

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 COMÚN: RANCHERÍAS

ID 2664



MUNICIPIO DE LINARES
ESTADO DE NUEVO LEÓN

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..... | 8 |
| II.1 Condiciones durante la visita..... | 8 |
| II.2 Embalse..... | 9 |
| II.3 Cortina..... | 10 |
| II.4 Obra de excedencias..... | 19 |
| II.5 Obra de toma..... | 23 |
| II.6 Cauce..... | 26 |
| III. TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO..... | 28 |
| III.1 Levantamiento topográfico de la cortina de la presa..... | 28 |
| III.2 Levantamiento topográfico del cauce aguas abajo..... | 34 |
| III.3 Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio..... | 39 |
| IV. ESTUDIOS DE PELIGRO SÍSMICO..... | 56 |
| V. REVISIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA..... | 62 |
| V.1 Actualización hidrológica..... | 62 |
| V.2 Características fisiográficas de la cuenca..... | 62 |
| V.2.1 Delimitación de la cuenca..... | 63 |
| V.2.2 Longitud, pendiente del cauce principal y tiempo de concentración..... | 64 |
| V.2.3 Uso y tipo de suelo, número de curva y coeficiente de escurrimiento..... | 66 |
| V.3 Hidrometría y climatología..... | 69 |
| V.3.1 Análisis de información hidrométrica..... | 70 |
| V.3.2 Análisis de información climatológica..... | 70 |
| V.4 Precipitación para diferentes periodos de retorno..... | 86 |
| V.4.1 Precipitación media para diferentes duraciones y periodos de retorno..... | 91 |
| V.5 Hietograma de Diseño..... | 95 |
| V.6 Cálculo de avenidas..... | 96 |
| V.6.1 Cálculo de avenidas con información hidrométrica..... | 96 |
| V.6.2 Cálculo de avenidas con información climatológica..... | 96 |
| V.6.3 Hidrogramas de entrada aplicando el software HEC-HMS..... | 99 |
| V.6.4 Tránsito de la avenida..... | 100 |
| VI. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA..... | 104 |

| | | |
|---|---|------------|
| VI.1 | Recopilación y revisión de la información disponible..... | 104 |
| VI.2 | Marco de referencia para el análisis estructural..... | 113 |
| VI.3 | Integración de la información del análisis de estabilidad..... | 117 |
| VI.4 | Problemas de seguridad geotécnica y estructural de la cortina..... | 131 |
| VI.5 | Deficiencias exteriores de la cortina..... | 132 |
| VI.6 | Deficiencias de las condiciones geométricas..... | 134 |
| VI.7 | Deficiencias de control de flujo de agua..... | 135 |
| VI.8 | Inestabilidad de la cortina o su cimentación..... | 136 |
| VI.9 | Análisis del flujo de agua en la cortina..... | 137 |
| VI.10 | Análisis de estabilidad de la cortina..... | 150 |
| VI.11 | Diagnóstico de la falla ocurrida en 2010..... | 164 |
| VI.12 | Resumen de resultados de los análisis de estabilidad..... | 168 |
| VI.13 | Dictamen de seguridad geotécnica y estructural..... | 169 |
| VII. | REVISIÓN FUNCIONAL Y OPERACIONAL..... | 170 |
| VII.1.1 | Revisión del vertedor de excedencias..... | 170 |
| VII.1.2 | Revisión de la obra de toma..... | 173 |
| VII.1.3 | Revisión del vaso, el cauce y los accesos..... | 175 |
| VIII. | DELIMITACIÓN DE ZONAS DE PELIGRO POR DESCARGAS CONTROLADAS Y NO CONTROLADAS..... | 179 |
| VIII.1 | Modelo digital de elevaciones del terreno..... | 179 |
| VIII.2 | Coeficiente de rugosidad..... | 180 |
| VIII.3 | Modelación bidimensional con FLO- 2D..... | 181 |
| VIII.3.1 | Bases teóricas del modelo hidrodinámico bidimensional..... | 181 |
| VIII.3.2 | Delimitación de la zona federal..... | 183 |
| VIII.3.3 | Delimitación de zonas de peligro para una descarga controlada..... | 184 |
| CONCLUSIONES..... | | 187 |
| Propuestas de solución..... | | 187 |
| Rehabilitación de la cortina..... | | 187 |
| Rehabilitación de la obra de excedencias..... | | 192 |
| Rehabilitación de la obra de toma..... | | 194 |
| REFERENCIAS..... | | 1 |
| ANEXOS..... | | 3 |
| ANEXO 1 INFORMACIÓN RECOPIADA..... | | 3 |
| ANEXO 2 INFORME DE INSPECCIÓN..... | | 3 |
| ANEXO 2.1 ÁLBUM FOTOGRÁFICO..... | | 3 |
| ANEXO 3 RESULTADOS DE CAMPO Y LABORATORIO..... | | 3 |
| ANEXO 3.1 TOPOGRAFÍA DE LA CORTINA..... | | 3 |
| ANEXO 3.2 TOPOGRAFÍA DE CAUCE AGUAS ABAJO..... | | 3 |
| ANEXO 3.3 EXPLORACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO..... | | 3 |
| ANEXO 4 ANÁLISIS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS..... | | 3 |
| ANEXO 5 ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO..... | | 3 |

| | |
|--|----------|
| ANEXO 6 REVISIÓN DE ESTABILIDAD DE LA CORTINA..... | 3 |
| ANEXO 7 REVISIÓN FUNCIONAL Y OPERACIONAL DE LA PRESA | 3 |
| ANEXO 8 ZONAS DE PELIGRO | 3 |
| ANEXO 9 MEMORIAS DE CÁLCULO DE LOS ANÁLISIS ESTADÍSTICOS (GRÁFICAS DE RIESGO Y CURVAS DE FRAGILIDAD)..... | 3 |
| ANEXO 10 DISEÑO CONCEPTUAL DE MITIGACIÓN DE RIESGOS..... | 3 |



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 presas

| ID | Entidad Federativa | Nombre | Altura máxima cortina (m) | Volumen al NAMO (hm ³) |
|------|--------------------|------------|---------------------------|------------------------------------|
| 2664 | Nuevo León | Rancherías | 19.1 | 1.27 |

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. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

I.1 Datos generales

La presa está ubicada geográficamente en las coordenadas 24° 42' 33.65" Latitud Norte y 99° 36' 30.42" Longitud Oeste, en la Región Hidrológica N° 25, San Fernando - Soto la Marina. Se localiza tomando la carretera federal No. 85 de Monterrey a Linares Nuevo León, de este último y por la misma carretera se recorren 13 km. hasta el entronque que va a esta presa. Como referencia están ubicados campos agrícolas de la Universidad de Nuevo León, del entronque con la carretera a la presa hay 14 km. El ingreso a la presa se hace por una brecha ubicada a mano izquierda del camino de terracería y a un kilómetro antes de llegar ejido Rancherías.

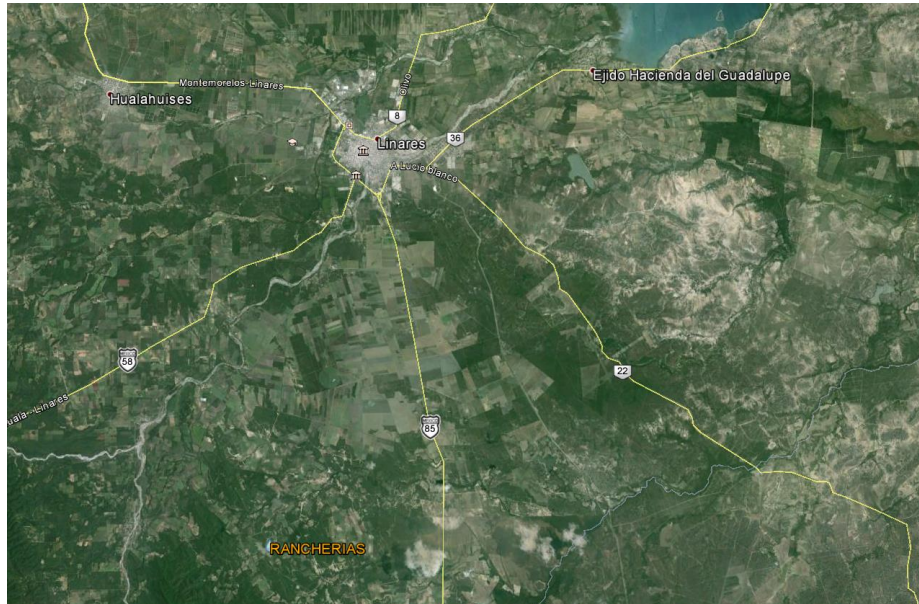


Figura I.1 Ubicación presa Rancherías.

La presa Rancherías, fue construida por la Secretaría de Recursos Hidráulicos en 1966, tiene una cortina homogénea de tierra, el talud aguas abajo tiene una pendiente de 2.5H: 1V y el talud aguas arriba 3H: 1V, su propósito original es para riego, con una capacidad de almacenamiento de 1.09 hm^3 a la elevación 428.20 *msnm*. La corona está a la elevación 431.00 *m*, con ancho de 4.00 *m*, longitud de 385.00 *m* y altura máxima de 19.10 *m*. Las descargas eventuales se realizan por un vertedor tipo lavadero a la cota 428.2 *msnm* localizado en el empotramiento izquierdo de la boquilla, con ancho de cresta de 35 *m* de longitud.

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

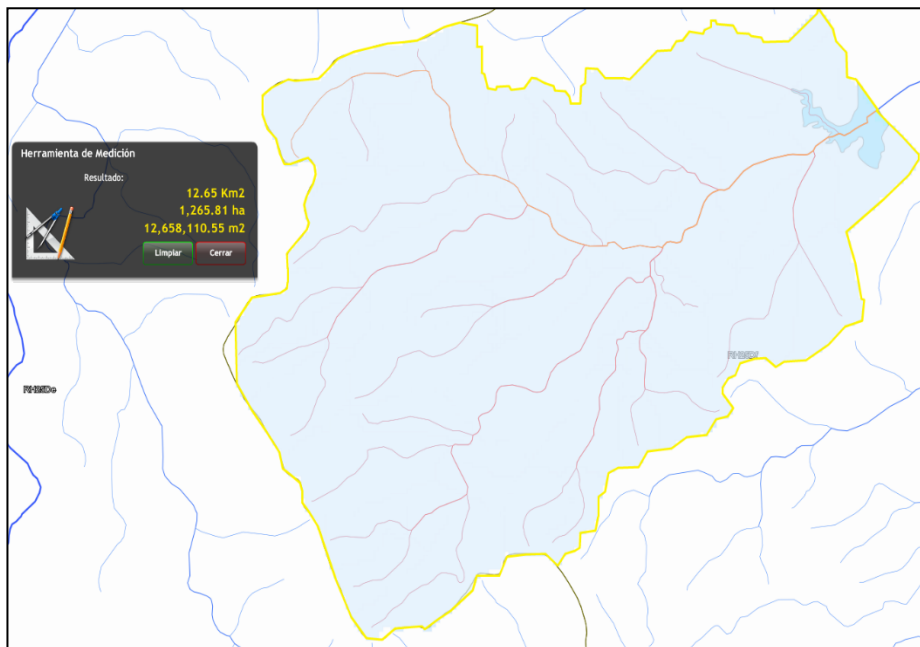


Figura I.2 Vista de la cuenca de la presa Rancherías.

Tabla I.1 Características generales de la presa Rancherías.

| | |
|---|--|
| Tipo de cortina | Flexible |
| Material de la cortina | Homogénea con protección de enrocamiento |
| Longitud de la corona | 385.00 m |
| Ancho de la corona | 4.00 m |
| Altura máxima desde el desplante | 19.10 m |
| Altura sobre el cauce | 15.00 m |
| Talud de aguas arriba | 3h:1v |
| Talud de aguas abajo | 2.5h:1v |
| Capacidad al NAME | 1.25 hm ³ |
| Capacidad al NAMO | 1.09 hm ³ |
| Tipo de obra de excedencias | Lavadero |
| Longitud total del vertedor | 35 m |
| Gasto de diseño de la obra de excedencias | 70 .00 m ³ /s |
| Tipo de obra de toma | Tubería a presión |
| Material y dimensiones | Tubería de acero 0.30 m de diámetro |
| Gasto de diseño de la obra de toma | |
| Elevación de la corona | 431.00 msnm |
| Bordo libre | 1.00 m |
| Elevación del NAME | 429.20 msnm |
| Elevación del NAMO | 428.20 msnm |
| Elevación del NAMINO | 423.00 msnm |

Fuente: Información tomada del SISP-CONAGUA

Se inició la recopilación de información bibliográfica en diversas dependencias tanto académicas e institucionales así de como de entidades en el tema del agua para el estudio de la presa Rancherías, 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 (2001). Informe de Inspección de Seguridad de Presas N-I. Gerencia Regional Río Bravo. Fecha 25 de septiembre de 2001. Archivo: 26640619R06M02.doc.

Personal de la Gerencia Regional de Río Bravo realizaron la inspección el día 25 de septiembre de 2001. En el informe se concluye y recomienda lo siguiente:

Del resultado de la inspección realizada se determinó que la presa se encuentra en condiciones “satisfactorias”, sin embargo es necesario se tomen las siguientes recomendaciones:

- Desmontar a mano el talud aguas arriba y talud aguas abajo.
- Reforzar y nivelar el talud aguas bajo con el fin de que no se siga erosionando.
- Rehabilitar la zona donde se presentó el asentamiento, retirando el material de protección y rellenar con nuevo material.
- Implementar un control permanente de roedores.

2. SISP (2010). Informe de Inspección de Seguridad de Presas N-I. Organismo de Cuenca Río Bravo. Fecha 2 de septiembre de 2010. Archivo: 26640619R06M1009.doc.

Personal del Organismo Cuenca Río Bravo realizaron la inspección el día 2 de septiembre de 2010 concluyendo y recomendando lo siguiente:

Del resultado de la inspección realizada se determinó que la presa se encuentra en condiciones “poco satisfactorias”, sin embargo es necesario se tomen las siguientes recomendaciones:

- Remover parte del material colocado y compactar el material restante hasta sellar la filtración
 - Rellenar la falla con capas de tierra de 20 cm compactada con rodillo o bailarinas.
 - Reponer la chapa de protección del talud aguas arriba, en el sitio donde se registró la falla.
 - El material colocado debe quedar al mismo nivel que presenta el talud aguas arriba y aguas abajo.
 - Implementar un control permanente de roedores.
3. SISP (2011). Opinión Técnica. Gerencia del Consultivo Técnico y Organismo de Cuenca Río Bravo. Fecha 26 de mayo de 2011. Archivo: 26640619CT5M1105.doc.

El pasado 26 de mayo de 2011 personal del Consultivo Técnico y Organismo de Cuenca Río Bravo realizó la visita de inspección a la presa Rancherías, concluyendo y recomendando lo siguiente:

Por la deficiente calidad de la reparación realizada, la cortina de la presa continúa en riesgo de falla. La condición más crítica se presentará luego de un nuevo llenado del vaso.

Mientras no sean corregidas las deficiencias en la reparación de la falla, deberá restringirse el nivel máximo que pueda alcanzar el vaso mediante la excavación, antes de la próxima temporada de lluvias, de una escotadura en el vertedor de 2 m de profundidad por 15 m de longitud.

Para reconstruir el sitio de la falla, deberá retirarse el relleno de tierra suelta y reponerlo con material de banco seleccionado colocado en capas horizontales de 0.25 m de espesor con un contenido de agua promedio de dos puntos porcentuales superior al óptimo y compactando con equipo mecánico portátil al 95% Proctor como mínimo.

4. SISP (2014). Informe de visita de inspección técnica. Gerencia del Consultivo Técnico. Fecha 13 de febrero de 2014. Archivo: 26640619CT5M1402.pdf.

Personal de la Gerencia del Consultivo Técnico, realizó una visita de inspección el 13 de febrero de 2014. En el informe se concluye y recomienda lo siguiente:

- En la estación donde existen filtraciones, erosión y cárcavas en el hombro de aguas abajo de la corona, en julio de 2010 se produjo una rotura, misma que fue reparada de emergencia.
- Debido a que la reparación realizada fue con un material inadecuado y con deficiente procedimiento, continúa en riesgo de falla.

- Por la saturación del material y las filtraciones observadas, es muy probable que se presente nuevamente una tubificación y como consecuencia la falla del bordo de la cortina.
- La cortina de la presa continúa en peligro de falla estructural. Sin embargo, por no tener población cercana aguas abajo se considera en riesgo medio.

Recomendaciones

- De no requerirse el aprovechamiento del agua mediante la presa, se debe analizar la opción de abrir un tajo en la cortina con el objetivo de bajar el nivel máximo del vaso y reducir el riesgo de una nueva falla.
- En caso que los responsables se comprometan a conservar la presa, se deberá rehabilitar la cortina en el sitio de falla ocurrida, retirando el material y en su lugar, colocar material impermeable un 2%, más-menos de la humedad óptima, compactando en capas de 20 cm al 95% de la prueba Proctor.
- Rehabilitar la obra de toma con el objetivo de estar en condiciones de operarse normalmente en caso de requerirse.
- Retirar la vegetación existente de los taludes de la cortina.
- Nivelar la corona de la cortina, con su pendiente transversal, con el objetivo de drenar en temporada de lluvias; así mismo, colocarle un revestimiento de 20 cm de espesor.
- Reparar todas las oquedades, erosiones y cárcavas que se localizan sobre la corona taludes con lechada de lodos bentónicos.

II. VISITAS DE INSPECCIÓN

II.1 Condiciones durante la visita

La visita se realizó el 23 de septiembre de 2016, con cielo despejado y soleado, participando ingenieros por parte del IMTA, acompañados por el ingeniero Gustavo Chávez de la Dirección Local de CONAGUA en Torreón, Coahuila. 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 Rancherías.

II.2 Embalse

El día de la visita el nivel del embalse se encontró la cota de 430.00 *msnm*. El agua se apreció turbia por los sedimentos suspendidos, pero fue posible visualizar peces que habitan el embalse que se pescan para autoconsumo. No se detectaron restos de basura, ni malos olores, ni vegetación acuática.



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



Fotografía II.3 Embalse desde margen izquierda.



Fotografía II.4 Aspecto del agua del embalse.



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

Durante la visita se midió también la profundidad del azolve al pie del talud aguas arriba, encontrándose a una profundidad de aproximadamente 6.50 *m* respecto al nivel de la corona. De acuerdo con el estudio topobatimétrico, la profundidad máxima del embalse el día de la inspección fue de un poco más de 4 *m*, aproximadamente 0.6 *m* por debajo de la cresta del vertedor.

Esta presa se localiza en una depresión topográfica confinada por pequeños cerros que se observaron estables, arbolados y sin muestras de inestabilidades o deslizamientos. El embalse está rodeado de predios de uso agrícola y en la parte posterior, aproximadamente a 500 *m*, se ubica el ejido Rancherías, que es la única zona habitada en las colindancias a la presa.

II.3 Cortina

El eje de la cortina es recto en planta y está confinada en el lado derecho por un pequeño cerro y por el lado izquierdo con el muro de mampostería del vertedor. De acuerdo con los trabajos de topografía realizados, la longitud de la cortina es de aproximadamente 392 m.



Fotografía II.6 Panorámica de la corona desde margen izquierda.



Fotografía II.7 Panorámica de la corona desde margen derecha.

La cortina es homogénea de tierra y actualmente se encuentra totalmente invadida por vegetación arbustiva y cactácea en su mayor parte, detectándose pequeños sauces y hasta un arbolito de guayabas, que es recomendable remover a la brevedad. De hecho, en algunas zonas de la presa se detectaron restos de ramas que han sido cortadas recientemente como parte de los trabajos de conservación que desarrollan los usuarios, que se aprecian mínimos ante la problemática de la vegetación existente.



Fotografía II.8 Arbustos espinosos, cactáceas y pequeños sauces sobre la cortina.



Fotografía II.9 Ramas de arbustos cortadas, producto de los trabajos de conservación.

La corona sirve como paso vehicular, tiene un ancho de aproximadamente 4 m y sobre ella se detectaron algunas oquedades, que muy probablemente se deben a la presencia de roedores y que se agravan con los escurrimientos pluviales y por el tipo de material presente. Estas oquedades tienen diámetro de hasta 0.3 m con profundidades de hasta 0.4 m y han sido rellenados con boleos por parte de los usuarios, para evitar colapsos debido al paso de vehículos automotores.



Fotografía II.10 Oquedad sobre la corona.



Fotografía II.11 Relleno de las oquedades sobre la corona con boleos.

De acuerdo con el ingeniero de la CONAGUA que acompañó la visita, la corona de la presa ha sido renivelada en varias ocasiones, sin embargo, se observaron deformaciones y baches generados principalmente por la rodada de automotores, así como zonas con fuertes erosiones en los hombros, que también han sido rellenadas con enrocamientos como medida para evitar su evolución, sin embargo, algunas de estas erosiones ya han generado cárcavas sobre el talud aguas abajo por escurrimientos pluviales, siendo la más notoria la detectada en las proximidades al empotramiento derecho. Cabe comentar que este problema se ha generado principalmente por restos de árboles cuyos troncos fueron cortados hace tiempo, por lo que sus raíces al secarse y descomponerse han generado huecos en la cortina. Se detectaron también muchos hormigueros aún habitados, que continúan deteriorando la cortina.



Fotografía II.12 Deformaciones de la corona por el paso de vehículos automotores.



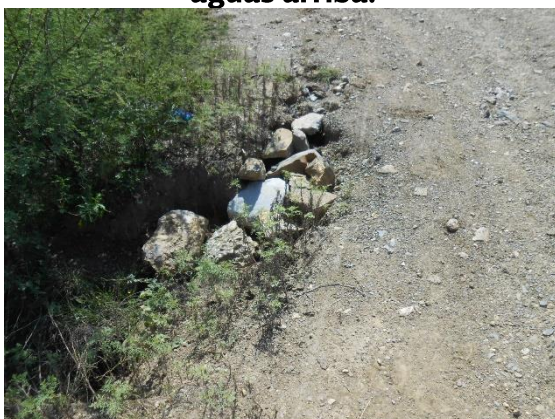
Fotografía II.13 Presencia de hormigueros sobre la corona.



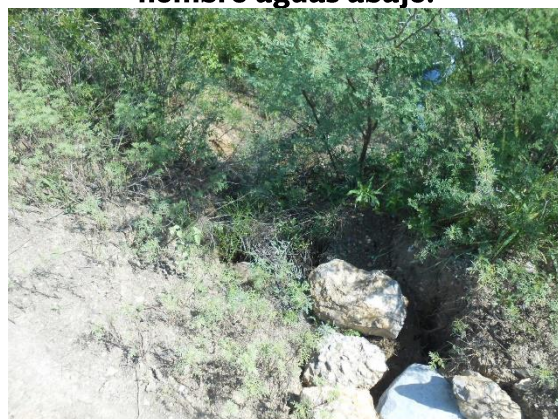
Fotografía II.14 Restos de un árbol cortado, sobre el hombro del talud aguas arriba.



Fotografía II.15 Árbol cortado, en proceso de descomposición, sobre el hombro aguas abajo.



Fotografía II.16 Erosión sobre el hombro aguas abajo en las proximidades al empotramiento derecho.



Fotografía II.17 Cárcava sobre el talud aguas abajo en las proximidades al empotramiento derecho.

El talud aguas arriba tiene una pendiente 3H:1V y está protegido por una chapa de rocas del sitio (lutitas), que se encontró corrida en algunas zonas debido a la presencia de árboles y desintegrada por el intemperismo en otras. Este talud está más del 70% cubierto con vegetación de tipo arbustiva y por árboles jóvenes de especies endémicas de la región, mismos que son factibles de ser eliminados sin generar problemas a la cortina. En términos generales y basándose únicamente en las zonas en las que se pudo acceder, se puede concluir que más de la mitad del enrocamiento está en buen estado.



Fotografía II.18 Panorámica del talud aguas arriba desde margen izquierda.



Fotografía II.19 Aspecto del enrocamiento de protección.



Fotografía II.20 Enrocamiento de protección desintegrado por el intemperismo.



Fotografía II.21 Arbustos y árboles jóvenes sobre el talud aguas arriba.

El talud aguas abajo fue construido con pendiente 2H:1V y se encuentra con problemas de excesiva vegetación, de manera similar al del talud aguas arriba. Al pie de este talud se detectó una cerca a base de postes de madera y alambre de púas, que fue construido por los usuarios para evitar el ingreso a la cortina.

Se recomienda se realicen a la brevedad trabajos de conservación, consistente principalmente en la eliminación de la vegetación en ambos taludes, de modo que sea posible realizar una cuantificación detallada tanto de la superficie actual en buen estado del enrocamiento del talud aguas arriba como de las zonas con problemas de erosión en el en el talud aguas abajo. Esta cuantificación permitirá definir con mayor precisión los alcances de los trabajos de rehabilitación.



Fotografía II.22 Panorámica del talud aguas abajo, desde el extremo derecho de la cortina.



Fotografía II.23 Vegetación arbustiva sobre el talud aguas arriba en la parte central.



Fotografía II.24 Panorámica del talud aguas abajo desde el extremo izquierdo.



Fotografía II.25 Cerca de postes de madera y alambre de púas al pie del talud aguas abajo.

En términos generales y basándose únicamente en las zonas en las que se pudo acceder, se puede concluir que todo el talud aguas abajo está deteriorado por la erosión generada por escurrimientos pluviales, que ha generado incluso que en algunas zonas se haya perdido su geometría original.

No se encontraron sin embargo sobre la corona o taludes grietas o depresiones sobre la corona o taludes que fueran indicativos de problemas de inestabilidad, ni tampoco filtraciones a través de la cortina.



Fotografía II.26 Zona erosionada sobre el talud aguas abajo.



Fotografía II.27 Surcos de erosión por escurrimientos sobre el talud aguas abajo.



Fotografía II.28 Cárcavas de dimensiones considerables sobre el talud aguas abajo.



Fotografía II.29 Zona erosionada sobre el talud aguas abajo.

El empotramiento de la cortina por el lado derecho que se hace sobre la ladera, se apreció en buen estado, sin filtraciones ni rasgos de inestabilidad. Por el extremo izquierdo la cortina remata sobre una chapa de protección inclinada construida a base de mampostería, que opera también como muro de encauzamiento del vertedor, en cuyo contacto se detectó una pequeña socavación que se recomienda rellenar para evitar que evolucione y pueda afectar al muro.



Fotografía II.30 Empotramiento derecho de la cortina con la ladera.



Fotografía II.31 Socavación tras la chapa de mampostería que protege a la cortina.

Un aspecto importante de esta presa es que en 2010 sufrió, a raíz de las precipitaciones extraordinarias generadas por el huracán Alex, una falla de 7.5 m de ancho sobre el talud aguas abajo en el mismo sitio en el que en 2001 se había detectado un conducto por tubificación, mismo que había sido sellado por los usuarios. Este sitio se ubica precisamente aproximadamente a 150 m de la ladera del empotramiento derecho, sobre el cauce original del arroyo Rancherías que alimenta el embalse. Con base en los informes anteriores se supo que la reparación de esta falla se realizó por parte de los usuarios con material (tierra y roca) tomado de la ladera que se ubica en margen izquierda y colocado a volteo y en estado seco, pero sin alcanzar la pendiente original del talud aguas abajo, es decir que la zona reparada quedó a un nivel más bajo. Esta situación es la que llevó a esta presa a ser calificada con una condición de peligro estructural pero que, debido que no se tienen población cercana aguas abajo, se consideró en **riesgo medio** (Informe de inspección de seguridad realizada por la Gerencia del Consultivo Técnico, el 13 de febrero de 2014).



Fotografía II.32 Salida del conducto de tubificación sobre el talud aguas abajo (foto del 2001).



Fotografía II.33 Falla sobre el talud aguas abajo tomada desde la corona (foto del 2010).



Fotografía II.34 Materiales para la reparación de la falla sobre el talud aguas abajo (foto del 2010).



Fotografía II.35 Aspecto de la reparación de la falla sobre el talud aguas abajo (foto del 2010).

Durante la visita de inspección se revisó específicamente la parte reparada y se observó que se encuentra muy vegetada; efectivamente se apreció que en esa zona no se rellenó hasta alcanzar la pendiente del talud original de la presa (2H:1V), generándose un escarpe en el contacto lateral entre el talud original y el de la zona reparada, con una altura de aproximadamente un metro en la parte baja y que va disminuyendo conforme se alcanza la corona. Es decir que la sección transversal en la zona reparada es más delgada, situación que debe considerarse en los análisis de estabilidad.

No se detectaron flujos por filtraciones sobre la zona reparada, pero si montículos de suelo húmedo con musgo, que parece más corresponder a desprendimientos de la parte alta y del escarpe lateral que se formó entre la cortina original y el suelo reparado, que a filtraciones por la cortina, lo anterior se deduce porque alrededor de

éstos montículos de suelo húmedo el talud está seco. Al pie del talud en la zona reparada también se encontraron restos de material en estado húmedo, que al parecer son restos del material utilizado en la reparación, sobre el que incluso se aprecia vegetación. Cabe mencionar que días antes de la visita se habían presentado lluvias en la región.



Fotografía II.36 Aspecto del contacto entre el talud original y la zona reparada.



Fotografía II.37 Vista frontal de la zona reparada tomada desde el pie del talud.



Fotografía II.38 Detalle del suelo húmedo sobre el talud en la zona reparada.



Fotografía II.39 Restos del material al pie del talud en la zona reparada.

No se apreciaron asentamientos ni grietas en la corona ni sobre el talud en la zona reparada que indicaran signos de inestabilidad, sin embargo, es necesario a partir de los resultados de los análisis de estabilidad, definir el estado actual de esta sección y proponer los trabajos de rehabilitación, que deben pasar por la eliminación de la vegetación, considerando el retiro del material colocado seco y a volteo en el 2010 y la reposición hasta alcanzar el mismo nivel que el talud original (2H:1V), con material de banco con un control de calidad riguroso.

II.4 Obra de excedencias

El vertedor es de tipo lavadero, de 36 m de longitud y se ubica en el extremo izquierdo de la cortina, confinado por el lado derecho con la cortina y remata por el lado izquierdo contra una pequeña ladera que fue cortada para ubicar un muro de mampostería.



Fotografía II.40 Panorámica del vertedor tipo lavadero en el extremo izquierdo de la cortina.

El vertedor cuenta con una sección de control formado por un espigón de mampostería de 4.00 m de ancho, que se observó con el desgaste propio de su operación, pero en buen estado en términos generales. El vertedor se ubica sobre las lutitas con intercalaciones de calizas que se observan en el corte de la ladera, mismas que se apreciaron con rasgos mínimos de erosión. Se observó también a unos metros aguas abajo de la sección de control algunos arbustos y ramas que, por su tamaño, no representan obstrucción alguna las descargas.



Fotografía II.41 Espigón de mampostería en la sección de control del vertedor.



Fotografía II.42 Mampostería deteriorada de la sección de control.



Fotografía II.43 Aspecto de las lutitas y calizas intercaladas sobre las que se contruyó el vertedor.



Fotografía II.44 Corte sobre la ladera para alojar el vertedor, donde se aprecia más claramente la litología existente.

En el lado derecho del vertedor, la cortina está protegida por una chapa de mampostería, que se encontró con el desgaste propio de sus años de servicio, con arbustos de dimensiones considerables que han crecido entre las juntas y que se recomienda eliminar a la brevedad para evitar que desprendan las piezas de mampostería. Aguas arriba de la sección de control se detectó socavación al pie de la chapa, producto de la interacción con el embalse, que ha dejado expuesto el material de la cortina y en contacto con el agua del embalse, por lo que se recomienda proteger esta zona para evitar que la socavación aumente y pueda generar tubificación o deterioro de la cortina en esa zona.



Fotografía II.45 Panorámica de la chapa de mampostería del lado derecho del vertedor.



Fotografía II.46 Aspecto de la chapa de mampostería del lado derecho del vertedor.

En la parte posterior de la chapa también se detectó una zona erosionada del material que forma la cortina en la zona del talud aguas abajo, que ha dejado sin apoyo a la chapa y que se recomienda rehabilitar para evitar su colapso. Esta parte se utiliza en temporada de secas como rampa para que los vehículos automotores suban a la corona de la presa para pasar de un lado al otro del embalse.



Fotografía II.47 Socavación en la zona aguas arriba de la sección de control.



Fotografía II.48 Erosión detrás de la chapa de mampostería.

El muro del lado derecho se alojó en un corte que se realizó a una pequeña ladera. En términos generales el muro se encuentra en buen estado sin grietas ni rasgos de inestabilidad. El corte de la ladera también se observó con rasgos de intemperismo, pero estable. Cabe comentar que el vertedor sirve como paso para un camino de terracería que conduce hacia el ejido Rancherías ubicado en la parte posterior del embalse.



Fotografía II.49 Panorámica del muro izquierdo del vertedor.



Fotografía II.50 Camino sobre el vertedor hacia el ejido Rancherías.

Se apreció también aguas arriba de la zona de la sección de control del vertedor, en el canal de llamada, dentro del embalse, un poste de energía eléctrica de media tensión de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), que se recomienda reubicar para evitar que algún flotante pueda derribarlo generando que los cables conductores entren en contacto con el agua del embalse, que es altamente conductora de la electricidad, lo que podría generar alguna desgracia para los lugareños que caminan por esa zona.



Fotografía II.51 Poste de energía eléctrica dentro del embalse.



Fotografía II.52 Datos del poste de la CFE (CFE-11-700-1970P).

II.5 Obra de toma

La obra de toma es de tipo tubería a presión y está formada por un ducto de acero de 0.25 m (10 pulgadas) de diámetro y se localiza a aproximadamente 90 m de la ladera en el extremo izquierdo de la cortina. Esta obra de toma es operada por los usuarios mediante un par de válvulas de compuerta. La de emergencia es de 0.25 m (10 pulgadas) y la de servicio es de 0.31 m (12 pulgadas), que es el diámetro a las que se realiza la descarga al canal revestido de concreto, por el cual se conduce el flujo a la zona de riego.



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



Fotografía II.54 Estructura de salida de la obra de toma, vista superior.

La entrada de la obra de toma no se pudo apreciar debido al nivel del embalse. La salida está formada por una estructura de concreto que originalmente formaba la caja de válvulas, pero cuya pared frontal se demolió, dejando el aspecto con el que se encuentra actualmente, con las varillas del muro demolido expuestas. El tren de descarga está azolvado hasta la mitad del tubo descarga con excesiva oxidación; debido a que se tienen fugas en las válvulas el azolve tiene una consistencia de lodo, sobre el que ya ha crecido vegetación.



Fotografía II.55 Aspecto de las varillas del muro frontal demolido.



Fotografía II.56 Tren de descarga de la obra de toma.

Las válvulas se encontraron sin manerales, con fugas y con mucha oxidación, con los sellos deteriorados por lo que no es posible el cierre perfecto, que se manifiesta por la existencia de un pequeño gasto de descarga. Se recomienda la limpieza de la caja de válvulas, eliminando el azolve y vegetación; asimismo es necesario darle mantenimiento a ambas válvulas de modo que operen correctamente, sin pérdida del agua del embalse por las fugas, considerando incluso su sustitución, debido a que esta obra es el único medio para controlar el nivel de la presa en caso de alguna emergencia. Asimismo es recomendable reponer el muro demolido de la caja de válvulas e instalar una rejilla Irving en la parte superior, con sistema de seguridad (cadena y candado, por ejemplo) para evitar operaciones inadecuadas de la obra de toma.



Fotografía II.57 Válvula de emergencia, tipo compuerta, de 0.25 m de diámetro



Fotografía II.58 Válvula de servicio, tipo compuerta, de 0.31 m de diámetro



Fotografía II.59 Descarga de la obra de toma debido al deterioro de los sellos de las válvulas.

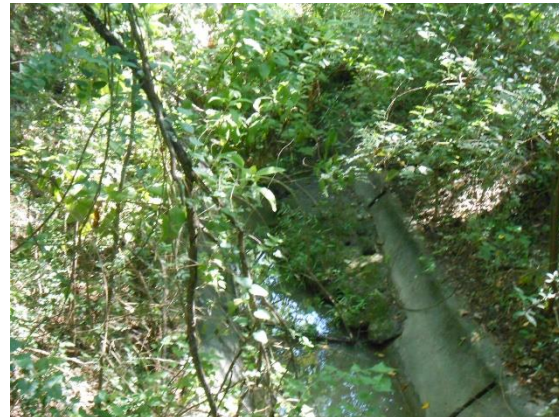


Fotografía II.60 Detalle del tubo de descarga, con rasgos de oxidación.

La obra de toma descarga a un canal de distribución de sección trapecial, revestido de concreto, que se apreció con algunas grietas y desgaste, pero en buen estado en términos generales. Algunos metros aguas abajo de la descarga se apreció azolve y vegetación sobre el canal de fácil eliminación.



Fotografía II.61 Canal de distribución de la obra de toma.



Fotografía II.62 Azolves y vegetación sobre el canal de distribución.

II.6 Cauce

El cauce aguas abajo de la presa corresponde al arroyo Rancherías, que aproximadamente 5 km aguas abajo, después de atravesar por una serie de terrenos agrícolas llega el ejido Jesús María del Puerto, donde descarga en el río La Piedra. Este ejido es la primera comunidad que podría resultar afectada en caso de alguna descarga extraordinaria, aunque a la fecha no se tienen reportes de inundaciones.

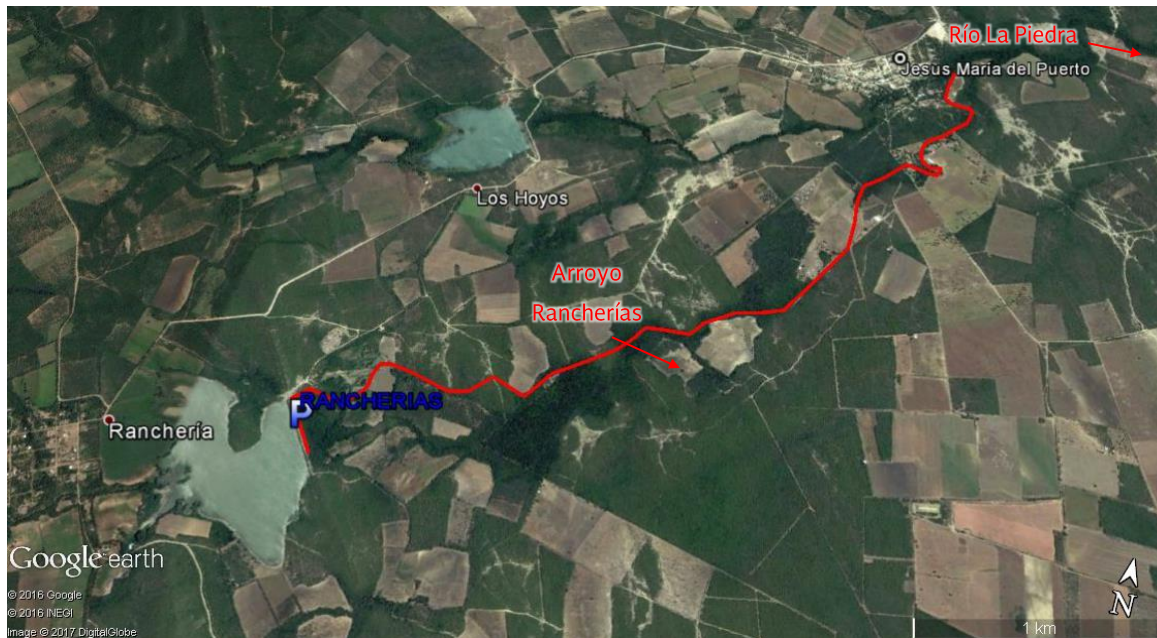


Figura II.1 Cauce aguas abajo de la presa Rancherías.

El ejido Jesús María del Puerto cuenta con 138 habitantes y 49 viviendas, de acuerdo con el censo del 2010 del INEGI, las cuales en su mayor parte son de una planta, construidas con madera y techos de lámina y algunas con ladrillo y losa de concreto; cuentan con servicios de energía eléctrica y no se tienen reportados problemas de inundación debido a que se encuentra a una elevación mayor que la del cauce.



