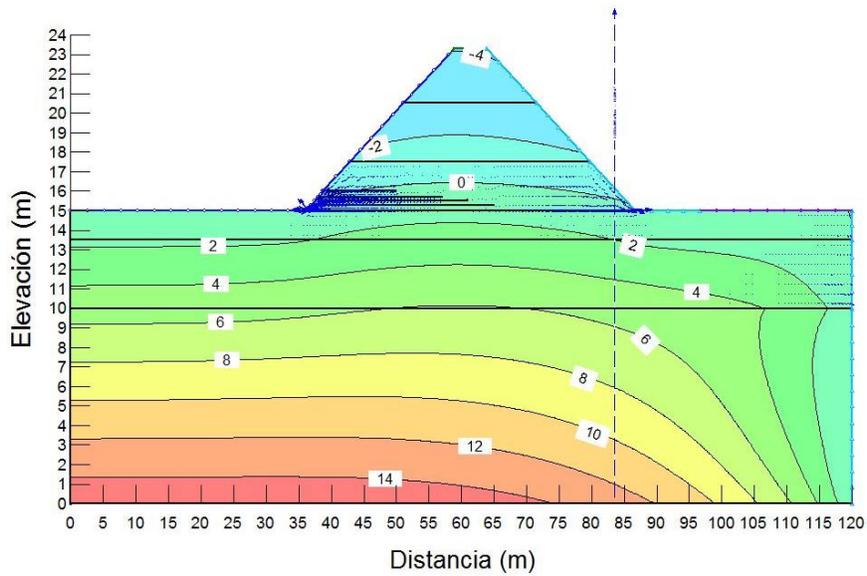


Figura VII.23 Isolíneas de carga hidráulica (m) y vectores de velocidad en vaciado rápido.

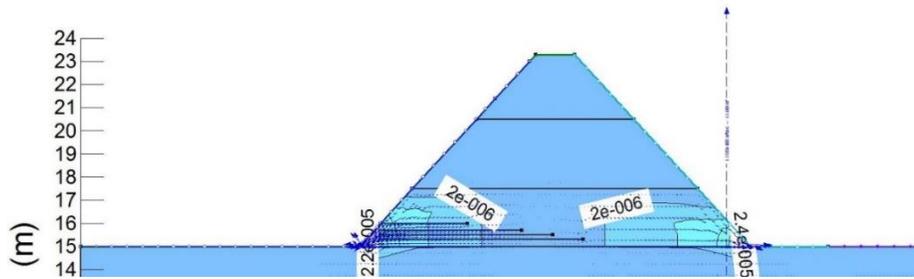


Figura VII.24 Los gradientes hidráulicos horizontales durante un vaciado rápido.

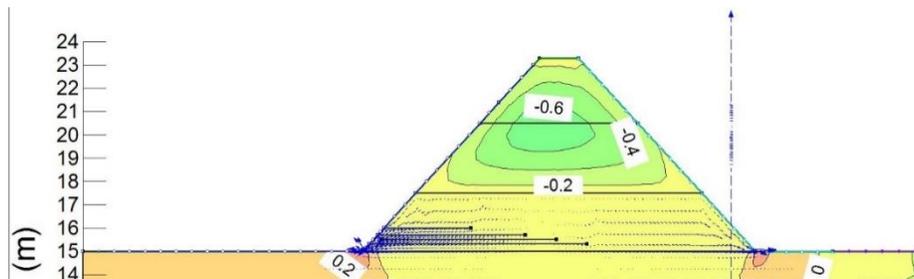


Figura VII.25 Los gradientes hidráulicos verticales durante un vaciado rápido.

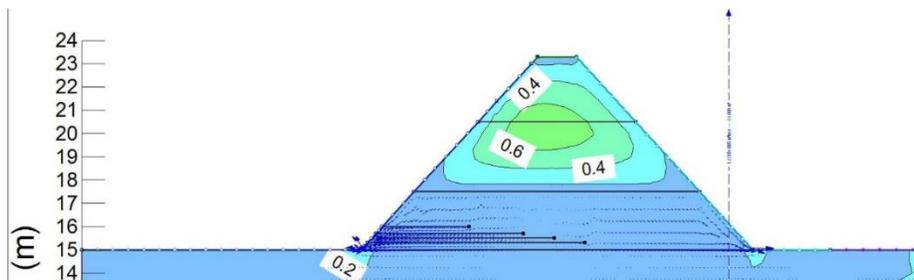


Figura VII.26 Los gradientes hidráulicos resultantes durante un vaciado rápido.

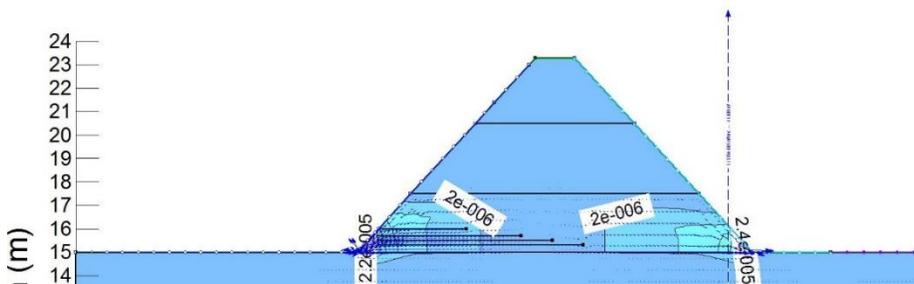


Figura VII.27 Isovalores de velocidad horizontal del flujo (m/s) durante un vaciado rápido.

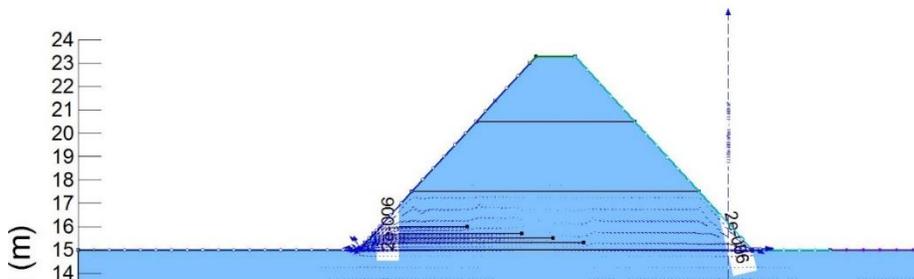


Figura VII.28 Isovalores de velocidad vertical del flujo (m/s) durante un vaciado rápido.

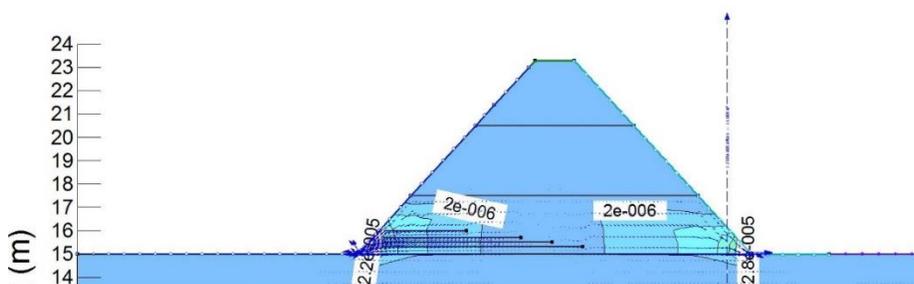


Figura VII.29 Isovalores de velocidad resultante del flujo (m/s) durante un vaciado rápido.

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.23, 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 conjunto con los vectores de velocidad del flujo la cortina durante el momento crítico del llenado rápido.

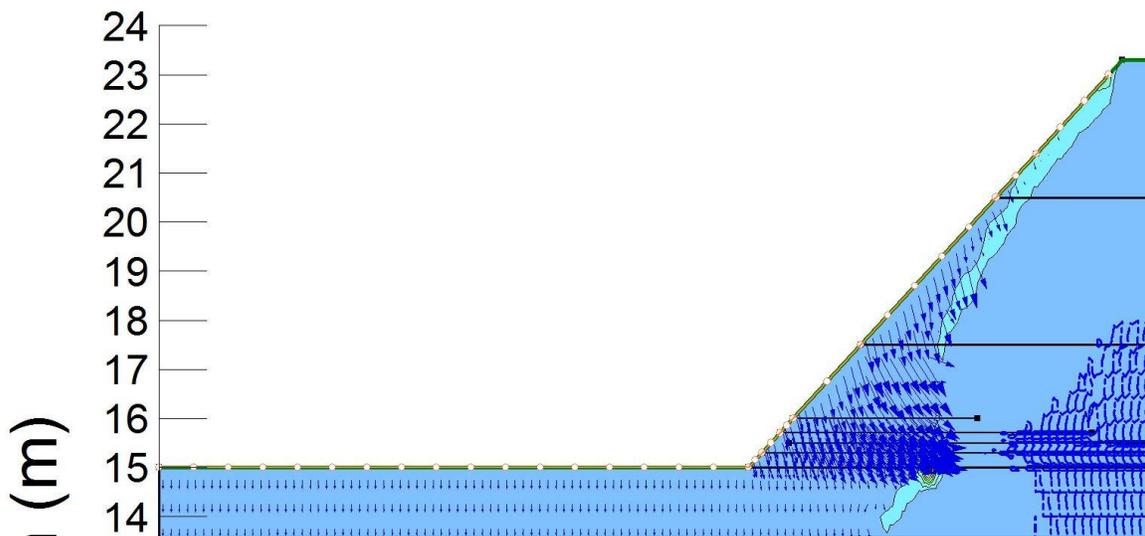


Figura VII.30 Los gradientes hidráulicos resultantes durante un llenado rápido.

VII.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:

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

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

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

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 VII.9, de acuerdo con la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA).

Tabla VII.9 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 VII.9 y para ambos respaldos: aguas arriba y aguas abajo, de la cortina de la presa San Antonio La Pegajosa.

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

lamda 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:

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

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.25, 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:

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

Factor de seguridad por la suma de fuerzas:

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

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

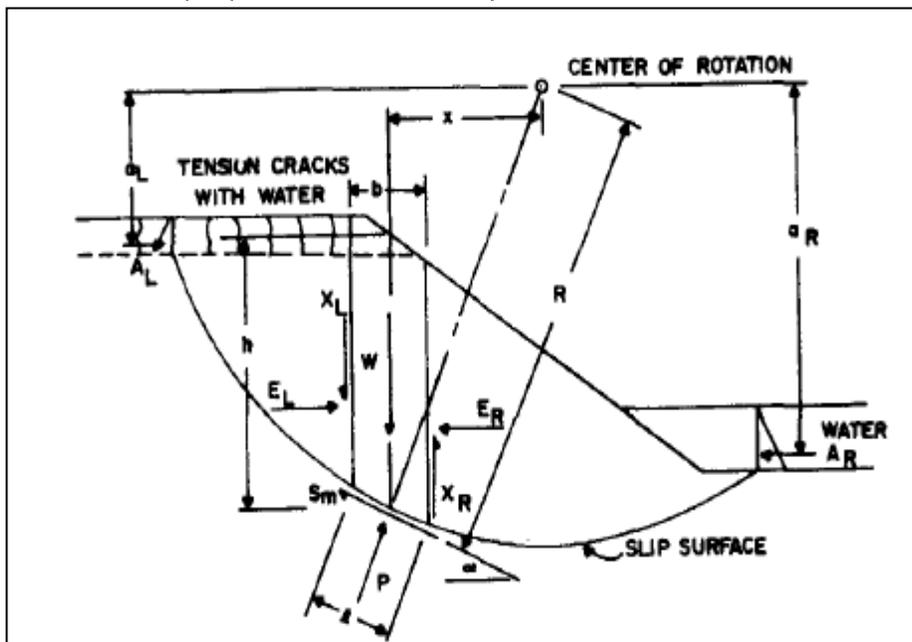


Figura VII.31 Esquema de las variables utilizadas en el análisis (Fredlund, Krahn y Pufhal, 1981).

Revisión de estabilidad en condiciones de operación normal

En la Figura VI.26 y Figura VI.27, 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 térrica 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.

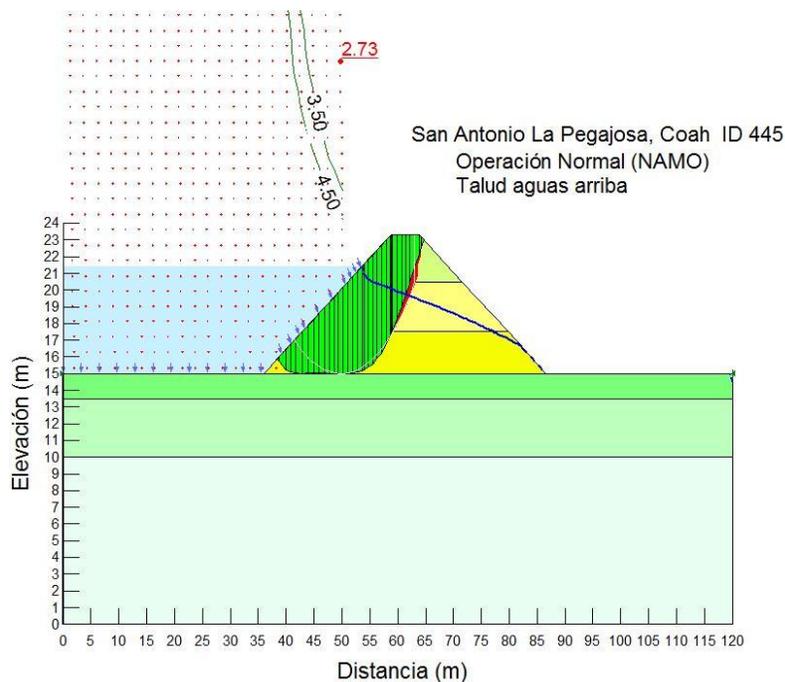


Figura VII.32 Contornos del factor de seguridad del análisis en condiciones de operación normal, con embalse al NAMO y flujo de agua establecido.

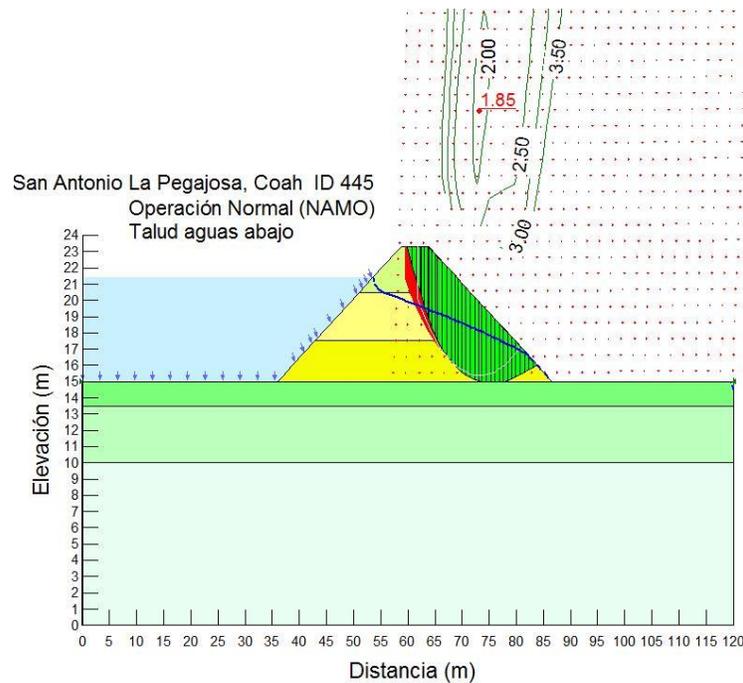


Figura VII.33 Contornos del factor de seguridad del análisis en condiciones de operación normal, con embalse al NAMO y flujo de agua establecido.

Estabilidad en operación inusual con embalse al NAME

En la Figura VI.28 y en la Figura VI.29, 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.

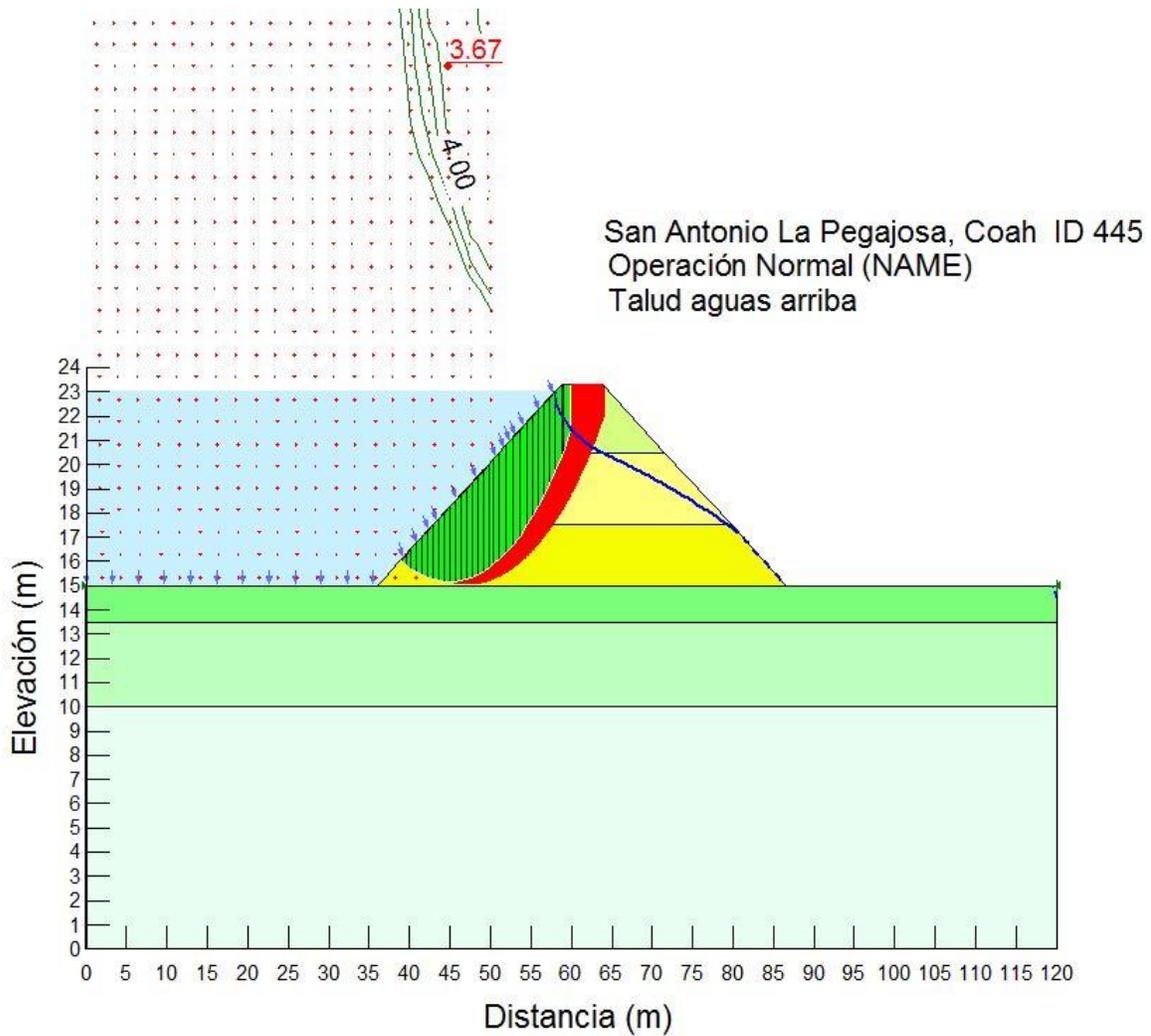


Figura VII.34 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual, con embalse al NAME y flujo de agua establecido.