Fotografía II.63 Cauce aguas abajo en el cadenamiento 0+289.



Fotografía II.64 Cauce aguas abajo en el cadenamiento 1+110.

En algunos puntos de cauce, los propietarios de los terrenos agrícolas han excavado tomas para conducir el agua del cauce a sus predios; incluso entre los cadenamientos 3+080 al 4+000 y en las proximidades al ejido Jesús María del Puerto, en el tramo comprendido entre los cadenamientos 4+624 al 5+221, el cauce se encuentra dentro de predios delimitados por cercas de postes de madera con alambre de púas que impiden el libre tránsito sobre el cauce.



Fotografía II.65 Cauce aguas abajo dentro del predio en el cadenamiento 3+834.



Fotografía II.66 Predio dentro del cual se ubica el cauce entre los cadenamientos 4+624 al 5+221.

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 Rancherías, 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 mm + 1.0 ppm y Vertical: 15 mm + 1.0 ppm
- Precisión estática: Horizontal: 3 mm + 0.5 ppm y Vertical: 5 mm + 0.5 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 la

ladera en el extremo izquierdo de la cortina, con las coordenadas $x=438325.202$, $y=2733087.332$, $z=442.000$.

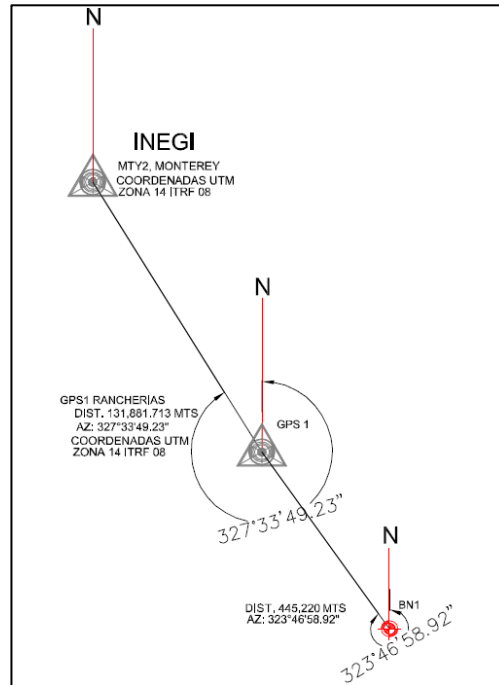


Figura III.1 Detalle de liga del GPS con la RGNA, en Rancherías.



Fotografía III.2 Vértice de referencia GPS1 en el extremo izquierdo de la presa Rancherías.



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

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 80 m sobre el embalse, para definir el nivel y distribución de los azolves.

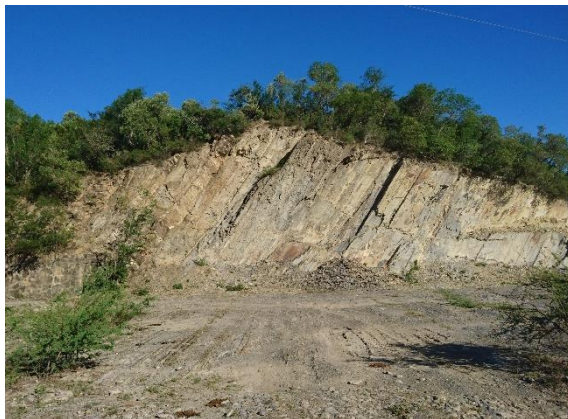
Este levantamiento proporciona la información necesaria para realizar los estudios de seguridad geotécnica estructural de la cortina, así como para la revisión de la capacidad hidráulica del vertedor.



Fotografía III.4 Levantamiento topográfico de la cortina de la presa Rancherías.



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



Fotografía III.6 Levantamiento topográfico de la obra de excedencias



Fotografía III.7 Medición del nivel del azolve en el embalse de la presa Rancherías.

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 Rancherías se incluyen en los anexos.

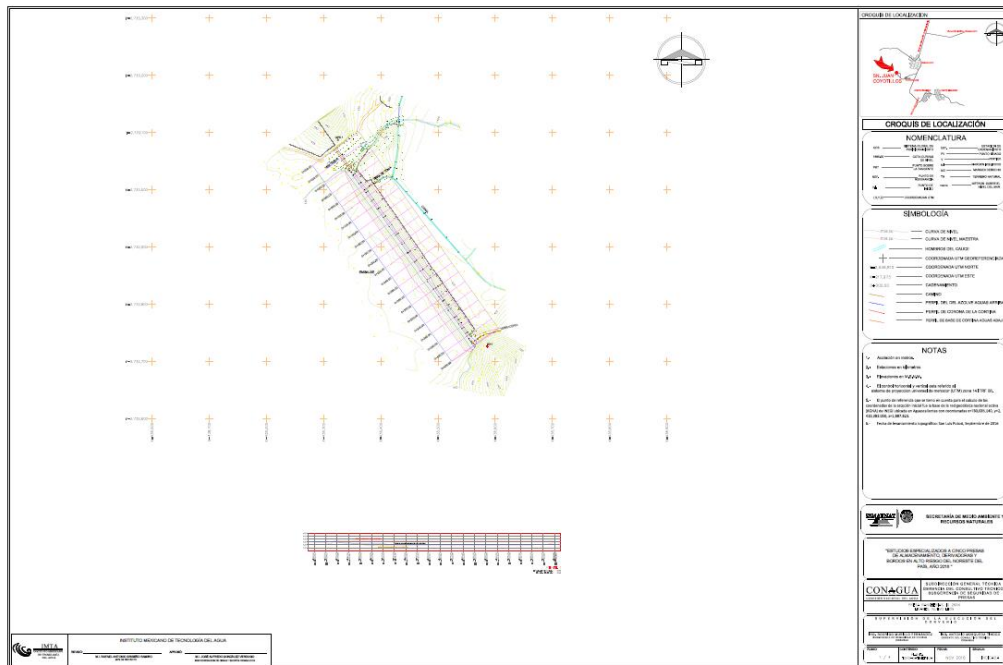


Figura III.2 Plano topo batimétrico de la presa Rancherías.

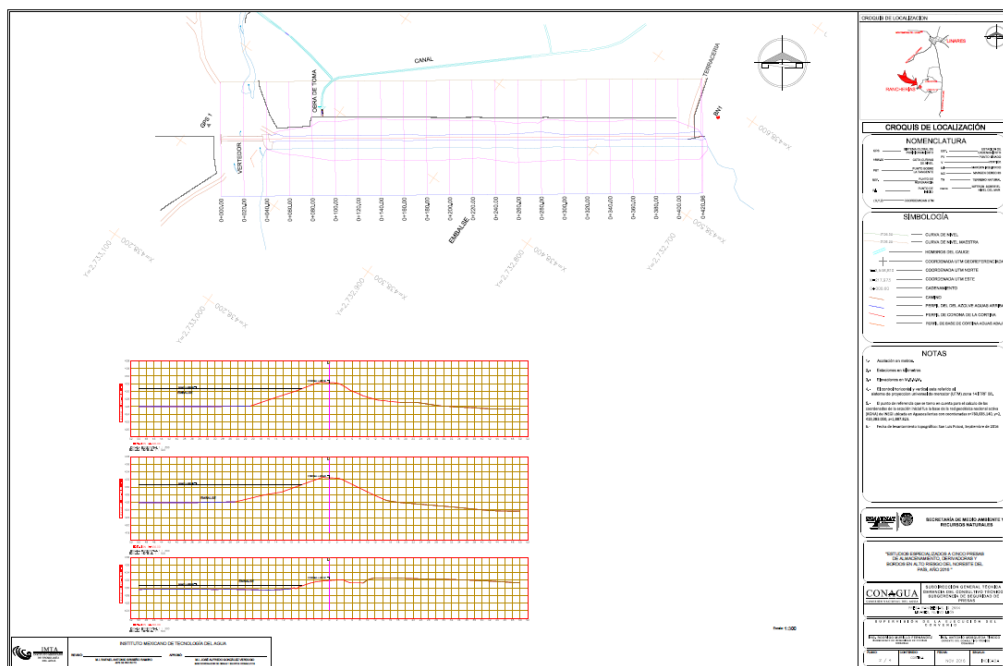


Figura III.3 Plano de la cortina de la presa Rancherías.

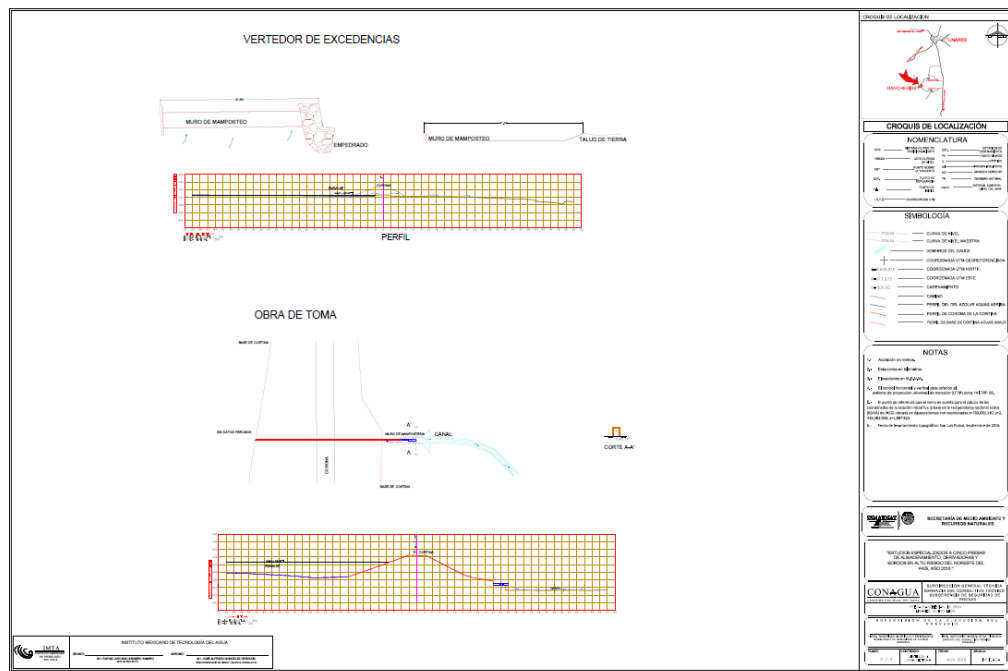


Figura III.4 Plano de la obra de excedencias y de toma de la presa Rancherías.

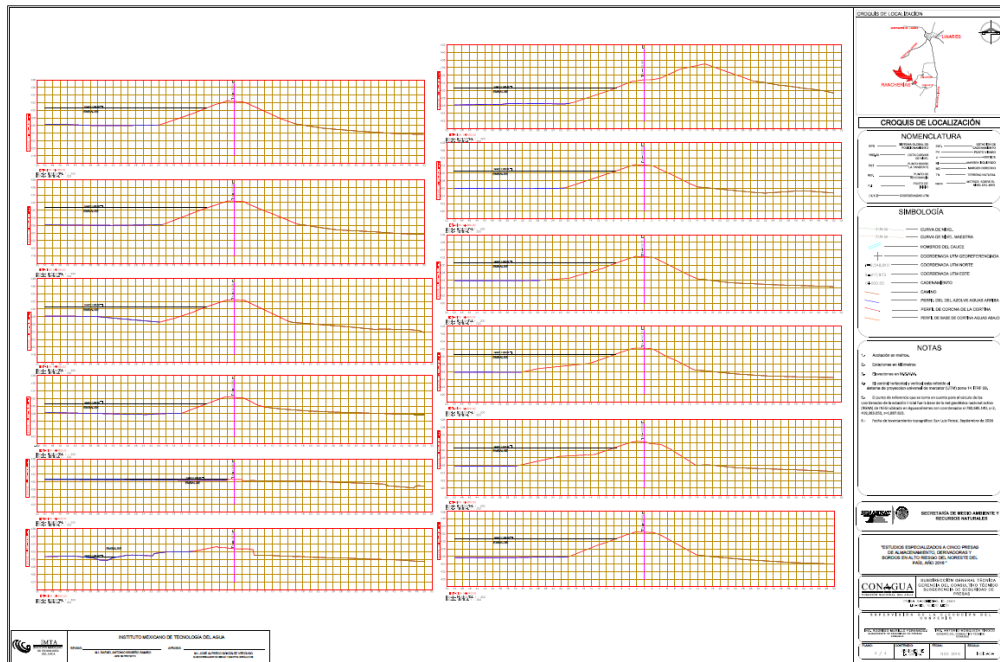


Figura III.5 Plano de secciones de la cortina de la presa Rancherías.

III.2 Levantamiento topográfico del cauce aguas abajo

El levantamiento topográfico del cauce aguas abajo de la presa Rancherías, 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 6 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 izquierdo de la presa y que fue ubicada por la brigada que realizó el levantamiento de la presa y sus obras auxiliares.

Posteriormente se detectaron los puntos estratégicos de observación y se reconocieron detalles del terreno a lo largo del cauce con lo que se determinó el plan de trabajo. El equipo se situó inicialmente sobre la sección de control 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 Rancherías, se utilizó el método con el apoyo de una poligonal abierta; en este caso lo que se hace es dividir la obra en tramos rectos y definir la alineación de cada uno, midiendo el azimut y su distancia para ir construyendo la poligonal abierta.



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



Fotografía III.9 Aspecto del cauce aguas abajo de la obra de excedencias (0+130).

Dentro de los detalles observados en este levantamiento se puede mencionar que, tomando como inicio el vertedor, a partir del cadenamiento 0+549 se localizaron zonas de extracción de materiales térreos por parte de los ejidatarios, que han formado pequeñas pozas para el abrevadero de su ganado. Después del primer kilómetro del levantamiento se detectaron zonas donde el cauce se reduce de manera significativa hasta anchos menores a un metro.



Fotografía III.10 Punto de extracción de materiales térreos al lado del cauce (0+549).



Fotografía III.11 Zona de cauce reducido en el cadenamiento 1+470.

En distintos puntos del cauce se detectaron cercas a base de alambre de púas y postes de madera, que impedían el libre tránsito sobre el río. Estas cercas fueron puestas por usuarios que prácticamente han anexado el cauce a sus predios, pasando por alto la zona federal. Cabe comentar que prácticamente hasta la localidad Jesús María del Puerto, ubicada aproximadamente 6 km aguas abajo de la presa, los terrenos por los que pasa el cauce no están habitados y carecen de

infraestructura como casas o bodegas, que pudieran ser afectadas en caso de algún desbordamiento del cauce, solo se apreció ganado vacuno en pastoreo.



Fotografía III.12 Cerca sobre el cauce en el cadenamiento 2+520.



Fotografía III.13 Ganado vacuno en pastoreo dentro de los predios por los que pasa el cauce, cadenamiento 3+080.

Ya en las proximidades al ejido Jesús María del Puerto se apreciaron cruces sobre el río para el paso de vehículos automotores, que fueron construidos de manera rústica, agregando material pétreo y tierra al cauce, sin un proceso de compactación adecuado y sin considerar alcantarillas para el paso del agua, por lo que en su mayoría estos cruces se encuentran deteriorados y son destruidos cuando el cauce crece a causa de una avenida extraordinaria.



Fotografía III.14 Cruce de tierra y enrocamientos sobre el cauce en el cadenamiento 4+618.



Fotografía III.15 Vado rústico sobre el cauce en el cadenamiento 6+089.

En total se levantaron un poco más de 6 km sobre el cauce aguas abajo de la presa Rancherías, hasta su llegada al ejido Jesús María del Puerto, donde confluye con el

río La Piedra. En la Figura III.6 se muestra en la carta topográfica del INEGI G14C68, el trazo del arroyo Rancherías, con la simbología que representa a una corriente que desaparece en ciertos periodos del año, mientras que el río La Piedra está marcado como una corriente perenne.

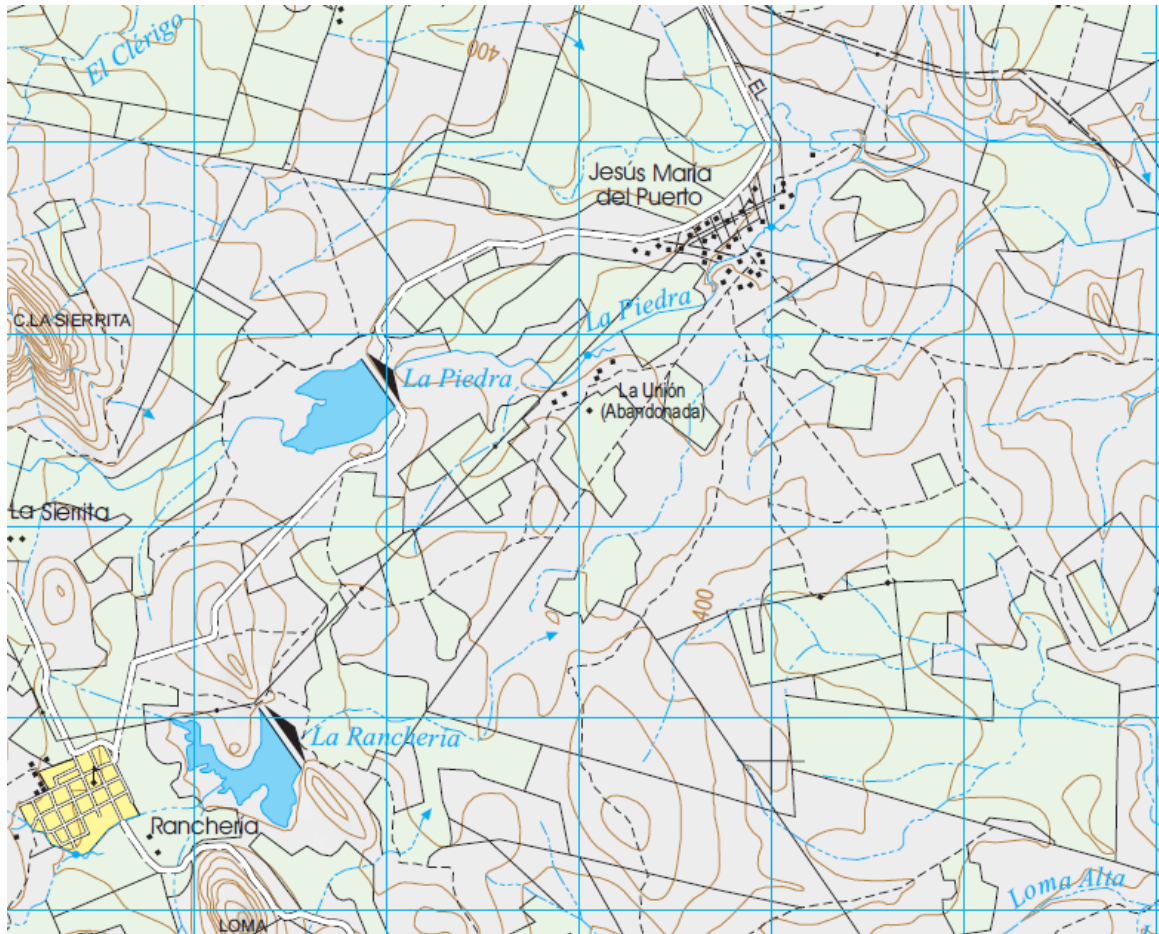


Figura III.6 Plano topográfico del INEGI donde se aprecia el cauce aguas abajo de la presa Rancharías.

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 Rancharías se incluyen en los anexos.

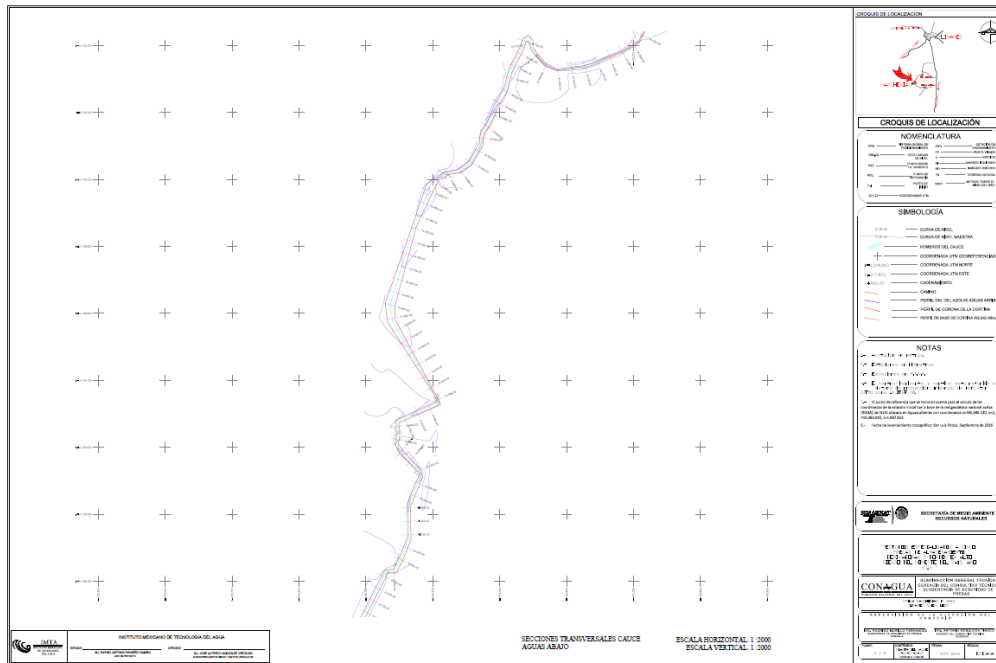


Figura III.7 Planta del cauce aguas abajo de la presa Rancherías.

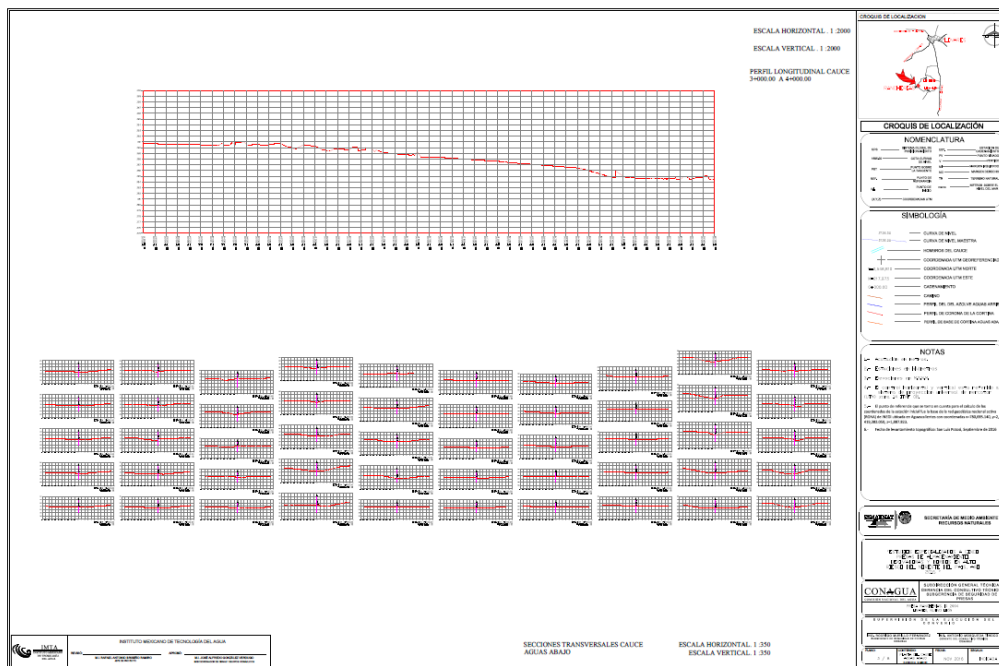


Figura III.8 Secciones del cauce aguas abajo de la presa Rancherías.

III.3 Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio

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

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

Los sondeos se ubicaron en los puntos siguientes:

Tabla III.1 Ubicación de los puntos de muestreo.

| SONDEO | UBICACIÓN | UTM | |
|--------------|--------------------------------------|---------------|----------------|
| | | X | Y |
| PCA-1 | En la corona. | 438442 | 2732897 |
| PCA-2 | En la corona. | 438510 | 2732801 |
| PCA-3 | Sobre el talud aguas abajo. | 438390 | 2732987 |
| PCA-4 | Sobre el talud aguas abajo. | 438541 | 2732773 |
| PCA-5 | En el terreno de cimentación. | 438491 | 2732849 |
| PCA-6 | En el terreno de cimentación | 438427 | 2732949 |
| SPT-1 | En la zona de la falla. | 438478 | 2732849 |
| SPT-2 | En el lado izquierdo. | 438395 | 2732966 |
| SPT-3 | En el lado derecho | 438552 | 2732743 |



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



Fotografía III.16 Excavación del PCA-1 en la corona.



Fotografía III.17 Prueba de permeabilidad en el PCA-1.



Fotografía III.18 Excavación del PCA-2 en la corona.



Fotografía III.19 Prueba de permeabilidad en el PCA-2.



Fotografía III.20 Excavación del PCA-3 en el talud aguas abajo.



Fotografía III.21 Prueba de permeabilidad en el PCA-3.



Fotografía III.22 Excavación del PCA-4 en el talud aguas abajo.



Fotografía III.23 Prueba de permeabilidad en el PCA-4.



Fotografía III.24 Excavación del PCA-5 en el terreno de cimentación.



Fotografía III.25 Prueba de permeabilidad en el PCA-5.



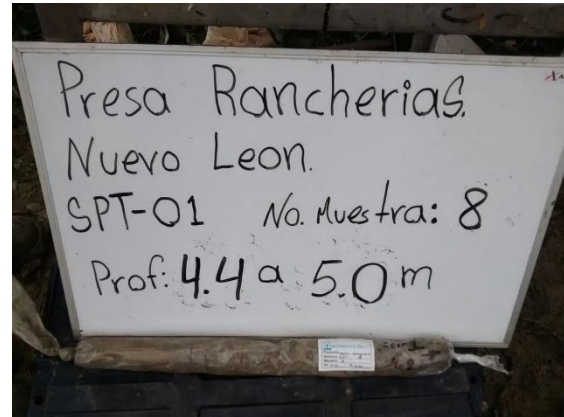
Fotografía III.26 Excavación del PCA-6 en el terreno de cimentación.



Fotografía III.27 Prueba de permeabilidad en el PCA-6.



Fotografía III.28 Perforación del SPT-01 en la zona de la falla.



Fotografía III.29 Muestra de suelo recuperada del SPT-1.



Fotografía III.30 Perforación del SPT-2 en el lado izquierdo de la cortina.



Fotografía III.31 Muestra de suelo recuperada del SPT-2.



Fotografía III.32 Perforación del SPT-3 en el lado derecho de la cortina.



Fotografía III.33 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 Rancherías, 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 Rancherías.

| 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 | 438442 | 2732897 | 14.30 | 2.01 | 1.76 | 15.95 | 1.81 | 97 |
| PCA-2 | 438510 | 2732801 | 13.78 | 1.87 | 1.64 | 14.80 | 1.83 | 90 |

| 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-3 E3 | 438390 | 2732987 | 12.63 | 1.87 | 1.66 | 22.50 | 1.66 | 100 |
| PCA-4 E2 | 438541 | 2732773 | 11.82 | 1.76 | 1.57 | 16.30 | 1.82 | 86 |
| PCA-5 E4 | 438491 | 2732849 | 15.72 | 1.68 | 1.45 | 16.80 | 1.79 | 81 |
| PCA-6 E2 | 438427 | 2732949 | 15.18 | 1.77 | 1.53 | 15.70 | 1.79 | 85 |

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

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

| SONDEO | S _s | LL | LP | IP | CL (%) | G (%) | S (%) | F (%) | Clasificación SUCS |
|----------|----------------|----|----|----|-----------|----------|----------|----------|--|
| PCA-1 | 2.60 | 37 | 21 | 16 | 2 | 0 | 13 | 87 | Arcilla limosa de baja compresibilidad color café claro, con 13% de arena fina, CL. |
| PCA-2 | 2.58 | 40 | 23 | 17 | 3 | 0 | 7 | 93 | Arcilla limosa de baja compresibilidad color café claro, con 7% de arena fina, CL. |
| PCA-3 E1 | 2.67 | 43 | 26 | 17 | 2 | 0 | 18 | 82 | Arcilla limosa de baja compresibilidad color café claro, con 18% de arena fina, CL. |
| PCA-3 E2 | 2.67 | NP | NP | NP | 2 | 2 | 14 | 84 | Limo de baja compresibilidad color café claro, no plastico, con 14% de arenas finas y 2% de gravas de hasta 4.75 mm, ML. |
| PCA-3 E3 | 2.66 | 38 | 15 | 23 | 4 | 0 | 13 | 87 | Arcilla limosa de baja compresibilidad color café claro, con 13% de arena fina, CL. |
| PCA-4 E1 | 2.59 | NP | NP | NP | 1 | 0 | 7 | 93 | Limo de baja compresibilidad color café claro, no plastico, con 7% de arenas finas, ML. |
| PCA-4 E2 | 2.59 | 37 | 22 | 15 | 6 | 0 | 25 | 75 | Arcilla limosa de baja compresibilidad color café claro, con 25% de arena fina, CL. |

| SONDEO | S _s | LL | LP | IP | CL (%) | G (%) | S (%) | F (%) | Clasificación SUCS |
|----------|----------------|----|----|----|--------|-------|-------|-------|--|
| PCA-5 E1 | 2.59 | 37 | 22 | 15 | 5 | 0 | 33 | 67 | Arcilla limosa de baja compresibilidad color café claro, con 33% de arena fina, CL. |
| PCA-5 E2 | 2.61 | NP | NP | NP | 2 | 1 | 16 | 83 | Limo de baja compresibilidad color café claro, no plastico, con 16% de arenas finas y 1% de gravas de hasta 4.75 mm, ML. |
| PCA-5 E3 | 2.60 | 38 | 22 | 16 | 3 | 0 | 3 | 97 | Arcilla limosa de baja compresibilidad color café claro, con 3% de arena fina, CL. |
| PCA-5 E4 | 2.60 | 40 | 22 | 18 | 6 | 0 | 6 | 94 | Arcilla limosa de baja compresibilidad color café claro, con 6% de arena fina, CL. |
| PCA-6 E1 | 2.63 | 39 | 22 | 17 | 5 | 0 | 6 | 94 | Arcilla limosa de baja compresibilidad color café claro, con 6% de arena fina, CL. |
| PCA-6 E2 | 2.63 | NP | NP | NP | 2 | 0 | 10 | 90 | Limo de baja compresibilidad color - café claro, no plastico, con 10% de arenas finas, ML. |

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

| 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 | 2.81 | 46 | 76.70 | 0.47 | 0.10 | 28 | 0.11 | 31 |
| PCA-02 | 3.50 | 49 | 90.80 | 0.41 | 0.43 | 22 | 0.45 | 28 |
| PCA-03 E3 | 1.75 | 57 | 82.20 | 0.44 | 1.27 | 18 | 1.13 | 26 |
| PCA-04 E2 | 2.07 | 61 | 72.40 | 0.49 | 0.16 | 29 | 0.26 | 33 |

| | | | | | | | | |
|-----------|------|----|-------|------|------|----|------|----|
| PCA-05 E4 | 1.42 | 58 | 74.00 | 0.58 | 0.42 | 17 | 0.37 | 23 |
| PCA-06 E2 | 0.77 | 61 | 80.10 | 0.54 | 0.81 | 21 | 0.77 | 27 |

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 Rancherías.

























| SONDEO | TARA | MUESTRA | 2 MINUTOS | | | 1 HORA | | | 6 - 24 HORAS | | | RESULTADO |
|-----------|------|---|-----------|----|---|--------|----|--|--------------|----|---|------------|
| | | | Grado | °C | Muestra | Grado | °C | Muestra | Grado | °C | Muestra | |
| PCA-01 | A |  | 3 | 22 |  | 3 | 24 |  | 3 | 22 |  | DISPERSIVO |
| PCA-02 | B |  | 2 | 22 |  | 3 | 24 |  | 3 | 22 |  | DISPERSIVO |
| PCA-03 E3 | C |  | 2 | 22 |  | 2 | 24 |  | 2 | 22 |  | INTERMEDIO |
| PCA-04 E2 | D |  | 2 | 22 |  | 3 | 24 |  | 3 | 22 |  | DISPERSIVO |
| PCA-05 E4 | E |  | 3 | 22 |  | 3 | 24 |  | 3 | 22 |  | DISPERSIVO |
| PCA-06 E2 | F |  | 1 | 22 |  | 2 | 24 |  | 2 | 22 |  | INTERMEDIO |

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

| SONDEO | % menor que 5 μ m | | DISPERSIÓN (%) |
|-----------|-----------------------|-----------------|----------------|
| | con dispersante | sin dispersante | |
| PCA-01 | 57.5 | 2.0 | 3.5 |
| PCA-02 | 58.5 | 2.0 | 3.4 |
| PCA-03 E3 | 52.5 | 2.0 | 3.8 |
| PCA-04 E2 | 57.0 | 3.5 | 6.1 |
| PCA-05 E4 | 57.0 | 13.0 | 22.8 |
| PCA-06 E2 | 57.0 | 11.0 | 19.3 |

| Simbología | | | |
|------------------|--|-------|--|
| UTM | Sistema de coordenadas Universal Transverse Mercator | G | Gravas |
| w_{nat} | Contenido de agua natural | S | Arenas |
| $\gamma_{m nat}$ | Peso volumétrico natural | F | Finos |
| γ_d | Peso volumétrico seco | SUCS | Sistema Unificado de Clasificación de Suelos |
| w_{op} | Contenido de agua óptimo | q_u | Resistencia a la compresión |

| | | | |
|----------------------|---|----------------------|-----------------------------------|
| | | | simple |
| $\gamma_{d op}$ | Peso volumétrico seco óptimo | c | Cohesión |
| Ss | Densidad de sólidos | | Ángulo de fricción interna |
| LL | Límite líquido | S_r | Grado de saturación |
| LP | Límite plástico | e | Relación de vacíos |
| I_p | Índice plástico | | |
| CL | Contracción lineal | | |