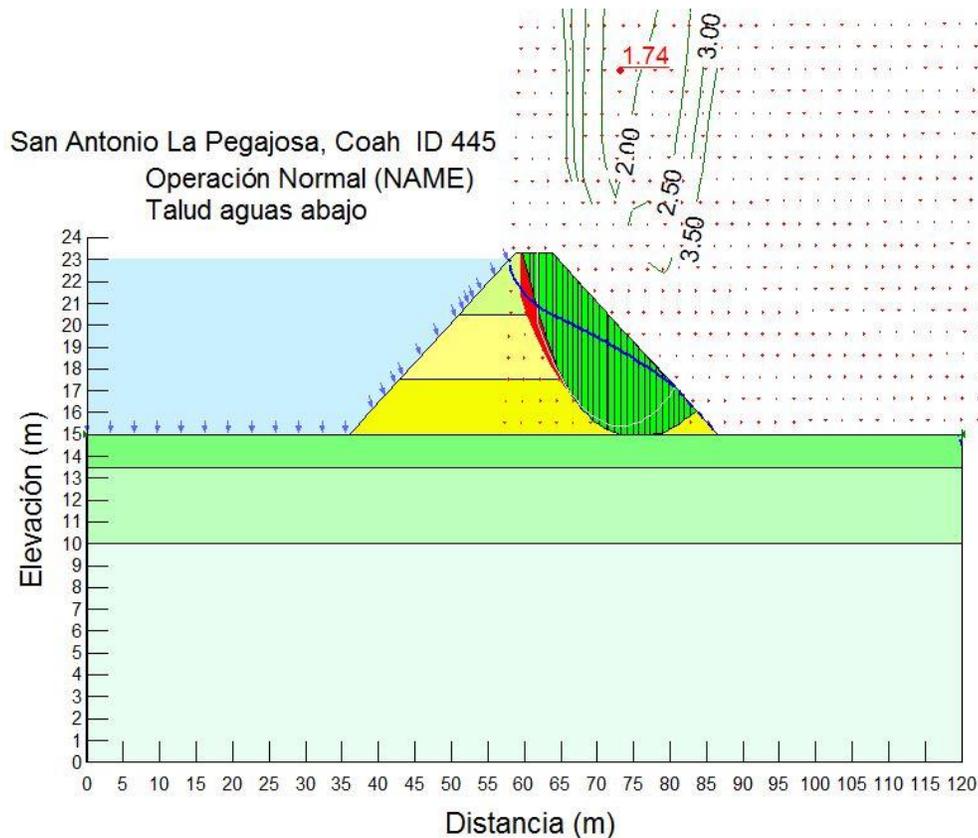


Figura VII.35 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual, con embalse al NAME y flujo de agua establecido.

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.30 y la Figura VI.31, se muestran los principales resultados de los análisis de la estabilidad de la cortina en condiciones de vaciado rápido y en todos los casos el factor de seguridad es mayor que 1.20.

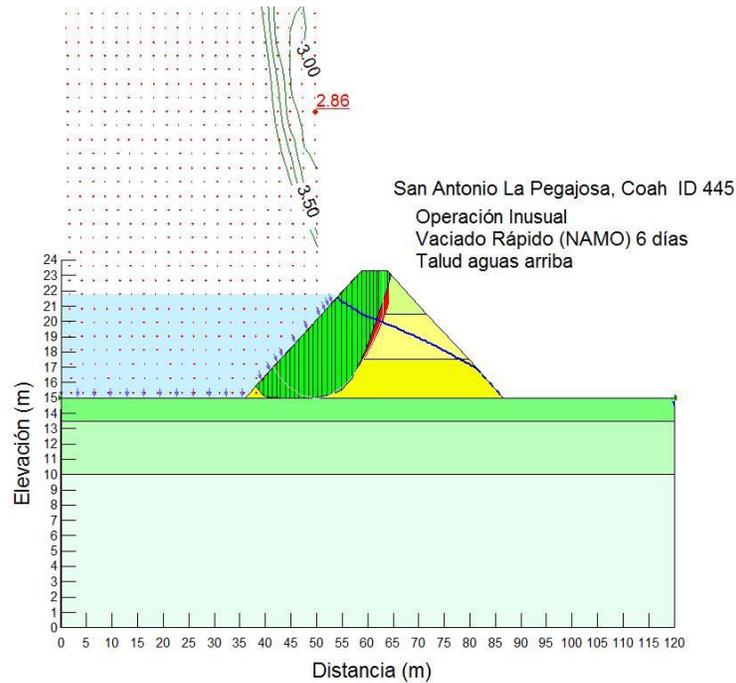


Figura VII.36 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual por un vaciado rápido del vaso, desde el nivel del NAMO al NAMIN.

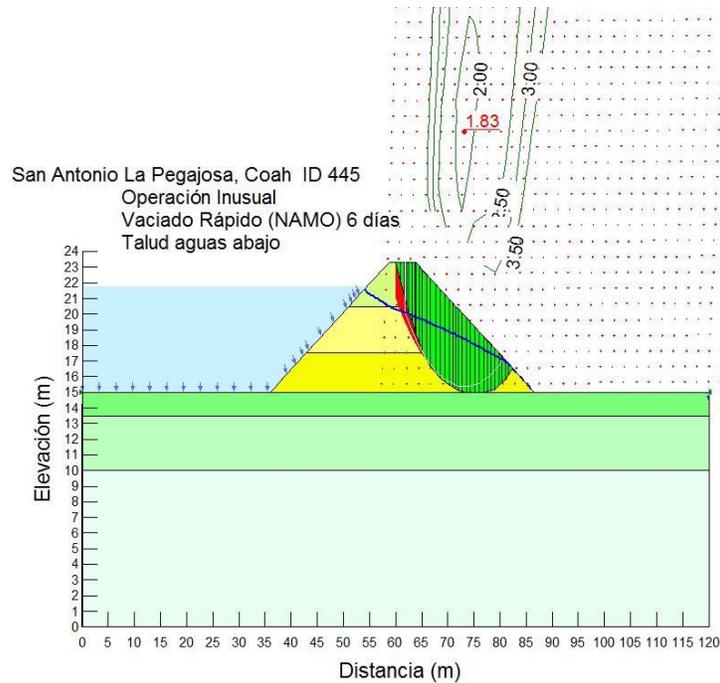


Figura VII.37 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual por un vaciado rápido del vaso, desde el nivel del NAMO al NAMIN.

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.32 y la Figura VI.33, 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.

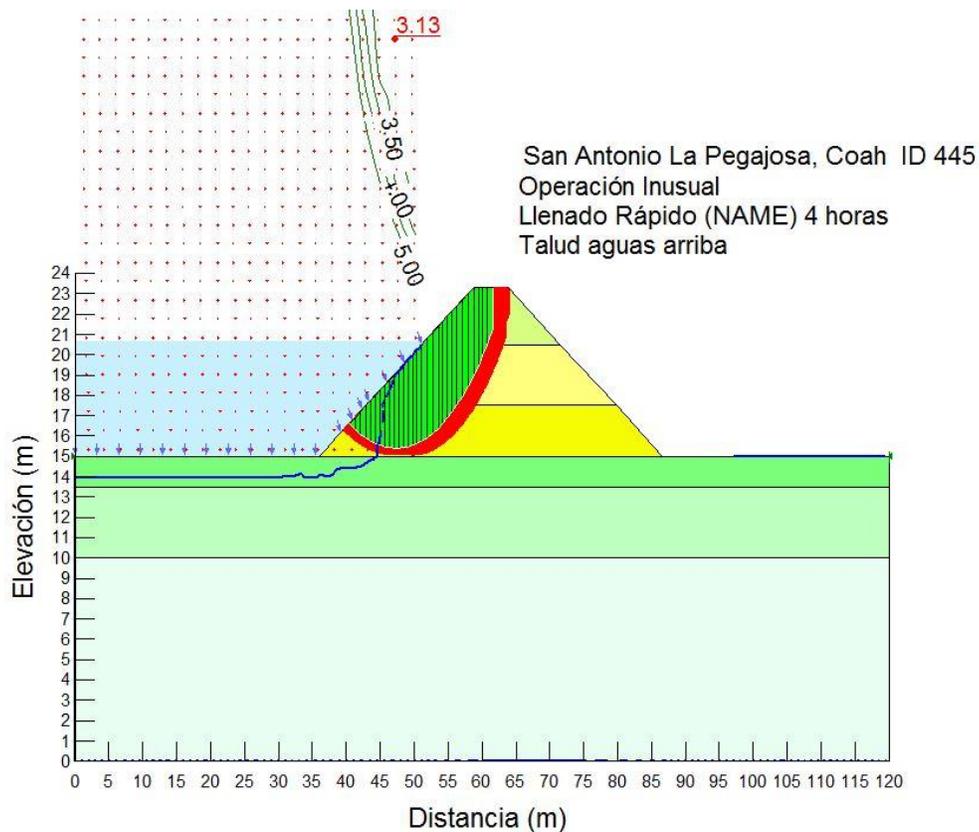


Figura VII.38 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual por un llenado rápido del vaso, desde el nivel del NAMIN al NAMO.

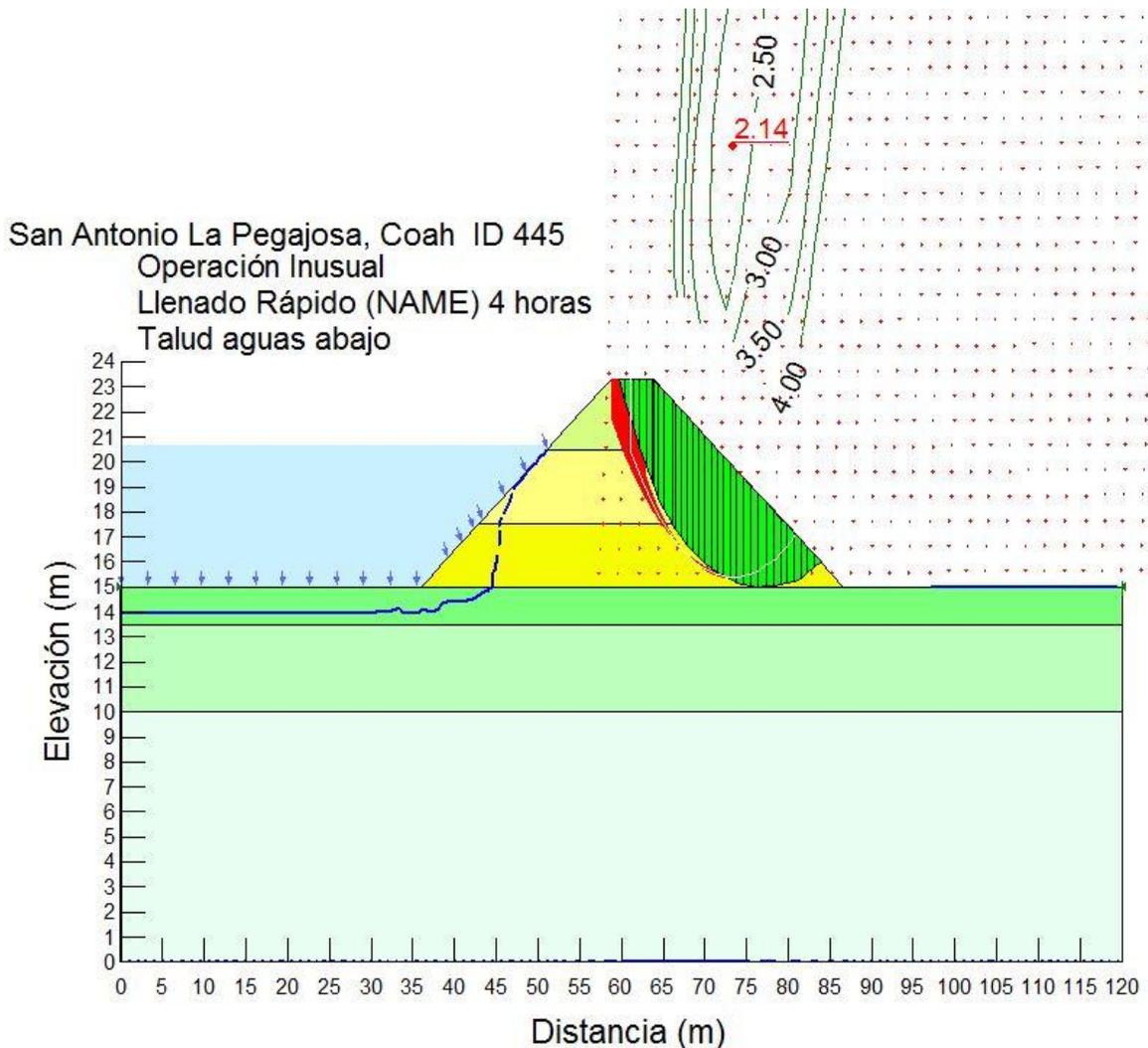


Figura VII.39 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual por un llenado rápido del vaso, desde el nivel del NAMIN al NAMO.

Estabilidad en condiciones extremas con acción del 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. El análisis incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático, sigue siendo uno de los procedimientos más comunes para evaluar la estabilidad sísmica de un talud. Este método emplea la teoría del análisis de equilibrio límite en el que los efectos del sismo están representados por una fuerza estática equivalente horizontal o vertical, cuya

magnitud es el producto de un coeficiente sísmico, k_h y k_v , y el peso de la masa potencial de deslizamiento. Las fuerzas de inercia generadas actúan en el centroide de la posible masa a deslizarse.

Con esta aplicación se obtuvo la aceleración máxima del terreno rocoso, a partir del espectro de diseño en roca correspondiente al sitio de la presa, cercano a la cabecera del municipio de Parras de la Fuente estado de Coahuila, considerando el temblor probabilista con un período de retorno de 950 años, equivalente al TMC, y aumentando el coeficiente sísmico horizontal de $k_h=0.059$ por estructura de Grupo A+, hasta $k_h=0.089$. El coeficiente sísmico vertical, k_v , se determinó como el 75% del coeficiente sísmico horizontal, k_h , de manera que $k_v = 0.066$.

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 1.58 para el talud aguas arriba y de 1.30 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 20 años de vida operativa.

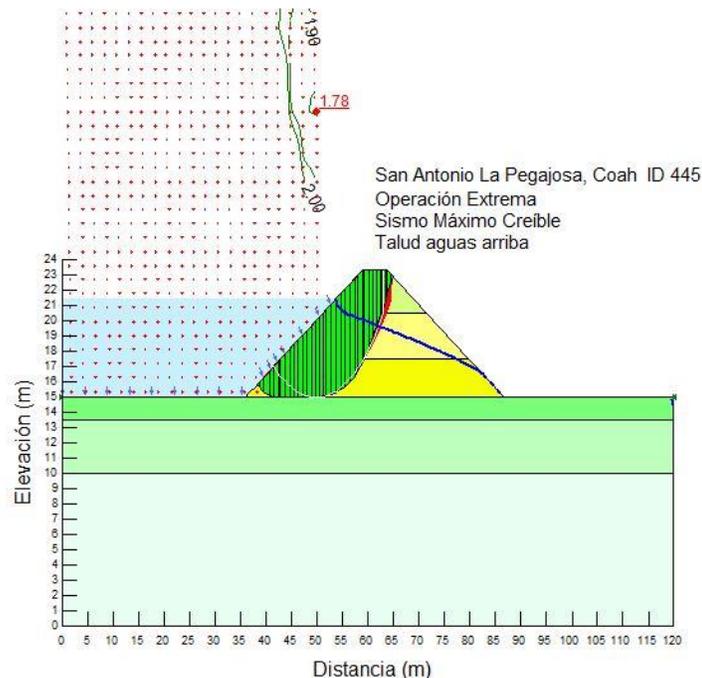


Figura VII.40 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación extremas por acción sísmica, con el nivel del embalse al NAMO y flujo de agua establecido.

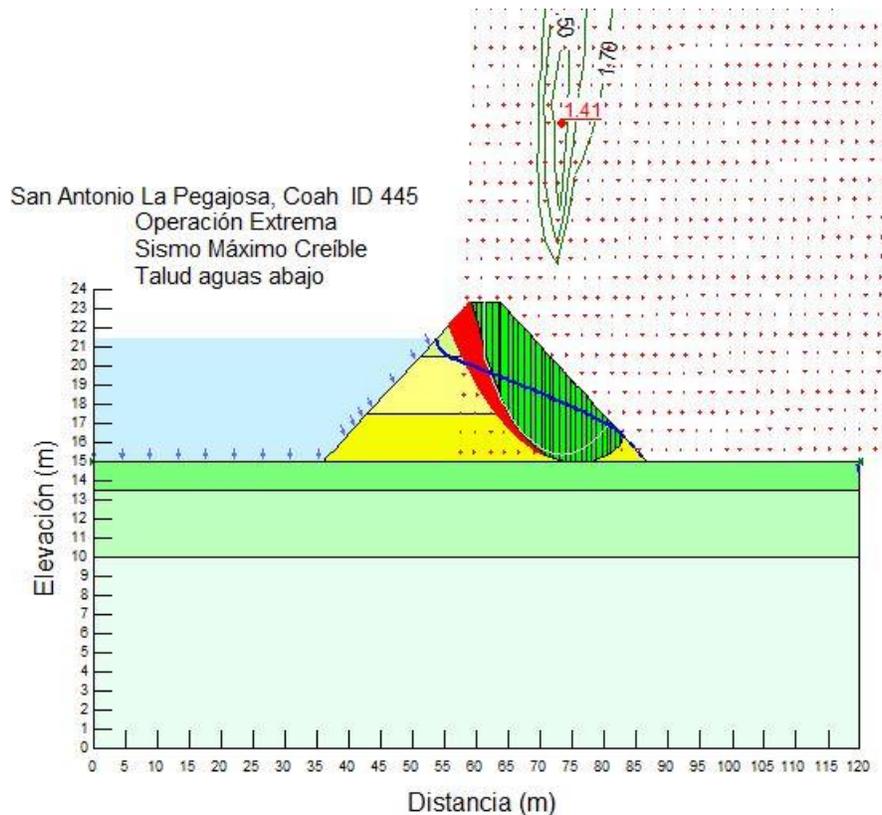
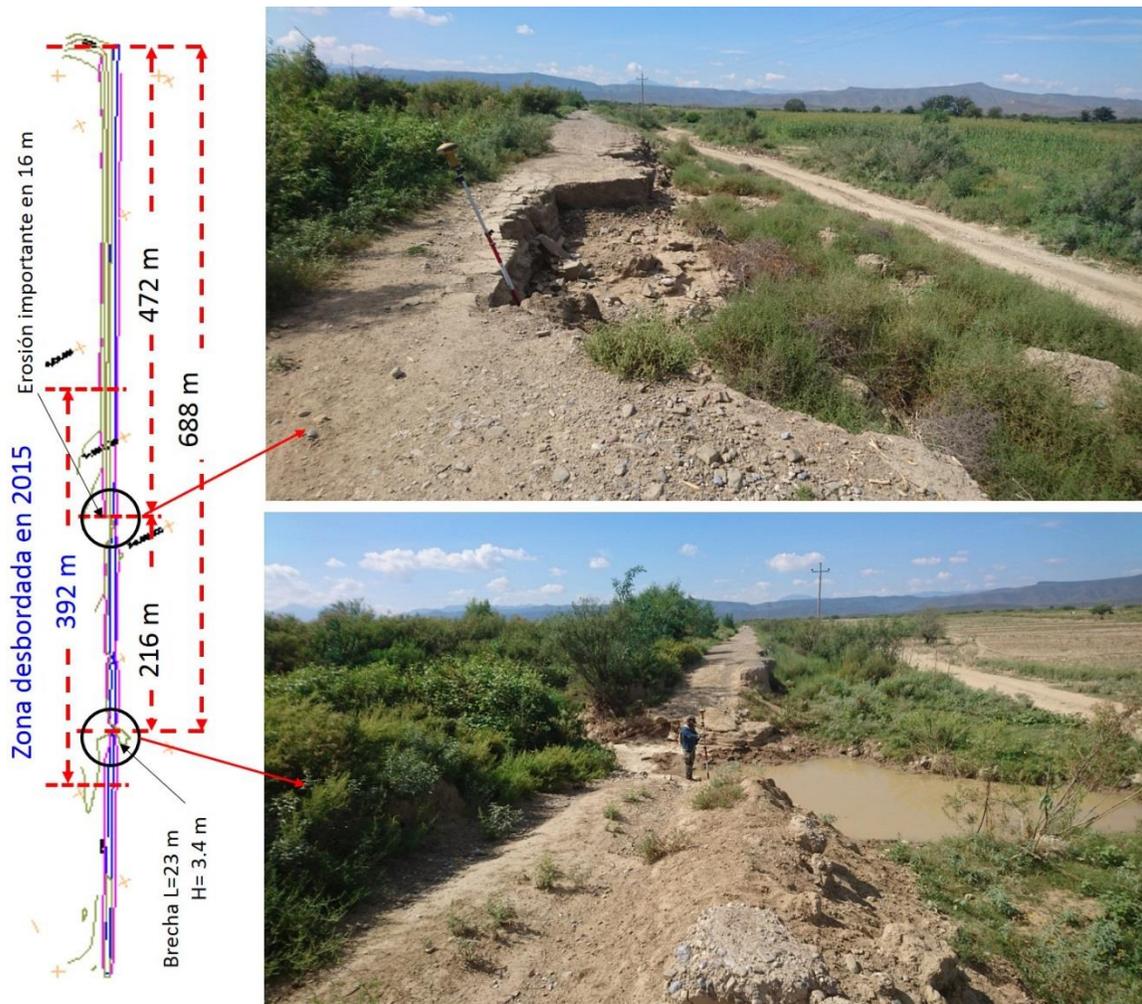