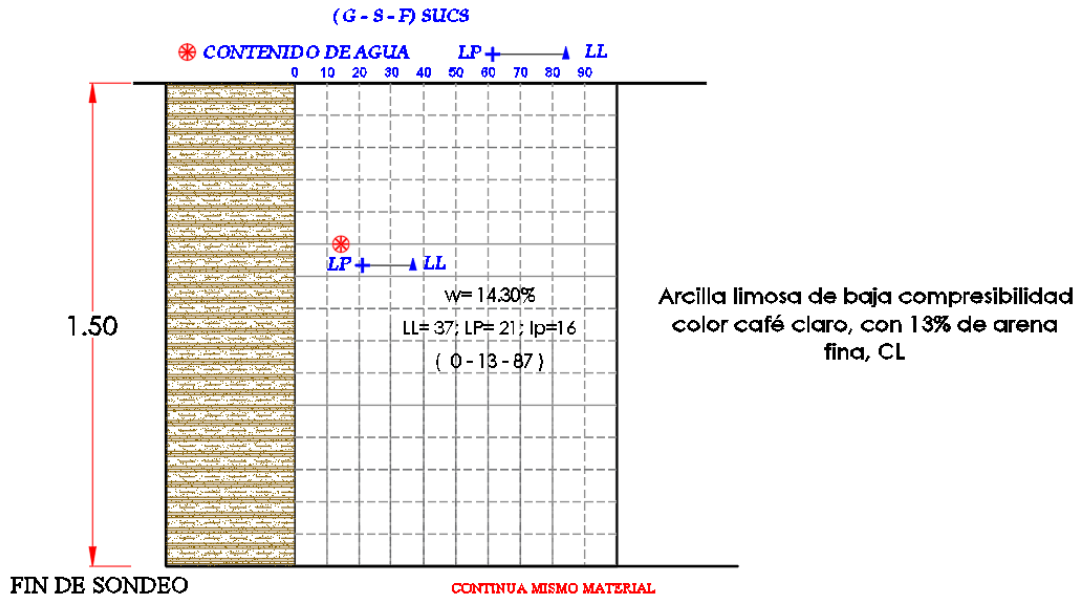


Figura III.10 Perfil estratigráfico del PCA-01

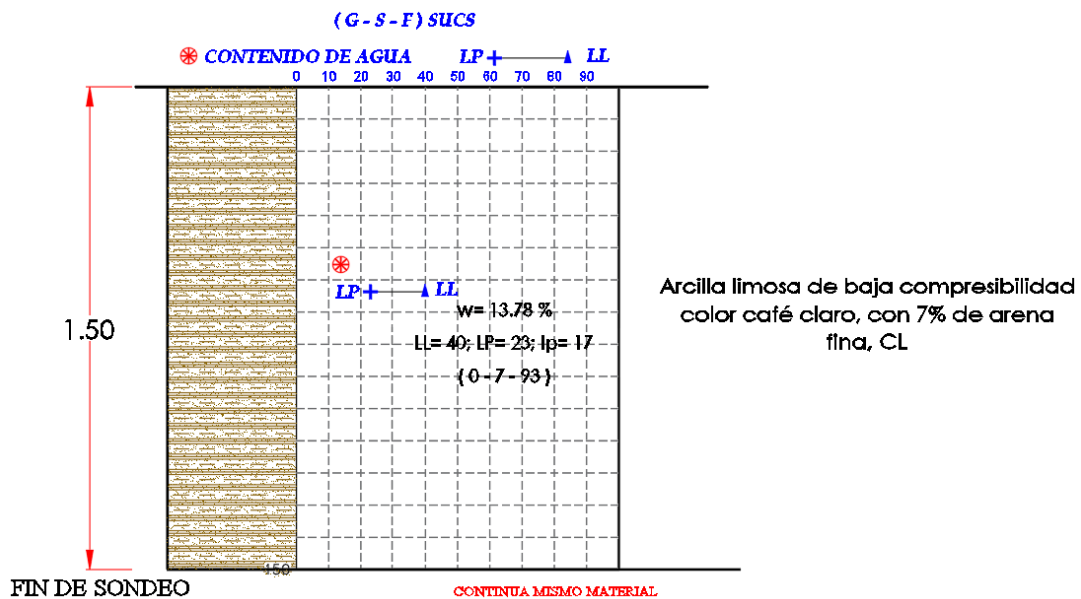


Figura III.11 Perfil estratigráfico del PCA-02

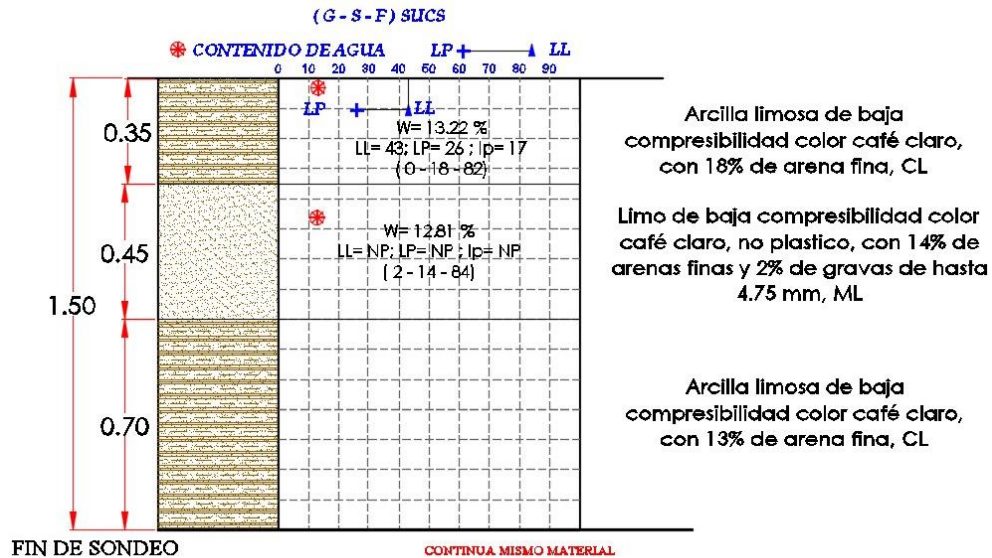


Figura III.12 Perfil estratigráfico del PCA-03

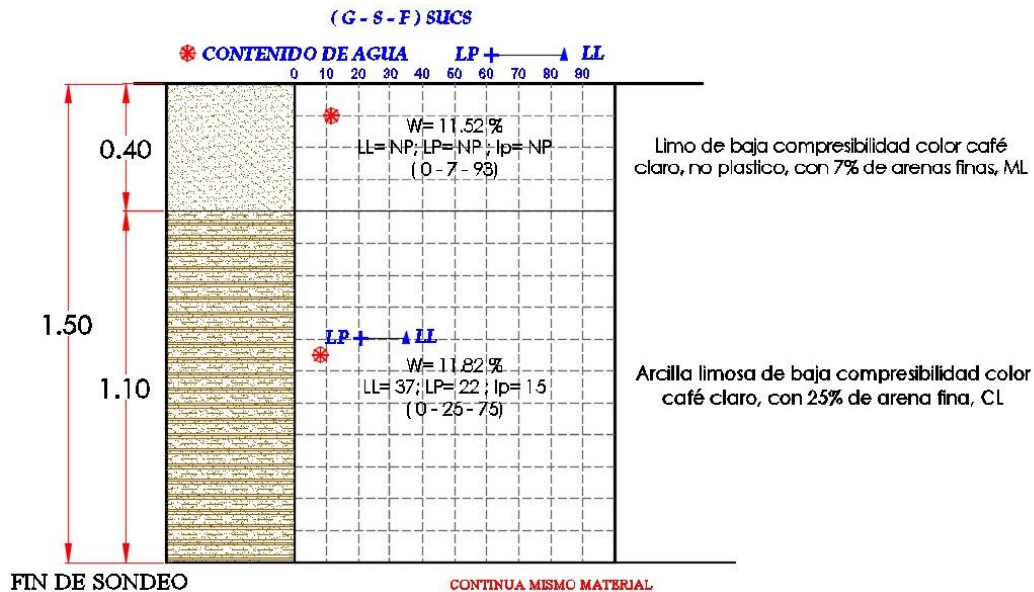


Figura III.13 Perfil estratigráfico del PCA-04

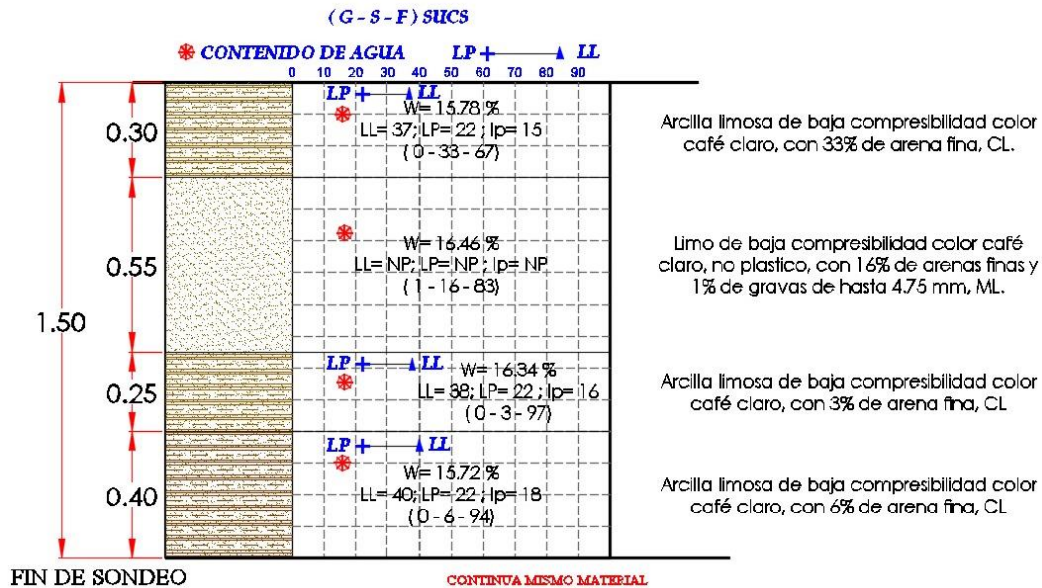


Figura III.14 Perfil estratigráfico del PCA-05

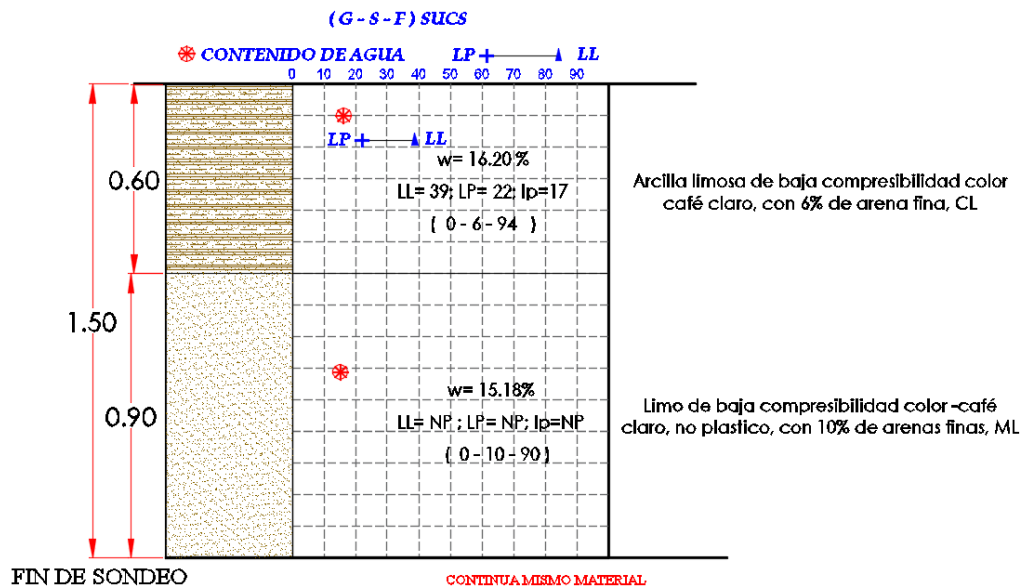


Figura III.15 Perfil estratigráfico del PCA-06



REGISTRO DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

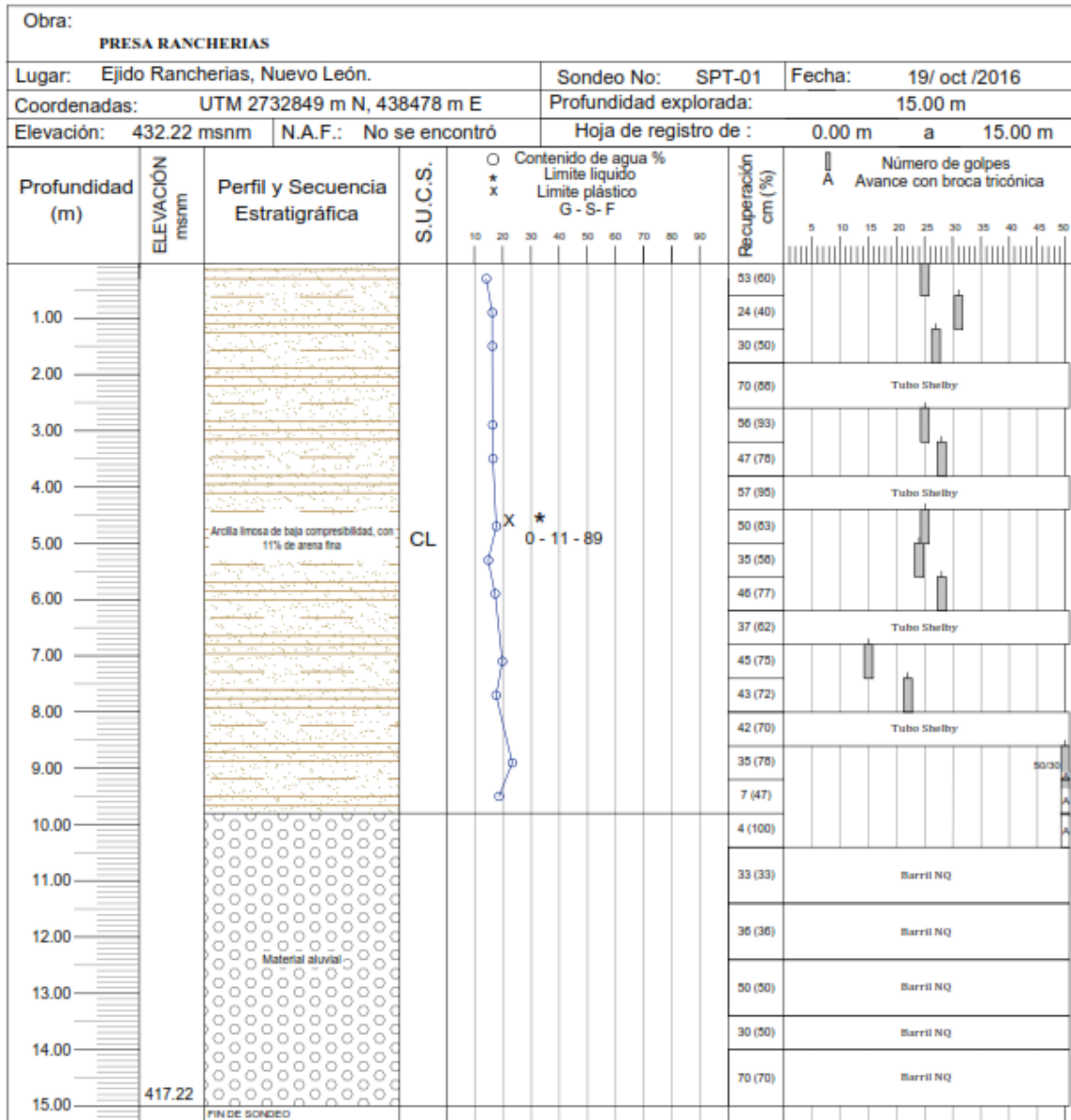


Figura III.16 Registro de exploración del sondeo STP-1



REGISTRO DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

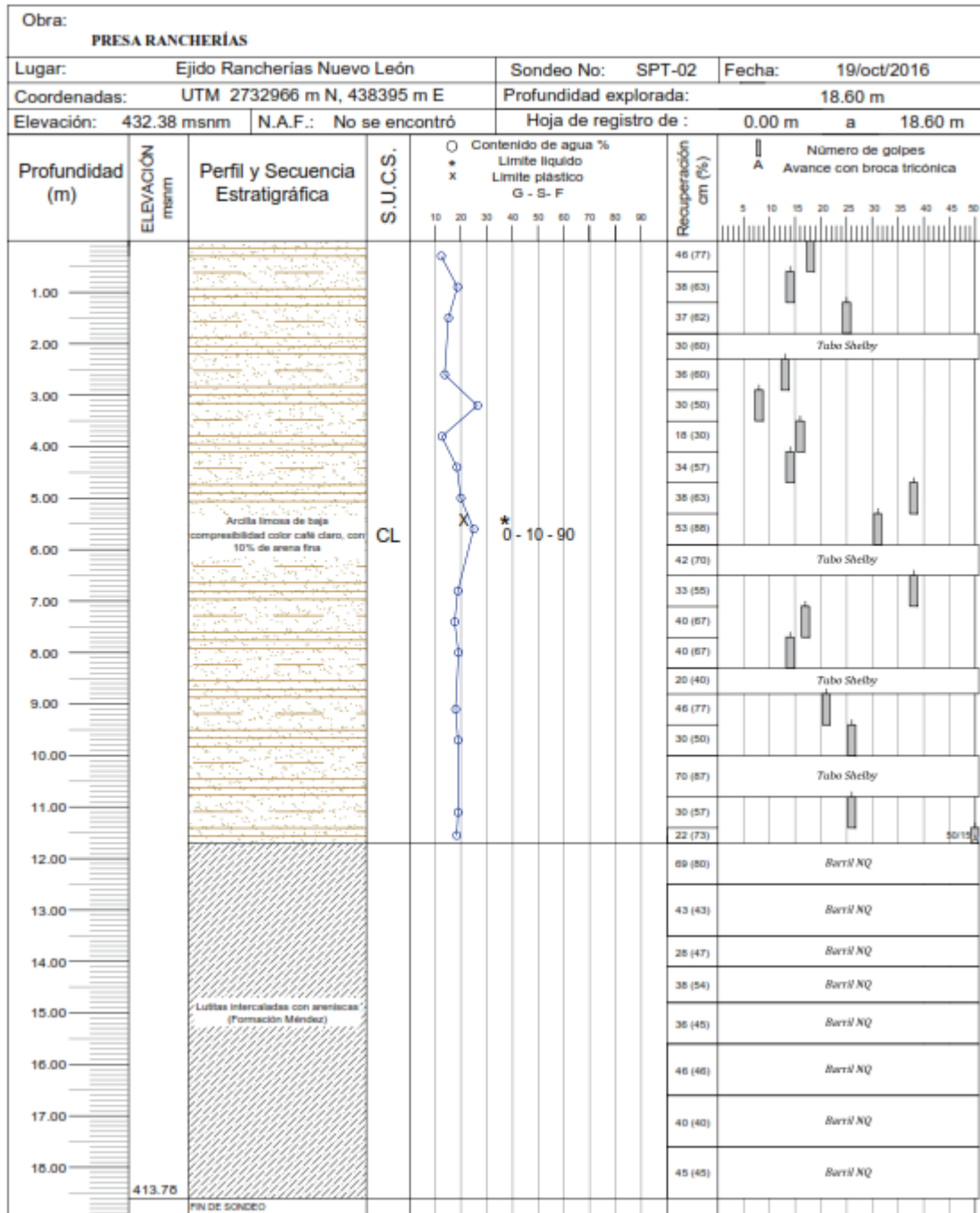


Figura III.17 Registro de exploración del sondeo SPT-2



REGISTRO DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

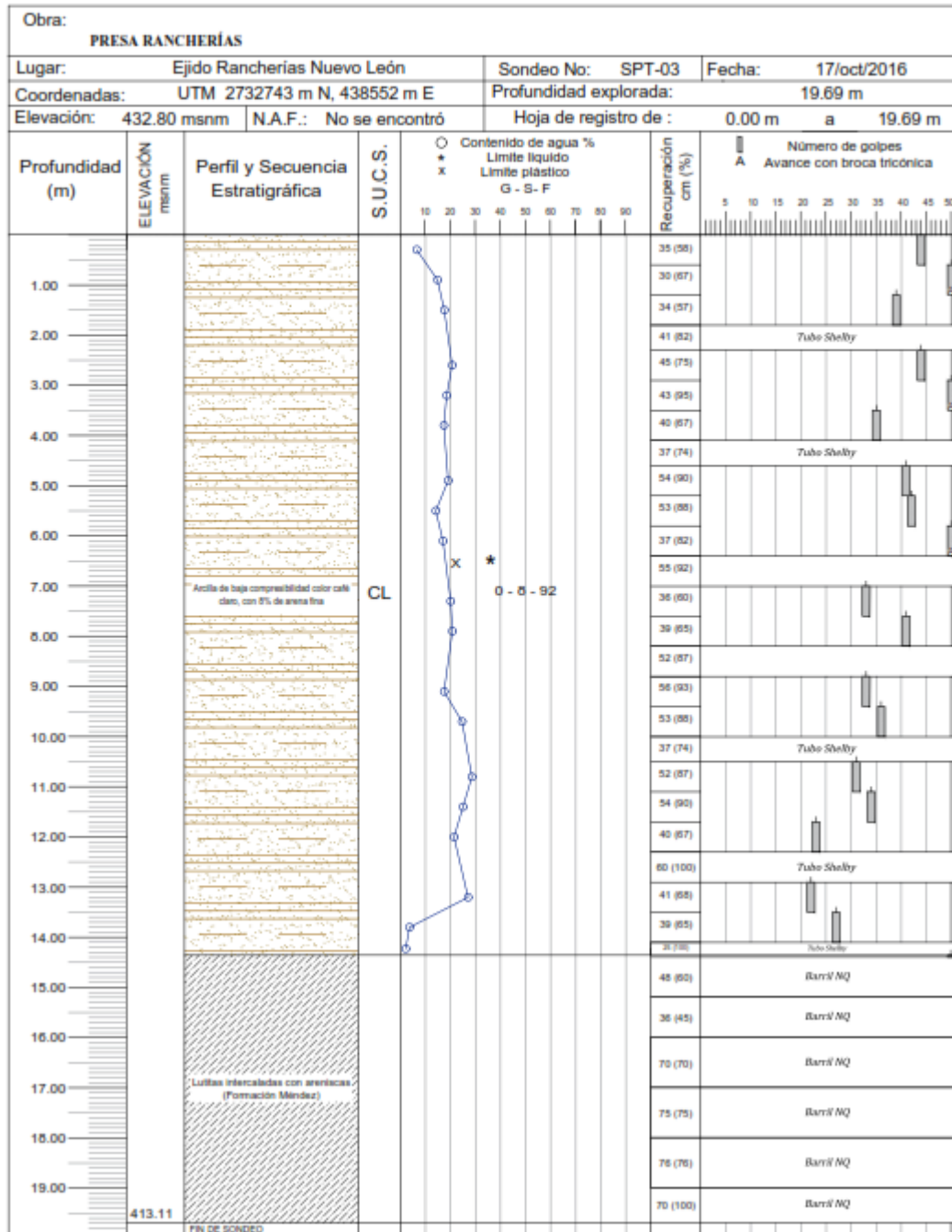
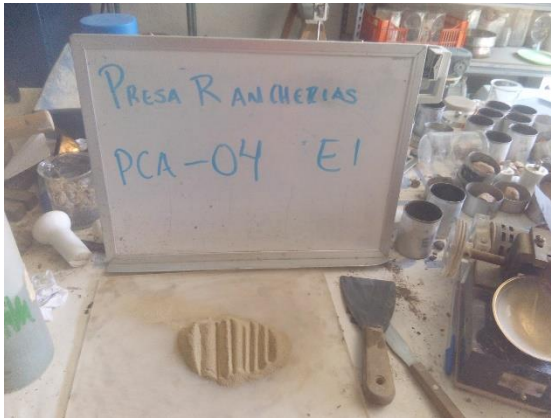


Figura III.18 Registro de exploración del sondeo SPT-3



Fotografía III.34 Material del PCA-04 después de secado.



Fotografía III.35 Preparación del material para los límites de consistencia.



Fotografía III.36 Material para prueba de límite líquido en copa de Casagrande.



Fotografía III.37 Prueba de límite líquido en copa de Casagrande.



Fotografía III.38 Probetas para prueba de compresión triaxial.



Fotografía III.39 Prueba de compresión simple.



Fotografía III.40 Prueba de compresión triaxial.



Fotografía III.41 Probeta despues del la prueba de compresión triaxial.

IV. ESTUDIOS DE PELIGRO SÍSMICO

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

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

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

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

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

| Temblor | a_0 | c | $T_a(s)$ | $T_b(s)$ | r |
|----------|-------|------|----------|----------|------|
| 475 años | 0.03 | 0.07 | 0.1 | 0.25 | 0.85 |
| 950 años | 0.045 | 0.11 | 0.1 | 0.25 | 0.90 |

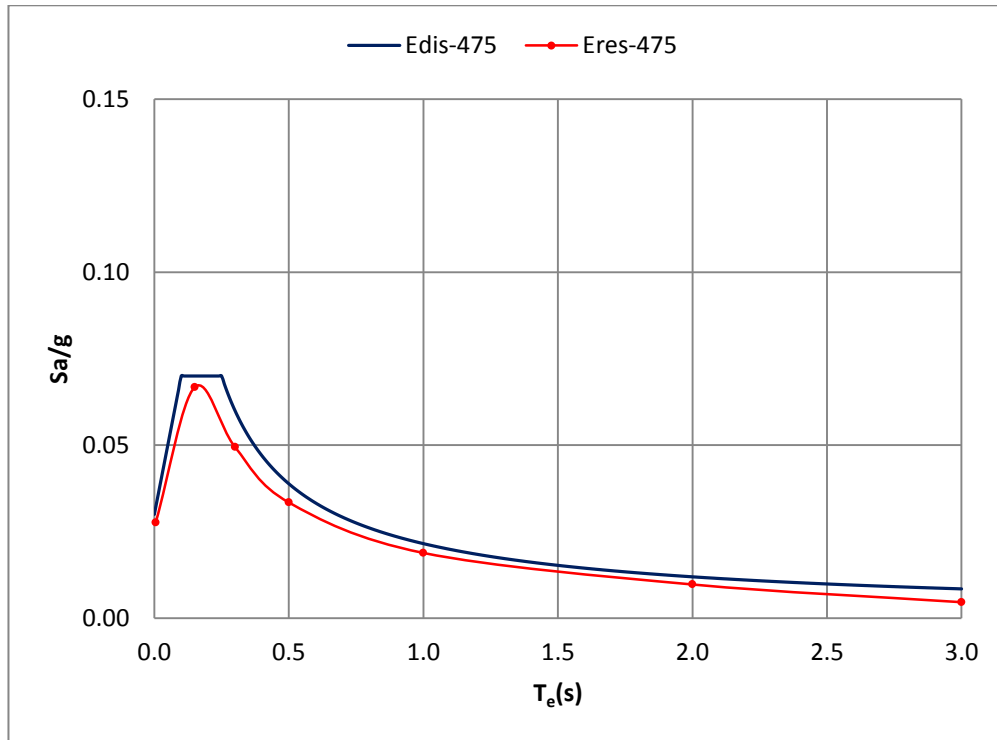


Figura III.19 Espectro de diseño vs espectro de respuesta horizontal para $T_r=475$ años.

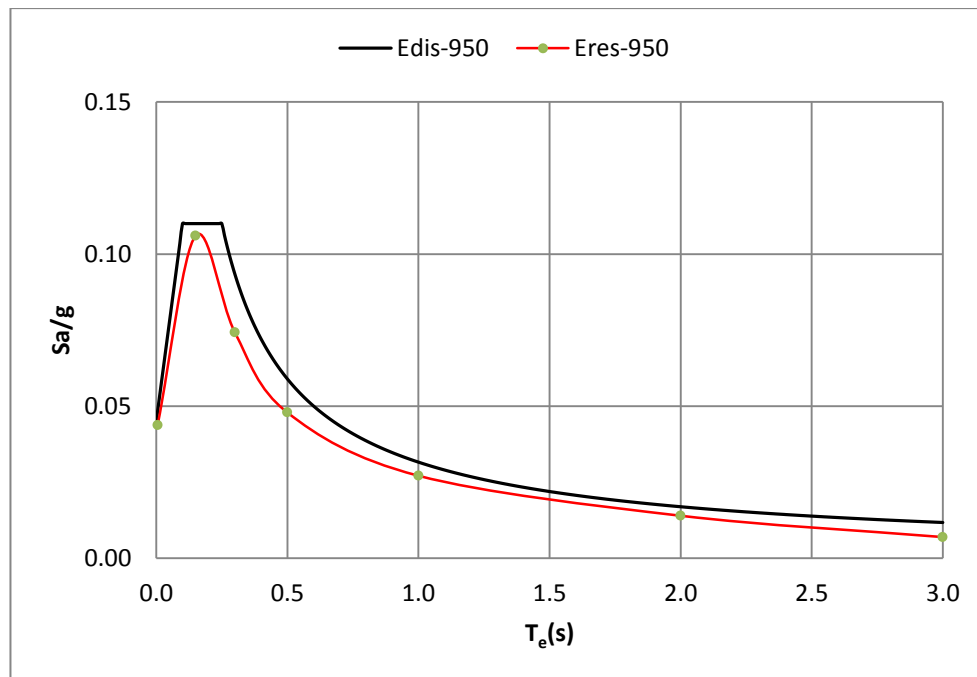


Figura III.20 Espectro de diseño vs espectro de respuesta horizontal para $T_r=950$ años.

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

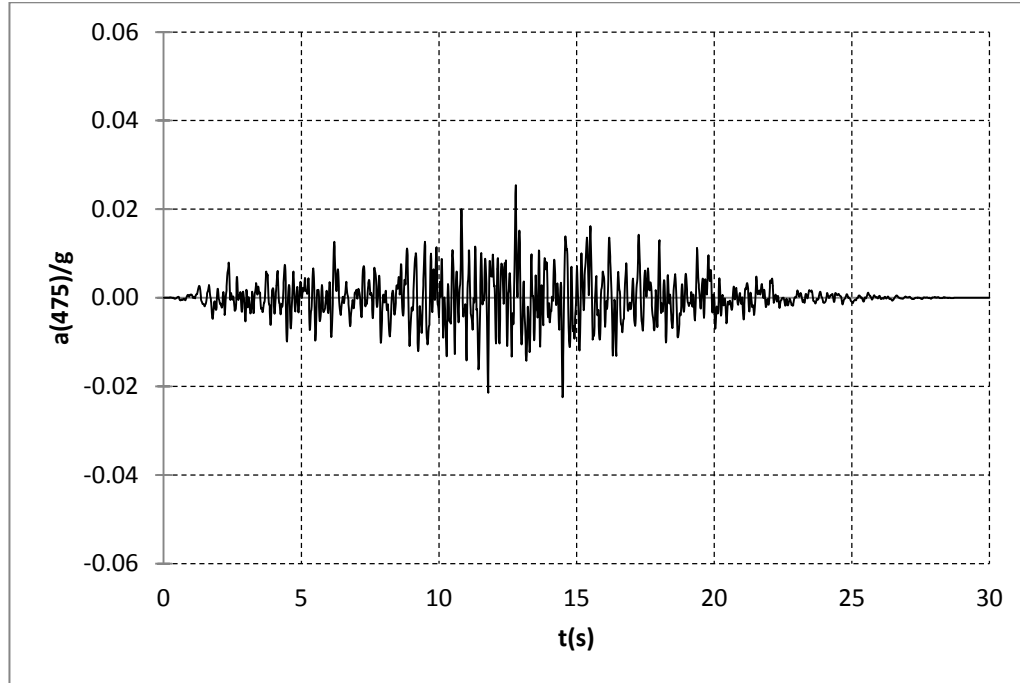


Figura III.21 Acelerograma sintético horizontal para $T_r= 475$ años.

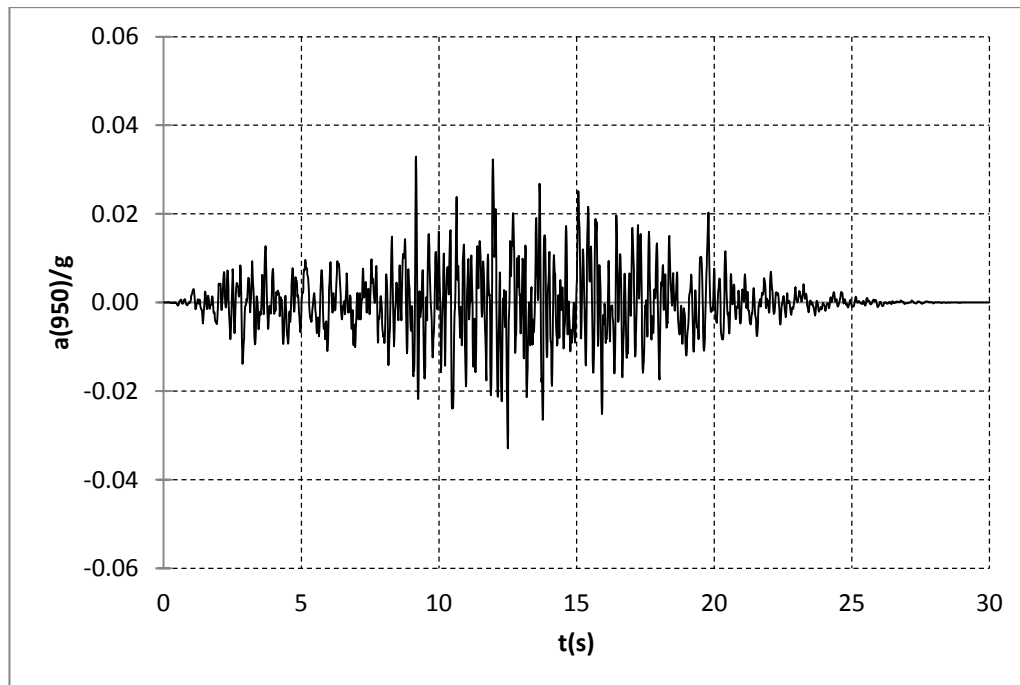


Figura III.22 Acelerograma sintético horizontal para $t_r= 950$ años.

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

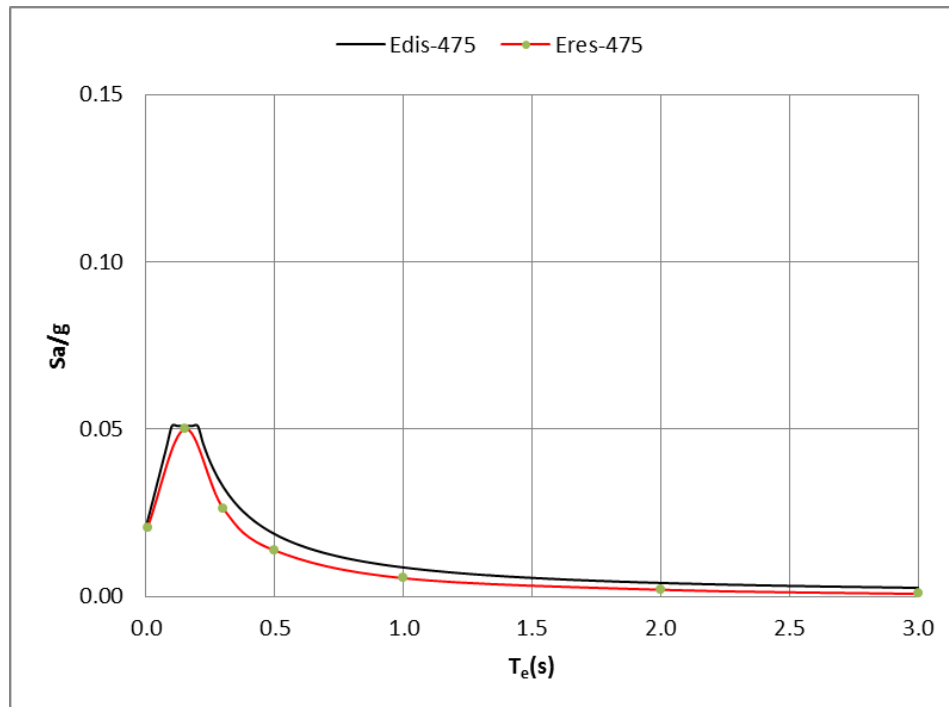


Figura III.23 Espectro de diseño vs espectro de respuesta vertical para Tr= 475 años.

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

| Temblor | a_0 | c | $T_a(s)$ | $T_b(s)$ | r |
|----------|--------------|--------------|------------|------------|-----|
| 475 años | 0.021 | 0.051 | 0.1 | 0.2 | 1.1 |
| 950 años | 0.033 | 0.081 | 0.1 | 0.2 | 1.2 |

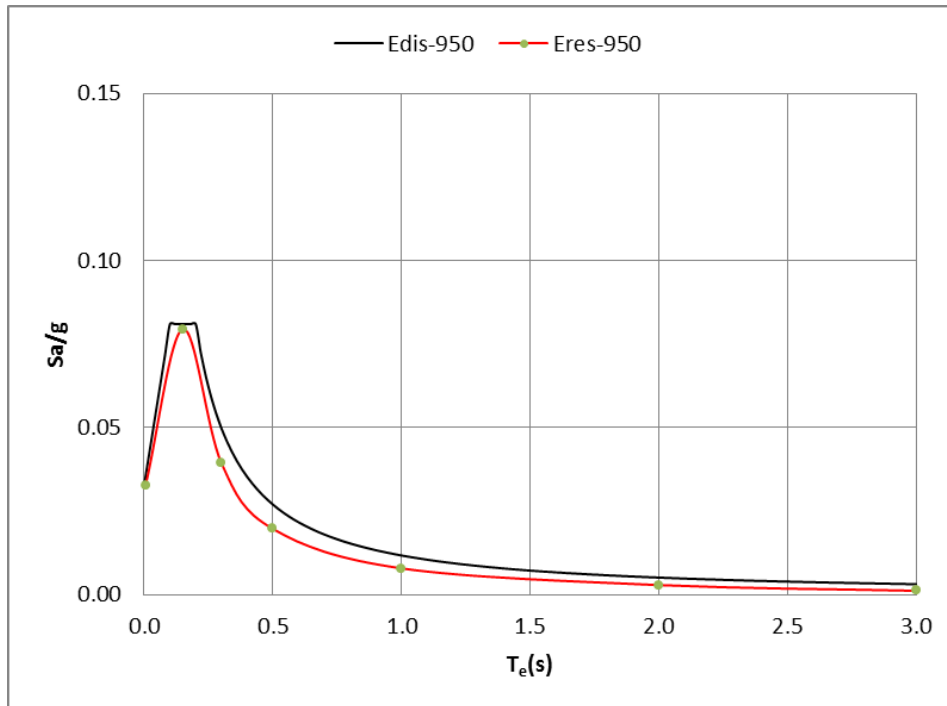


Figura III.24 Espectro de diseño vs espectro de respuesta vertical para $T_r= 950$ años.

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

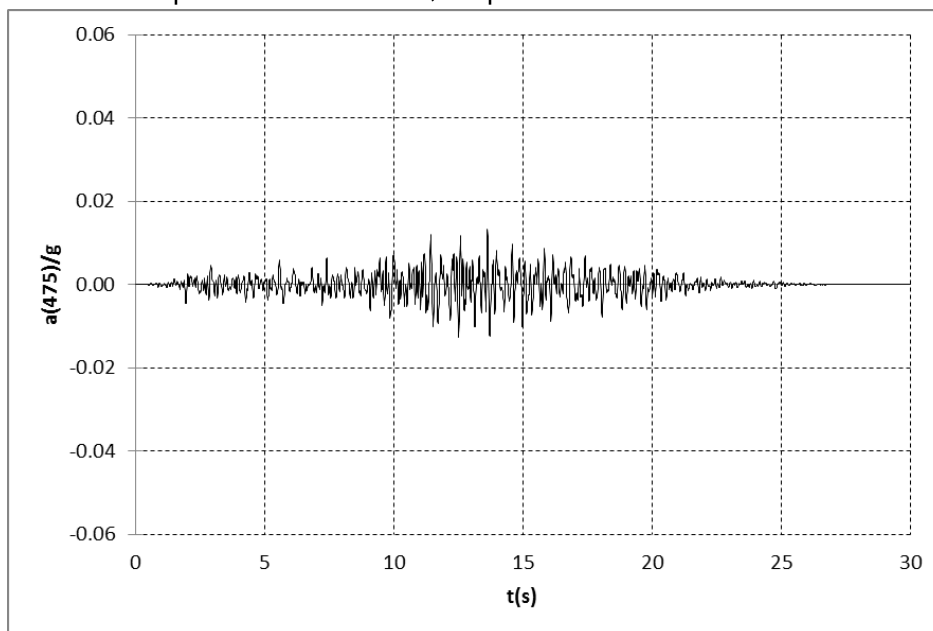


Figura III.25 Acelerograma sintético vertical para $T_r= 475$ años.

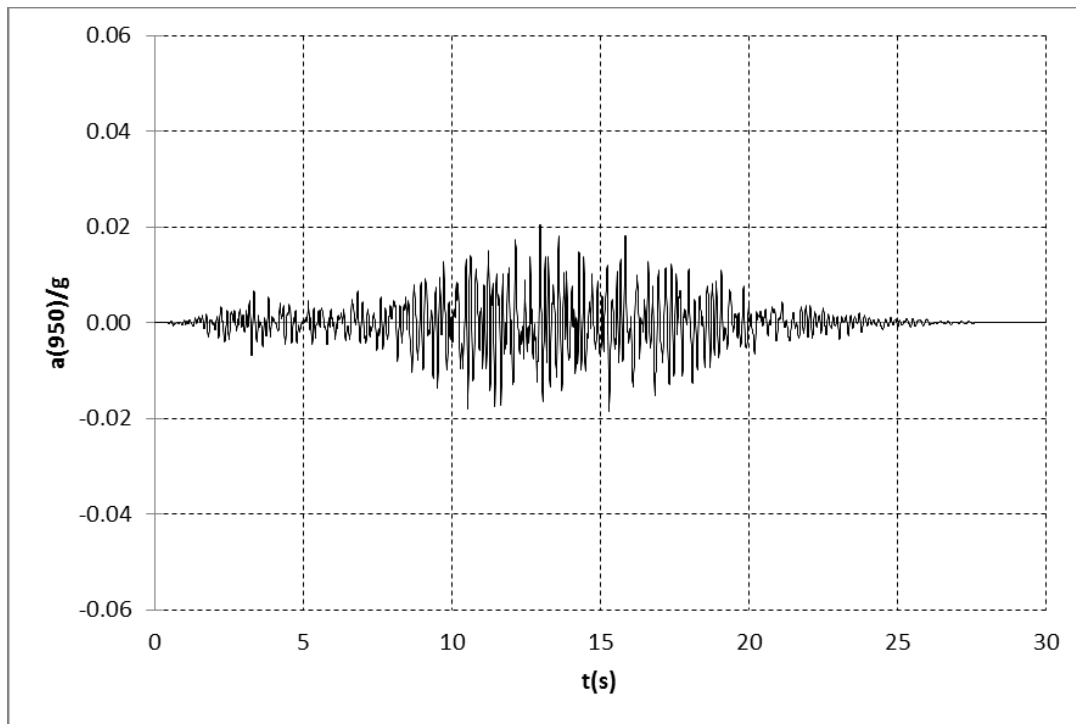


Figura III.26 Acelerograma sintético vertical para $T_r= 950$ años.

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

V. REVISIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA

V.1 Actualización hidrológica

La actualización hidrológica de la cuenca de aportación de la presa Rancherías con ID 2664, incluyó las siguientes actividades:

- Delimitación de la cuenca de aportación.
- Determinar las características fisiográficas necesarias para aplicar un modelo lluvia-escorrentamiento.
- Cálculo de la avenida de diseño con información climatológica.

En los apartados siguientes se describen con detalle los cálculos y la metodología seguida para tales fines.

V.2 Características fisiográficas de la cuenca

La cuenca de la presa Rancherías tiene una superficie de 12.643 km^2 , su centroide se localiza en las coordenadas geográficas $24^{\circ}42'30''$ Latitud Norte y $99^{\circ}36'31''$ Longitud Oeste, tiene una pendiente de 0.00415 y es de orden 6.

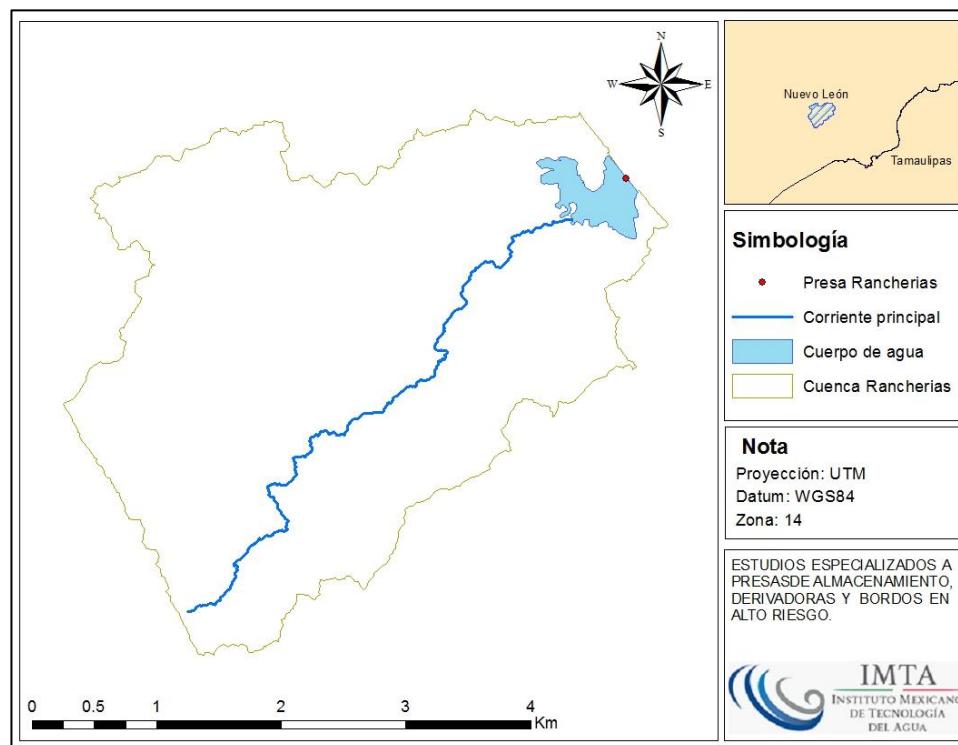


Figura V.1 Cuenca y corriente principal.

V.2.1 Delimitación de la cuenca

La cuenca de la presa Rancherías tiene una superficie de 12.643 km², se localiza dentro del municipio de Linares, en el estado de Nuevo León. 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.

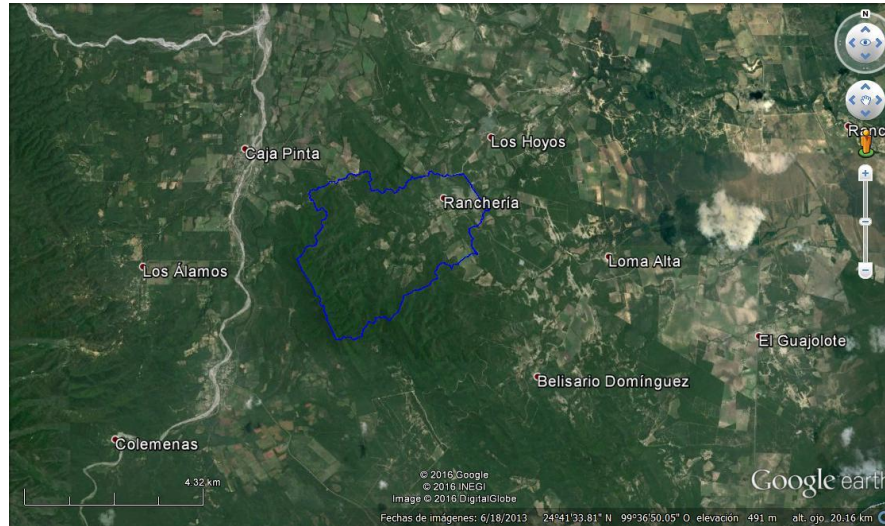


Figura V.2 Imagen satelital de la cuenca de la presa Rancherías (Google Earth).

La delimitación de la cuenca se realizó aplicando técnicas de interpretación asistida por computadora que tuvieron como insumos la siguiente información:

- Modelo digital del terreno
- Mapa de curvas de nivel escala 1:50,000
- Red hidrográfica interconectada
- Mapa de ubicación de la cortina de la presa.
- Imagen de satélite de alta resolución.

La corriente principal se determinó utilizando el criterio de orden de corriente (Figura V.3), siendo este de orden 5.

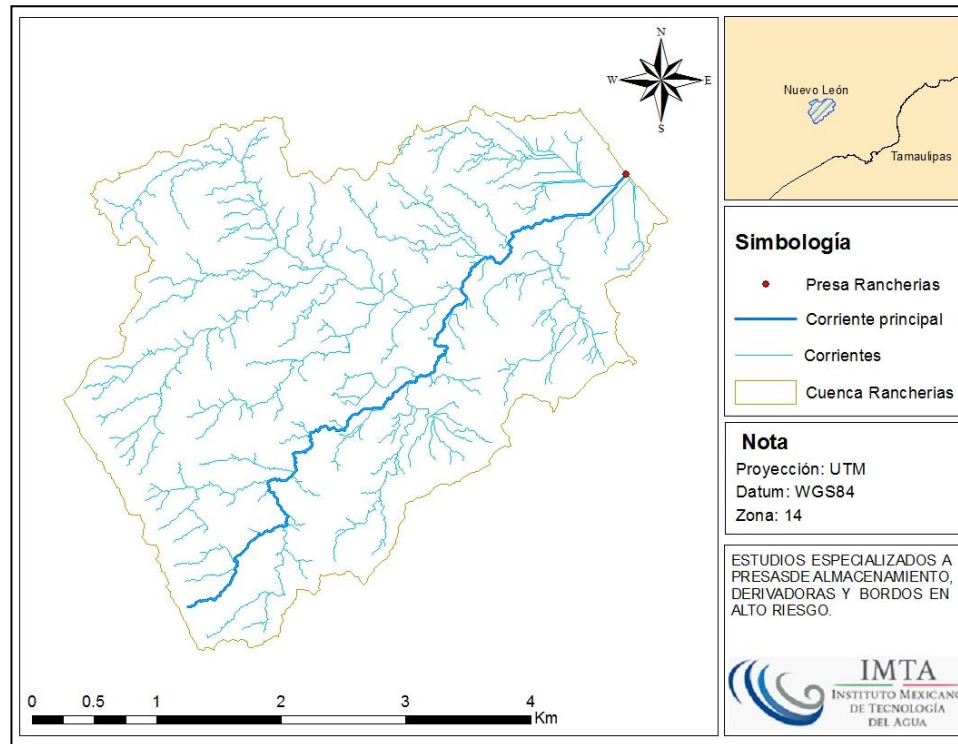


Figura V.3 Cuenca y ríos en la cuenca de la presa Rancherías.

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

El cauce principal tiene una longitud hasta el sitio de la obra en estudio de 6.875 kilómetros, la pendiente media del cauce principal se determinó con el método de Taylor y Schwarz, el cual propone calcular la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme, entonces dividiendo el cauce principal del río en “m” tramos iguales de longitud Δx , se obtiene:

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (V.1)$$

Dónde:

S es la pendiente media del cauce adimensional

H es la diferencia entre la elevación mayor y la elevación menor en metros

L es la longitud medida en planta del cauce en metros

$$S = \left[\frac{6875.911}{106740.21} \right]^2 = 0.00415 \quad (V.2)$$

En la Figura V.4 se muestra el perfil del escurrimiento principal y, aplicando la ecuación (V.1) se tiene como resultado la ecuación (V.2) con una pendiente media de 0.00415.

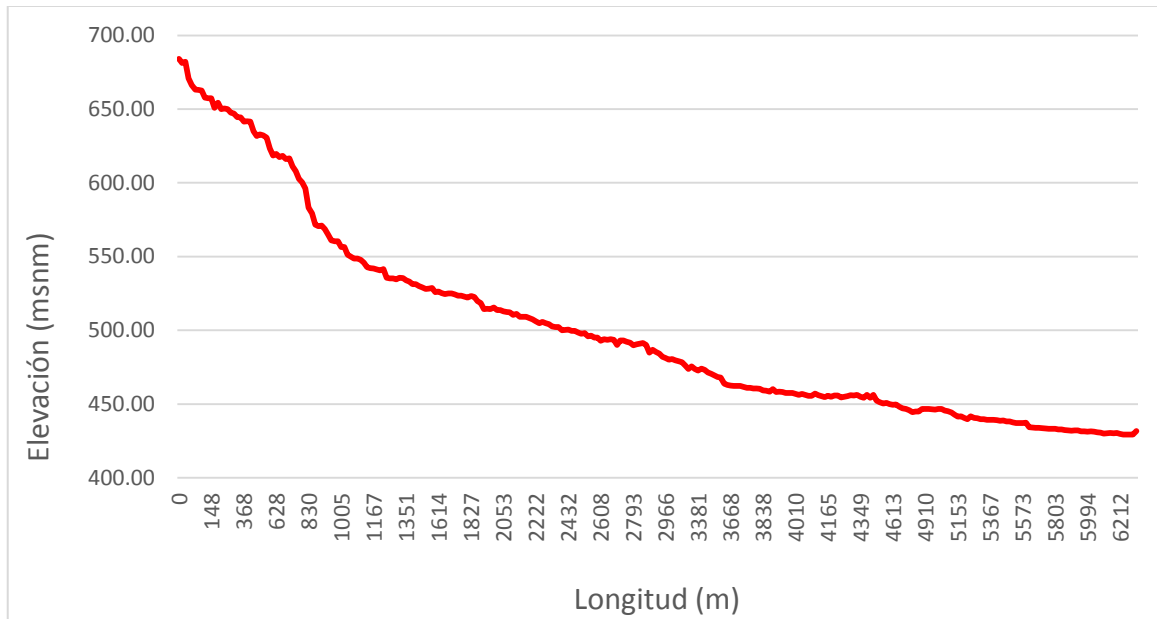


Figura V.4 Perfil del escurrimiento principal km 0+000 al km 6+875.91.

Para el cálculo del tiempo de concentración se utilizó el método de Kirpich, cuya fórmula es:

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

Donde:

S es la pendiente del cauce principal adimensional

L es la longitud del cauce principal en metros

t_c tiempo de concentración en horas

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

$$t_c = 0.0003245 \frac{(6875.91)^{0.77}}{(0.00415)^{0.385}} = 2.416 \quad (V.4)$$

Por lo que el tiempo de concentración es 2.416 horas, con una velocidad media de 1.265 m/s calculada con el método sección-pendiente. Posteriormente se calcula el tiempo de retraso con la ecuación (V.5):

$$t_r = 0.6t_c \quad (V.5)$$

Al sustituir los valores da como resultado:

$$t_r = 0.6(2.416) = 1.449 \quad (V.6)$$

Por lo que se tiene un tiempo de retraso de 1.449 horas.

V.2.3 Uso y tipo de suelo, número de curva y coeficiente de escurrimiento

Tomando como referencia la metodología y la carta de INEGI de uso de suelo y vegetación (escala 1:15,000), se realizó la clasificación de las imágenes de satélite y el mapa detallado de edafología (Figura V.5).

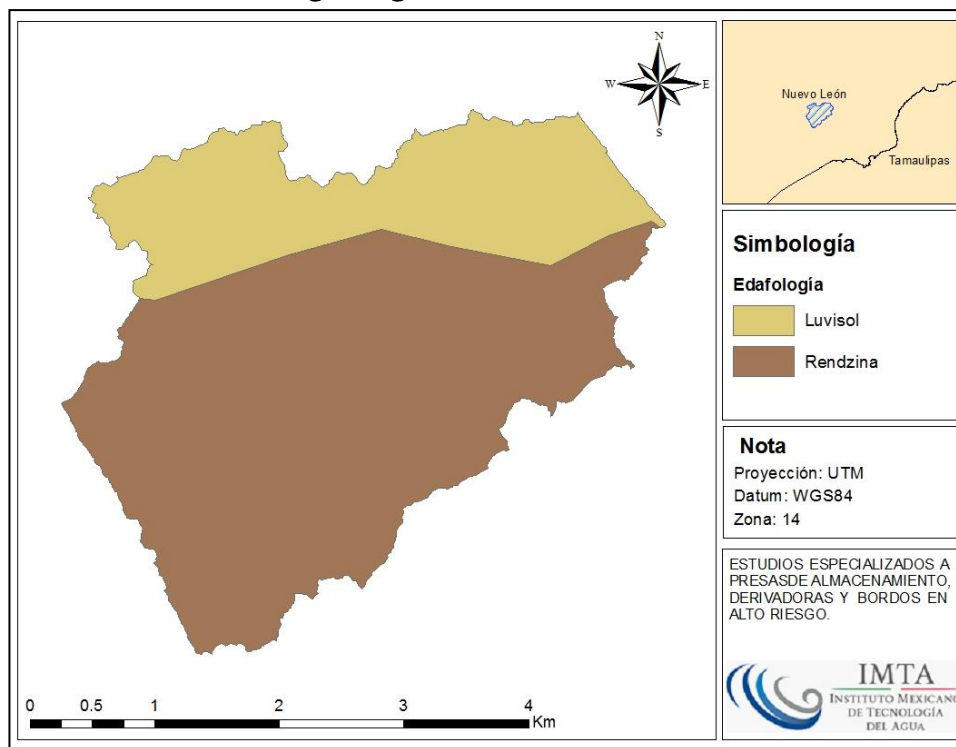


Figura V.5 Distribución de edafología en la cuenca de acuerdo con INEGI.

En la cuenca se presentan tres tipos de suelo de acuerdo a su clasificación edafológica que presenta la carta de INEGI escala 1:250,000, los cuales son: Luvisol Crómico y Rendzina. En la Tabla V.1 se resumen los datos principales correspondientes a la clasificación hidrológica de acuerdo al tipo de suelo.

Tabla V.1 Clasificación hidrológica de acuerdo al tipo de suelo.

| Tipo | Área km ² | Tipo hidrológico de suelo | Permeabilidad | % |
|-----------------|-------------------------|------------------------------|---------------|-------|
| Luvisol Crómico | 3.731 | C | Moderada | 29.52 |
| Rendzina | 8.911 | C | Moderada | 70.48 |

Las características de los tipos de suelo dentro de la cuenca son:

- Luvisol Crómico: abarca el 29.52% de la superficie de la cuenca, son suelos que se encuentran en zonas templadas o tropicales lluviosas, la vegetación es generalmente de bosque o selva y se caracterizan por tener un enriquecimiento de arcilla en el subsuelo. Se destinan principalmente a la agricultura con rendimientos moderados, con pastizales cultivados o inducidos pueden dar buenas utilidades en la ganadería. Son suelos con alta susceptibilidad a la erosión.
- Rendzina: el cual predomina en la cuenca con 70.48% de la superficie de la cuenca, estos suelos se presentan en climas semiáridos, tropicales o templados. Se caracterizan por tener una capa superficial abundante en materia orgánica y muy fértil que descansa sobre roca caliza o materiales ricos en cal. Generalmente las rendzinas son suelos arcillosos y poco profundos por debajo de los 25 cm pero llegan a soportar vegetación de selva alta perennifolia. Si se desmontan se pueden usar en la ganadería con rendimientos bajos a moderados pero con gran peligro de erosión en laderas y lomas. El uso forestal de estos úselos depende de la vegetación que presente.

Por otro lado, de acuerdo con información del uso de suelo de INEGI escala 1:50,000 en la cuenca predomina el Matorral Submontano (64.63%) y Pastizal Cultivado (32.92%), el resto de la cuenca queda integrado como se presenta en la Figura V.6.

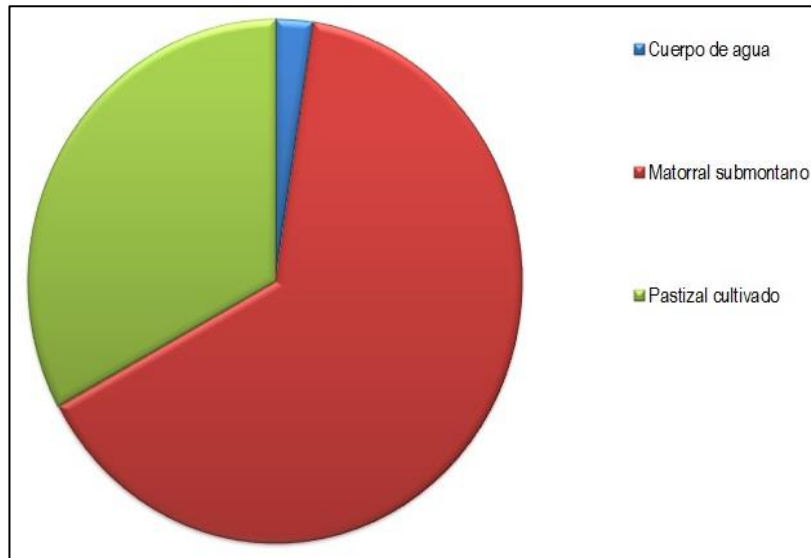


Figura V.6 Cobertura de suelo en la cuenca.

En la Tabla V.2 se muestra el Número de Curva (CN) según la cobertura para el cálculo del escurrimiento, con lo que se obtiene el CN ponderado para la presa Rancherías que es 74.34.

Tabla V.2 Número de curva según la cobertura de suelo.

| Uso de suelo | Tipo de suelo | Área (km ²) | CN |
|---------------------|-----------------|-------------------------|----|
| Cuerpo de Agua | Luvisol Crómico | 0.29 | 10 |
| Matorral Submontano | Luvisol Crómico | 1.79 | 71 |
| Pastizal Cultivado | Luvisol Crómico | 1.65 | 79 |
| Cuerpo de Agua | Rendzina | 0.01 | 10 |
| Matorral Submontano | Rendzina | 6.38 | 71 |
| Pastizal Cultivado | Rendzina | 2.52 | 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 (V.7):

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{508}{CN} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{CN} - 20.32} \quad (V.7)$$

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 (V.8)

$$C_e = \frac{P_e}{P} \quad (V.8)$$

Donde:

C_e = Coeficiente de escurrimiento.

P_e = Lluvia efectiva en *mm*

P = Altura de lluvia total en *mm*

En la Tabla V.3 se muestran los coeficientes de escurrimiento calculados para diferentes periodos de retorno.

Tabla V.3 Coeficientes de escurrimiento medio para cada período de retorno.

| Tr (años) | P(mm) | Pe (mm) | Ce |
|---------------|--------|---------|------|
| 2 | 96.26 | 37.25 | 0.39 |
| 5 | 126.60 | 60.47 | 0.48 |
| 10 | 146.69 | 76.94 | 0.52 |
| 20 | 165.95 | 93.31 | 0.56 |
| 50 | 190.89 | 115.14 | 0.60 |
| 100 | 209.58 | 131.86 | 0.63 |
| 200 | 228.20 | 148.77 | 0.65 |
| 500 | 252.76 | 171.37 | 0.68 |
| 1,000 | 271.33 | 188.64 | 0.70 |
| 2,000 | 289.89 | 206.04 | 0.71 |
| 5,000 | 314.42 | 229.21 | 0.73 |
| 10,000 | 332.97 | 246.85 | 0.74 |

V.3 Hidrometría y climatología

Para poder llevar a cabo la caracterización climática de la zona de estudio, así como la construcción del modelo hidrológico para la determinación de la avenida de diseño, es necesario contar con la información de precipitación, por lo que se recabó la información de precipitación de las estaciones cercanas a la zona de estudio.

V.3.1 Análisis de información hidrométrica

Debido a la falta de datos por la no existencia de estaciones hidrométricas en la cuenca, el cálculo de la avenida de diseño no se llevó a cabo por métodos directos.

V.3.2 Análisis de información climatológica

Para la determinación de las avenidas de diseño se consideraron el análisis de frecuencia de lluvias y las relaciones lluvia-escorrentía, por lo que en este apartado se realiza el análisis de la información climatológica disponible.

Estaciones climatológicas

Dentro de la cuenca no se encuentran estaciones climatológicas o hidrométricas; no obstante, alrededor de ésta se localizan cinco estaciones climatológicas que se enlistan en la Tabla V.4 y se muestra en la Figura V.7:

Tabla V.4 Estaciones climatológicas cercanas a la presa Rancherías.

| Clave | Tipo | Nombre | Coordenadas | | |
|-------|---------------|------------------|-------------|------------|---------|
| | | | Latitud | Longitud | Altitud |
| 19100 | Climatológica | San Francisco la | 24.691389 | -99.6675 | 514 |
| 19147 | Climatológica | Las Crucitas | 24.781111 | -99.697778 | 500 |
| 19149 | Climatológica | La Granja | 24.6475 | -99.544167 | 374 |
| 28059 | Climatológica | Magueyes | 24.566667 | -99.551111 | 435 |
| 28060 | Climatológica | Villa Mainero | 24.545556 | -99.616667 | 492 |

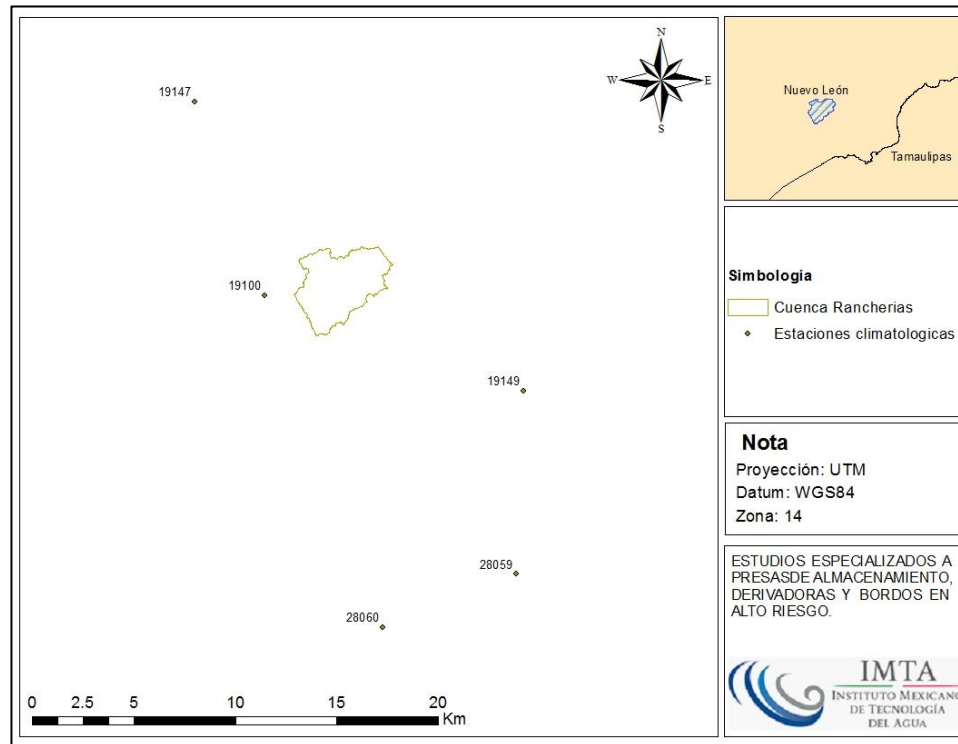


Figura V.7 Ubicación de las estaciones climatológicas.

Ya con las estaciones climatológicas ubicadas, se obtuvo la información de la base de datos climatológica Nacional CLICOM (Climate Computing Project), la cual presenta la precipitación máxima anual en 24 horas y es indispensable para el análisis de los diferentes periodos de retorno. La información disponible de las estaciones climatológicas alrededor de la cuenca muestran un periodo de observación variable de datos; las estaciones con más datos son la 28059 y la 28069 ambas con período continuo de 50 años y la de menor cantidad de datos es la 19149 con solo 14 años de registro (Tabla V.5).

Es importante considerar que para poder realizar una deducción con una interpolación polinomial por mínimos cuadrados se necesitan más de dos estaciones con registros continuos.

Tabla V.5 Precipitación máxima anual en las estaciones, con una duración de 24 horas.

| Año | 19100 | 19147 | 19149 | 28059 | 28060 |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1964 | | | | 93 | 94 |
| 1965 | | | | 92.3 | 99 |
| 1966 | | | | 92.4 | 102.8 |
| 1967 | | | | 175.8 | 222.5 |
| 1968 | | | | 101.6 | 63 |
| 1969 | | | | 92.3 | 62 |
| 1970 | | | | 129 | 90 |
| 1971 | | | | 92.2 | 86.5 |
| 1972 | | | | 120 | 85 |
| 1973 | | | | 103.5 | 127 |
| 1974 | | | | 139 | 110 |
| 1975 | | | | 125.8 | 100 |
| 1976 | | | | 86.5 | 90 |
| 1977 | 120.0 | | | 65 | 91.5 |
| 1978 | 140.0 | | | 96.2 | 75 |
| 1979 | 59.0 | | | 82.4 | 62.5 |
| 1980 | 73.0 | | | 83.6 | 131 |
| 1981 | 90.0 | | | 80.6 | 110 |
| 1982 | 58.5 | | | 80.8 | 40 |
| 1983 | 83.0 | | | 77 | 77 |
| 1984 | 47.0 | | | 45.5 | 97 |
| 1985 | 92.0 | | | 48.8 | 57 |
| 1986 | 109.0 | | | 100 | 125 |
| 1987 | | | | 93 | 80 |
| 1988 | | | | 181 | 185 |
| 1989 | | | | 114.1 | 92 |
| 1990 | | | | 111 | 97 |
| 1991 | | | | 75 | 87 |
| 1992 | | | | 65 | 142 |
| 1993 | | | | 72.5 | 62 |
| 1994 | | | | 80.5 | 110 |
| 1995 | | | | 95.5 | 140 |
| 1996 | | | | 89 | 111 |
| 1997 | 114.5 | 83 | 50 | 118 | 75 |
| 1998 | 128.5 | 102 | 85 | 88.5 | 54 |
| 1999 | | 122.5 | 80 | 26.5 | 24 |
| 2000 | 108.0 | 129 | 80 | 57.3 | 126 |
| 2001 | 95.3 | 113 | 175 | 117 | 133 |
| 2002 | 135.0 | 131 | 100 | 188.7 | 220 |
| 2003 | 120.0 | 141 | 171 | 67 | 200.6 |
| 2004 | 73.5 | 94.5 | 80 | 107 | 130 |
| 2005 | 121.0 | 172 | 175 | 131.8 | 107 |
| 2006 | | 53 | 80 | 80.5 | 71 |
| 2007 | | 91 | 100 | 100 | 135 |
| 2008 | 81.5 | 186.5 | 75 | 81.6 | 140 |
| 2009 | 70.5 | 126.5 | 110 | 73 | 56 |
| 2010 | 179.0 | 73 | 50 | 247.5 | 80.5 |
| 2011 | 91.0 | 136 | | 59.5 | 69.5 |
| 2012 | 103.0 | 168 | | 88 | 75 |

| Año | 19100 | 19147 | 19149 | 28059 | 28060 |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 2013 | 134.0 | | | 209 | 89 |

Homogeneidad e Independencia

Se realizaron las pruebas de independencia y homogeneidad, para asegurar que no existan inconsistencias en el registro de los datos, en la serie de datos las estaciones 19100, 19147, 19149, 28059, y 28060, que son las estaciones climatológicas que tienen mayor influencia en la zona de estudio de acuerdo al análisis realizado con el método de los polígonos de Thiessen (Figura V.13).

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:

$$-\sqrt{n_j - 1} \leq (S - C) \leq \sqrt{n_j - 1} \quad (V.9)$$

Donde:

n_j : Número de datos

S: Secuencia

C: Cambio

Resultados de la prueba de cada estación analizada

Estación 19100

Número de datos de la prueba n_j : 24

Número de secuencias S: 13

Número de cambios C: 10

(S-C): 3

$-4.80 \leq (3) \leq 4.80$La muestra es homogénea

Estación 19147

Número de datos de la prueba n_j : 18

Número de secuencias S: 8

Número de cambios C: 9

(S-C): -1

$-4.12 \leq (-1) \leq 4.12$La muestra es homogénea

Estación 19149

Número de datos de la prueba n_j : 18

Número de secuencias S: 10

Número de cambios C: 7

(S-C): 3

$-4.12 \leq (3) \leq 4.12$La muestra es homogénea

Estación 28059

Número de datos de la prueba n_j : 50

Número de secuencias S: 24

Número de cambios C: 25

(S-C): -1

$-7.00 \leq (-1) \leq 7.00$La muestra es homogénea

Estación 28060

Número de datos de la prueba n_j : 50

Número de secuencias S: 28

Número de cambios C: 21

(S-C): 7

$-7.00 \leq (7) \leq 7.00$La muestra no es homogénea

Prueba t de Student

Si se considera una serie x_i para $i=1, 2,3,\dots,n$ de un sitio, la cual se divide en 2 conjuntos de tamaño $n_1=n_2=n/2$, entonces la prueba se define con la expresión:

$$t_d = \frac{x_1 - x_2}{\left[\frac{n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (V.10)$$

Donde:

x_1, S_1 : Media y varianza del primer conjunto de registro n_1 .

x_2, S_2 : Media y varianza del primer conjunto de registro n_2 .

Si y solo si el valor absoluto de t_d 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 19100

Conjunto 1:

$n_1=12$

$X_1=92.875$

$S_1=29.983$

Conjunto 2:

$n_2=12$

$X_2=109.317$

$S_2=30.914$

Valor del estadístico de prueba $t_d = -1.266$

Grados de libertad= 22

Valor t de Student: 2.047

Como $t_d < t$ de Student la muestra es homogénea

Estación 19147

Conjunto 1:

$n_1=9$

$X_1=34.804$

$S_1=9.372$

Conjunto 2:

$n_2=9$

$X_2=35.434$

$S_2=8.882$

Valor del estadístico de prueba $t_d = -0.138$

Grados de libertad= 16

Valor t de Student: 2.120

Como $t_d < t$ de Student la muestra es homogénea

Estación 19149

Conjunto 1:

$n_1=9$

$X_1=30.032$

$S_1=8.295$

Conjunto 2:

$n_2=9$

$X_2=32.873$

$S_2=9.055$

Valor del estadístico de prueba $t_d = -0.654$

Grados de libertad=16

Valor t de Student: 2.120

Como $t_d < t$ de Student la muestra es homogénea

Estación 28059

Conjunto 1:

$$n_1=25$$

$$X_1=32.840$$

$$S_1=6.816$$

Conjunto 2:

$$n_2=25$$

$$X_2=28.715$$

$$S_2=10.200$$

Valor del estadístico de prueba $t_d=1.647$

Grados de libertad=48

Valor t de Student: 2.011 Como $t_d < t$ de Student la muestra es homogénea

Estación 28060

Conjunto 1:

$$n_1=25$$

$$X_1=32.161$$

$$S_1=8.651$$

Conjunto 2:

$$n_2=25$$

$$X_2=30.705$$

$$S_2=9.953$$

Valor del estadístico de prueba $t_d= 0.541$

Grados de libertad=48

Valor t de Student: 2.011 Como $t_d < t$ de Student la muestra es homogénea

Prueba de Cramer

Esta prueba se utiliza con el propósito de verificar la homogeneidad en el registro x_i 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 n_{60} (el 60% de los últimos valores de la muestra n) y el tercero del tamaño n_{30} (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.

$$t_w = \left(\frac{n_w(n_j - 2)}{n_j - n_w[1 + (\tau_w^j)^2]} \right)^{\frac{1}{2}} |\tau_w^j| \quad (V.11)$$

$$\tau_{60}^j = \frac{\bar{x}_{60} - \bar{x}}{S_x} \quad (V.12)$$

$$\tau_{30}^j = \frac{\bar{x}_{30} - \bar{x}}{S_x} \quad (V.13)$$

Donde:

\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 19100

Conjunto 1 (60% de la muestra):

Conjunto 2: (30% de la muestra)

$$n_1=14$$

$$n_2=7$$

$$X_1=111.057$$

$$X_2=111.429$$

$$\tau_{60}=0.32192$$

$$\tau_{30}=0.33392$$

$$t_{60}=11.59769$$

$$t_{30}=3.17050$$

Valor t de Student: 2.09

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

Estación 19147

Conjunto 1 (60% de la muestra):

Conjunto 2: (30% de la muestra)

$$n_1=11$$

$$n_2=5$$

$$X_1=37.092$$

$$X_2=36.354$$

$$\tau_{60}=0.22252$$

$$\tau_{30}=0.13928$$

$$t_{60}=6.06679$$

$$t_{30}=0.86355$$

Valor t de Student: 2.15

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

Como $t_{30} < t$ de Student la muestra es homogénea

La muestra es no homogénea

Estación 19149

Conjunto 1 (60% de la muestra):

Conjunto 2: (30% de la muestra)

$$n_1=11$$

$$n_2=5$$

$$X_1=33.813$$

$$X_2=26.874$$

$$\tau_{60}=0.27603$$

$$\tau_{30}=-0.53555$$

$$t_{60}=7.88399$$

$$t_{30}=3.70429$$

Valor t de Student: 2.15

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

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

La muestra es no homogénea

Estación 28059

Conjunto 1 (60% de la muestra):

Conjunto 2: (30% de la muestra)

$$n_1=30$$

$$n_2=15$$

$$X_1=29.517$$

$$X_2=30.117$$

$$\tau_{60}=-0.14262$$

$$\tau_{30}=-0.07471$$

$$t_{60}=10.59204$$

$$t_{30}=1.54059$$

Valor t de Student: 2.02

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

Como $t_{30} < t$ de Student la muestra es homogénea
homogénea

La muestra no es

Estación 28060

Conjunto 1 (60% de la muestra):

$n_1=30$

$X_1=31.592$

$\tau_{60}=0.01719$

$t_{60}=1.23807$

Valor t de Student: 2.02

Como $t_{60} > t$ de Student la muestra es homogénea

Como $t_{30} < t$ de Student la muestra es homogénea

Conjunto 2: (30% de la muestra)

$n_2=15$

$X_2=32.109$

$\tau_{30}=0.07303$

$t_{30}=1.50574$

La muestra es 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 las cuatro estaciones cumplen con la homogeneidad.

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

| Clave de estación | Helmert | t de Student | Cramer | Resultados de homogeneidad |
|-------------------|-----------|--------------|--------------|----------------------------|
| 19100 | Homogénea | Homogénea | No homogénea | Homogénea |
| 19147 | Homogénea | Homogénea | No homogénea | Homogénea |
| 19149 | Homogénea | Homogénea | No homogénea | Homogénea |
| 28059 | Homogénea | Homogénea | No homogénea | Homogénea |
| 28060 | Homogénea | Homogénea | 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:

$$r_k = \frac{\sum_{i=1}^{n-k} (x_i - \bar{x})(x_{i+k} - \bar{x})}{\sum_{j=1}^n (x_j - \bar{x})^2}, \text{ para } r_0 = 1 \text{ y } k = 1, 2, \dots, \frac{n}{3} \quad (\text{V.14})$$

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 $= \frac{n}{3}$

n : número de datos

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

$$r_k(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{n-k-1}}{n-k} \quad (\text{V.15})$$

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 V.7 Valores de Correlograma de la estación 19100.

| K | r_k | Límite inferior | Límite superior |
|---|--------|-----------------|-----------------|
| 1 | 0.014 | -0.443 | 0.356 |
| 2 | 0.006 | -0.454 | 0.363 |
| 3 | 0.355 | -0.465 | 0.37 |
| 4 | -0.255 | -0.477 | 0.377 |
| 5 | -0.015 | -0.49 | 0.385 |
| 6 | -0.014 | -0.505 | 0.393 |
| 7 | -0.316 | -0.52 | 0.402 |
| 8 | -0.094 | -0.537 | 0.412 |

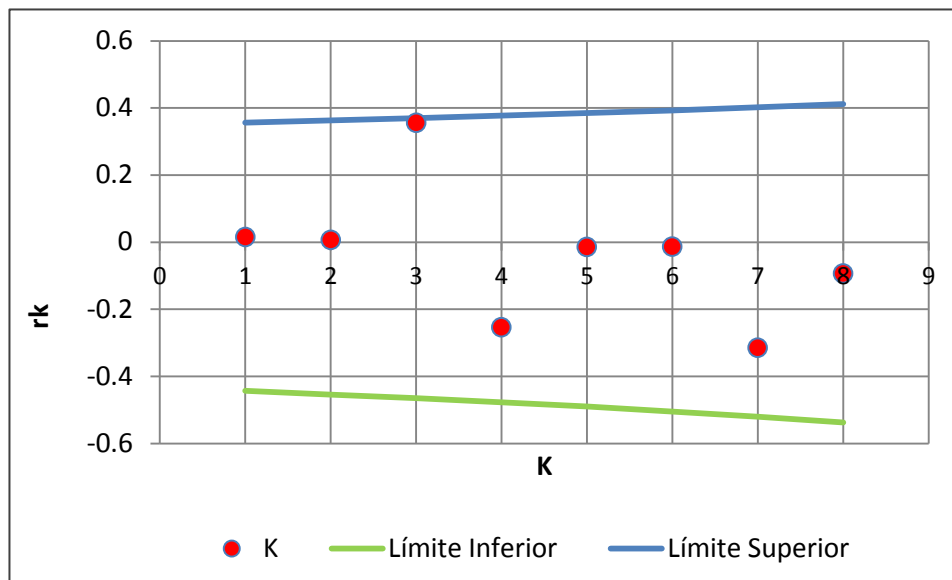


Figura V.8 Correlograma de la estación 19100.

Tabla V.8 Valores de Correlograma de la estación 19147.

| K | r_k | Límite inferior | Límite superior |
|---|--------|-----------------|-----------------|
| 1 | -0.021 | -0.52 | 0.402 |
| 2 | -0.052 | -0.537 | 0.412 |
| 3 | -0.098 | -0.556 | 0.422 |
| 4 | 0.173 | -0.576 | 0.433 |
| 5 | -0.04 | -0.599 | 0.445 |
| 6 | -0.237 | -0.625 | 0.458 |

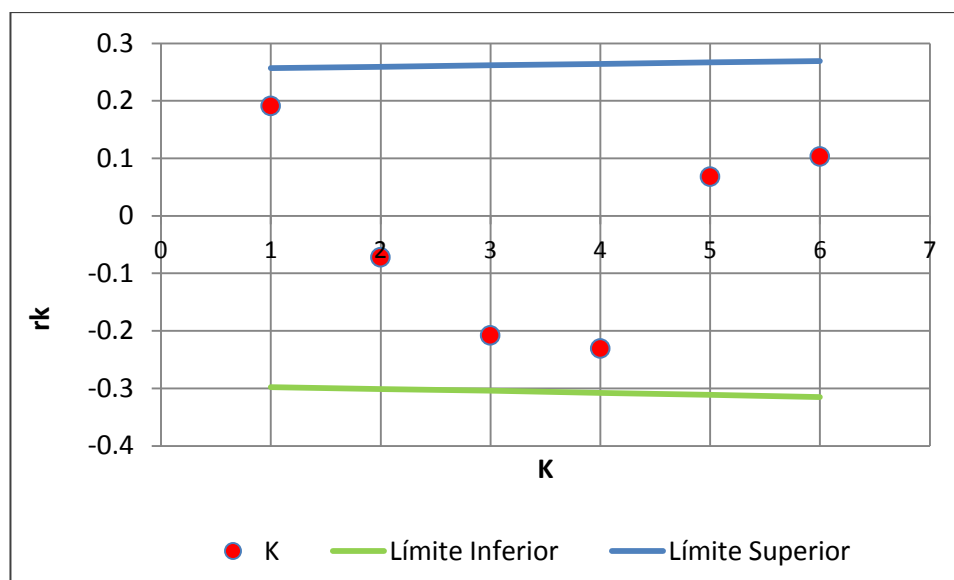


Figura V.9 Correlograma de la estación 19147.

Tabla V.9 Valores de Correlograma de la estación 19149.

| K | r_k | Límite inferior | Límite superior |
|---|--------|-----------------|-----------------|
| 1 | 0.126 | -0.52 | 0.402 |
| 2 | 0.38 | -0.537 | 0.412 |
| 3 | -0.054 | -0.556 | 0.422 |
| 4 | -0.067 | -0.576 | 0.433 |
| 5 | -0.421 | -0.599 | 0.445 |
| 6 | -0.222 | -0.625 | 0.458 |

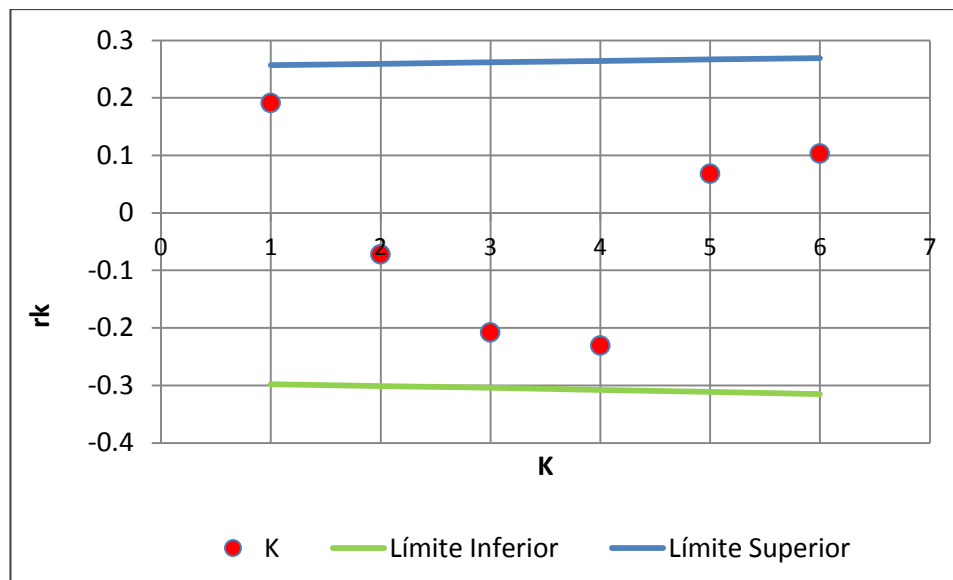


Figura V.10 Correlograma de la estación 19149.