Figura VII.41 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación extremas por acción sísmica, con el nivel del embalse al NAMO y flujo de agua establecido.

VII.7 Problemas de erosión por desbordamientos

La presa San Antonio La Pegajosa es muy vulnerable a un desbordamiento que causaría problemas importantes de erosión, como sería 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.

La presa La Pegajosa tiene un dique ubicado hacia la margen izquierda, que es una estructura de comportamiento flexible, de tierra y sección homogénea, tiene una longitud de 800 m, con un ancho de corona de 5 m y una altura de 6 m, talud aguas abajo 2.5h:1v con chapa de rezaga dispersa en algunos tramos y talud aguas arriba 2.5h:1v con chapa de roca en algunos tramos. En la , se muestran las zonas falladas.



Fotografía VII.8. Zonas falladas del dique de la ribera de la margen izquierda en 2015.

Debido a las lluvias del 20 y 21 de junio de 2015, a las 9 PM de aquel 21 de junio se tuvo un llenado del vaso que finalmente causó el desbordamiento del dique en un tramo de 392 m de longitud, como se indica en la Fotografía VII.8, con el deslizamiento del respaldo aguas abajo en casi 100 m de longitud, y en una zona se erosionó completamente el talud de aguas abajo y parte de la corona en un tramo de 16 m, y hacia el sur, hacia el extremo del dique, se abrió una brecha en la cortina de 23 m de ancho y 3.4 m de altura (Fotografía VII.8). Hay que destacar que el dique tiene una elevación de 1386 msnm, casi 70 cm por debajo que la corona de la cortina de la presa.

Además, en la cortina provocó deslizamientos locales no completamente movilizados, pero quedaron algunas grietas longitudinales y transversales en la cortina y erosión por desbordamiento en el talud aguas abajo.

El 4 de agosto de 2014, colapsó un tramo de 5 m de la cortina, localizado en las coordenadas 25°28'9.0"N, 101°44'22.80"O; con apoyo de compañías gestora y constructora, contratada por la aseguradora Seguros Banorte, este tramo fue reparado con deficiencias y, desde el llenado del 20 y 21 de junio de 2015 presenta grietas longitudinales en ambos hombros de la cortina, además se observan grietas transversales en la corona a la altura de la liga del material nuevo con el antiguo (arcilla compactada).



Fotografía VII.9 La cortina con daños en la zona reparada por aseguradora en 2011 a consecuencia de los daños provocados por desbordamiento en 2010.



Zona colapsada del Dique en Junio de 2015



Erosión del talud aguas abajo del Dique en 2015

Fotografía VII.10 Zona daños por el desbordamiento del dique situado en la ribera de margen izquierda del 20 y 21 de junio de 2015.



Fotografía VII.11 Vista de la pérdida del resplado aguas abajo del dique por el desbordamiento de junio de 2015, con hasta 6 m de altura.



Fotografía VII.12 Cárcavas de erosión en la cortina en el año 1998, lo que coincide con los resultados que dan que los limos arcillosos que forman la cortina son susceptibles de erosión interna por ser dispesivos.

Un aspecto de gran importancia es las diferencias de elevaciones entre la corona de la cortina y la del dique, y a lo largo de estas mismas estructuras; por ello se recomienda nivelar toda la cortina y el dique de la ribera de la margen izquierda a la elevación 1386.70 msnm, para evitar los desbordamientos.

Es también importante considerar la reconstrucción el respaldo aguas abajo del dique en todas las partes en que se dañó por el desbordamiento del 20 y 21 de junio de 2015. Igualmente importante es reconstruir la zona de la cortina en donde se hicieron reparaciones en 2014 y antes, y que ya presentan grietas longitudinales y transversales.

Estos trabajos implican remover capas de suelo y volver a colocar un suelo que sea arcilla limosa de preferencia, compactado en capas de 30 cm de espesor y al 95% del peso específico seco óptimo Proctor, con 1 a 2% de humedad por encima del contenido de agua óptimo (ver Figura VII.7), dejando escalones de liga con el suelo de la cortina o del dique, según sea el caso.

VII.8 Resumen de resultados de los análisis de estabilidad

En la Tabla VII.10, 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 VII.10 Factores de seguridad obtenidos del análisis de estabilidad de taludes en condiciones de operación normal, inusual y extrema.

Condición Operación	Talud	Factor de Seguridad	Condiciones de Flujo de Agua	Condiciones del nivel del Embalse
Normal	A. Arriba	2.73 > 1.50 Cumple	Flujo de agua establecido	NAMO
	A. Abajo	1.85 > 1.50 Cumple		
Inusual	A. Arriba	3.67 > 1.50 Cumple	Flujo de agua establecido	NAME
	A. Abajo	1.74 > 1.50 Cumple		
Inusual	A. Arriba	2.86 > 1.20 Cumple	Vaciado rápido	NAME a NAMIN
	A. Abajo	1.83 > 1.20 Cumple		
Inusual	A. Arriba	3.13 > 1.20 Cumple	Llenado rápido	NAMIN a NAME
	A. Abajo	2.14 > 1.20 Cumple		
Extrema (sismo)	A. Arriba	1.78 > 1.00 Cumple	Sismo	NAMO
	A. Abajo	1.41 > 1.00 Cumple		

VII.9 Propuestas para mejorar la seguridad geotécnica y estructural

Para mejorar la seguridad geotécnica y estructural de la cortina, es necesario:

- Un aspecto de gran importancia es las diferencias de elevaciones entre la corona de la cortina y la del dique, y a lo largo de estas mismas estructuras; por ello se recomienda nivelar toda la cortina y el dique de la ribera de la margen izquierda a la elevación 1386.70 msnm, para evitar los desbordamientos.
- Hacer una reparación de la cortina entre los cadenamientos 0+430 y 0+450, en la zona en donde se reparó en 2010, pero con deficiencias que ya causaron un asentamiento del respaldo aguas arriba de la cortina al compactarse los suelos por efecto del llenado. En esta zona se hizo el sondeo S-1, mostrando que en 2016, el suelo se encuentra razonablemente compacto, por lo que sólo sería necesario remover un metro de suelo de arcilla limosa en ese tramo y volverlo a colocar con un grado de compactación del 95% Proctor estándar, y con 1 a 2% de humedad por encima del valor del contenido de agua óptimo.
- Es también importante considerar la reconstrucción el respaldo aguas abajo del dique en todas las partes en que se dañó por el desbordamiento del 20 y 21 de junio de 2015. Estos trabajos implican remover capas de suelo y volver a colocar un suelo que sea arcilla limosa de preferencia, compactado en capas de 30 cm de espesor y al 95% del peso específico seco óptimo Proctor, con 1 a 2% de humedad por encima del contenido de agua óptimo (ver Figura VII.7), dejando escalones de liga con el suelo de la cortina o del dique, según sea el caso.

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 San Antonio, 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.

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 San Antonio 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)

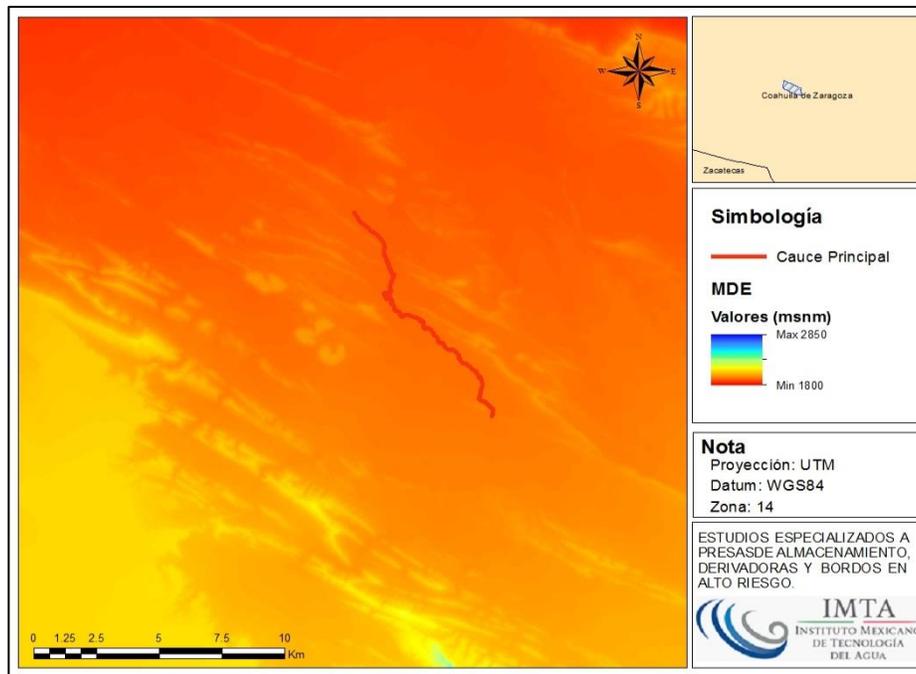


Figura VIII.1 Modelo digital de elevaciones del cauce agua abajo de la presa San Antonio.