Tabla V.10 Valores de Correlograma de la estación 28059.

| K | r_k | Límite inferior | Límite superior |
|----|--------|-----------------|-----------------|
| 1 | 0.145 | -0.298 | 0.257 |
| 2 | 0.017 | -0.301 | 0.259 |
| 3 | 0.23 | -0.304 | 0.262 |
| 4 | -0.17 | -0.308 | 0.264 |
| 5 | 0.179 | -0.311 | 0.267 |
| 6 | 0.136 | -0.315 | 0.269 |
| 7 | 0.069 | -0.319 | 0.272 |
| 8 | 0.221 | -0.323 | 0.275 |
| 9 | -0.14 | -0.327 | 0.278 |
| 10 | -0.174 | -0.331 | 0.281 |
| 11 | -0.019 | -0.335 | 0.284 |
| 12 | -0.206 | -0.34 | 0.287 |
| 13 | -0.043 | -0.345 | 0.291 |
| 14 | -0.108 | -0.35 | 0.294 |
| 15 | -0.08 | -0.355 | 0.298 |
| 16 | 0.181 | -0.361 | 0.302 |
| 17 | -0.219 | -0.366 | 0.306 |

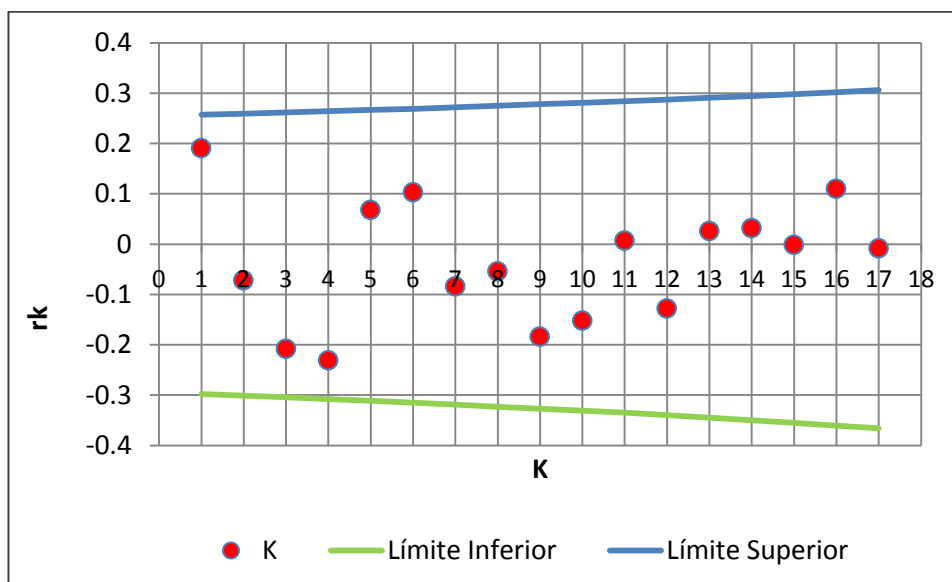


Figura V.11 Correlograma de la estación 28059.

Tabla V.11 Valores de Correlograma de la estación 28060.

| K | r_k | Límite inferior | Límite superior |
|----|--------|-----------------|-----------------|
| 1 | 0.191 | -0.298 | 0.257 |
| 2 | -0.072 | -0.301 | 0.259 |
| 3 | -0.208 | -0.304 | 0.262 |
| 4 | -0.231 | -0.308 | 0.264 |
| 5 | 0.068 | -0.311 | 0.267 |
| 6 | 0.103 | -0.315 | 0.269 |
| 7 | -0.084 | -0.319 | 0.272 |
| 8 | -0.054 | -0.323 | 0.275 |
| 9 | -0.184 | -0.327 | 0.278 |
| 10 | -0.152 | -0.331 | 0.281 |
| 11 | 0.007 | -0.335 | 0.284 |
| 12 | -0.128 | -0.34 | 0.287 |
| 13 | 0.026 | -0.345 | 0.291 |
| 14 | 0.032 | -0.35 | 0.294 |
| 15 | -0.001 | -0.355 | 0.298 |
| 16 | 0.11 | -0.361 | 0.302 |
| 17 | -0.008 | -0.366 | 0.306 |

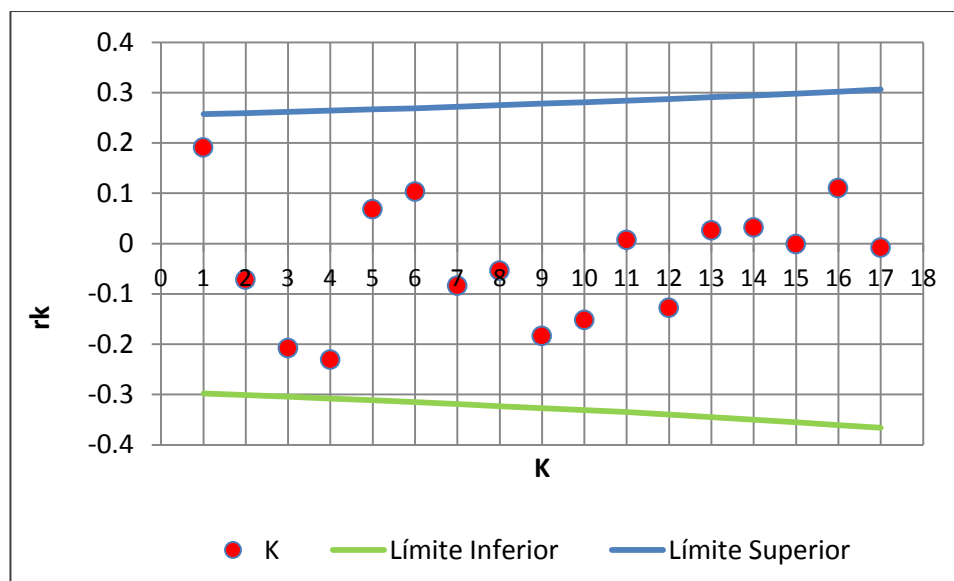


Figura V.12 Correlograma de la estación 28060.

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

Tabla V.12 Resultados de la prueba de Independencia.

| Estación | 19100 | 19147 | 19149 | 28059 | 28060 |
|-----------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Figura | Figura V.8 | Figura V.9 | Figura V.10 | Figura V.11 | Figura V.12 |
| Resultados de Independencia | Independiente | Independiente | Independiente | Independiente | Independiente |

Conclusiones de homogeneidad e Independencia

Como se muestra en la Tabla V.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 V.13 Estaciones con independencia y homogeneidad.

| Estación | Independencia | Homogeneidad |
|----------|---------------|--------------|
| 19100 | Si | Si |
| 19147 | Si | Si |
| 19149 | Si | Si |
| 28059 | Si | Si |
| 28060 | Si | Si |

V.4 Precipitación para diferentes periodos de retorno

El cálculo de la tormenta para diferentes periodos de retorno requirió la extrapolación de los datos, para ello se utilizó la estimación de la función de distribución de probabilidad de mejor ajuste con el programa A.F.A. (Análisis de Frecuencias Automatizada) para el análisis de Frecuencia de Datos Hidrológicos (IMTA, 2012). De acuerdo con este método, la distribución que presente el menor error cuadrático se selecciona para estimar los datos de precipitación para diferentes periodos de retorno. Con los valores de la precipitación máxima anual en 24 horas de las estaciones analizadas se llevó a cabo el análisis de frecuencias, para lo cual se utilizaron las funciones de distribución de probabilidad siguientes:

- Normal
- Lognormal 2 y 3 parámetros,

- Gumbel,
- Exponencial,
- Gamma 2 y 3 parámetros
- Log Pearson III
- Valores extremos

Los resultados de dicho análisis se presentan en las Tabla V.14, Tabla V.14, Tabla V.16, Tabla V.17 y Tabla V.18.

Tabla V.14 Error Estándar de Ajuste 19100.

| Función | Momentos | | Máxima Verosimilitud | |
|------------------|--------------|--------------|----------------------|--------------|
| | 2 Parámetros | 3 Parámetros | 2 Parámetros | 3 Parámetros |
| Normal | 5.879414 | - | 5.879414 | - |
| Lognormal | 5.585159 | 5.586964 | 5.585159 | 5.870869 |
| Gumbel | 6.664148 | - | 5.4198 | - |
| Exponencial | 10.38947 | - | 20.423 | - |
| Gamma | 5.55982 | 5.569278 | 5.638792 | 5.803739 |
| LogPearson III | 7.013655 | - | 5.72477 | - |
| Valores Extremos | 5.64088 | - | - | - |

De acuerdo a la Tabla V.14, para la estación 19100 se concluye que la mejor función de distribución para la serie de datos es la Gumbel dos parámetros por el método de máxima verosimilitud, seguida por la Gamma dos parámetros por el método de momentos; mientras que las funciones que menos se ajustan a los datos son la Exponencial dos parámetros por el método de máxima verosimilitud y Exponencial dos parámetros por el método de momentos.

Tabla V.15 Error Estándar de Ajuste 19147.

| Función | Momentos | | Máxima Verosimilitud | |
|---------------------|-----------------|-----------------|----------------------|-----------------|
| | 2 Parámetros | 3 Parámetros | 2 Parámetros | 3 Parámetros |
| Normal | 2.284355 | - | 2.284355 | - |
| Lognormal | 2.130474 | 2.19002 | 2.130474 | 2.281774 |
| Gumbel | 2.280844 | - | 1.938245 | - |
| Exponencial | 3.071084 | - | 4.257789 | - |
| Gamma | 2.114811 | 2.184003 | 2.217537 | 2.24825 |
| LogPearson III | 2.08397 | - | 2.178011 | - |
| Valores Extremos | 2.19907 | - | - | - |

De acuerdo a la Tabla V.15, para la estación 19147 se concluye que la mejor función de distribución para la serie de datos es la Gumbel dos parámetros por el método de máxima verosimilitud, seguida por la LogPearson III dos parámetros por el método de momentos; mientras que las funciones que menos se ajustan a los datos son la Exponencial dos parámetros por el método de máxima verosimilitud y Exponencial dos parámetros por el método de momentos.

Tabla V.16 Error Estándar de Ajuste 19149.

| Función | Momentos | | Máxima Verosimilitud | |
|---------------------|-----------------|-----------------|----------------------|-----------------|
| | 2 Parámetros | 3 Parámetros | 2 Parámetros | 3 Parámetros |
| Normal | 2.390013 | - | 2.390013 | - |
| Lognormal | 2.080769 | 1.796958 | 2.080769 | 1.672608 |
| Gumbel | 1.763074 | - | 2.132473 | - |
| Exponencial | 2.140061 | - | 2.003252 | - |
| Gamma | 1.872205 | 1.718492 | 2.185946 | 1.564911 |
| LogPearson III | 1.654869 | - | 2.139051 | - |
| Valores Extremos | 2.661827 | - | - | - |

De acuerdo a la Tabla V.16, para la estación 19149 se concluye que la mejor función de distribución para la serie de datos es la Gamma tres parámetros por el método de máxima verosimilitud, seguida por la LogPearson III dos parámetros por el método de momentos; mientras que las funciones que menos se ajustan a los datos son la Valores Extremos dos parámetros por el método de momentos y Normal dos parámetros por el método de momentos y máxima verosimilitud.

Tabla V.17 Error Estándar de Ajuste 28059.

| Función | Momentos | | Máxima Verosimilitud | |
|------------------|--------------|--------------|----------------------|--------------|
| | 2 Parámetros | 3 Parámetros | 2 Parámetros | 3 Parámetros |
| Normal | 1.403453 | - | 1.403453 | - |
| Lognormal | 1.851954 | 1.354378 | 1.851954 | 1.381721 |
| Gumbel | 1.82168 | - | 2.32292 | - |
| Exponencial | 3.08468 | - | 13.39638 | - |
| Gamma | 1.426822 | 1.355447 | 1.371554 | 1.367848 |
| LogPearson III | 4.806696 | - | 1.94592 | - |
| Valores Extremos | 1.387851 | - | - | - |

Conforme con la Tabla V.17, para la estación 28059 se concluye que la mejor función de distribución para la serie de datos es la de LogNormal tres parámetros por el método de momentos, seguida por la Gamma tres parámetros por el método de momentos; y las funciones que menos se ajustan a los datos son la Exponencial dos parámetros por el método de máxima verosimilitud y LogPearson III dos parámetros por el método de momentos.

Tabla V.18 Error Estándar de Ajuste 28060.

| Función | Momentos | | Máxima Verosimilitud | |
|------------------|--------------|--------------|----------------------|--------------|
| | 2 Parámetros | 3 Parámetros | 2 Parámetros | 3 Parámetros |
| Normal | 1.333474 | - | 1.333474 | - |
| Lognormal | 1.915209 | 1.294092 | 1.915209 | 1.32391 |
| Gumbel | 1.897474 | - | 2.334317 | - |
| Exponencial | 3.259348 | - | 13.13378 | - |
| Gamma | 1.428925 | 1.29492 | 1.367545 | 1.311131 |
| LogPearson III | 4.88531 | - | 2.015744 | - |
| Valores Extremos | 1.314791 | - | - | - |

Como se observa en la Tabla V.18 para la estación 28060 la función de distribución que mejor se ajusta a la serie de datos es la LogNormal tres parámetros por el método de momentos; seguida por la Gamma tres parámetros por el método de momentos; mientras que las funciones que menos se ajustan a los datos son la Exponencial dos parámetros por el método de máxima verosimilitud y la LogPearson III dos parámetros por el método de momentos.

La Tabla V.19 contiene los valores extrapolados de la lluvia máxima en 24 h para distintos periodos de retorno, para las funciones de mejor ajuste de la estación 19100, que es la que se usara en análisis posteriores debido a que es la que tiene mayor influencia dentro de la cuenca.

Tabla V.19 Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno (Tr) y una duración de 24 h.

| Tr (años) | Hp (mm) |
|--------------|------------|
| 2 | 96.263 |
| 5 | 126.600 |
| 10 | 146.685 |
| 20 | 165.952 |
| 50 | 190.890 |
| 100 | 209.578 |
| 200 | 228.198 |
| 500 | 252.763 |
| 1,000 | 271.329 |
| 2,000 | 289.888 |
| 5,000 | 314.418 |
| 10,000 | 332.971 |

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

Para la obtención de la precipitación media en la cuenca de estudio, se utilizó el método de los polígonos de Thiessen (Figura V.13).

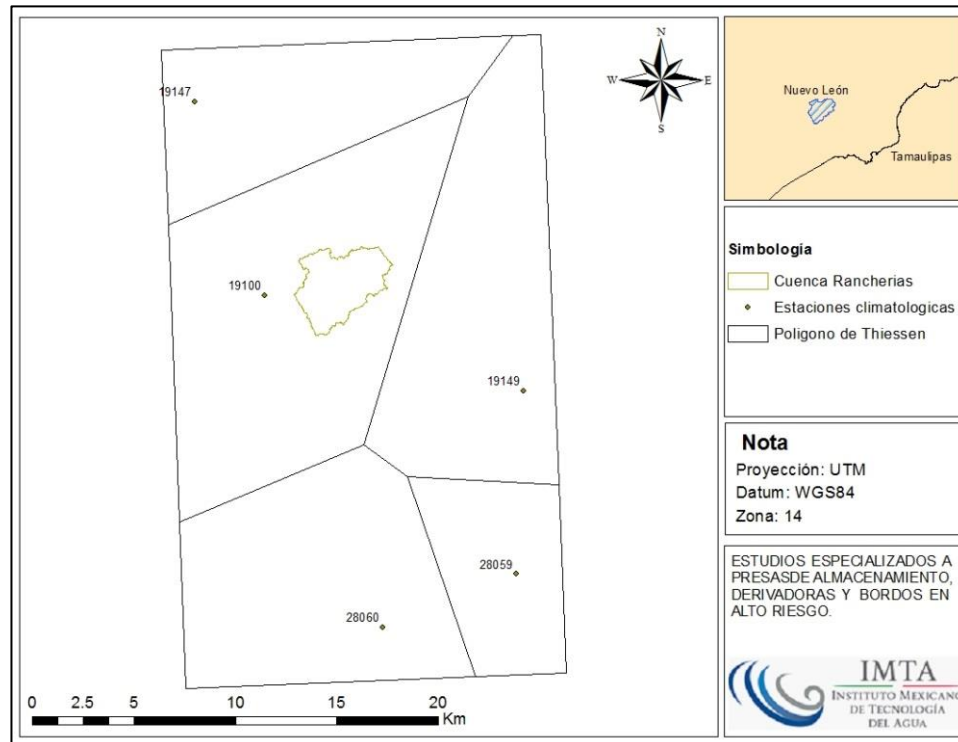


Figura V.13 Polígonos de Thiessen para la zona de estudio.

La tormenta o lluvia media se calculó como el promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación para el tr dado, usando como peso el área de influencia correspondiente.

$$\bar{h}_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i h_{pi} \quad (V.16)$$

Donde:

- h_p Precipitación media total en mm .
- A_T Área total del polígono en km^2 .
- h_{pi} Precipitación media en la estación i en mm .
- A_i Área de influencia de la estación i en km^2 .

Para obtener la precipitación para duraciones distintas a $24 h$, éstas se afectan por un factor de reducción por duración, en la Tabla V.20 se presentan algunos factores

de reducción determinados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM con el análisis de más de 1,000 estaciones climatológicas del país (Atlas Nacional de Riesgos, 2010).

Tabla V.20 Factores de reducción de duración.

| Factor_1h | Factor_2h | Factor_3h | Factor_4h | Factor_5h | Factor_6h | Factor_7h | Factor_8h |
|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 0.65 | 0.76 | 0.81 | 0.86 | 0.89 | 0.91 | 0.93 | 0.95 |

Al afectar a la precipitación con duración de 24 h, obtenida para distintos periodos de retorno, por el factor de reducción, se obtienen los resultados mostrados en la Tabla V.21

Tabla V.21 Precipitación media en mm para diferentes duraciones y periodos de retorno.

| Tr (años) | 1 h | 2 h | 3 h | 4 h | 5 h | 6 h | 7 h | 8 h | 24 h |
|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 2 | 62.57 | 73.16 | 77.97 | 82.79 | 85.67 | 87.60 | 89.52 | 91.45 | 96.26 |
| 5 | 82.29 | 96.22 | 102.55 | 108.88 | 112.67 | 115.21 | 117.74 | 120.27 | 126.60 |
| 10 | 95.35 | 111.48 | 118.81 | 126.15 | 130.55 | 133.48 | 136.42 | 139.35 | 146.69 |
| 20 | 107.87 | 126.12 | 134.42 | 142.72 | 147.70 | 151.02 | 154.34 | 157.65 | 165.95 |
| 50 | 124.08 | 145.08 | 154.62 | 164.17 | 169.89 | 173.71 | 177.53 | 181.35 | 190.89 |
| 100 | 136.23 | 159.28 | 169.76 | 180.24 | 186.52 | 190.72 | 194.91 | 199.10 | 209.58 |
| 200 | 148.33 | 173.43 | 184.84 | 196.25 | 203.10 | 207.66 | 212.22 | 216.79 | 228.20 |
| 500 | 164.30 | 192.10 | 204.74 | 217.38 | 224.96 | 230.01 | 235.07 | 240.12 | 252.76 |
| 1,000 | 176.36 | 206.21 | 219.78 | 233.34 | 241.48 | 246.91 | 252.34 | 257.76 | 271.33 |
| 2,000 | 188.43 | 220.31 | 234.81 | 249.30 | 258.00 | 263.80 | 269.60 | 275.39 | 289.89 |
| 5,000 | 204.37 | 238.96 | 254.68 | 270.40 | 279.83 | 286.12 | 292.41 | 298.70 | 314.42 |
| 10,000 | 216.43 | 253.06 | 269.71 | 286.36 | 296.34 | 303.00 | 309.66 | 316.32 | 332.97 |

Intensidades para diferentes duraciones y periodos de retorno

Se obtuvo la intensidad para cada duración y periodo de retorno con el fin de obtener las curvas intensidad, duración, periodo de retorno (i-d-Tr) como se muestra en la

Tabla V.22

Tabla V.22 Intensidades (mm/h) para diferentes duraciones y periodos de retorno.

| tr (años) | Intensidades (mm/h) para diferentes duraciones y periodos de retorno. | | | | | | | | |
|--------------|---|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 60 | 120 | 180 | 240 | 300 | 360 | 420 | 480 | 1440 |
| 2 | 62.57 | 36.58 | 25.99 | 20.70 | 17.13 | 14.60 | 12.79 | 11.43 | 4.01 |
| 5 | 82.29 | 48.11 | 34.18 | 27.22 | 22.53 | 19.20 | 16.82 | 15.03 | 5.28 |
| 10 | 95.35 | 55.74 | 39.60 | 31.54 | 26.11 | 22.25 | 19.49 | 17.42 | 6.11 |
| 20 | 107.87 | 63.06 | 44.81 | 35.68 | 29.54 | 25.17 | 22.05 | 19.71 | 6.91 |
| 50 | 124.08 | 72.54 | 51.54 | 41.04 | 33.98 | 28.95 | 25.36 | 22.67 | 7.95 |
| 100 | 136.23 | 79.64 | 56.59 | 45.06 | 37.30 | 31.79 | 27.84 | 24.89 | 8.73 |
| 200 | 148.33 | 86.72 | 61.61 | 49.06 | 40.62 | 34.61 | 30.32 | 27.10 | 9.51 |
| 500 | 164.30 | 96.05 | 68.25 | 54.34 | 44.99 | 38.34 | 33.58 | 30.02 | 10.53 |
| 1,000 | 176.36 | 103.11 | 73.26 | 58.34 | 48.30 | 41.15 | 36.05 | 32.22 | 11.31 |
| 2,000 | 188.43 | 110.16 | 78.27 | 62.33 | 51.60 | 43.97 | 38.51 | 34.42 | 12.08 |
| 5,000 | 204.37 | 119.48 | 84.89 | 67.60 | 55.97 | 47.69 | 41.77 | 37.34 | 13.10 |
| 10,000 | 216.43 | 126.53 | 89.90 | 71.59 | 59.27 | 50.50 | 44.24 | 39.54 | 13.87 |

Con los datos de la Tabla V.22, el sistema de ecuaciones se ajusta con:

$$\begin{aligned}
 Na_0 + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2 &= \sum y \\
 a_0 \sum x_1 + a_1 \sum (x_1)^2 + a_2 \sum (x_1 x_2) &= \sum (x_1 y) \\
 a_0 \sum x_2 + a_1 \sum (x_1 x_2) + a_2 \sum (x_2)^2 &= \sum (x_2 y)
 \end{aligned} \tag{V.17}$$

Donde:

- N Número de datos
- x_1 Logaritmo de los tr para cada duración.
- x_2 Logaritmo de las duraciones para cada tr.
- y Logaritmo de las intensidades.
- a_0 Incógnita a determinar
- a_1 Incógnita a determinar
- a_2 Incógnita a determinar

Por tanto el sistema de ecuaciones queda como:

$$\begin{aligned}
 108.0 \cdot a_0 + 234.000 \cdot a_1 + 263.869 \cdot a_2 &= 170.63 \\
 234.000 \cdot a_0 + 650.850 \cdot a_1 + 571.716 \cdot a_2 &= 389.31 \\
 263.869 \cdot a_0 + 571.716 \cdot a_1 + 659.436 \cdot a_2 &= 404.20
 \end{aligned} \tag{V.18}$$

Obteniendo así lo siguiente:

$$\therefore a_0 = 3.386$$

$$\therefore a_1 = 0.136$$

$$\therefore a_2 = -0.860$$

El cálculo de las curvas de intensidad – duración – periodo (i-d-Tr) se realiza con la ecuación siguiente:

$$i = \frac{kTr^m}{d^n} \quad (V.19)$$

Donde:

- i* Intensidad de lluvia en mm/h.
- Tr* Periodo de retorno en años.
- d* Duración en minutos.
- n* Es el valor absoluto de $a_2 = 0.860$
- m* Es el valor de $a_1 = 0.136$
- k* Es el antilogaritmo de $a_0 = 2,432.142$

Las constantes k, m y n provienen de la correlación lineal múltiple realizada previamente, por lo tanto la ecuación de las curvas i-d-Tr queda como sigue:

$$i = \frac{1,129.82 Tr^{0.0732}}{d^{0.8601}} \quad (V.20)$$

Con estos parámetros se obtienen las familias de curvas de las i-d-Tr que se muestran en la Figura III.22. Cada una de las curvas se interpreta como una curva masa de precipitación para un periodo de retorno dado, por lo que se puede obtener un hietograma que puede utilizarse como tormenta de diseño para alimentar algún modelo lluvia-escorrentamiento (Hidrograma unitario).

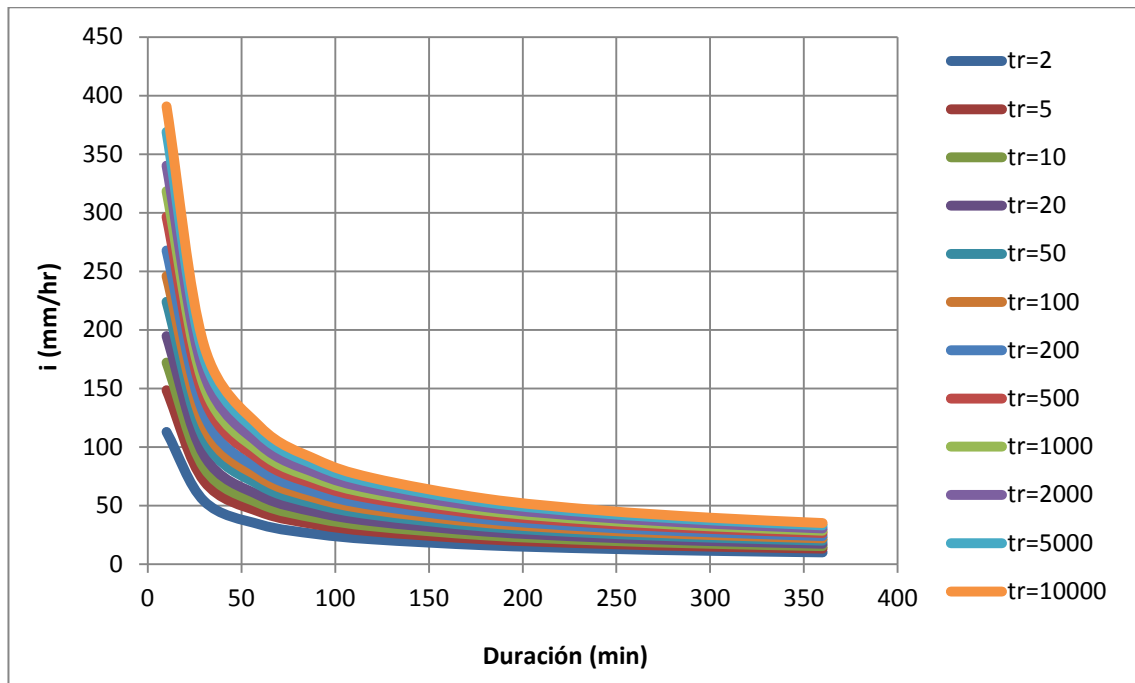


Figura V.14 Curvas i-d-Tr

V.5 Hietograma de Diseño

Para la obtención del hietograma se hace uso de las curvas i-d-Tr y su configuración se lleva a cabo de acuerdo al “Instructivo de Hidrología para determinar la Avenida Máxima Ordinaria asociada a la delimitación de la Zona Federal” (CONAGUA 1988), en el cual se recomienda dividir el hietograma en 8 intervalos de acuerdo a la Tabla V.23.

Tabla V.23 Intervalos del hietograma.

| Intervalo | % |
|---------------|------|
| 1er intervalo | 4.00 |
| 2do intervalo | 4.8 |
| 3er intervalo | 8.8 |
| 4to intervalo | 22.2 |
| 5to intervalo | 37.8 |
| 6to intervalo | 12.2 |
| 7mo intervalo | 5.7 |
| 8vo intervalo | 4.5 |

En la Figura V.15 se muestra un hietograma para un periodo de retorno de 10,000 años para la cuenca de la presa Rancherías, cuya duración se eligió de acuerdo a la información disponible, es decir, precipitación a 1 hora.

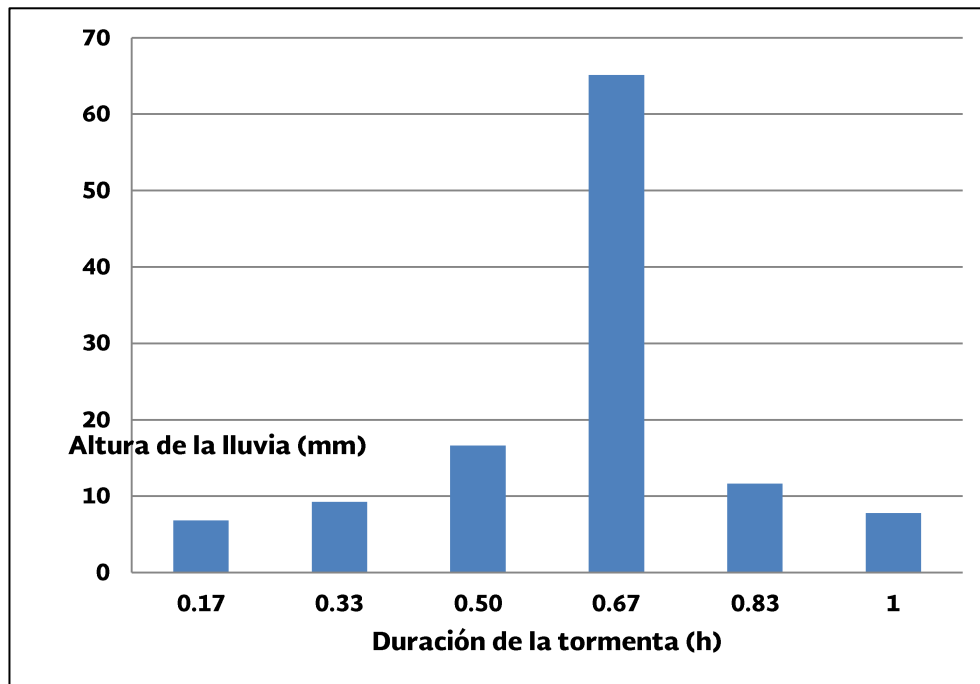


Figura V.15 Hietograma para un periodo de retorno de 10,000 años para la duración de 1 hora para la cuenca de la presa Rancherías.

Con las curvas i-d-Tr, se pueden configurar distintos hietogramas para distintas duraciones y periodos de retorno (Detalle en Anexo 3).

V.6 Cálculo de avenidas

V.6.1 Cálculo de avenidas con información hidrométrica

Debido a la falta de datos por la no existencia de estaciones hidrométricas en la cuenca, el cálculo de la avenida de diseño no se llevó a cabo por éste método.

V.6.2 Cálculo de avenidas con información climatológica

Este análisis considera la información climatológica disponible y un modelo lluvia-escorrentamiento por medio del hidrograma unitario. Para la determinación de las avenidas de diseño se consideraron el análisis de frecuencia de avenida y las

relaciones lluvia-escorrentamiento. A continuación se muestran la metodología empleada y los resultados obtenidos.

Hidrograma unitario sintéticos triangular y curvilíneo de la SCS

Para obtener el hidrograma triangular se calcula el gasto pico con su respectivo tiempo pico y tiempo base. Para el cálculo del gasto y los tiempos respectivos se hace uso de las formulas siguientes:

$$q_p = \frac{0.208A}{t_p} \quad (V.21)$$

Donde:

- q_p Gasto pico en $m^3/s/mm$.
- A Área de la cuenca en km^2 .
- t_p Tiempo pico en horas.

Donde:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r$$

$$d_e = 2\sqrt{t_c} \text{ ó bien } d_e = t_c \text{ para cuencas pequeñas} \quad (V.22)$$

$$t_r = 0.6t_c$$

Donde:

- d_e Duración en exceso en horas.
- t_r Tiempo de retraso en horas.
- t_c Tiempo de concentración en horas.
- t_b Tiempo base en horas.

El tiempo de concentración se calcula con la fórmula de Kirpich, que está en función de la longitud del cauce principal y su pendiente.

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (V.23)$$

Donde:

- t_c Tiempo de concentración en horas.
- L Longitud del cauce en km.
- S Pendiente adimensional

De acuerdo con Mockus se tiene que el tiempo base se relaciona con el tiempo pico con la expresión:

$$t_b = 2.67 t_p \quad (V.24)$$

Se considera que el t_c es igual a la d_e , ya que la cuenca es pequeña.

Sustituyendo en las ecuaciones (V.21), (V.22), (V.23) y (V.24) se tiene que las características del hidrograma unitario triangular mostrado en la Figura V.16, estas son:

$$q_p = 0.9897; t_p = 2.657; t_c = 2.416; t_r = 1.449; t_b = 7.0942 \quad (V.25)$$

Para encontrar el hidrograma unitario curvilíneo del SCS (utilizado para aplicar el método hidrograma unitario del SCS) basta con multiplicar las abscisas del hidrograma adimensional del SCS por el tiempo pico (t_p) y las ordenadas del mismo hidrograma por el gasto pico (q_p); el hidrograma unitario curvilíneo (Figura V.16).

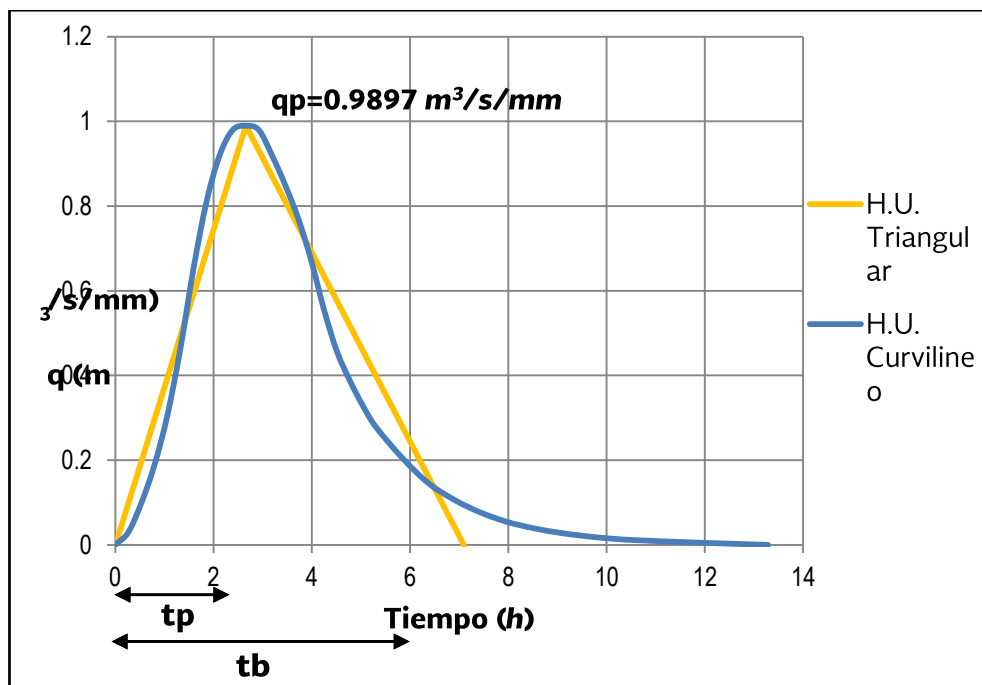


Figura V.16 Hidrograma unitario triangular y curvilíneo.

V.6.3 Hidrogramas de entrada aplicando el software HEC-HMS

Se construyó el modelo hidrológico en el software HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System); para calcular la precipitación efectiva se utilizó el método del número de curva de la SCS (Soil Conservation Service,).

Se hizo el análisis de los datos de las Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMA's) más cercanas facilitada por el Servicio Meteorológico Nacional que se muestran en la Tabla V.24.

Tabla V.24 EMA's cercanas.

| Estación | Estado | Operada por | Latitud (Norte) | Longitud (Oeste) | Altitud |
|--------------|------------|-------------|-----------------|------------------|---------|
| Villagrán | Tamaulipas | SMN EMAS | 24°28'14" | 99°29'19" | 390 |
| CD. Victoria | Tamaulipas | ESIME | 23°43'59" | 99°07'59" | 336 |
| San Fernando | Tamaulipas | SMN EMAS | 24°50'34" | 98°09'26" | 45 |
| Enramadas | Nuevo León | OCRB | 25°29'49" | 99°31'37" | 230 |

Dicho análisis dio como resultado que la duración ideal para realizar los hietogramas de entrada es de 1 hora, ya que éstas presentaban la mayor cantidad de datos.

Para la elaboración de los hidrogramas de entrada necesarios para el tránsito de avenidas, el software HEC-HMS requiere el tiempo de retardo (t_r) obtenido en la ecuación (V.25), el Número de Curva (CN) obtenido mediante la Tabla V.2 y los hietogramas de diseño obtenidos en el tema V.5; para aplicar el método de transformación (modelo lluvia-escurrimiento) del hidrograma unitario de la SCS (cuya descripción se desglosa en el tema "Hidrograma unitario sintético del SCS y el triangular", del subcapítulo V.6.2), dando como resultados los hidrogramas para los periodos de retorno analizados (Figura V.17).

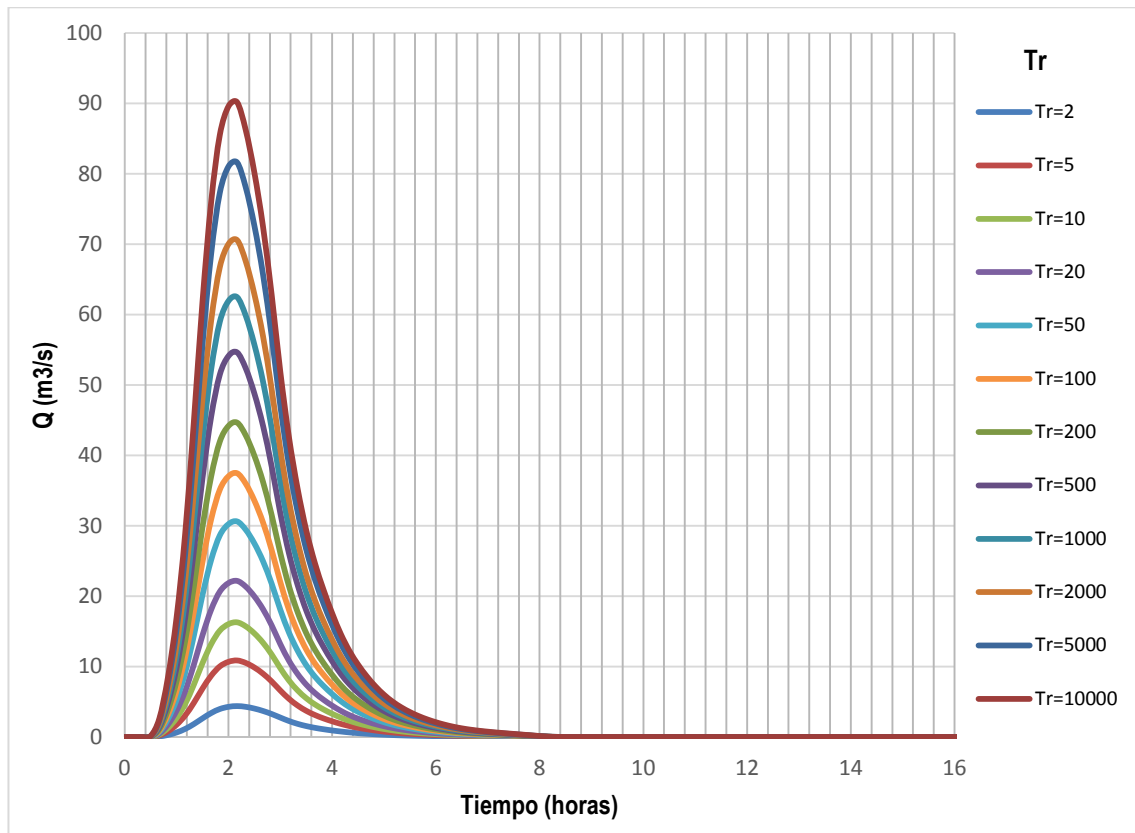


Figura V.17 Hidrogramas de entrada para diferentes periodos de retorno con duración de 1 hora para la presa Rancharías.