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.

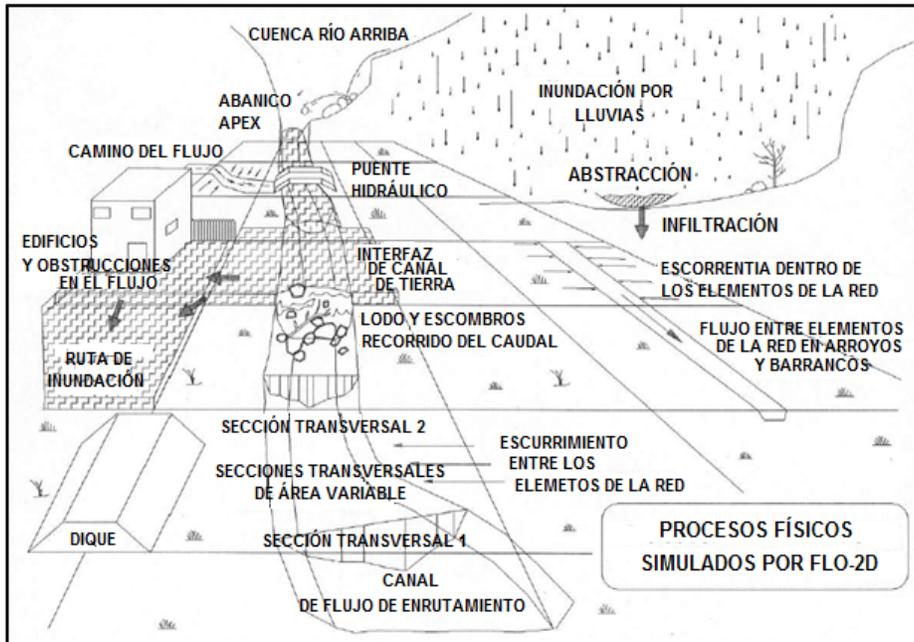


Figura VIII.2 Procesos físicos simulados por el modelo FLO-2D.

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.

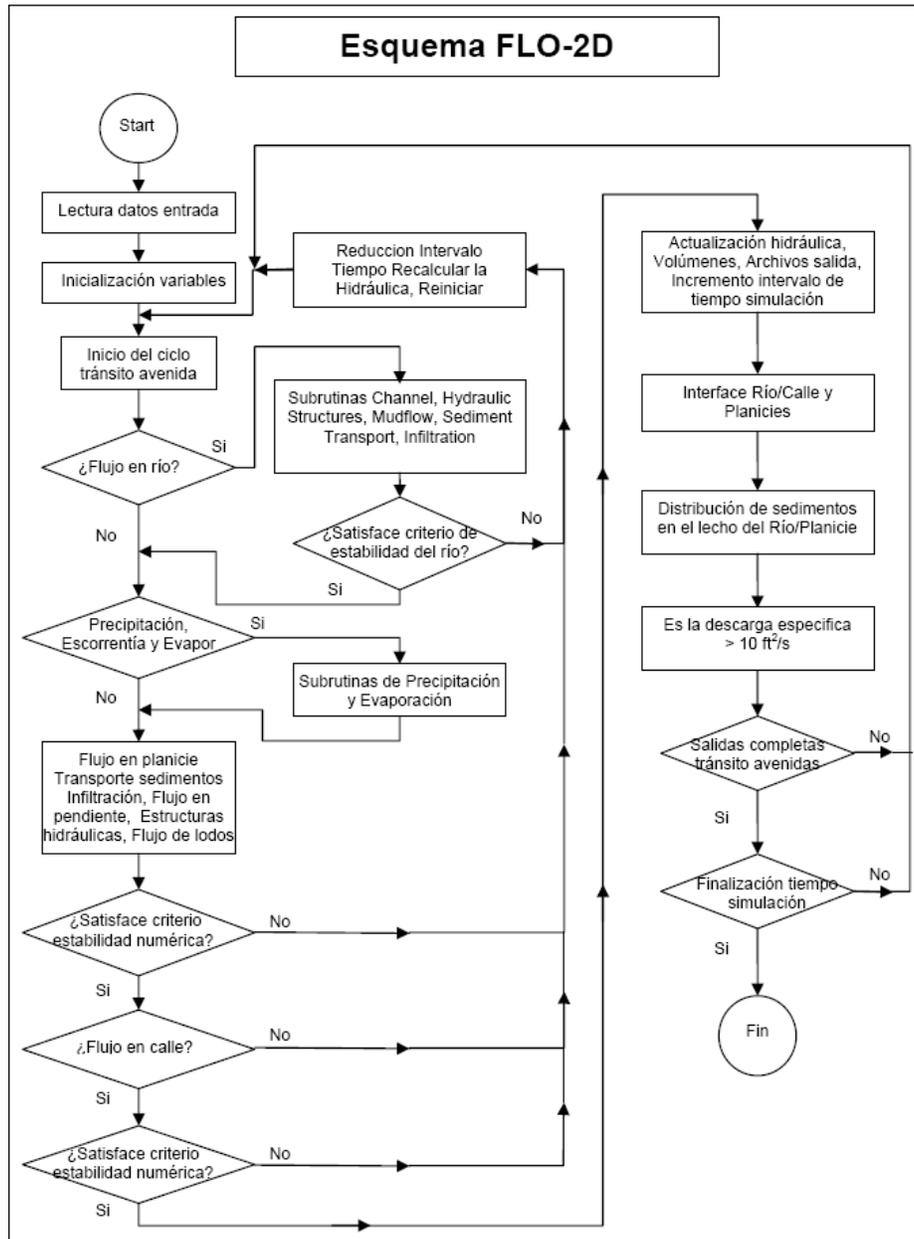


Figura VIII.3 Diagrama de flujo del FLO-2D.

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 San Antonio 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, 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.

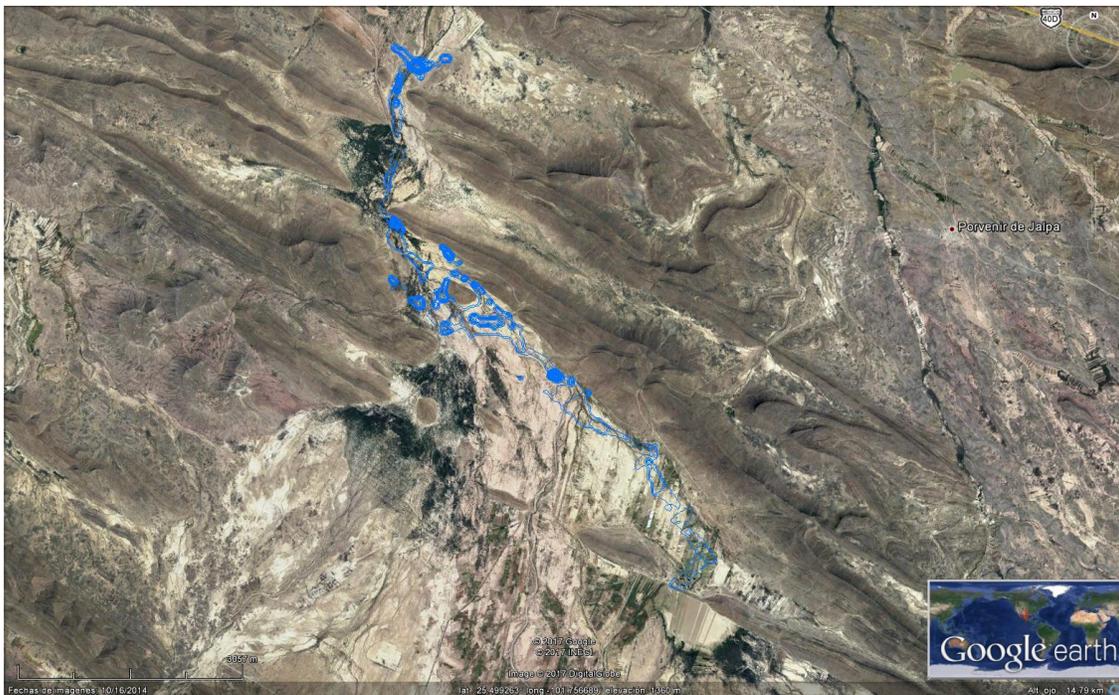


Figura VIII.4 Delimitación de la zona federal, cauce aguas abajo de la presa San Antonio.

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.

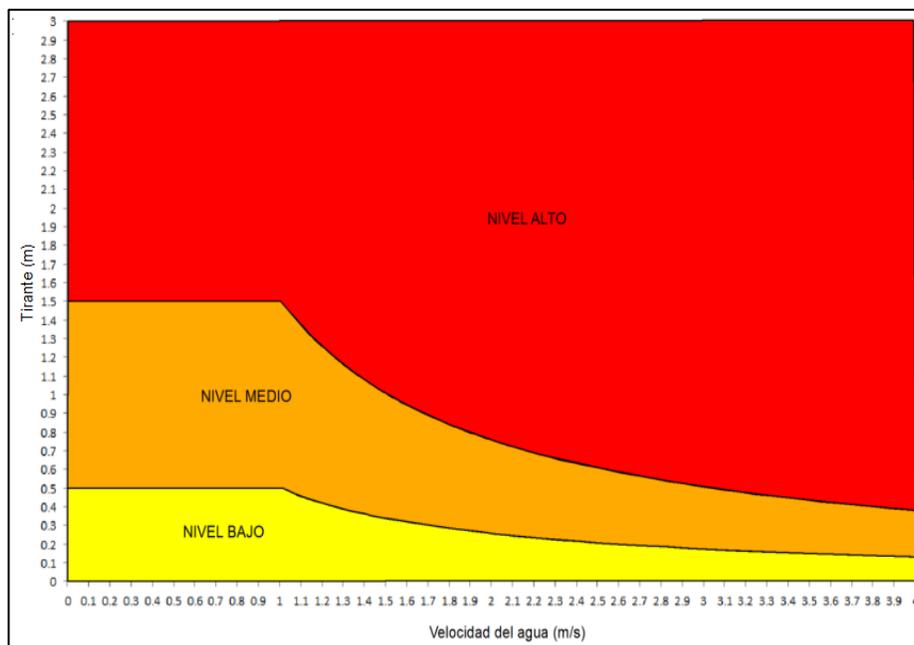


Figura VIII.5 Criterio para clasificar el peligro de inundación emitido por la OFEE.