V.6.4 Tránsito de la avenida

Un tránsito de avenidas es un procedimiento que se utiliza para determinar un hidrograma de salida, a partir de un hidrograma de entrada.

Resultado del tránsito de la avenida

Con los hidrogramas de entrada y la curva Elevaciones-Capacidades, se realizaron los tránsitos de la avenida en la presa Rancharías para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1,000, 2,000, 5,000 y 10,000 años. En la Figura V.18 se muestran los hidrogramas de salida resultantes en el tránsito del vaso para los diferentes hidrogramas de entrada.

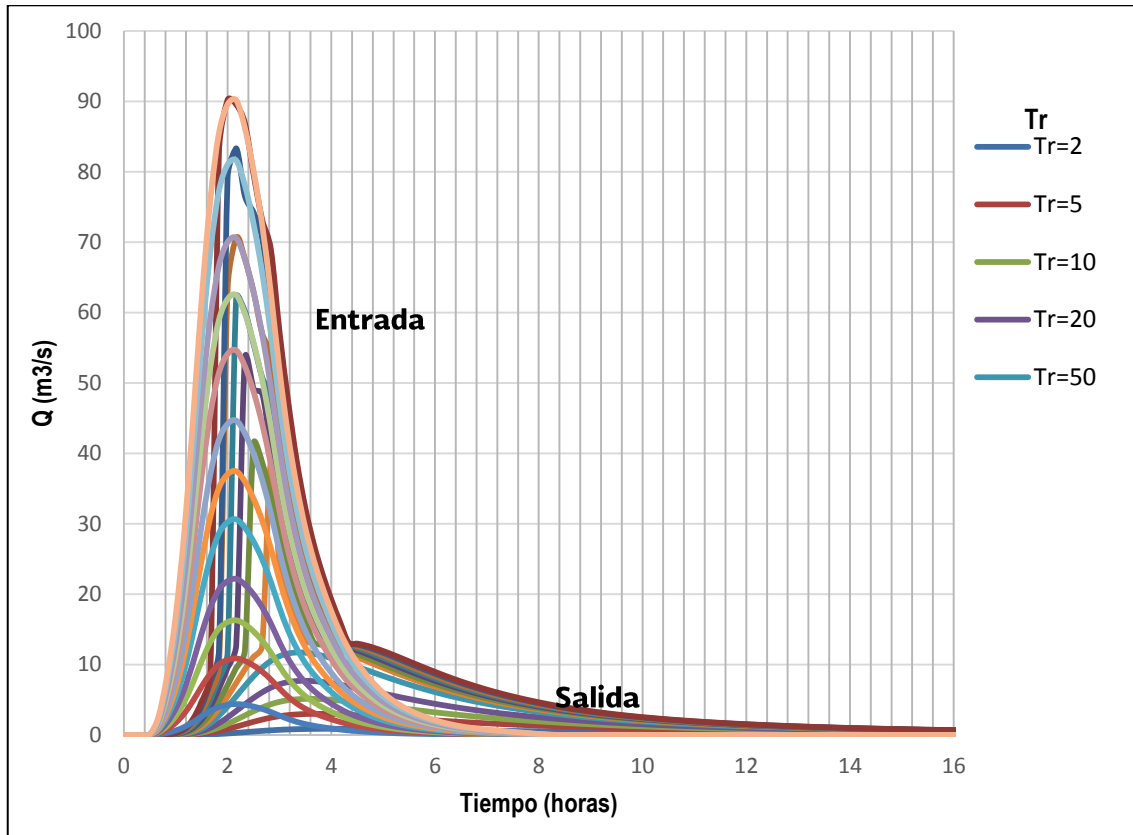


Figura V.18 Tránsito del vaso. Hidrogramas de entrada y salida.

En la Tabla V.25 se despliegan los niveles máximos alcanzados al realizar el tránsito de la avenida para los periodos de retorno analizados los cuales se representan gráficamente en la Figura V.19 comparados con el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME), Nivel de Aguas Máximas Ordinarias (NAMO) y la elevación de la corona de la presa, facilitando observar el comportamiento del tránsito de la avenida.

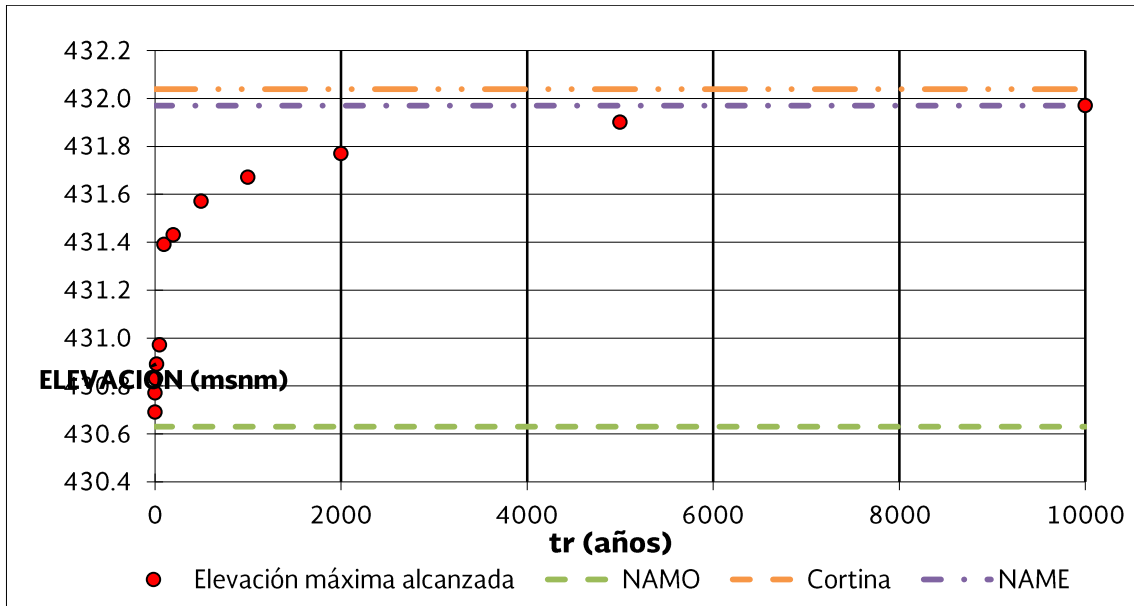


Figura V.19 Elevaciones máximas alcanzadas para distintos periodos de retorno, presa Rancherías.

Tabla V.25 Niveles máximos alcanzados para cada periodo de retorno.

| tr | Gasto máximo de entrada (m ³ /s) | Elevación (msnm) | Gasto máximo de salida (m ³ /s) |
|----------|---|------------------|--|
| 2.00 | 4.38 | 430.69 | 0.88 |
| 5.00 | 10.87 | 430.77 | 2.99 |
| 10.00 | 16.28 | 430.83 | 5.12 |
| 20.00 | 22.17 | 430.89 | 7.69 |
| 50.00 | 30.62 | 430.97 | 11.71 |
| 100.00 | 37.46 | 431.39 | 38.73 |
| 200.00 | 44.66 | 431.43 | 41.39 |
| 500.00 | 54.63 | 431.57 | 53.52 |
| 1000.00 | 62.49 | 431.67 | 62.21 |
| 2000.00 | 70.59 | 431.77 | 70.64 |
| 5000.00 | 81.62 | 431.90 | 83.35 |
| 10000.00 | 90.18 | 431.97 | 90.23 |

Ya con los resultados del tránsito de la avenida se procedió a verificar la obra de excedencias de la presa que, al ser una presa existente, se revisó de acuerdo a las

características actuales, con una longitud de cresta de 36.52 m, coeficiente de descarga de 1.6 por el tipo de cimacio y considerando el NAMO actual de 430.63 *msnm*, para no restarle capacidad de almacenamiento al vaso y, a su vez, tenga la capacidad para no desbordar en caso de una avenida extraordinaria para un periodo de retorno de 10,000 años, dando como resultado una capacidad máxima de almacenamiento de 0.65 *hm*³. En la Tabla V.26, se muestran los parámetros utilizados y los resultados obtenidos. Asimismo, en la Figura V.19 se puede apreciar que las elevaciones máximas alcanzadas para todos los periodos de retorno analizados están por debajo del NAME, comprobando que la presa es hidrológicamente SEGURA.

Tabla V.26 Revisión de la obra de excedencias de la presa Rancherías.

| Concepto | Cantidad | Unidad |
|---------------------------------------|----------|----------------------------------|
| Elevación del NAMO | 430.63 | <i>msnm</i> |
| Elevación del NAME | 431.97 | <i>msnm</i> |
| Elevación de la corona de la cortina | 432.04 | <i>msnm</i> |
| Vertedor | | |
| Gasto máximo del vertedor Q | 90.23 | <i>m</i> ³ / <i>s</i> |
| Longitud del vertedor L | 36.52 | <i>m</i> |
| Carga máxima H para tr de 10,000 años | 1.34 | <i>m</i> |
| Coeficiente de descarga C | 1.6 | |
| Periodo de retorno | 10,000 | <i>años</i> |

VI. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA

VI.1 Recopilación y revisión de la información disponible.

Con base en la información consultada en el SISP por Internet, en la presa Rancherías se requiere evaluar la seguridad estructural de la cortina en su sección máxima o crítica equivalente a la zona que tuvo problemas por llenado en el año 2010, por métodos del estado de la práctica de Ingeniería de Presas. En la Fotografía VI.1, se muestra la presa en 1970, en tanto que la Fotografía VI.2, se muestra la cortina en fecha muy reciente (octubre 2016), como foto panorámica de la cortina tomada desde la margen izquierda donde se ubica el vertedor, y se aprecia la rampa para subir con los camiones sobre la cortina.



Fotografía VI.1 La cortina de la presa Rancherías en 1970.

Descripción estructural de la cortina

La presa Rancherías se clasifica como una presa pequeña y fue construida por la extinta Secretaría de Agricultura y Ganadería (SAG) en 1966. La presa tiene una cortina flexible, de eje recto y con sección homogénea de tierra (arcilla con poca arena fina de mediana plasticidad CL, de consistencia firme y muy firme), no tiene

filtros, pero sí una chapa de roca protegiendo el talud aguas arriba. La cortina está desplantada y empotrada en lutitas de la Formación Méndez (KcmLu-Mg); en el extremo de la margen izquierda, la cortina tiene una chapa y un muro de mampostería que forma el muro de encauzamiento derecho del vertedor de excedencias que ahí se aloja, en un corte en las lutitas, y la protección de la cortina. Con base en la topografía realizada, la cortina tiene una longitud de 420.96 m, un ancho de corona de 4.00 m, y una altura máxima sobre el terreno natural de 6.5 m con la corona en la elevación 432.50 *msnm* y el pie del talud en la 426.00 *msnm*, aproximadamente, porque en realidad la elevación de la corona varía entre 432.0 y 432.5 *msnm*; y tendría una altura de hasta 8.00 m al desplante en el cadenamiento 0+275 en donde está el antiguo cauce del arroyo Rancherías y en donde se hizo el sondeo mixto S-1 (SPT, tubo Shelby y barril).



Fotografía VI.2 El vertedor y cortina de la presa Rancharías en octubre de 2016.

Tiene una capacidad estimada de 1.09 hm^3 de almacenamiento original al NAMO en la elevación 430.63 *msnm* (la más alta); un volumen de 1.25 hm^3 al NAME a la elevación 431.50 *msnm*; y la corona está en la elevación 432.47 *msnm*.

A todo lo largo de la cortina, sus taludes tienen una pendiente que varía de 17° a 21° en el talud aguas arriba, con 20° (2.75h;1v) en promedio, y de 27° a 35° en el talud aguas abajo, con 32° (1.60h:1v) en promedio.

La presa tiene una capacidad estimada de 1.09 hm^3 de almacenamiento original al NAMO en la elevación 430.63 msnm y un volumen de 1.25 hm^3 al NAME. Cuenta con un vertedor de excedencias en la margen izquierda, de descarga libre y cresta recta de tipo lavadero, con una dala de mampostería como sección de control de 36 m de largo, y el canal labrado en las rocas de lutitas, con una capacidad sobrada para regular el gasto de la avenida con período de retorno de 10,000 años. Aguas abajo, a una distancia de 5 km se encuentra el poblado de Jesús María Garza, que sería el único que podría ser afectado por el rompimiento de la cortina.

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 VI.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 Rancherías, y en la boquilla donde se aloja la cortina, se tienen esas rocas mesozoicas, afloran las lutitas (KcmLu-Mg) de la Formación Méndez, sobre las cuales se encuentra desplantada la cortina de la presa Rancherías, y destaca que las lutitas tienen sus planos de foliación o estratigrafía en el sentido paralelo al eje de la cortina, pero están algo fracturadas en la parte superficial.

En la Fotografía VI.3, se muestra un corte en las lutitas de la Fm. Méndez, en la margen izquierda de la boquilla del vaso de la presa, justamente para abrir la sección de control y el canal del vertedor de excedencias, el cual también se aprecia la dala de mampostería que forma la sección de control del vertedor en lavadero.

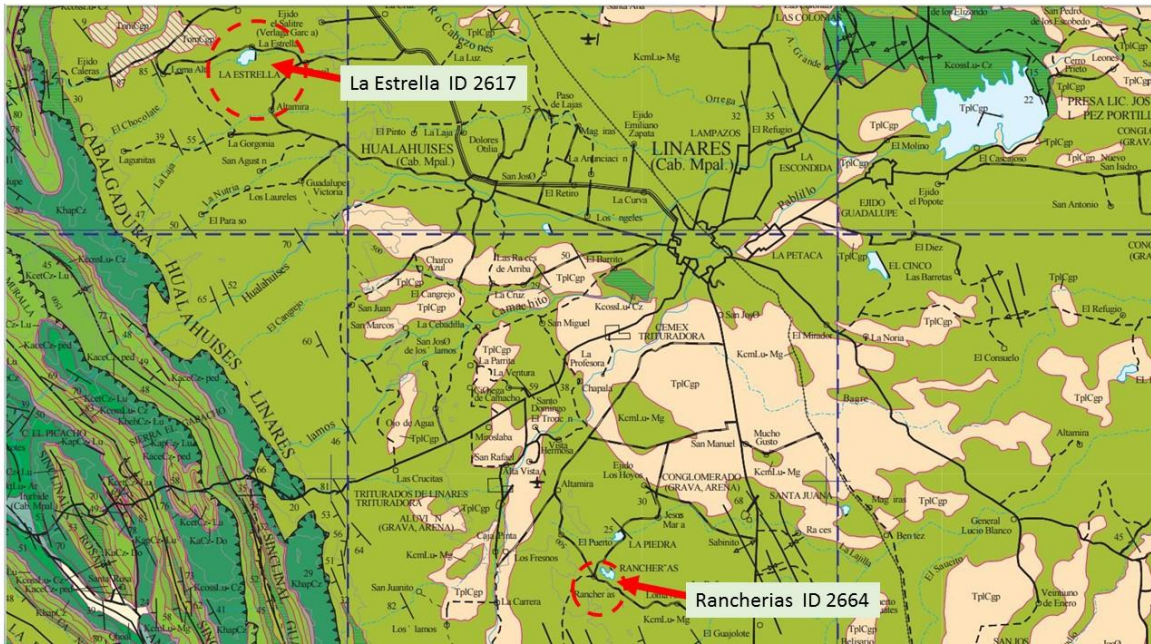


Figura VI.1 Marco Geológico de la zona de la presa Rancherías (SGM).

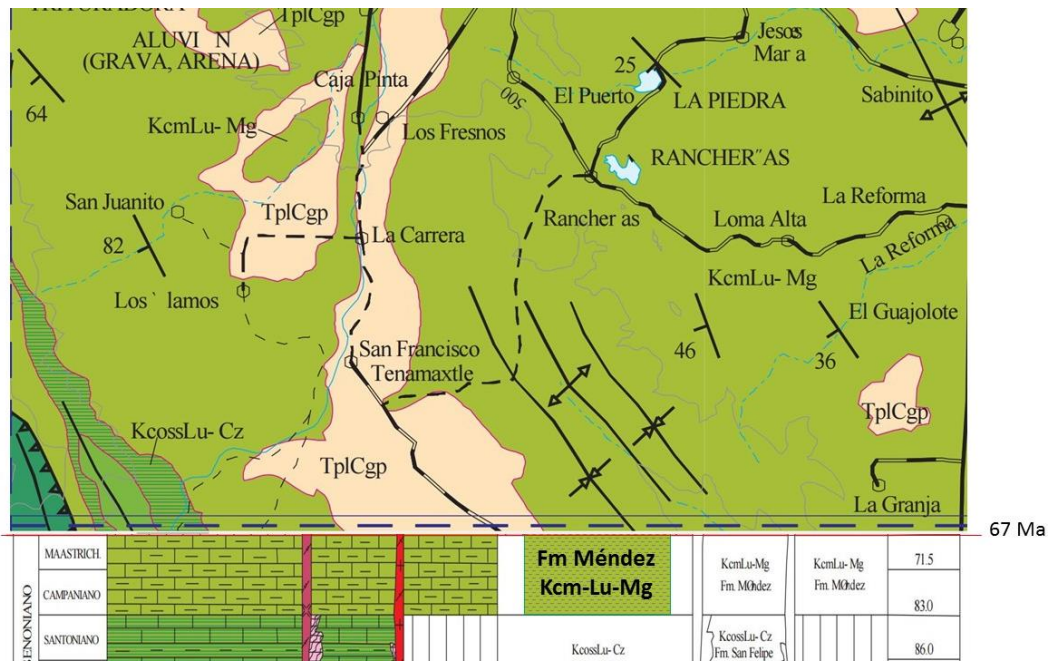


Figura VI.2 Geología del sitio en donde está la presa Rancherías.

Del echado de los estratos de lutitas que se aprecian en la Fotografía VI.3, puede verse que la cortina de la presa tienen una orientación favorable con respecto a las capas de roca, para reducir o evitar el flujo del agua, ya que las lutitas tienen un

rumbo sensiblemente igual que el eje longitudinal de la cortina y el echado está inclinado hacia el vaso.



Fotografía VI.3 Afloramientos de las lutitas de la Fm. Méndez.

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, 2008). En la

Tabla VI.I se listan los valores de los coeficientes sísmicos para $T_r=475$ y 950 años. Debido a que la presa está desplantada en roca, el factor de amplificación es de 1.0.

Tabla VI.I Coeficientes sísmicos para análisis seudoestático de estabilidad.

| Temblor | Horizontal | | Vertical | |
|----------|------------|-------|----------|-------|
| | a_0^h | k_h | a_0^v | k_v |
| 475 años | 0.030 | 0.028 | 0.021 | 0.02 |
| 950 años | 0.045 | 0.040 | 0.033 | 0.03 |

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

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

| Velocidad efectiva | Factor de sitio |
|--|-----------------|
| $V_s^{30} > 760 \text{ m/s}$ | 1 |
| $360 < V_s^{30} \leq 760 \text{ m/s}$ | 1.2 |
| $180 \leq V_s^{30} \leq 360 \text{ m/s}$ | 1.5 |
| $V_s^{30} < 180 \text{ m/s}$ | 2 |

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

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

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

$$k_h = 0.030 \text{ o sea } \text{PGA} = 0.030g, \text{ para } T_r = 475 \text{ años}$$

$$k_h = 0.045 \text{ o sea } \text{PGA} = 0.080g, \text{ para } T_r = 950 \text{ años}$$

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 T_r 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 $T_r = 950$ años

Los espectros de diseño y los acelerogramas sintéticos producto del estudio de peligro sísmico se utilizan como datos fundamentales para hacer análisis sísmicos dinámicos de la cortina, los acelerogramas se presentan en la Figura VI.3.

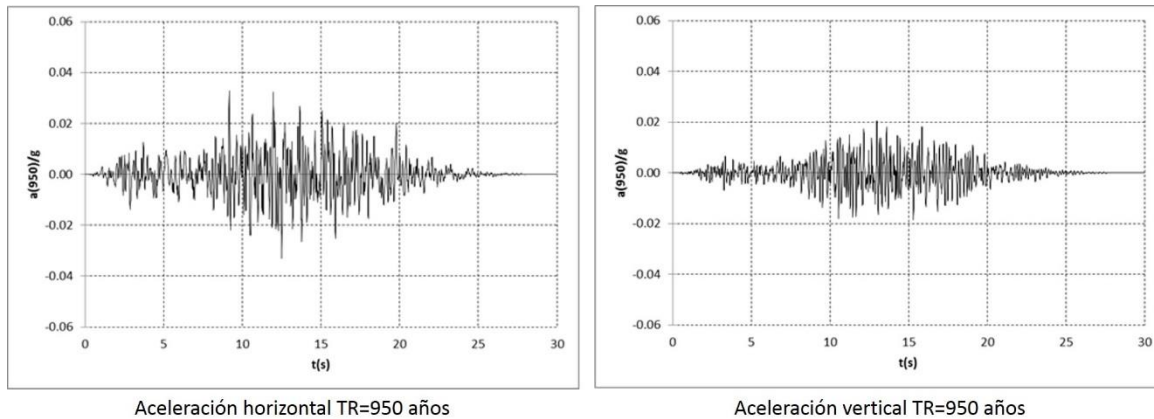


Figura VI.3 Acelerogramas sintéticos para $T_r = 950$ años.

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 34.6° (1.45H:1V) aguas abajo. En la Figura VI.4, 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.

Tabla VI.III Parámetros de la presa Rancherías para revisión estructural.

| | Elevación (msnm) |
|---------------------------|------------------|
| Corona | 432.47 |
| NAME (estructural) | 432.00 |
| NAMO | 430.63 |
| NAMIN | 425.00 |
| Pie de talud aguas arriba | 425.96 |
| Pie de talud aguas abajo | 425.96 |

En la Figura VI.5, 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.

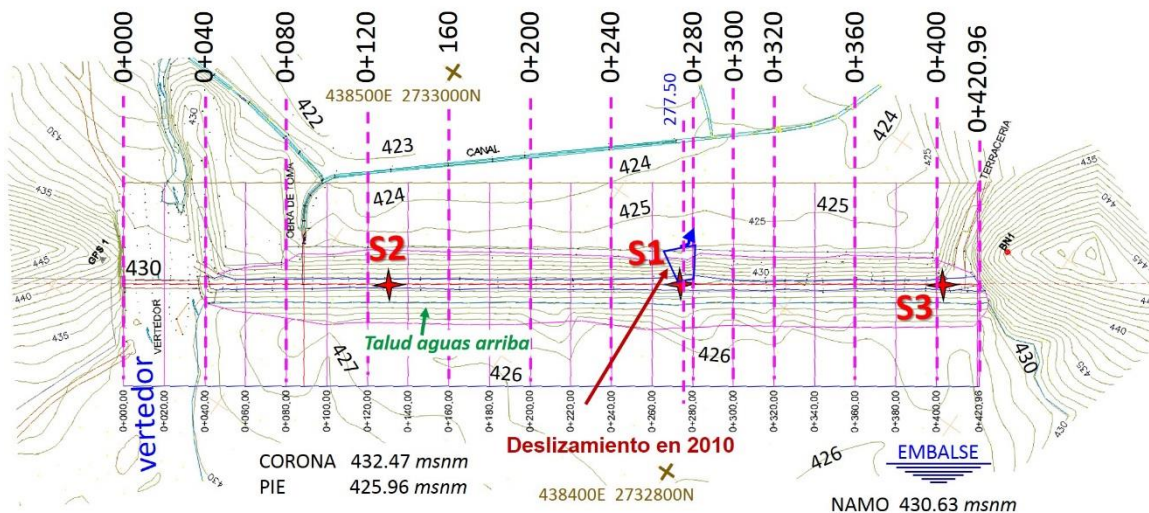


Figura VI.4 Topografía de la cortina y posición de sondeos.

En la Figura VI.6, se presentan las secciones transversales de la cortina, que corresponden a los cadenamientos 0+200 que es la sección máxima de la cortina, la 0+280 que es muy cercana a donde se ubicó el sondeo central S-1 (0+275 aprox.); y la 0+400 que es muy cercana a donde se ubicó el sondeo central S-3 (0+405 aprox.), del lado de la margen izquierda, por donde se localiza el camino de acenso de vehículos a la cortina.

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 17° y 21° (3.27h:1v y 2.61h:1v), para esas secciones, y para los taludes del respaldo aguas abajo la inclinación varía entre 24° y 35° (2.25h:1v y 1.43h:1v), y para la sección máxima (0+200) la inclinación de los taludes fue de 20° (2.75h:1v) y 26° (2.05h:1v), para los taludes mojado y seco, respectivamente.

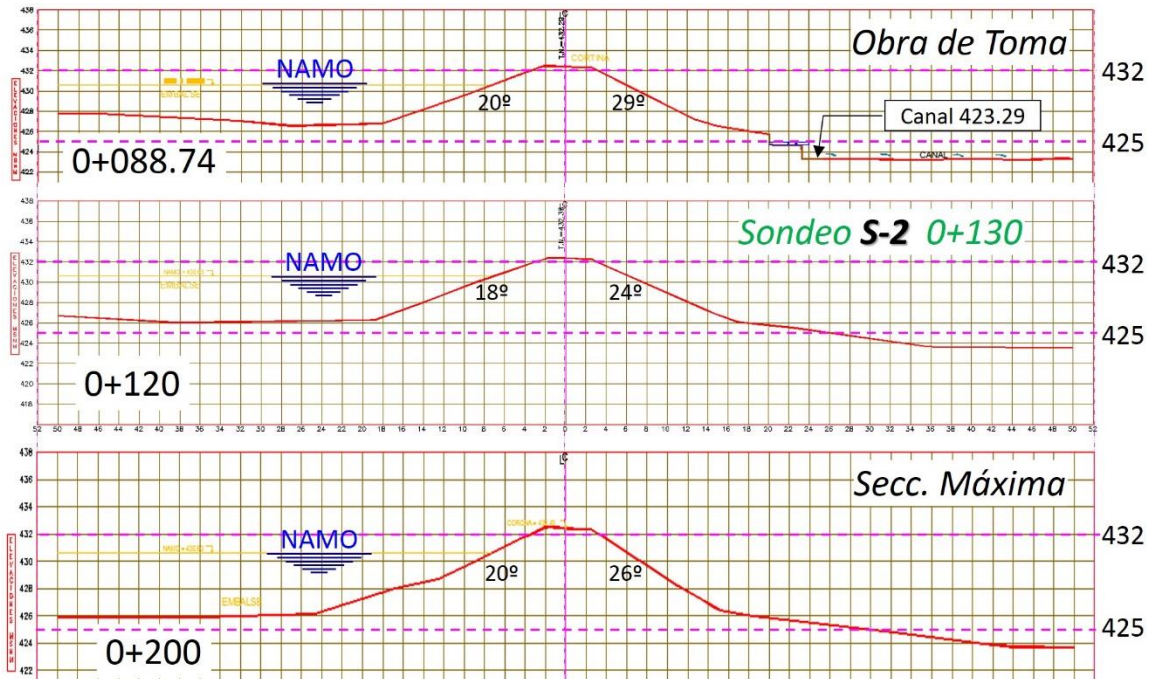


Figura VI.5 Secciones de mayor interés para el análisis (obra toma, S-2 y máxima)

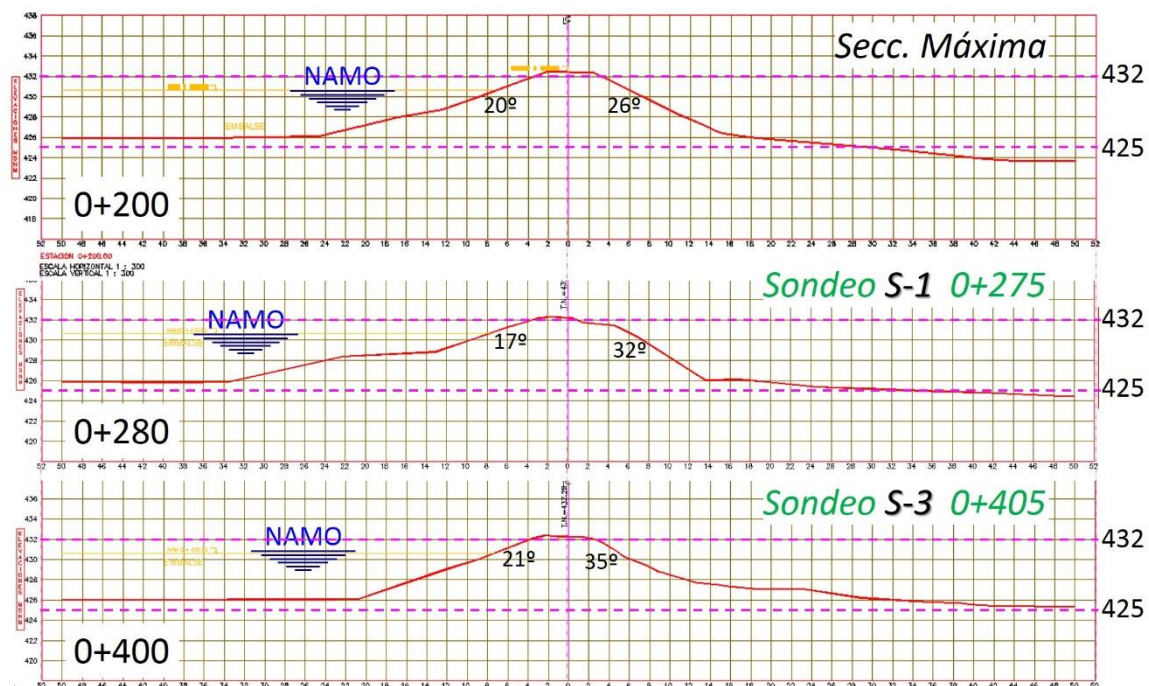


Figura VI.6 Topografía de mayor interés para el análisis (máxima, S-1 y S-3).

En otros puntos de la topografía, se midieron inclinaciones que varían entre los valores ya reportados, pero para fines de análisis, se elaboró una sección hipotética

con cortina de altura máxima 6.5 m, con respecto al pie de los taludes, ancho de corona de 4.0 m, inclinación de taludes de 18.4° (3.00h:1v) del respaldo aguas arriba y de 34.7° (1.45h:1v) para el respaldo aguas abajo seco. Esta sección es incluso más crítica que la sección máxima (0+200) y tan crítica en el talud seco como la 0+88.74 donde se ubica la obra de toma.

VI.2 Marco de referencia para el análisis estructural

Se presenta el marco de referencia para hacer los análisis geotécnicos y poder determinar, tanto las condiciones actuales de seguridad de la cortina como las condiciones de seguridad con las soluciones propuestas. En la Fotografía VI.4, se muestra la cortina y el vaso. En la Fotografía VI.5, se muestra la corona de la cortina. Como se aprecia en las fotografías hechas en este año de 2016, la cortina se encuentra completamente enmontada, con vegetación que va desde césped, arbustos y árboles, y tiene daños por erosión como se ve en la Fotografía VI.6.



Fotografía VI.4 La cortina y el vaso de la presa Rancherías.



Fotografía VI.5 La cortina con su corona de 4.0 m de ancho y circulación de vehículos.



Septiembre de 2001



Fotografía VI.6. Daños en la cortina por erosión de lluvias.

Los daños importantes que ha tenido esta presa ocurrieron entre el 28 de junio y el 10 de julio de 2010, cuando el vaso se llenó por las lluvias torrenciales provocadas por el ciclón Alex, provocando **un deslizamiento con cárcava** en el cadenamamiento

0+277.50 aprox., como se muestra en la Figura VI.7, donde se indica la posición del cadenamiento y las secciones transversales en los cadenamientos 0+260, 0+280 y 0+320. En la secc. 0+280 se aprecia la diferencia de conformación de ambos taludes, distinguiendo una “panza” aguas abajo y rellenos aguas arriba. En el hombro el ancho del deslizamiento era de 7.5 m, y al pie se estima que fue de 15 m. Esta zona coincide con el antiguo cauce del arroyo Rancherías.

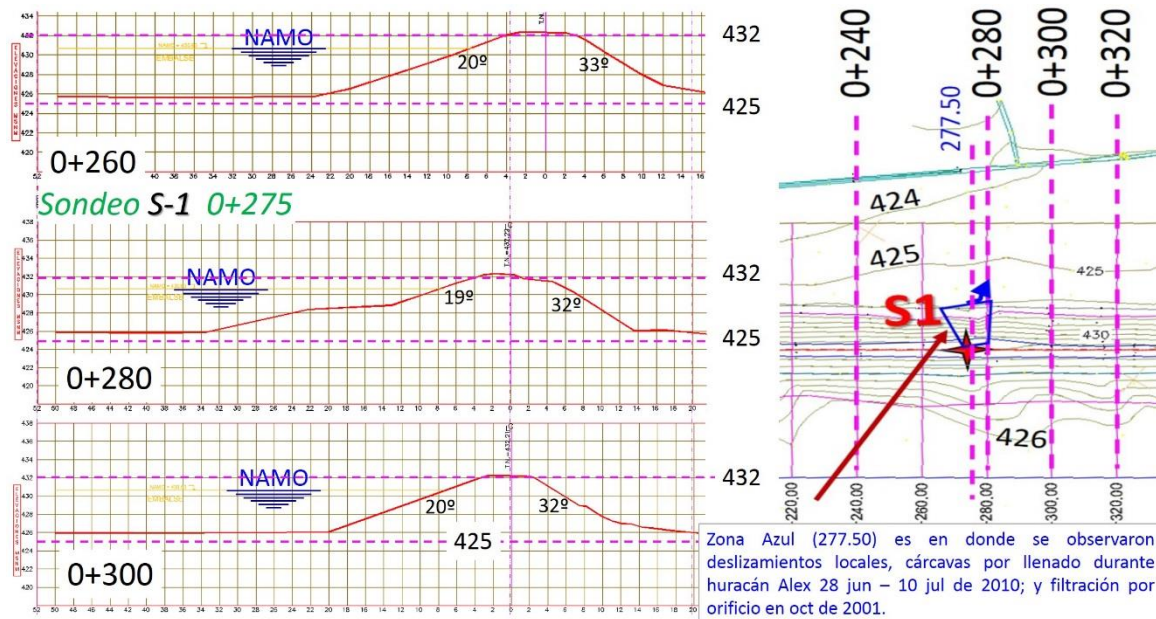


Figura VI.7 Fallas en la cortina por llenado y lluvias torrenciales en 2010.

En 2001, se había reportado una filtración por un orificio en este mismo cadenamiento apróx. 0+277; en 2016, ya no se observan ni filtración ni orificio, con el embalse casi al NAMO. Estos daños de la cortina en 2010, se manifestaron con un deslizamiento local del talud aguas abajo conjugado con erosión por flujo de agua que generó una cárcava de dimensiones considerables, como se observa en la Fotografía VI.7, hecha el 2 de septiembre de 2010; en la misma zona en donde estaba el antiguo cauce y donde en octubre de 2001, el agua del embalse brotaba por un orificio al pie del talud, como se observa en la Fotografía VI.8. Los usuarios de la presa Rancherías taparon la cárcava de la cortina, utilizando tierra y rocas de lutitas, colocada solamente a volteo, y este es el principal problema que tiene la cortina y que se requiere corregir.



Junio de 2010



Fotografía VI.7. Daños con una cárcava que provocó deslizamientos en 2010.



Septiembre de 2001

Fotografía VI.8. Filtración y orificio observados en octubre de 2001.



Fotografía VI.9 Los usuarios colocaron tierra y rocas en ambas taludes en el sitio donde hubo deslizamiento y cárcava en 2010 y donde había una filtración en 2001, pero no se concluyó el relleno del lado de aguas abajo.

VI.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 el mes de julio de 2010, ocurrió una falla local por deslizamiento y formación de una cárcava en una franja que se ha definido entre los cadenamientos 0+270 y 285, con eje en el cadenamiento 0+277.50, y con 7.5 m de ancho en el hombro del talud y se estima que abrió hasta 15 m en la base. En la Figura 8, se muestra la posición de

esta zona, así como la configuración topográfica de la cortina y la posición de los sondeos.

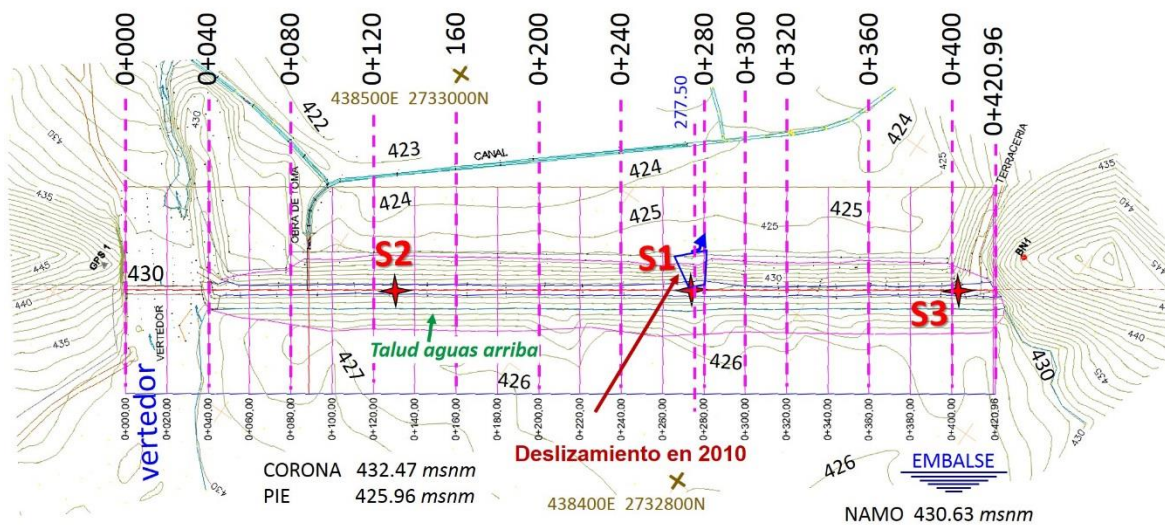


Figura 8. Topografía de la cortina de la presa Rancharías y posición de la zona fallada en 2010 y de los sondeos.

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 VI.9, la Figura VI.10, y la Figura VI.11, se presentan los perfiles obtenidos en los sondeos mixtos S-1, S-2 y S-3, respectivamente, los cuales se efectuaron en la cortina de la presa Rancharías, combinando la medición de la resistencia del suelo mediante el método de penetración estándar con recuperación de muestras alteradas representativas con tubo partido, y el muestreo con tubo de pared delgada tipo Shelby, en alguna muestra se utilizó el barril Denison, para recuperar muestras inalteradas, y a partir de que el terreno adquirió la dureza de las rocas calcáreas (lutitas y calizas) que se tienen en la región, se utilizó el barril doble giratorio con broca de diamante y diámetro NQ. En la Figura VI.12, la Figura VI.13, y la Figura VI.14, 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 y una prueba no consolidada no drenada, como ejemplos de lo que representan los suelos de la cortina.