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, 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.

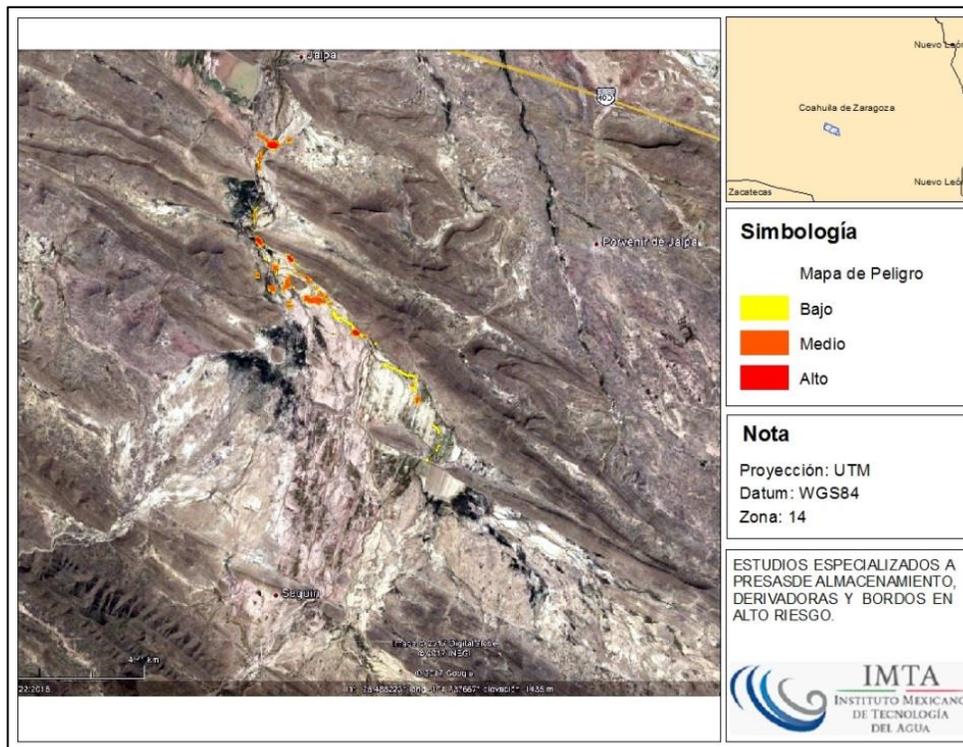


Figura VIII.6 Delimitación de las zonas peligro, cauce aguas abajo de la presa San Antonio.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas a partir de los estudios realizados a la presa San Antonio de La Pegajosa.

Conclusiones

La presa San Antonio de La Pegajosa se construyó dentro del Plan Presidencial Benito Juárez, en 1974, por la Secretaría de Agricultura y Ganadería, para fines de almacenamiento para riego y abrevadero. Es de sección recta en planta y se ubica en una boquilla formada por dos pequeñas colinas con el vertedor alojado en la cortina, en el extremo izquierdo, formando dos tramos, el de la izquierda del vertedor de 80 m de longitud y el de la derecha, de 475 m. Actualmente la cortina se encuentra con arbustos, huizaches y mezquites, con ejemplares de altura mayor a los tres metros, sobre todo en el talud aguas arriba, cuya eliminación representaría prácticamente la reconstrucción de la cortina. El ancho de la corona es de aproximadamente 6 m; aunque en el tramo de cortina al lado izquierdo del vertedor, el ancho se reduce hasta a 2 m debido a desgastes y erosiones producidas por el paso de ganado vacuno y de personas hacia el embalse a la zona de las parcelas, que se han agravado debido a los escurrimientos pluviales. En la corona se observaron pequeños arbustos y hormigueros y en el tramo del lado derecho se detectó una mojonera que delimita el lindero del ejido San Antonio y que parte a la presa y al embalse en dos, por medio de una cerca a base de postes de madera y alambre de púas.

El talud aguas arriba está protegido por una chapa de enrocamiento, que se encontró corrido y muy deteriorado en los tramos de cortina a la izquierda del vertedor e inmediatamente adyacente a la derecha del vertedor; conforme se avanza hacia el empotramiento derecho, el enrocamiento se aprecia en mejor estado, aunque con deterioro por la presencia de la vegetación; este talud tiene más del 70% de con vegetación arbustiva de dimensiones considerables, mayores a 3 m de altura, que se vuelve más poblada desde la parte central del tramo de cortina de la derecha y hasta el final de ella. El talud aguas abajo muestra cortes y erosiones en el tramo de cortina a la izquierda del vertedor debido al tránsito del ganado vacuno y personas que se ha agravado debido a los escurrimientos pluviales; cabe comentar que esta parte de la cortina no ha sido alcanzada por el agua del embalse por varios años debido a que se encuentra muy azolvada, además de que su altura no es mayor a 3 m, por lo que aún en las condiciones actuales el talud se aprecia estable; en el tramo de cortina a la derecha del vertedor, este talud se apreció cubierto con vegetación arbustiva de fácil remoción y con algunos ejemplares de dimensiones considerables. Al pie del talud hay un camino de terracería, que se apreció con baches producto de la circulación de vehículos automotores, con postes del tendido eléctrico a la orilla del camino.

En la zona del empotramiento derecho, se aprecia sobre la presa un paso vehicular hacia el embalse, que ha generado desgaste y erosiones en esta parte de la cortina, dejando expuesto el material del talud aguas arriba a la acción del agua del embalse y susceptible de erosión por los escurrimientos pluviales. Cabe comentar que esta presa cuenta con testigos topográficos ubicados sobre el hombro aguas arriba, instalados por el Organismo de Cuenca en 2015.

Esta presa ha sido catalogada con ALTO RIESGO, debido a la falla por tubificación ocurrida en agosto del 2014 que abrió una brecha que generó el vaciado del embalse. Esta falla se ubica en el tramo de cortina aproximadamente a 270 m del muro derecho del vertedor y afectó un área de más de 120 m² de la cortina, abarcando toda la cortina y dejando sólo la parte de la corona. La zona fue reparada por la aseguradora que en esa fecha tenía bajo resguardo la infraestructura hidráulica del Gobierno Federal, quien rellenó la zona fallada con material arcilloso colocado prácticamente a volteo, sin concluir el trabajo, dejando sin rellenar la parte alta del talud aguas arriba, por lo que los ejidatarios decidieron completar el relleno con enrocamientos de aproximadamente 30 cm. Durante la visita de inspección se revisó la parte reparada y se observó claramente que toda esta zona sobre el talud aguas abajo ha sufrido asentamientos que delimitan perfectamente la zona fallada, con grietas longitudinales en la parte alta del talud y sobre la corona que indican que todo el material se encuentra en estado de falla incipiente. Evidentemente en esta zona existe mayor humedad que en el resto de la cortina, lo cual se demuestra con la mayor densidad de la vegetación respecto a las zonas aledañas. Sobre el talud aguas arriba, en la parte alta rellena con enrocamientos, se detectaron zonas con hundimientos y grietas longitudinales en el hombro, que indican también el estado de falla incipiente. Sobre el resto de la cortina no se apreciaron grietas, asentamientos, filtraciones o humedades, que indicaran algún problema similar a la de la zona fallada.

Los resultados obtenidos de la revisión de la estabilidad de ambos taludes para todos los casos analizados, que incluye la utilización de los parámetros obtenidos en pruebas de campo en la zona fallada y de laboratorio a muestras de esa misma zona, 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, dan como resultados factores de seguridad mayores que los mínimos requeridos, de manera que ante un problema de estabilidad de taludes

generalizado, la cortina de la presa San Antonio de la Pegajosa es SEGURA. Es decir, que la falla del 2014 puede estar asociada a condiciones muy particulares relacionadas con el control de calidad de los materiales de la cortina original y a la presencia de un muro de mampostería dentro de la cortina que se encontró debido a la brecha resultante en el evento del 2014, en cuyo contacto con la cortina pudo iniciar la erosión interna que finalmente generó la falla de la presa y el vaciado de su embalse. Asimismo, y como ya se comentó anteriormente, el problema actual en esa misma zona se debe a los asentamientos generados por los materiales que fueron colocados sin control de calidad en la compactación y prácticamente a volteo, más que a un problema de inestabilidad de taludes.

Debe mencionarse también que durante el vaciado del embalse por la falla de 2014, la parte del ejido San Antonio ubicada al pie de la cortina, solo sufrió afectaciones en algunas casas a las que el agua entró con tirantes de unos cuantos centímetros.

Esta presa cuenta con un dique, levantado para conducir el agua del arroyo El Salitre hacia el embalse y que lo cierra por el lado derecho, construido a base de suelo compactado de características similares a las de la cortina principal, cuya corona se ha utilizado como camino de acceso al ejido San Antonio y sobre la cual se instalaron testigos topográfica por parte del Organismo de Cuenca en el 2015. El dique se construyó con una chapa de enrocamiento de protección en el talud aguas arriba, de la que actualmente solo se aprecian algunos tramos por la excesiva vegetación que sobre este talud existe, con arbustos y árboles de más de 3 m de altura. Actualmente, el dique está muy deteriorado, con fuertes erosiones sobre el talud aguas abajo que ha generado la pérdida de más del 30% de dicho talud y una brecha de aproximadamente 20 m de largo por donde el arroyo El Salitre se sale del embalse hacia las zonas de riego, que han resultado inundadas por esta situación. De acuerdo con lo investigado, el deterioro se debe a desbordamientos ya que en algunos puntos el nivel de la corona del dique es menor hasta 30 cm con respecto a la corona de la cortina.