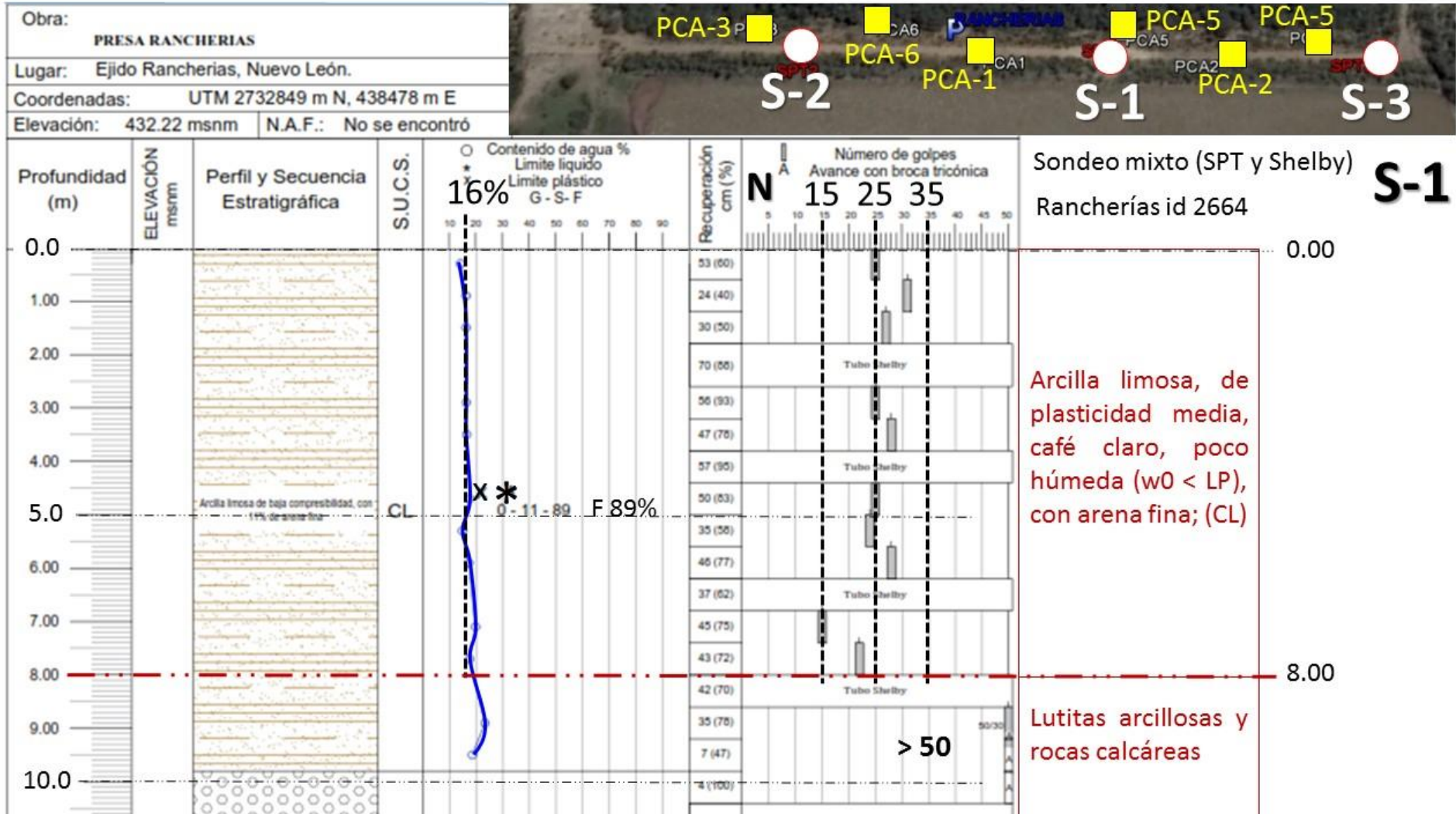


Figura VI.9 Sondeo S-1 al centro de la cortina, en donde estuvo el antiguo cauce .

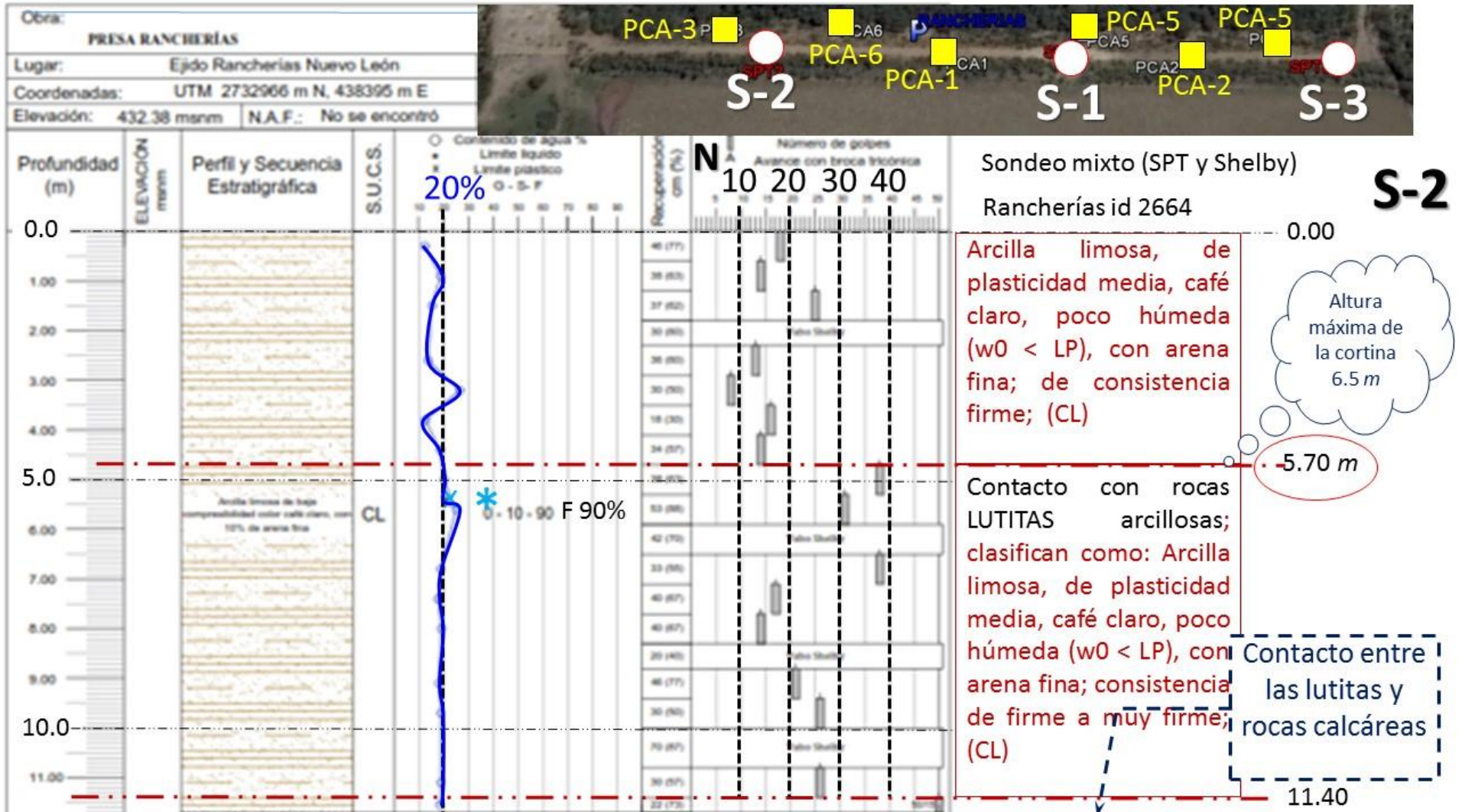


Figura VI.10 Sondeo S-2 en la margen izquierda.

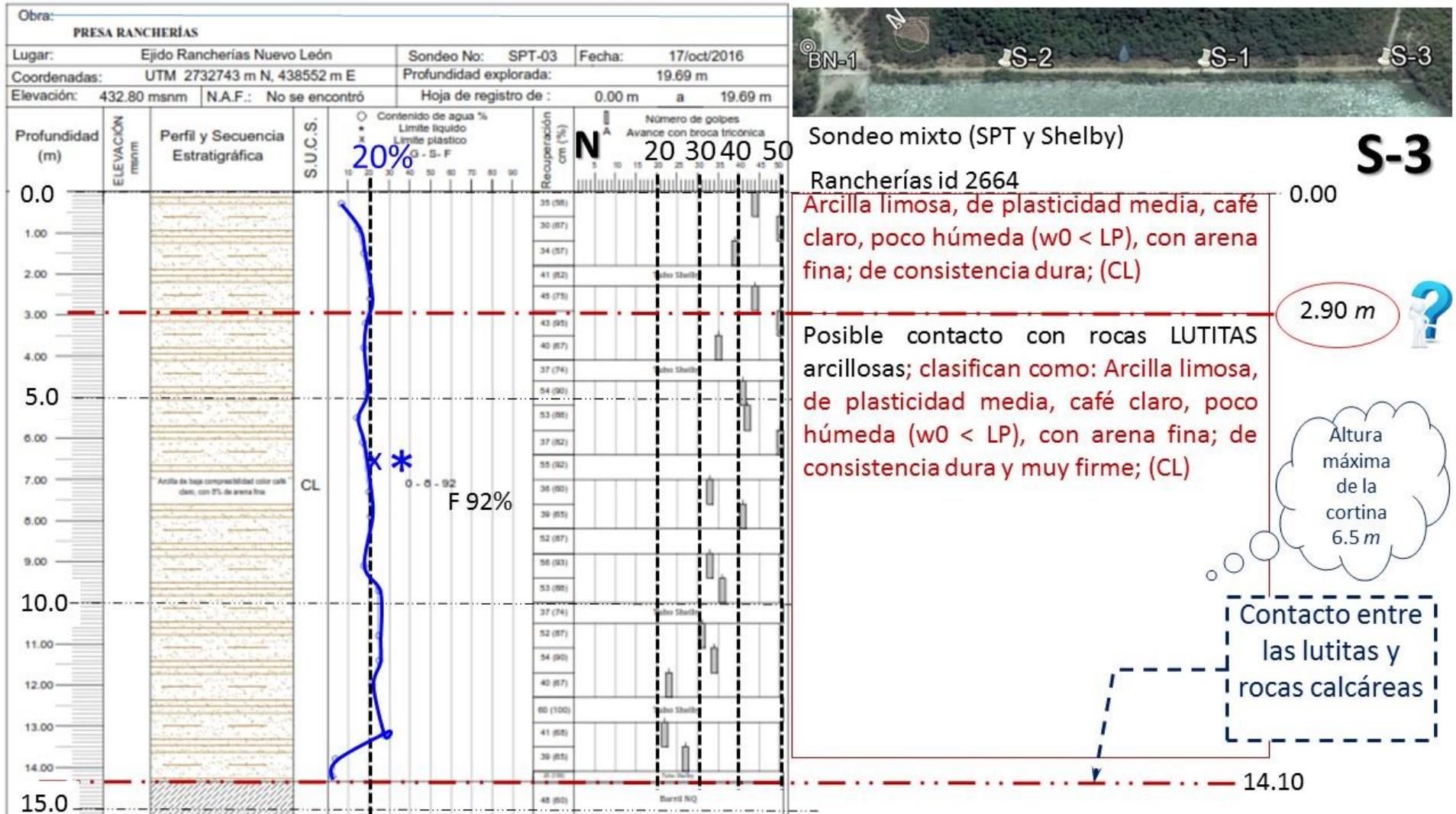
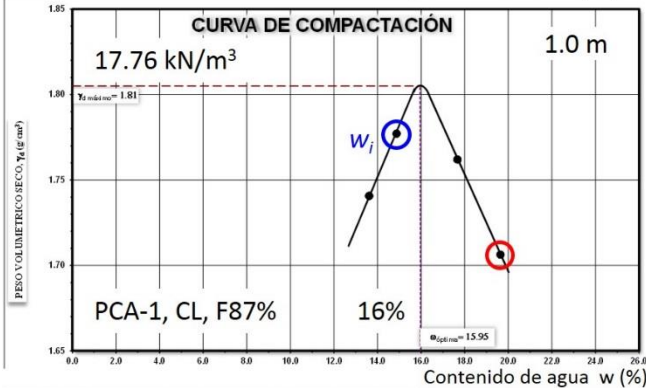


Figura VI.11 Sondeo S-3 en la margen derecha.

UTM X: 488442 UTM Y: 2732897 PROF.: 1.00 m

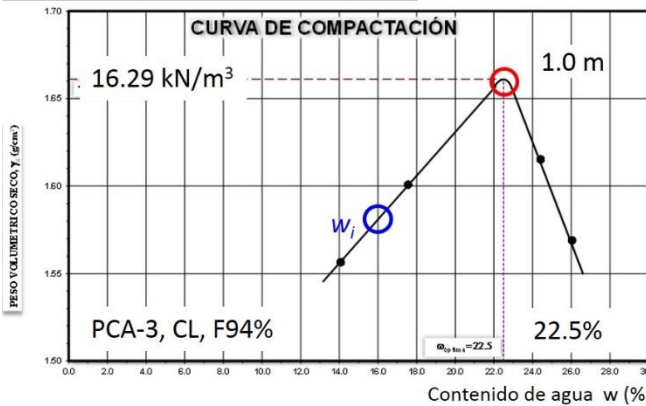
| γ_m (t/m ³) | w_{nat} (%) | LL | LP | Ip | γ_{sat} (t/m ³) | w_{op} (%) | G | A | F |
|-----------------------------------|------------------|----|----|----|---------------------------------------|-----------------|----|-----|-----|
| 2.01 | 14.30 | 37 | 21 | 16 | 1.81 | 16.00 | 0% | 13% | 87% |

Arcilla limosa de mediana plasticidad, café claro, 13% arena fina (CL)

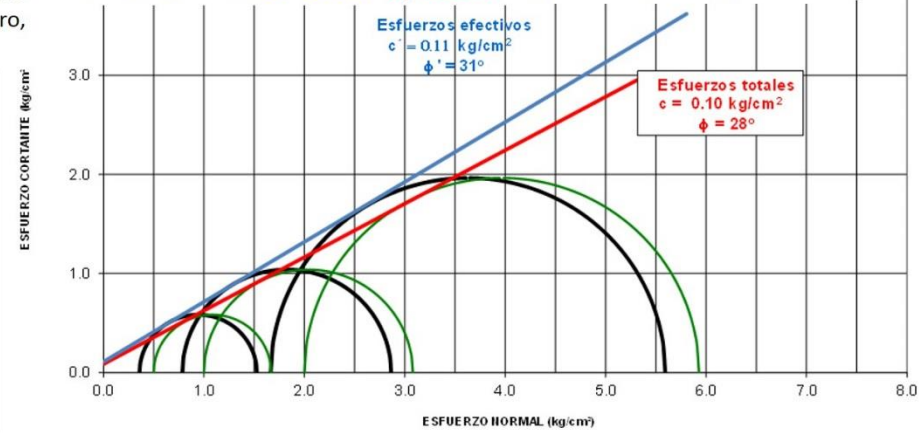


| γ_m (t/m ³) | w_{nat} (%) | LL | LP | Ip | γ_{sat} (t/m ³) | w_{op} (%) | G | A | F |
|-----------------------------------|------------------|----|----|----|---------------------------------------|-----------------|----|----|-----|
| 1.87 | 12.63 | 38 | 15 | 23 | 1.66 | 22.50 | 0% | 3% | 97% |

Arcilla limosa de mediana plasticidad, café claro, 3% arena fina (CL)



PCA-1, CL, F87%, $w_i=14.7\%$ $w_f=19.9\%$ $c'_u = 10 \text{ kN/m}^2$ $\phi'_u = 31^\circ$ 1.0 m



PCA-3, CL, F87%, $w_i=15.9\%$ $w_f=22.0\%$ $c'_u = 110 \text{ kN/m}^2$ $\phi'_u = 26^\circ$ 1.0 m

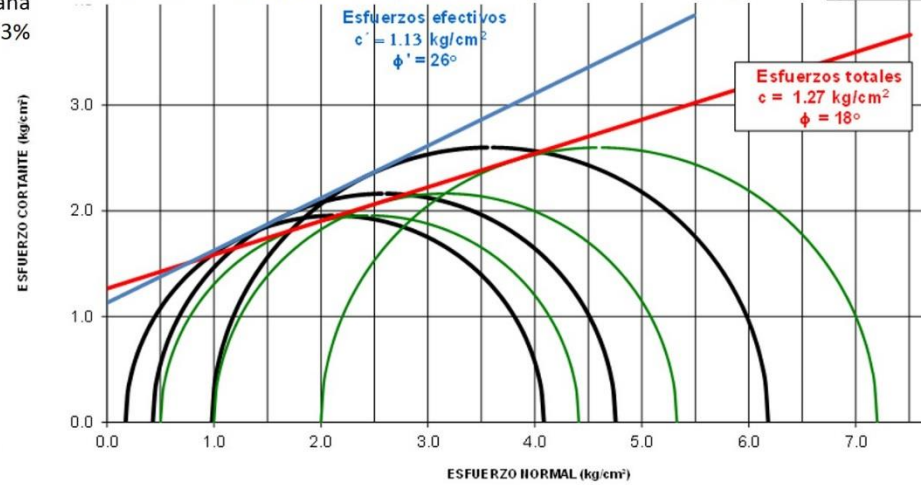
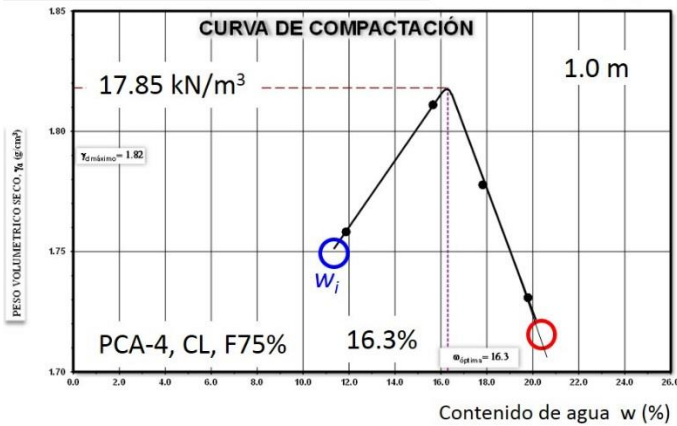


Figura VI.12 Círculos de Mohr de los suelos superficiales de la cortina en el PCA-1 y PCA-3.

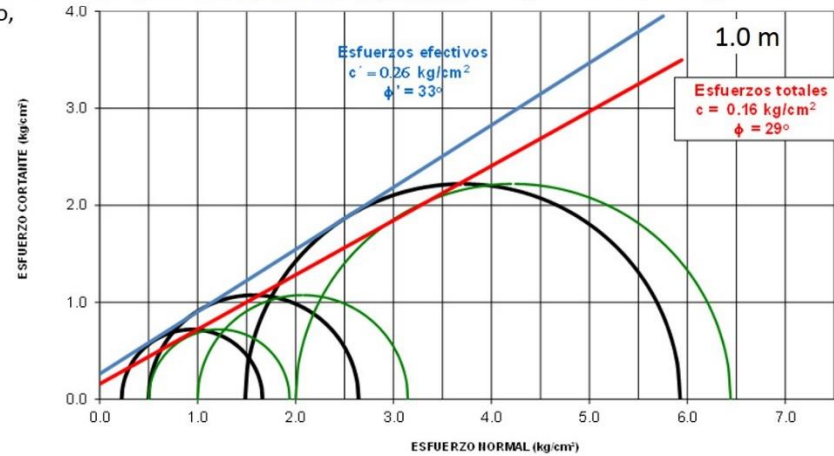
| γ_m (t/m ³) | ϕ_{sat} (%) | LL | LP | Ip | γ_{sat} (t/m ³) | ϕ_{sp} (%) | G | A | F |
|-----------------------------------|---------------------|----|----|----|---------------------------------------|--------------------|----|-----|-----|
| 1.76 | 11.82 | 37 | 22 | 15 | 1.82 | 16.30 | 0% | 25% | 75% |

Arcilla limosa de mediana plasticidad, café claro, 25% arena fina (CL)

PCA-4, CL, F75%, $w_i=11.2\%$ $w_f=20.7\%$ $c'_u = 25 \text{ kN/m}^2$ $\phi'_{u'} = 33^\circ$



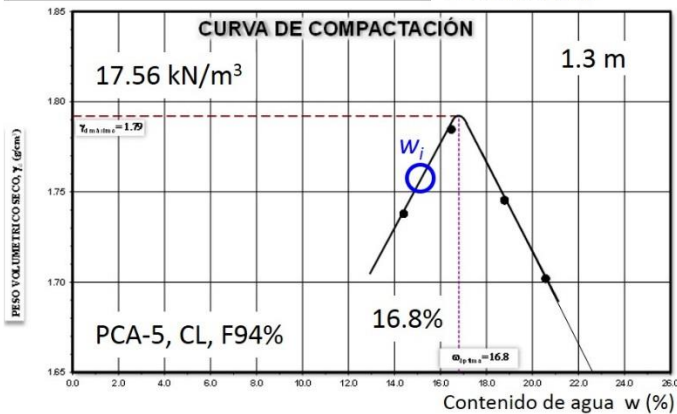
Contenido de agua w (%)



| γ_m (t/m ³) | ϕ_{sat} (%) | LL | LP | Ip | γ_{sat} (t/m ³) | ϕ_{sp} (%) | G | A | F |
|-----------------------------------|---------------------|----|----|----|---------------------------------------|--------------------|----|----|-----|
| 1.68 | 15.72 | 40 | 22 | 18 | 1.79 | 16.80 | 0% | 6% | 94% |

Arcilla limosa de mediana plasticidad, café claro, 6% arena fina (CL)

PCA-5, CL, F94%, $w_i=14.8\%$ $w_f=24.5\%$ $c'_u = 36 \text{ kN/m}^2$ $\phi'_{u'} = 23^\circ$



Contenido de agua w (%)

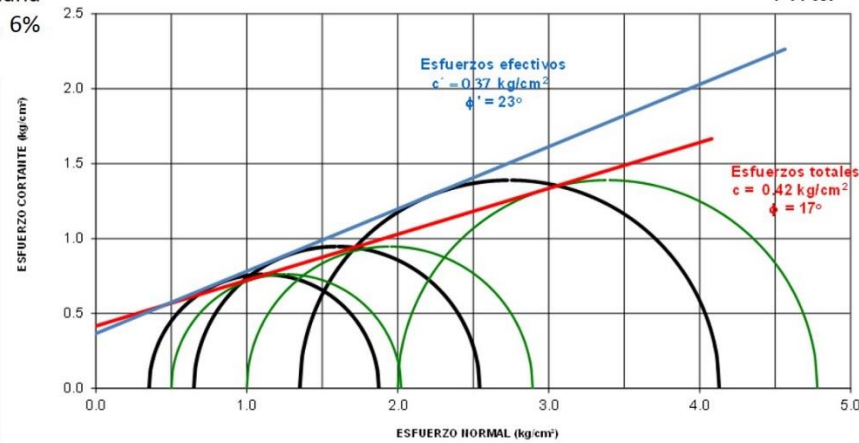
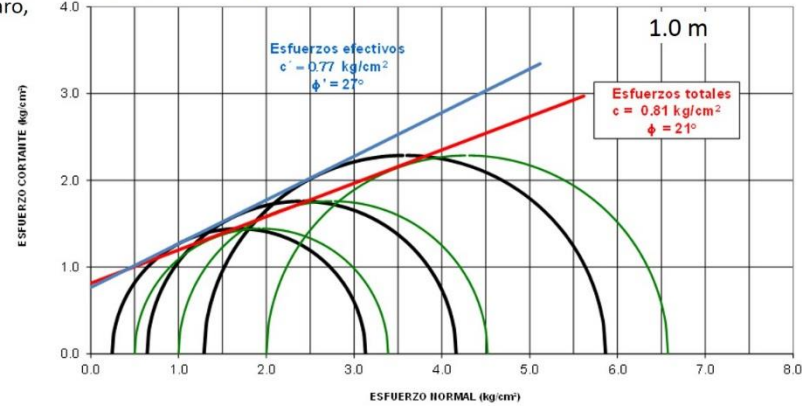
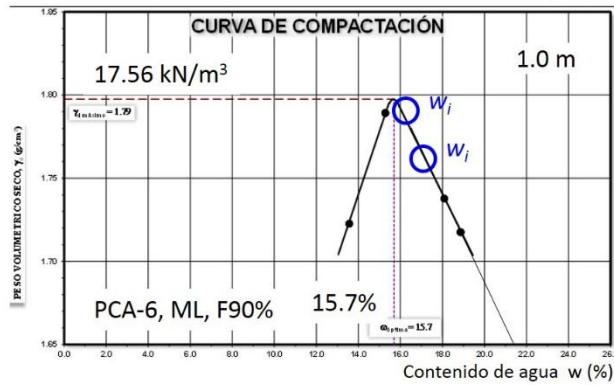


Figura VI.13 Círculos de Mohr de los suelos superficiales de la cortina en el PCA-4 y PCA-5.

| γ_r (t/m ³) | ϕ_{rel} (%) | LL | LP | Ip | γ_{opt} (t/m ³) | ϕ_{opt} (%) | G | A | F |
|-----------------------------------|---------------------|----|----|----|---------------------------------------|---------------------|----|-----|-----|
| 1.77 | 15.18 | NP | NP | NP | 1.80 | 15.70 | 0% | 10% | 90% |

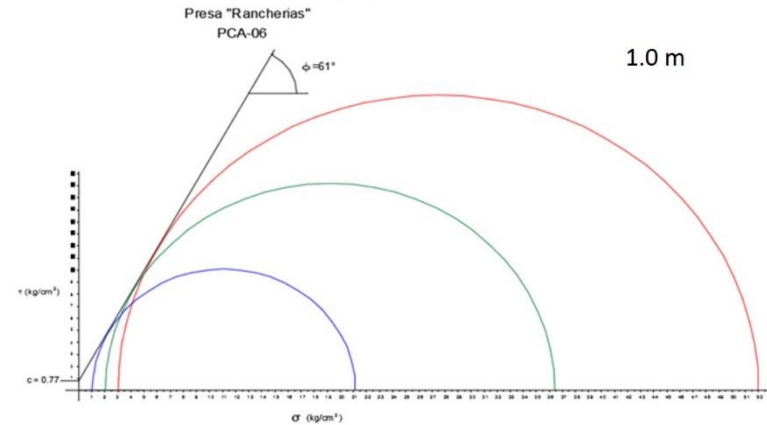
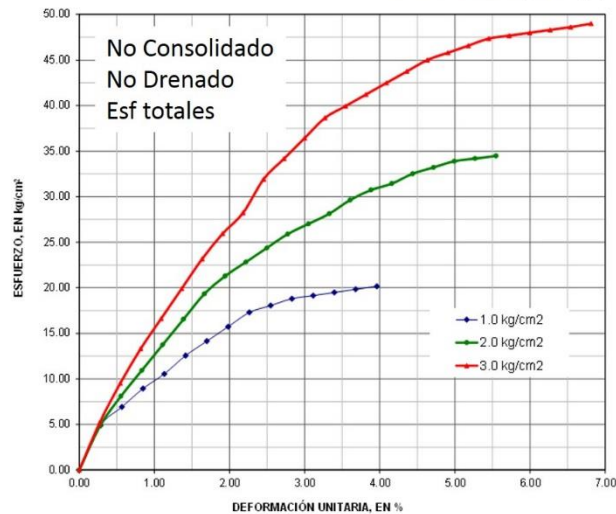
Limo sin arcilla, de baja compresibilidad, café claro, 10% arena fina (ML)

PCA-6, CL, F75%, $w_i=17.3\%$ $w_f=23.5\%$ $c'_u = 75 \text{ kN/m}^2$ $\phi'_u = 27^\circ$



Consolidado - No Drenado con medición de presión de poro

PCA-6, CL, F75%, $w_i=16.1\%$ $w_f=w_i$ $c_{uu} = 75 \text{ kN/m}^2$ $\phi_{uu} = 61^\circ$



No Consolidado - No Drenado en esfuerzos totales

Figura VI.14 Círculos de Mohr de los suelos superficiales de la cortina en el PCA-6.

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

Tabla VI.4. Correlación entre la resistencia a la penetración estándar y la consistencia y resistencia a la compresión simple de arcillas.

| Consistencia | SPT N_{30} | q_u (kN/m^2) |
|--------------|--------------|--------------------|
| Muy blanda | 0 — 2 | < 25 |
| Blanda | 2 — 4 | 25 — 50 |
| Media | 4 — 8 | 50 — 100 |
| Firme | 8 — 15 | 100 — 200 |
| Muy firme | 15 — 30 | 200 — 400 |
| Dura | > 30 | > 400 |

De los sondeos S-1 y S-2, la consistencia de la arcilla de la cortina va de una consistencia firme ($N \geq 8$) con cohesión de 100 kPa , a una consistencia muy firme con $N=25$ y cohesión de 333 kPa - Con esas resistencia al esfuerzo cortante, que dan cohesiones importantes, la sección crítica elegida para el análisis de estabilidad de la cortina de suelos arcillosos (CL) de la presa Rancherías, con altura de 6.5 m, ancho de corona de 4.0 m, y taludes inclinados de 3.05h:1v y 1.45h:1v en los respaldos aguas arriba y aguas abajo, respectivamente, difícilmente fallaría con las propiedades que tienen los suelos superficiales ensayados en pruebas triaxiales, inclusive considerando el sondeo S-1 que es central (0+275) y donde que el número de golpes varía de 15 a 31, con un valor de tendencia de 25 golpes, con una cohesión de 333 kN/m^2 , o en el sondeo S-2 en el cadenamiento 0+275, que está cerca de la zona que tuvo problemas en 2010 (0+290 a 0+320), la cohesión sería de 100 kPa , valores con los cuales la cortina no fallaría en ninguna de las condiciones de operación, dada su geometría. Una manera de considerar el debilitamiento estructural de la cortina por los efectos de los agrietamientos y cavidades u oquedades observados durante la exploración, y como causa raíz de la falla ocurrida en 2010, sería considerar como base las propiedades que se muestran en la Tabla VI.6 y la Tabla VI.6.

Tabla VI.5. Propiedades índices del suelo de la cortina.

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.

| PCA | W _{ópt} (%) | Y _{ópt seco} (kN/m ³) | S _s | LL % | LP % | IP % | LCL % | A (-) | % Finos | % Arena | % Grava | SUCS |
|----------|-------------------------|---|----------------|---------|---------|---------|----------|----------|------------|------------|------------|------|
| 1 | 16.0 | 17.76 | 2.66 | 37 | 21 | 16 | 2.0 | 0.21 | 87 | 13 | 0 | CL |
| 3 | 22.5 | 16.29 | 2.66 | 38 | 15 | 23 | 4.0 | 0.26 | 97 | 3 | 0 | CL |
| 4 | 16.3 | 17.85 | 2.66 | 37 | 22 | 15 | 6.0 | 0.23 | 75 | 25 | 0 | CL |
| 5 | 16.8 | 17.56 | 2.66 | 40 | 22 | 18 | 6.0 | 0.21 | 94 | 6 | 0 | CL |
| 6 | 15.7 | 17.56 | 2.66 | NP | NP | 0 | 0 | 0.00 | 90 | 10 | 0 | ML |

Tabla VI.6. Propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo de la cortina.

| PCA | Y _{mi} (kN/m ³) | w _i (%) | Y _{mf} (kN/m ³) | w _f (%) | c' (kPa) | fi (°) | k (m/s) | Et (e=1%) (kPa) |
|------------|---|-----------------------|---|-----------------------|-------------|-----------|------------|--------------------|
| 1 | 19.80 | 14.7 | 20.70 | 19.9 | 10 | 31 | 6.33E-07 | 22070. |
| 3 | 18.87 | 15.9 | 19.86 | 22.0 | 110 | 26 | 1.67E-07 | 27950. |
| 4 | 17.13 | 11.2 | 18.59 | 20.7 | 25 | 33 | 3.25E-06 | 21090. |
| 5 | 16.33 | 14.8 | 17.71 | 24.5 | 36 | 23 | 3.33E-07 | 14720. |
| MED | 18.03 | 14.2 | 19.22 | 21.8 | 24 | 28 | 1.10E-07 | 21450. |
| 6 | 17.61 | 17.3 | 18.54 | 23.5 | 75 | 27 | 5.67E-06 | 27960. |

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

Se tiene que para suelos arcillosos (CL) con límite de contracción (LC) de 0 a 10% pero con IP > 30% el suelo tiende a sufrir altos cambios de volumen importantes, sin embargo para suelos con $2 \leq LC \leq 6\%$ pero $15 \leq IP \leq 23\%$, como la arcilla de mediana plasticidad de la cortina de Rancherías, el suelo tiene a sufrir cambios de volumen de bajos a moderados. Por otra parte, en las pruebas de consolidación en unidimensional y triaxial, la arcilla de Rancherías 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 es de $A=0.26$ es muy baja. Todo lo anterior, en combinación con los valores de los límites de consistencia y pesos volumétricos, da arcillas de baja a muy 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 $k_d \geq 0.98 > 0.85$, y por ello el suelo no sería colapsable. En función del contenido de finos que es mayor que 32%, de acuerdo con Handy el suelo no es colapsable.

En cuanto a que si el suelo de la cortina Rancherías 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 .

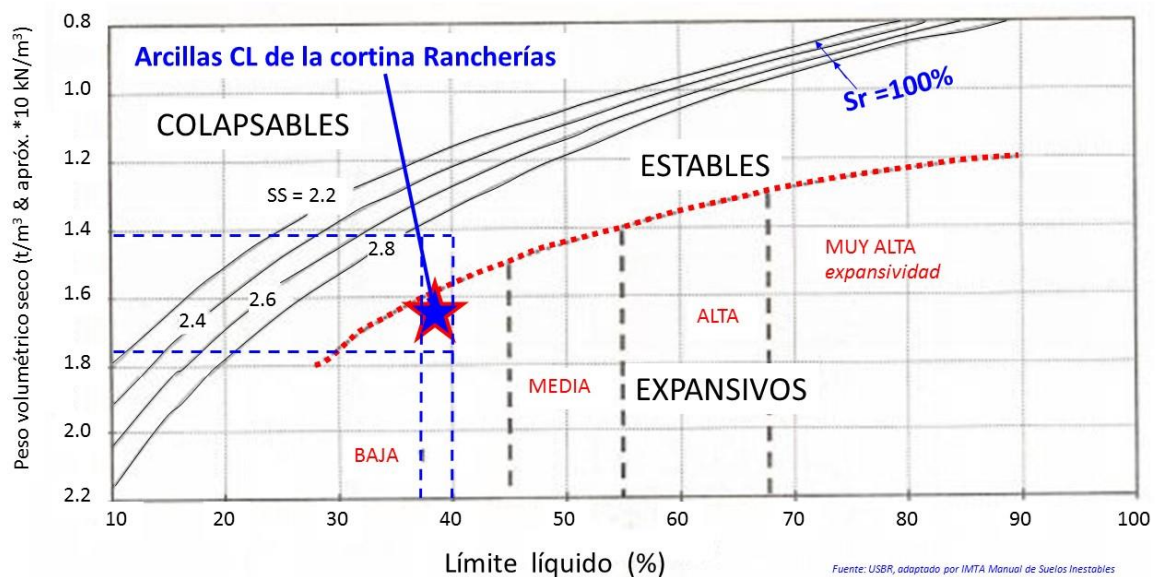


Figura VI.15 Criterios del U. S. Bureau of Reclamation para suelos expansivos y colapsables (MAPAS).

En cuanto al carácter dispersivo del suelo, se procedió a efectuar tanto pruebas de terrón sumergido como de doble hidrómetro USSCS, como se muestra en la . Las pruebas mostrarían que las arcillas de la cortina Rancherías son ligeramente dispersivas.

En efecto, como se aprecia en la , 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 Rancherías como de reacción moderada en todas las pruebas de terrón sumergido a que fueron sometidos.

Por otra parte, de la pruebas de doble hidrómetro USSCS, en la Figura 16, se muestran las del suelo arcilloso de la cortina muestreado en el PCA-3 (foto lado izquierdo), donde en el hidrómetro de la izquierda ya se aprecia una ligera sedimentación de suelo en el fondo con un coeficiente de turbiedad que sería cercano a 4, en tanto que en el hidrómetro de la derecha no es posible apreciar ninguna sedimentación porque la arcilla está defloculada, con un coeficiente de turbiedad que sería mayor que 7. En tanto que en el caso de los suelos también de la cortina pero del PCA-4 (foto derecha), ambos hidrómetros (sin y con agente floculante) darían valores de turbiedad mayores que 6, por lo que esos suelos no son dispersivos.

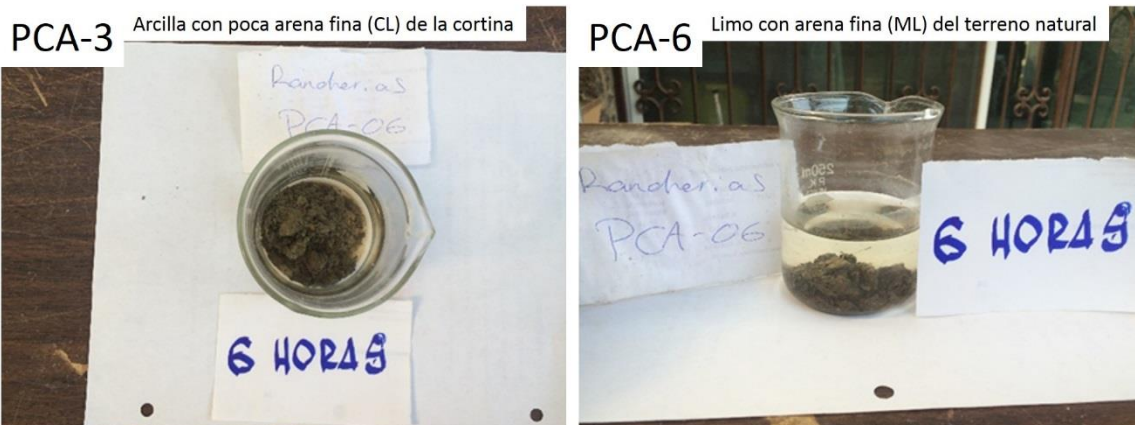


Figura 16. Prueba del terrón sumergido para estudiar la dispersividad de las arcillas de la cortina de la presa Rancherías y del terreno natural.

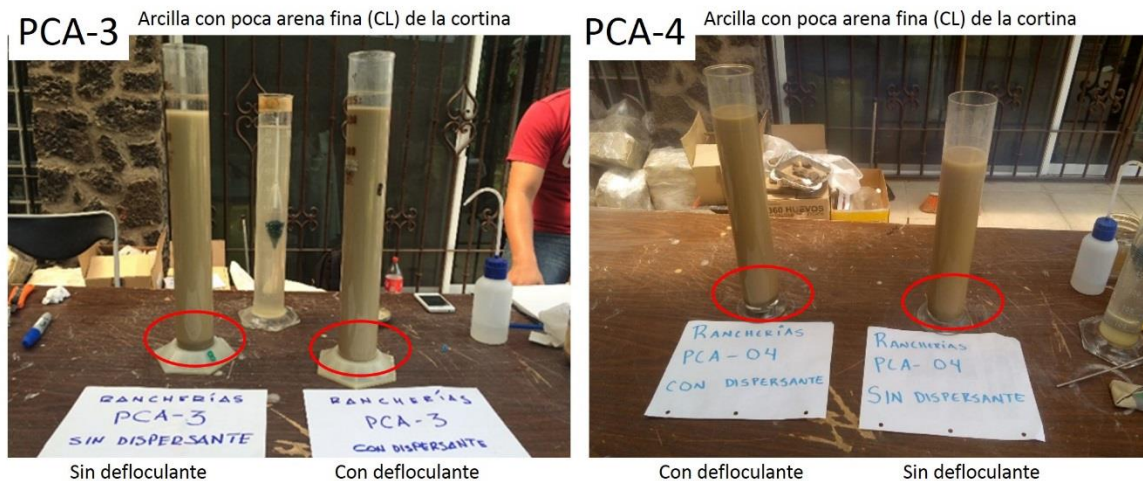


Figura 17. Pruebas del doble hidrómetro USSCS para estudiar la dispersividad de las arcillas de la cortina muestreadas en el PCA-3 y PCA-4.

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 de del por ciento de partículas menores que el diámetro de 0.005 mm, medidas en la segunda prueba con relación al por ciento medido en la primera prueba. 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 Rancherías, este porcentaje dio valores entre 15 y 35%, lo que indicaría que los suelos arcillosos de la cortina son ligeramente dispersivos.

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 VI.12.

Para fines de análisis de estabilidad en condiciones de operación normal o extrema, es decir, con el nivel del embalse al NAMO o al NAME, respectivamente, para caracterizar la masa 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 VI.18, con las propiedades índices, mecánicas e hidráulicas indicadas en la Tabla VI.7.