Aunque la brecha en el dique impide que el agua del arroyo El Salitre se embalse, el vaso se llena por su margen derecha con las aportaciones del arroyo El Cadillal y de otras corrientes provenientes de la sierra Cuesta de la Asadura y Lomas de la Estación; cabe mencionar que es en esta margen donde se ubica la obra de toma que surte a al canal aguas abajo de la cortina y que actualmente se encuentra en operación.

Durante la visita, el comisariado ejidal de San Antonio hizo saber que no todos los usuarios están de acuerdo con rehabilitar el dique y que prefieren que el arroyo El Salitre no sea embalsado, ya que comentan que este arroyo es el que aporta la mayor cantidad de azolves al vaso, por lo que prefieren que el vaso siga operando con las aportaciones de las corrientes que actualmente surten embalse por el lado derecho, situación que debe tomarse en cuenta durante la planeación de la posible rehabilitación de dicho dique.

La obra de excedencias se ubica entre la cortina, confinado entre dos muros de mampostería que también sirven de apoyo a los terraplenes, a 80 m del extremo izquierdo y está formado por dos segmentos, el primero de aproximadamente 48 m de longitud, está alineado con el eje de la cortina del lado derecho y el segundo está esviado 40° hacia aguas abajo respecto al eje del primero y es de aproximadamente 30 m de longitud. El vertedor cuenta con un cimacio tipo Creager, de mampostería, de aproximadamente 7.50 m de alto, desplantado sobre las areniscas de estratificación delgada de la formación Difunta, que afloran en la zona de descarga. El cimacio se encuentra con el desgaste y deterioro propio de su vida operativa pero en buen estado, sin fracturas o grietas; no se apreciaron filtraciones debido a que el nivel del agua se encontraba muy bajo; aunque se encontró el nivel del azolve a 1.40 m por debajo del nivel de la cresta. Al pie del cimacio en cada segmento del vertedor se localiza el deflector o salto de esquí, de los cuales el del segmento de la izquierda está a mayor nivel y descarga sobre el segmento de la derecha. Pegado al muro del lado izquierdo, al nivel del deflector, se detectó una válvula de compuerta de 46 cm (18 pulgadas), en estado muy deteriorado, completamente oxidada, sin maneral y con el aspecto de no haber funcionado hace mucho tiempo. Esta válvula se utilizaba para controlar el desfogue bajo del embalse en caso de emergencias.

El vertedor no cuenta con tanque de amortiguamiento por lo que el flujo descarga directamente sobre las areniscas, lo que ha generado erosiones sobre el terreno de cimentación que no representan problemas para la estabilidad de la estructura. La zona de descarga se apreció con escasa vegetación y montículos de tierra y basura que obstaculizan parcialmente el flujo; frente a la descarga pasa un camino de terracería y un ducto de acero que conduce el agua de la obra de toma que serán afectados por las descargas. En la margen izquierda del cauce se localizan algunas viviendas desplantadas a un nivel lo suficientemente alto por lo que no han tenido problemas de inundaciones durante los desfogues.

Ambos muros del vertedor están contruidos de mampostería, el de la derecha con un par de contrafuertes o machones para ayudar a soportar el empuje de la cortina. El muro de la izquierda está totalmente revestido de mortero, mientras que el de la derecha ya lo ha perdido en su mayor parte. Ambos muros se encontraron con cierto

nivel de deterioro y desgaste, pero estables, sin grietas ni rasgos de asentamientos o desplomes. No se apreciaron erosiones en las zonas de contacto entre los muros y el tramo de cortina que se apoya en cada uno de ellos.

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 en condiciones de operación, ubicada sobre el tramo de cortina del lado derecho, a 75 m del empotramiento de ese mismo lado, es de tipo muro con compuerta y cuenta con una estructura de entrada formada por dos muros de concreto que conducen el flujo hacia la compuerta deslizante, de sección cuadrada de 0.46 m de lado, que es controlada desde la corona mediante un mecanismo de izaje. La estructura de concreto se apreció con el deterioro y desgaste propio de sus años de servicio, mientras que el mecanismo para el izaje de la compuerta se encuentra muy oxidado y con falta de lubricación pero en condiciones de operación, con el volante sin resguardo alguno, por lo que la obra puede ser operada sin restricción. La obra de toma descarga a una caja de concreto ubicada al pie de la cortina, desde donde se controla la distribución del agua a los canales de riego mediante tablonetes u obturadores que se insertan en las ranuras de la caja. Esta estructura se encontró con vegetación y piedras en su interior, pero en buen estado. Los canales son de concreto, de sección trapecial, uno de ellos pasa por debajo del camino de terracería al pie de la cortina, gira 90° hacia la izquierda y continúa paralelo a ella; mismo que se encuentra en condiciones de operación, con restos de azolve y con vegetación de fácil remoción. El otro canal se dirige hacia las parcelas ubicadas al lado derecho de la cortina y está fuera de servicio, totalmente azolvado desde la salida de la caja y con el aspecto de no haber sido utilizado hace mucho tiempo, con tramos que han sido socavados y erosionados en su base por efecto de los escurrimientos.

Recomendaciones

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

Conservación de la cortina

Deben eliminarse la vegetación existente (huizaches y mezquites) que afecta la presa sobre todo en el talud aguas arriba, incluyendo únicamente los árboles jóvenes cuyas raíces aún hayan penetrado lo suficiente y dejando los árboles de mayor edad y tamaño cuya eliminación requeriría prácticamente la reconstrucción de la cortina. El tramo de cortina a la izquierda del vertedor que muestra erosiones severas en

ambos taludes que han disminuido el volumen de esta parte, requiere que sea completada hasta recuperar su sección original, protegiendo el talud aguas arriba con enrocamiento. En el tramo de cortina del lado derecho, el talud aguas arriba requiere también reposición del enrocamiento, sobre todo en la parte adyacente el muro del vertedor, que deberá realizarse una vez quitada la vegetación de factible eliminación. Especial atención debe ponerse al talud aguas abajo en la zona del empotramiento derecho que se utiliza como rampa para que vehículos automotores 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. Asimismo, es recomendable realizar trabajos de nivelación de la corona hasta un nivel mínimo de 1385.36 *msnm*, que fue el valor utilizado para la revisión hidrológica e hidráulica de la presa.

Rehabilitación de la cortina en la zona fallada

Debido a las condiciones de la zona que se rehabilitó de manera inadecuada para rellenar la brecha ocurrida en 2014, que actualmente se encuentra en estado incipiente de falla, debido a los asentamientos de los materiales utilizados que fueron colocados prácticamente a volteo, se recomienda remover todo el material en esa zona y sustituir por material de banco, con un riguroso control de calidad de la compactación, cuidando realizar los detalles constructivos que aseguren una buena liga entre los materiales nuevos y los de la cortina original. Evidentemente estos trabajos se tendrán que realizar en épocas de estiaje, con la presa vacía e implican la remoción y reposición de aproximadamente 5,000 m^3 de material térreo.

Rehabilitación del dique

El dique requiere de rehabilitación en las distintas partes donde la erosión ha generado desde grandes surcos de erosión y cárcavas hasta la pérdida del talud aguas abajo, en una dimensión que se calculó en más del 30% de su longitud. Para tal fin se requiere se haga la reposición con material de banco, con estricto control de calidad de la compactación, cuidando realizar los detalles constructivos que aseguren una buena liga entre los materiales nuevos y los del dique original. Dentro de estos trabajos se incluyen el cierre de la brecha que actualmente existe, por donde actualmente escurre el flujo proveniente del arroyo El Salitre, el cual no todos los ejidatarios están de acuerdo, debido a que este arroyo es el que transporta una gran cantidad de azolves que han generado el relleno del embalse en el extremo derecho, que actualmente se utiliza para siembra. La rehabilitación debe incluir también le remoción de la vegetación de factible eliminación del talud aguas arriba y

la reposición del enrocamiento de protección, así como la renivelación de la corona hasta la misma cota que la corona de la presa.

Mantenimiento del vertedor y válvula de desfogue bajo

Se recomienda eliminar la vegetación, basura, corrales y en general cualquier elemento que representen obstrucciones a la descarga, poniendo especial énfasis en el tubo de la obra de toma y el camino de terracería que cruzan frente al vertedor, a unos cuantos metros de la descarga, que serían afectados durante un desfogue. Se recomienda también, darle mantenimiento a la válvula de compuerta que se ubica adyacente al muro izquierdo del vertedor, al nivel del deflector, para que pueda utilizarse como válvula de desfogue en caso de que se requiera bajar el nivel del embalse ante una posible emergencia.

Mantenimiento de la obra de toma

Actualmente la obra de toma se encuentra en operación, sin embargo durante la inspección se apreció que los elementos que la conforman requieren de trabajos de mantenimiento tales como limpieza, pintura y lubricación de los elementos metálicos del sistema de izaje (compuerta, guías, vástago, base, volante, etc.). Asimismo se recomienda instalar un sistema que impida la operación de la obra de toma, que puede ser simplemente una cadena con candado. Se recomienda también realizar la limpieza de la caja de concreto donde descarga la obra de toma y del canal que actualmente se mantiene en operación, que corre al pie de la cortina. El canal que corre en sentido contrario y que se encuentra muy azolvado y en desuso, al parecer nunca se utilizó debido a que se encuentra a contra pendiente.

Aunque no se apreció la entrada de la obra de toma debido al nivel del embalse, se recomienda que durante los trabajos de rehabilitación de la zona fallada, con el embalse seco, se revise el nivel del azolve en la entrada de la obra de toma y, de ser necesario, se realicen los trabajos de desazolve que permitan la correcta operación de dicha obra por un periodo de tiempo mayor. Es necesario revisar también la situación del ducto de la obra de toma que se utiliza para cruzar el cauce y que pasa frente al vertedor, apoyado en un par de estructuras de concreto que se observan muy endeble, ya que podrían ser afectados ante una descarga, inhabilitando el sistema de distribución. En lo particular se propone reubicar el sitio para el cruce o bajarlo al nivel del cauce, con la protección suficiente para evitar problemas de socavación.

REFERENCIAS

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