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

| ESTRATA | w (%) | γ_m (kN/m^3) | c (kPa) | ϕ (°) | k (m/s) | Et ($\rho=1\%$) (kPa) |
|---------------|-------|-------------------------|---------|------------|----------|-------------------------|
| ALTA | 18.0 | 16.19 | 45 | 28 | 1.67E-06 | 27950. |
| MEDIA | 16.0 | 15.79 | 39 | 26 | 6.67E-06 | 24700. |
| BAJA | 19.0 | 15.21 | 33 | 24 | 3.67E-05 | 21450. |
| LUTITA | 2.5 | 17.17 | 225 | 0 | 5.33E-05 | 111595. |

Los valores de cohesión y ángulo ϕ , corresponden a esfuerzos efectivos. Para esfuerzos totales la cohesión sería de 100 a 333 kPa con ϕ de cero.

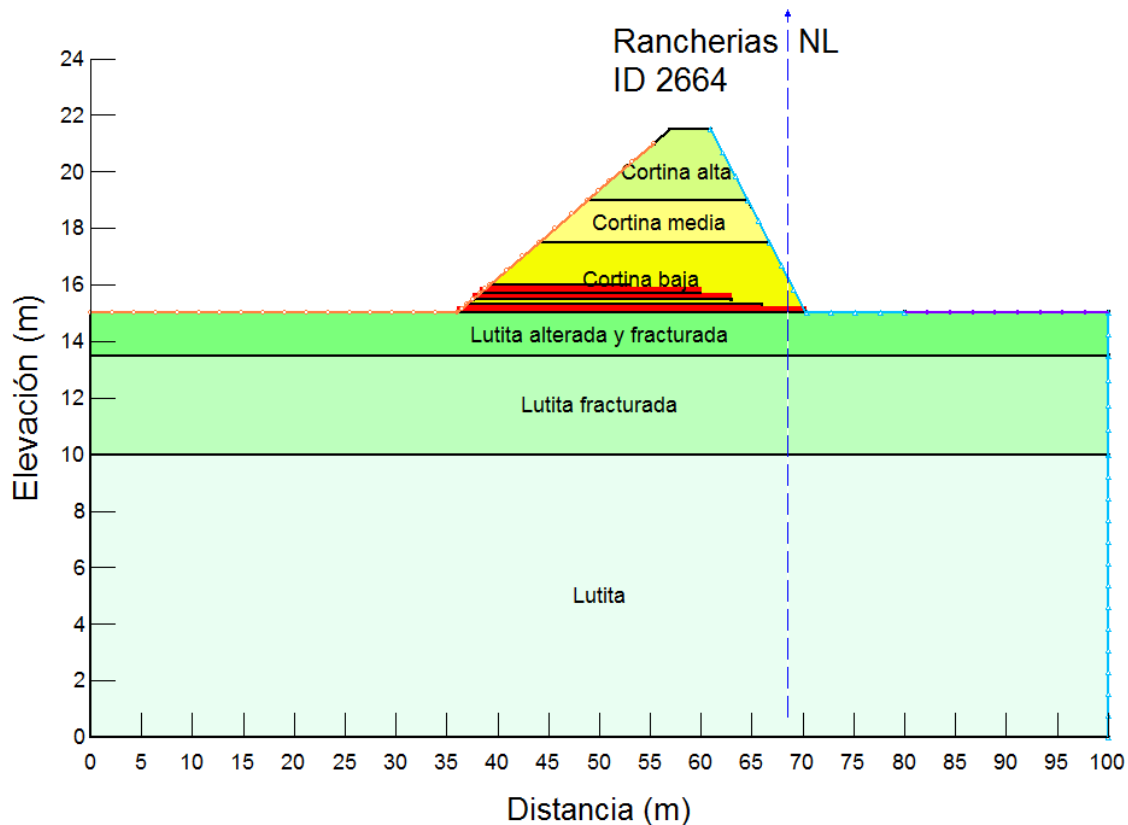


Figura VI.18 Modelo estratificado de la cortina y del subsuelo de cimentación.

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.

VI.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

VI.5 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 Rancherías no ha tenido problemas de desbordamiento, o al menos no se reportan y los habitantes entrevistados dicen que jamás se ha desbordado desde que se construyó. Sin embargo, tiene peligro de falla por desbordamiento porque el nivel de riesgo hidrológico es ALTO, de acuerdo con el estudio hidrológico, toda vez que no cuenta con un vertedor de excedencias adecuado y por lo tanto no es capaz de transitar y controlar la avenida con gasto pico de 71.1 m³/s y período de retorno de 500 años, para lo cual se proyecta el mejoramiento del vertedor de excedencias.

Erosión por oleaje del talud aguas arriba

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

Erosión por lluvia de taludes aguas arriba o abajo

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

Árboles y vegetación en los respaldos aguas arriba y abajo

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

VI.6 Deficiencias de las condiciones geométricas

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

El bordo libre de la presa Rancherías 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.VIII.

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

| Elemento | Elevación (msnm) | Distancia desde la corona (m) |
|--------------------------------------|------------------|-------------------------------|
| Corona | 432.47 | 0.00 |
| NAME para el análisis de estabilidad | 431.97 | 0.50 |
| NAMO | 430.63 | 1.84 |
| Pie del talud aguas arriba | 425.96 | 6.51 |
| Pie del talud aguas abajo | 425.96 | 6.51 |

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 Rancherías, de acuerdo con el NAME hidrológico calculado es mayor que 1.0 metro.

Revisión del bordo libre.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$H_{WR} = 1.3*(0.32) = 0.42 \text{ m} \quad (VI.6)$$

La parte correspondiente al bordo libre por sismo que se presenta más adelante, permite estimar que la mayor porción del asentamiento máximo de la cortina ya se ha llevado a cabo durante vida operativa. Aquí se supone que ocurrirá un asentamiento adicional de 0.02 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 1.0 m (100 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 Rancherías tiene una altura de azolves de 2 a 3 m, acumulada durante sus centenares de años de vida operativa. Los análisis realizados en este estudio permiten estimar que para otros 50 años de vida operativa, se acumularía una altura adicional de otro metro de azolve en el caso de que no se cuide la desertificación y la vegetación nativa de las montañas circunvecinas.

VI.7 Deficiencias de control de flujo de agua

Erosión interna de la cortina

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

Filtraciones excesivas por el terreno natural o cimentación

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

Filtraciones no controladas en el respaldo aguas abajo

La presa Rancherías no tiene reporte de problemas de filtraciones excesivas, ya que las que han sido reportadas, se reportaron como filtraciones en forma de “lloraderos” lo cual sería consecuencia de la salida de la línea de corriente superior a través del cuerpo de la cortina, sin causar mayores problemas. Esto se debería considerar una deficiencia del diseño y construcción de la cortina original, por la falta de elementos de control de filtraciones y del flujo de agua a través de la cortina, tal como un filtro en la parte inferior de la cortina, entre el centro de la cortina y el pie del respaldo aguas abajo, que captara el agua de la línea de corriente.

Infiltración por grietas o raíces vegetales

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

VI.8 Inestabilidad de la cortina o su cimentación

Capacidad de carga o deformación excesiva de la cimentación

El terreno de cimentación de la presa Rancherías 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 128 kN/m^2 en el contacto y de 107 kN/m^2 a 5 m de profundidad, que con factor de seguridad de 4 requeriría una cohesión de 100 kN/m^2 , que es compatible con el valor de $c=112 \text{ kN/m}^2$, estimada conservadoramente para una lutita fracturada y alterada con una resistencia a la compresión simple de tan solo $f'_c=225 \text{ kN/m}^2$ (2.29 kg/cm^2); o también es compatible para la capacidad de carga admisible con factor de seguridad de 4.0, que da una estimación a partir de los ensayos triaxiales de suelos superficiales ($c=100 \text{ kPa}$ sin considerar f_i). De la misma manera los asentamientos del terreno de cimentación de la cortina ya ocurrieron completamente, durante los 50 años de vida operativa transcurridos de la presa.

Revisión del agrietamiento

No se observó agrietamiento en la cortina de la presa Rancherías.

VI.9 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 NAMI. 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.19.

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 estabilidades de la cortina.

Estudio de las condiciones de flujo de agua establecido

Para realizar el análisis, se parte de la condición de que después de cierto tiempo de operación de la presa, los materiales han sido saturados y han alcanzado condiciones de flujo establecido. La primera etapa consistió en realizar los análisis de flujo

establecido para la cortina. De estos análisis se determinó el gasto que pasa a través de la misma y las condiciones iniciales para los análisis de estabilidad de taludes.

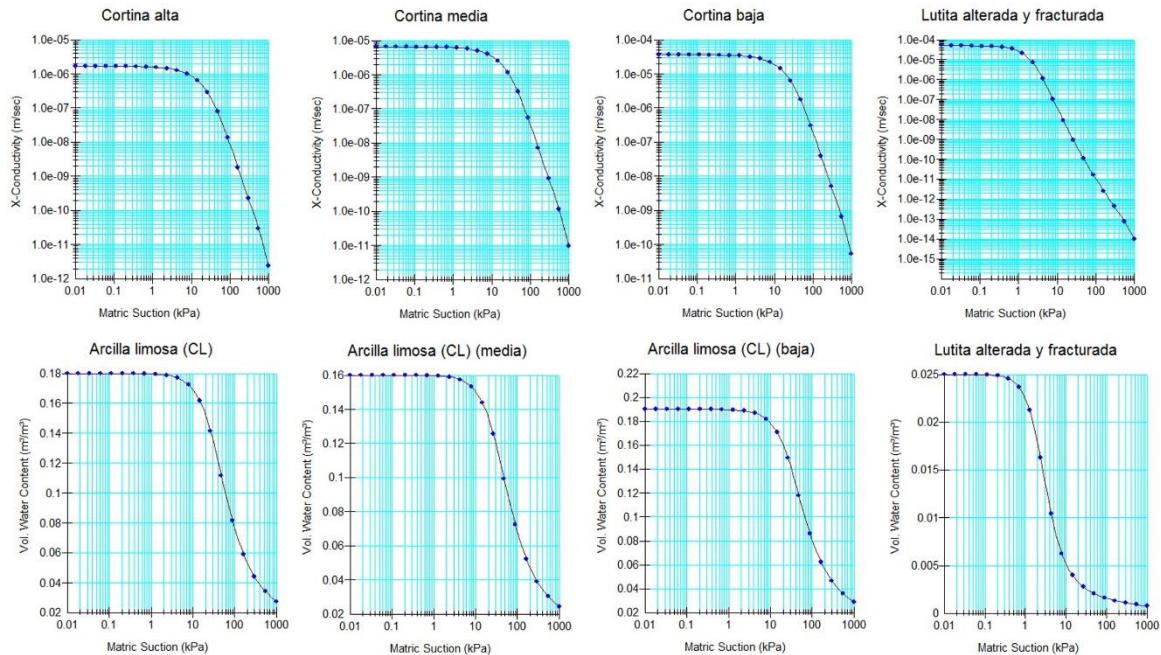


Figura VI.19 Funciones hidráulicas para los suelos de la cortina y su cimentación.

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.20, para las líneas de flujo y vectores de velocidad del flujo de agua durante el llenado rápido; en la Figura VI.21, se tienen las líneas equipotenciales; se presentan de la Figura VI.22 a la Figura VI.24, 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.25 a la Figura VI.26, se presentan los contornos de isovalores de los componentes horizontales, verticales y resultantes de los vectores de velocidad del flujo la cortina durante el momento crítico del llenado rápido.

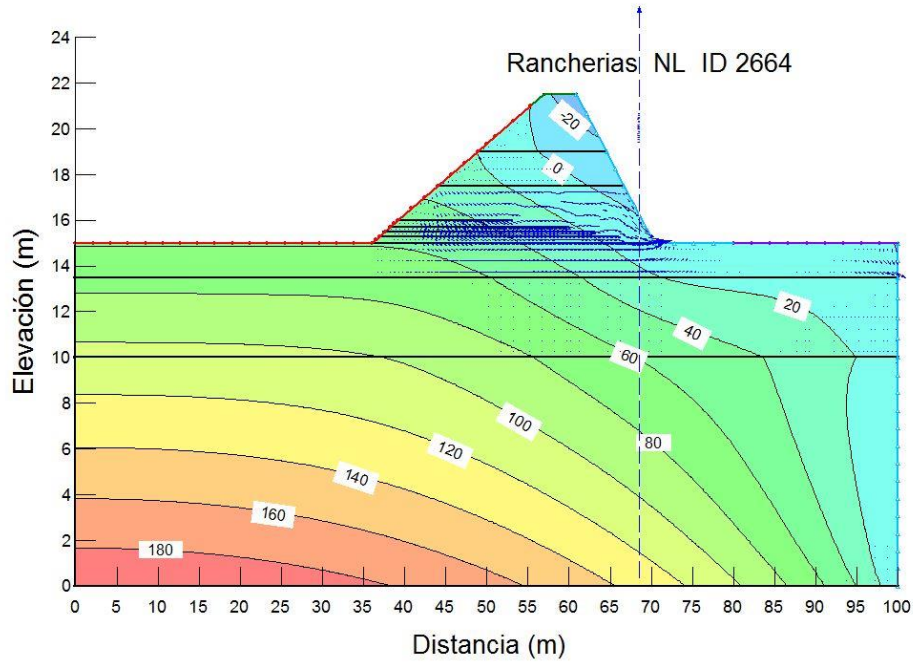


Figura VI.20 Isolíneas de presiones de poro (kPa) y vectores de velocidad con nivel al NAME.

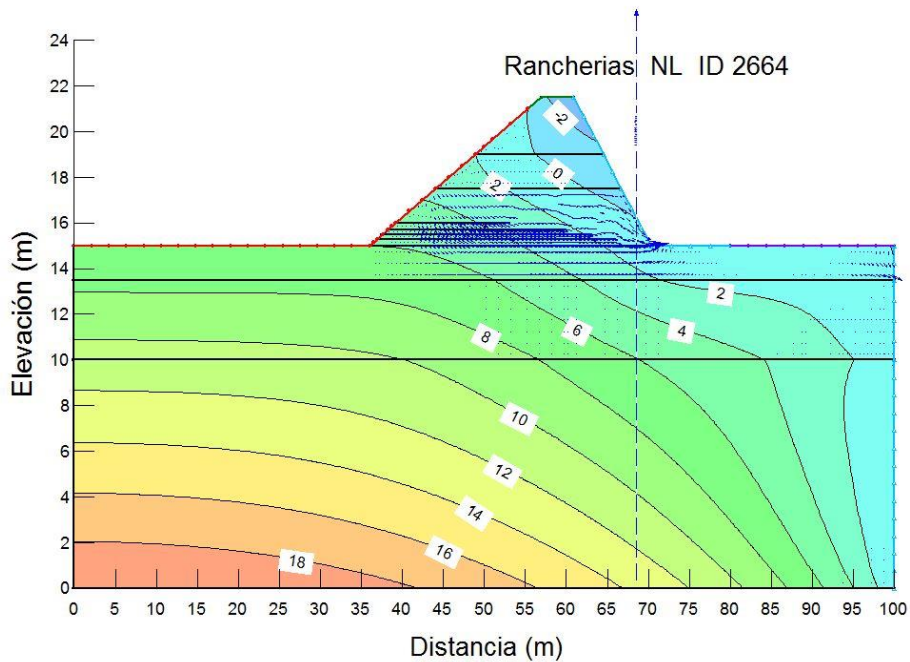


Figura VI.21 Isolíneas de carga hidráulica (m) y vectores de velocidad con nivel al NAME.

Rancherías NL ID 2664

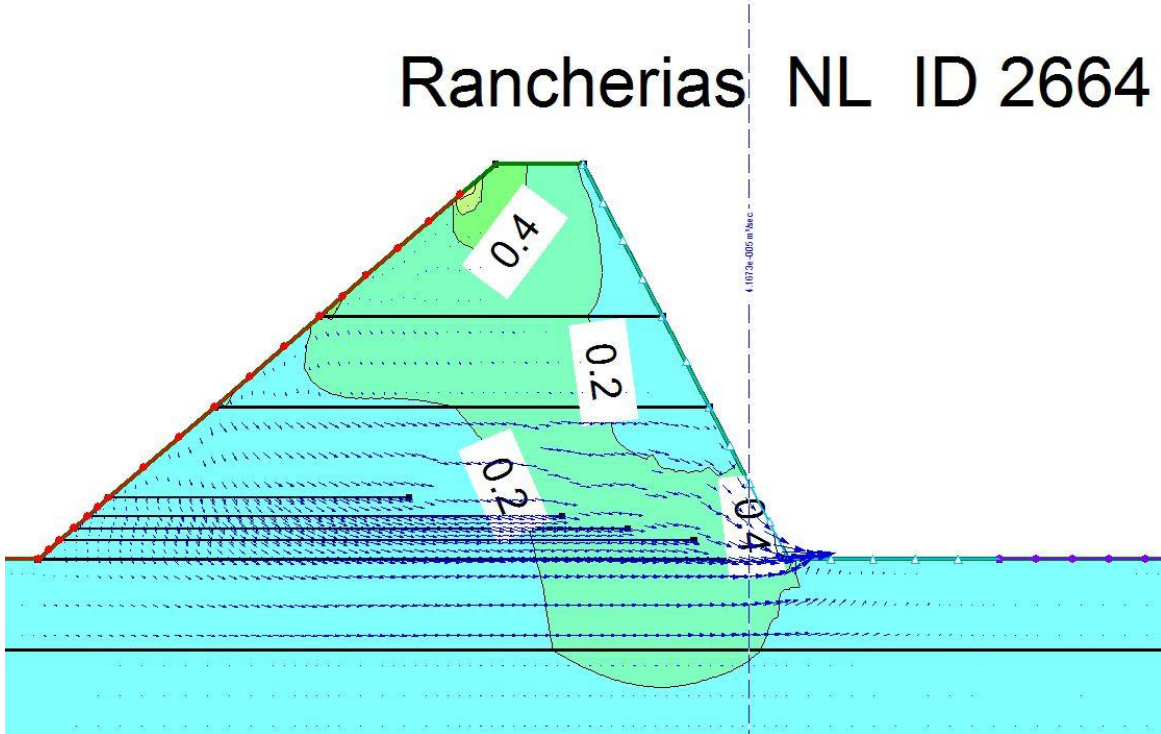


Figura VI.22 Los gradientes hidráulicos horizontales con embalse al nivel del NAME.

Rancherías NL ID 2664

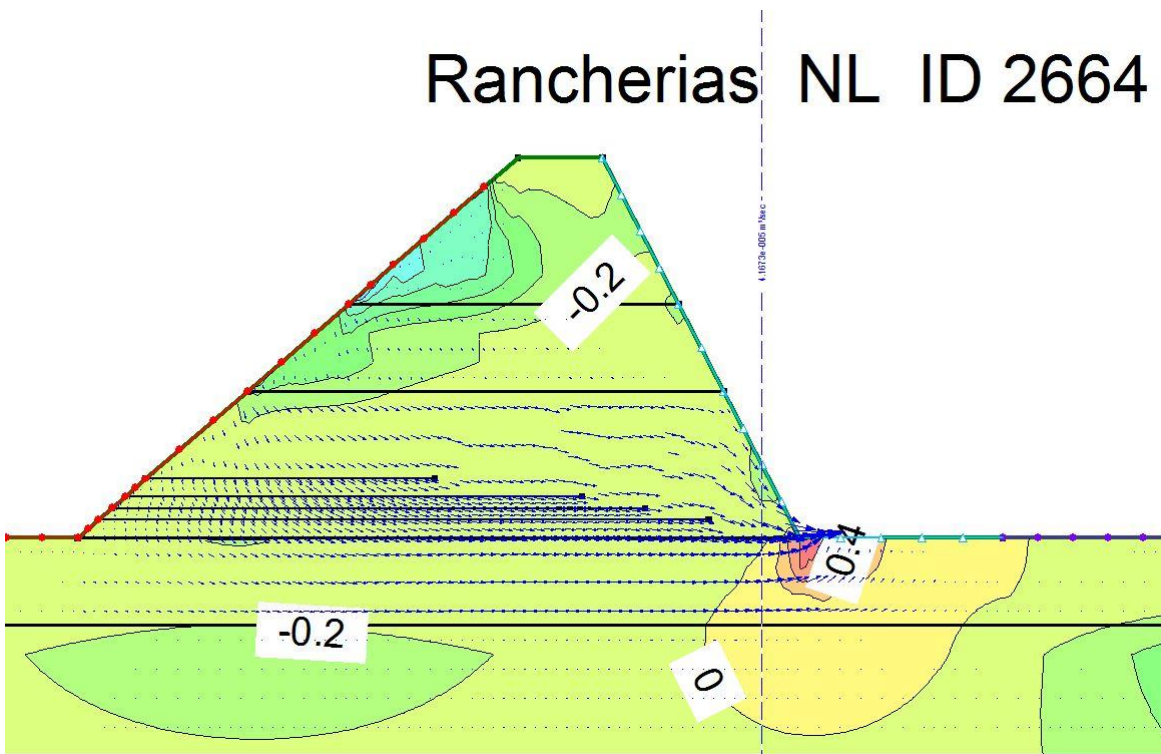


Figura VI.23 Los gradientes hidráulicos verticales con embalse al nivel del NAME.

Rancherías NL ID 2664

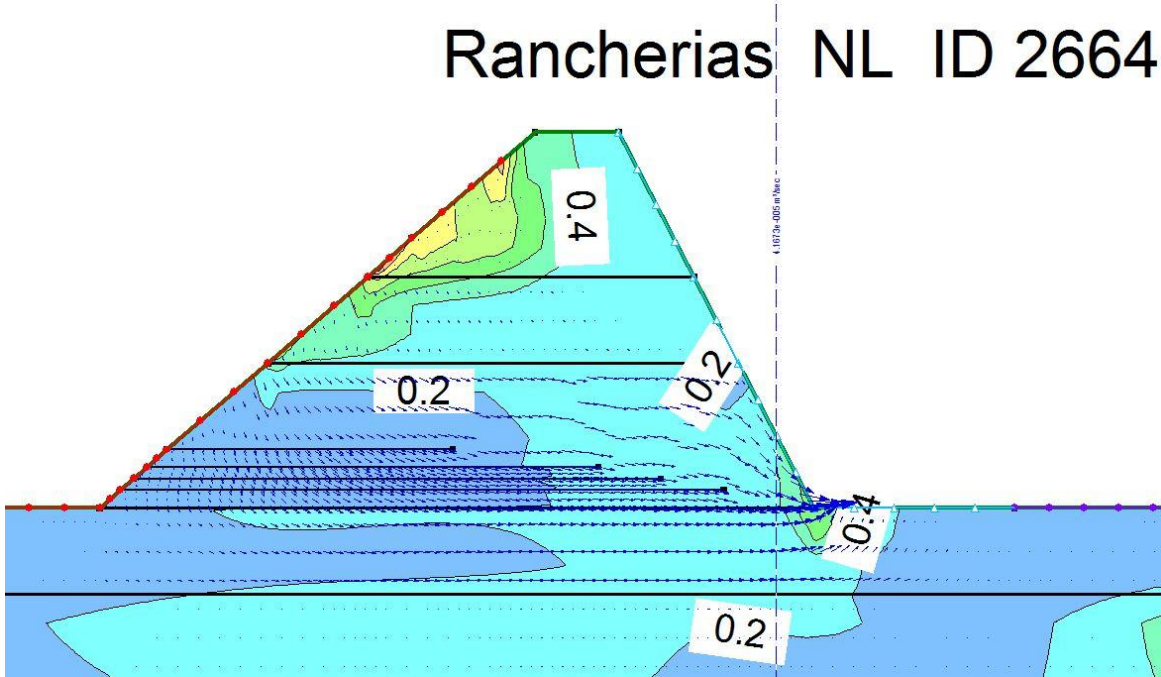


Figura VI.24 Los gradientes hidráulicos resultantes con embalse al nivel del NAME.

Rancherías NL I

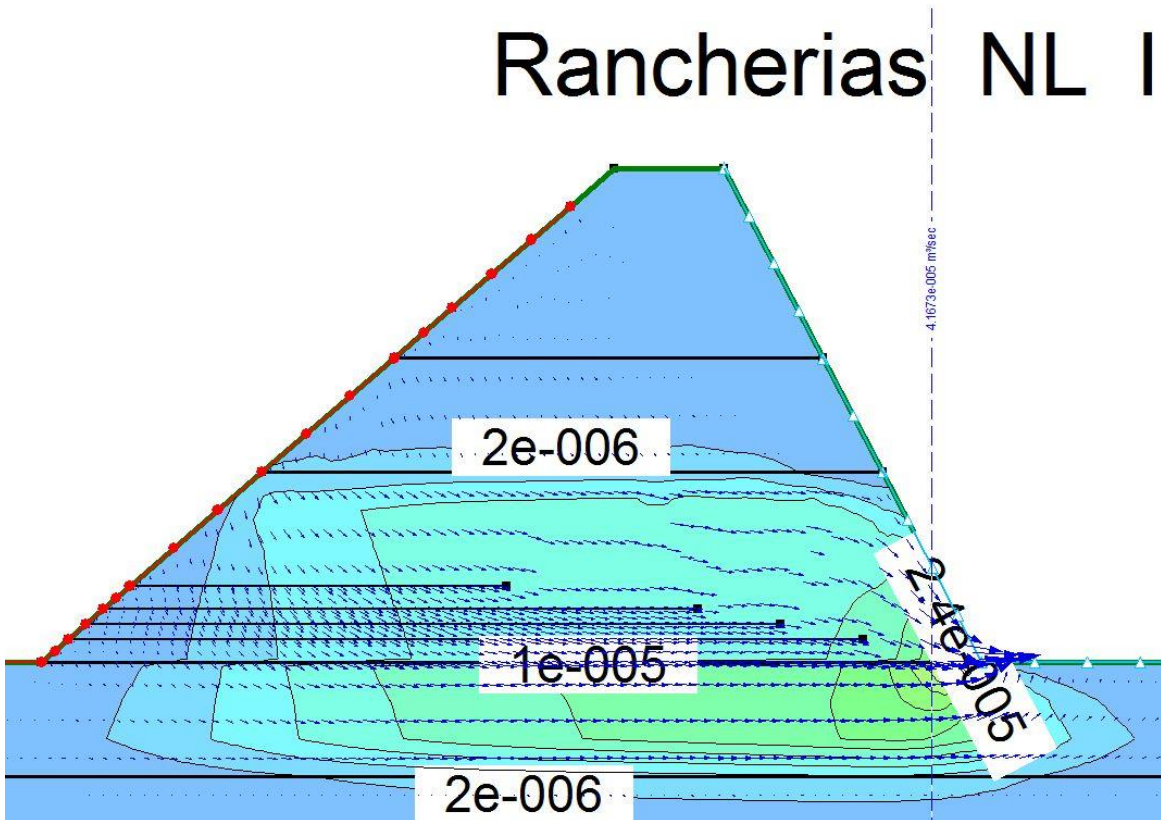


Figura VI.25 Isovalores de velocidad horizontal del flujo (m/s) con embalse al nivel del NAME.

Rancherías NL ID 2664

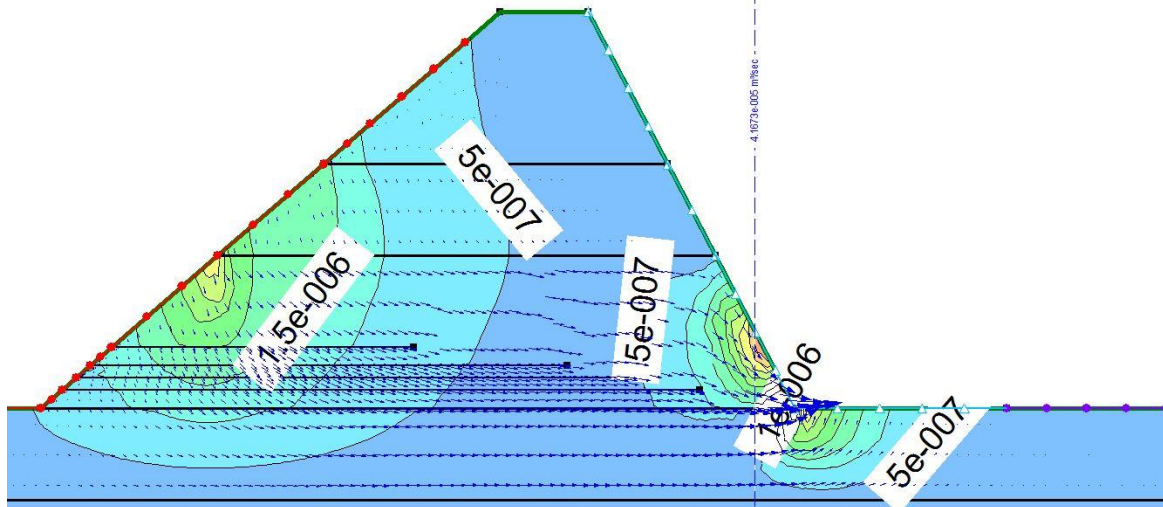


Figura VI.26 Isovalores de velocidad vertical del flujo (m/s) con embalse al nivel del NAME.

Rancherías NL ID 2664

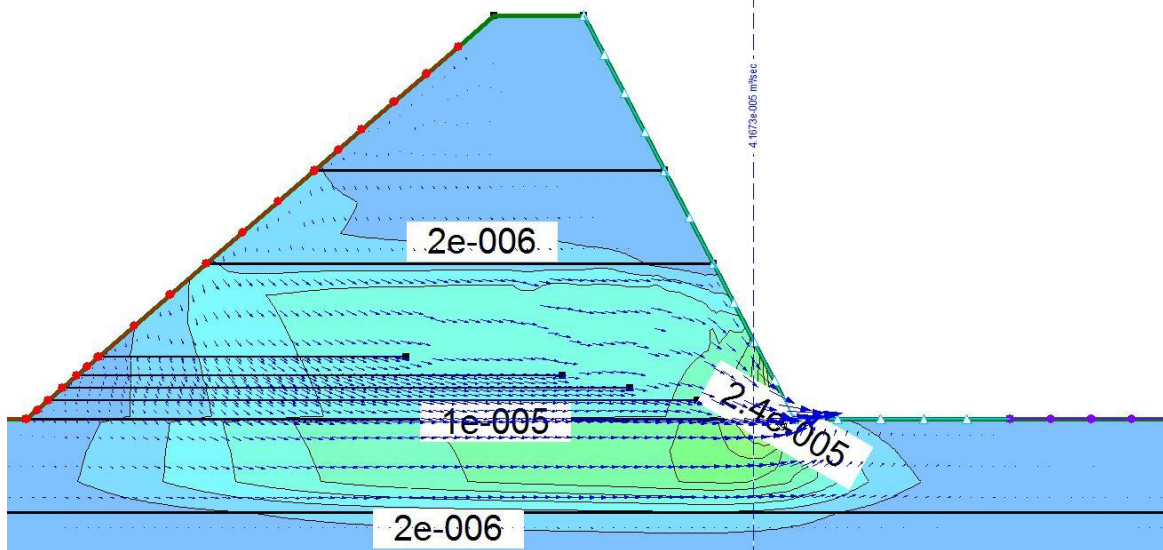


Figura VI.27 Isovalores de velocidad resultante del flujo (m/s) con embalse al nivel del NAME.

Flujo 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 aquí.

De esta manera, se presentan de la Figura VI.28, para las líneas de flujo y vectores de velocidad del flujo de agua durante el llenado rápido; en la Figura VI.29, se tienen las líneas equipotenciales; se presentan de la Figura VI.30 a la Figura VI.32, 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.33 a la Figura VI.35, se presentan los contornos de isovalores de los componentes horizontales, verticales y resultantes de los vectores de velocidad del flujo la cortina durante el momento crítico del llenado rápido.

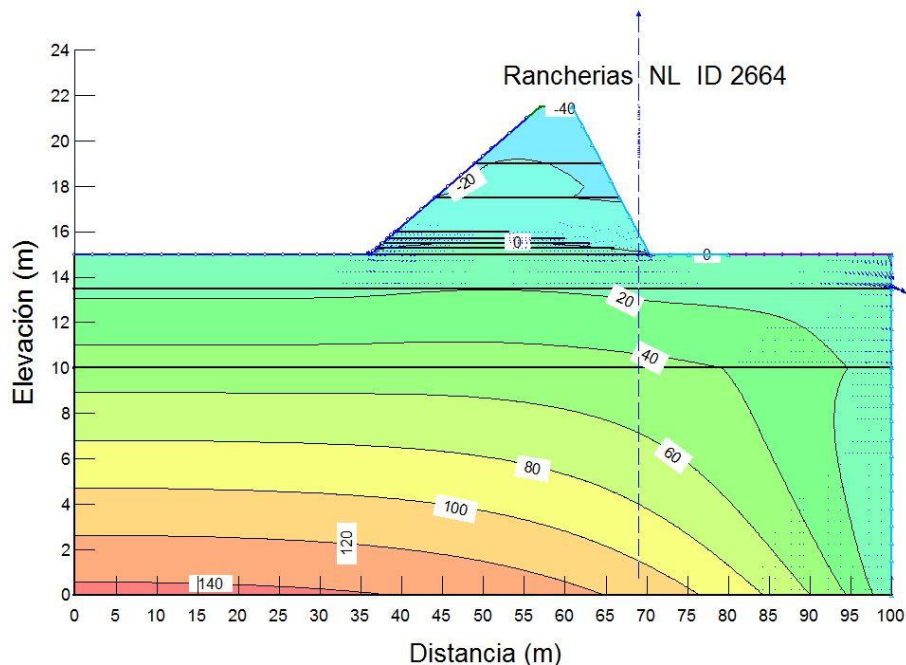


Figura VI.28 isótopos de presiones de poro (kPa) y vectores de velocidad en vaciado rápido.

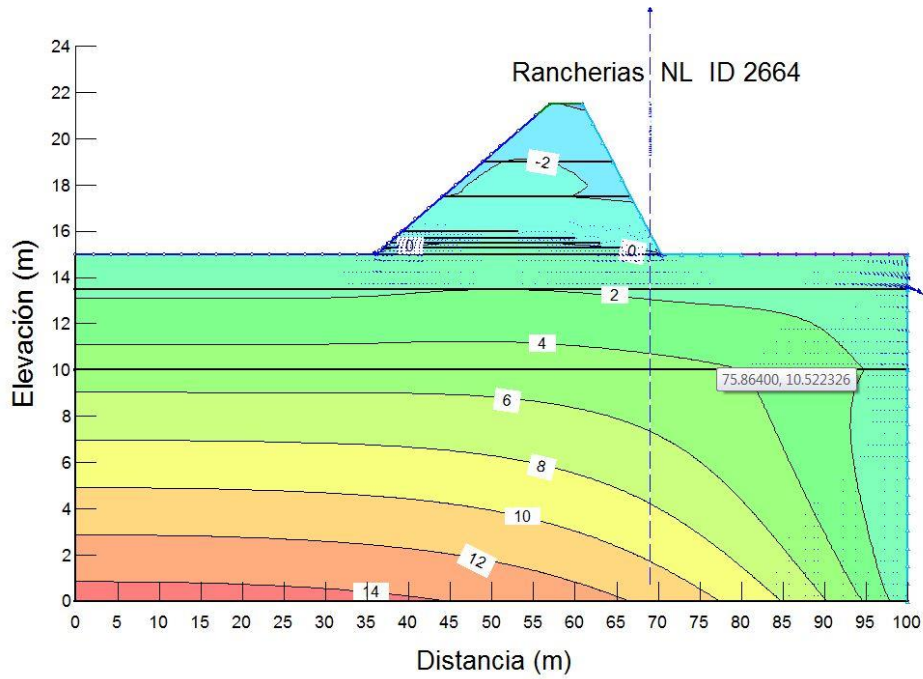


Figura VI.29 isólinas de carga hidráulica (m) y vectores de velocidad en vaciado rápido.

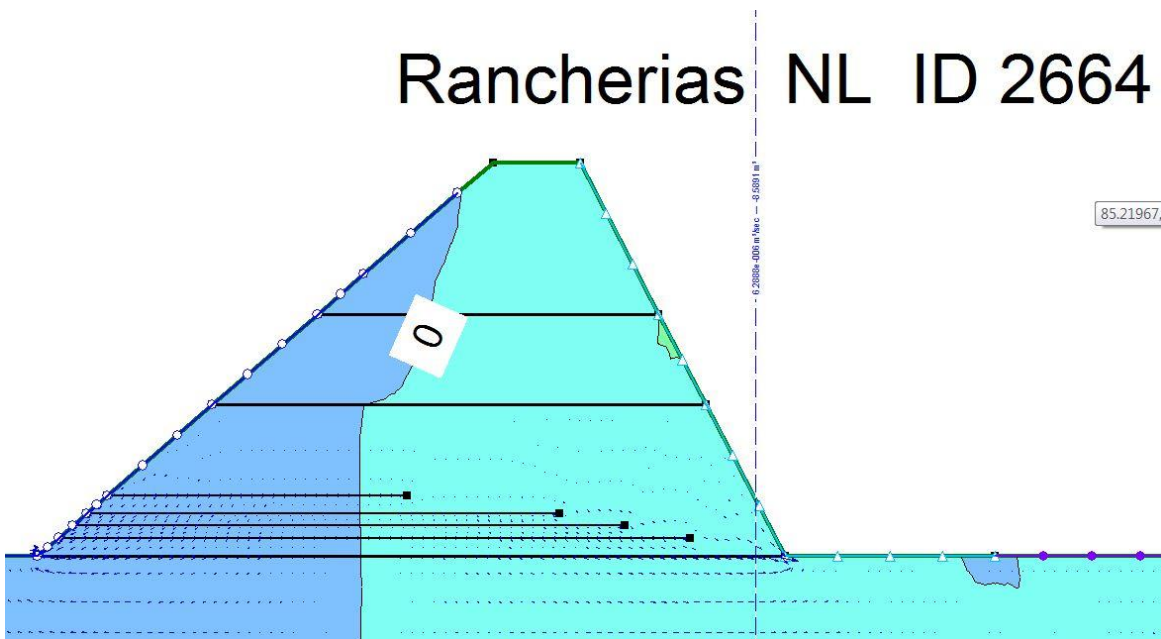


Figura VI.30 Los gradientes hidráulicos horizontales durante un vaciado rápido.

Rancherías NL ID 2664

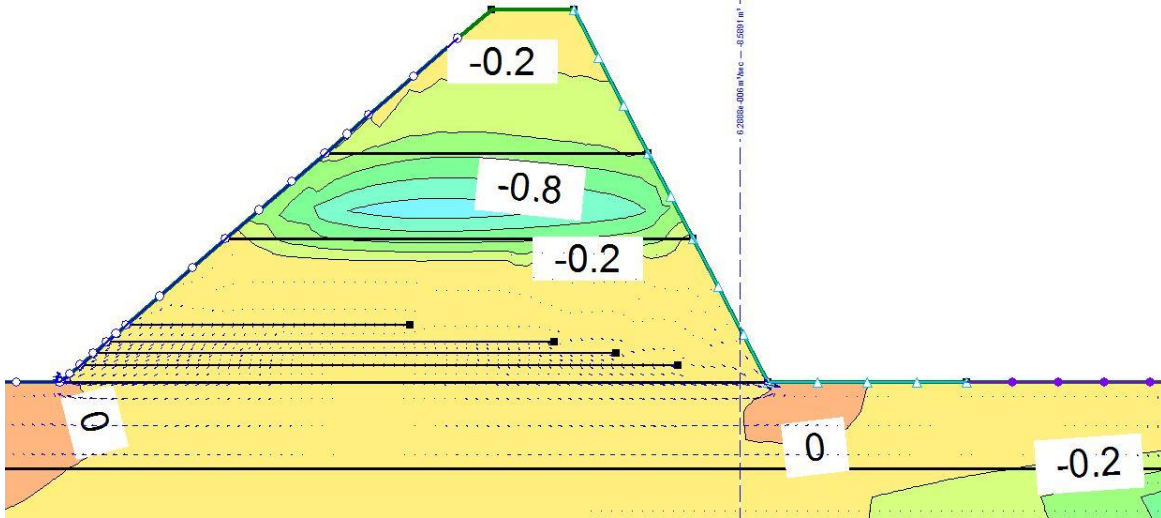


Figura VI.31 Los gradientes hidráulicos verticales durante un vaciado rápido.

Rancherías NL ID 2664

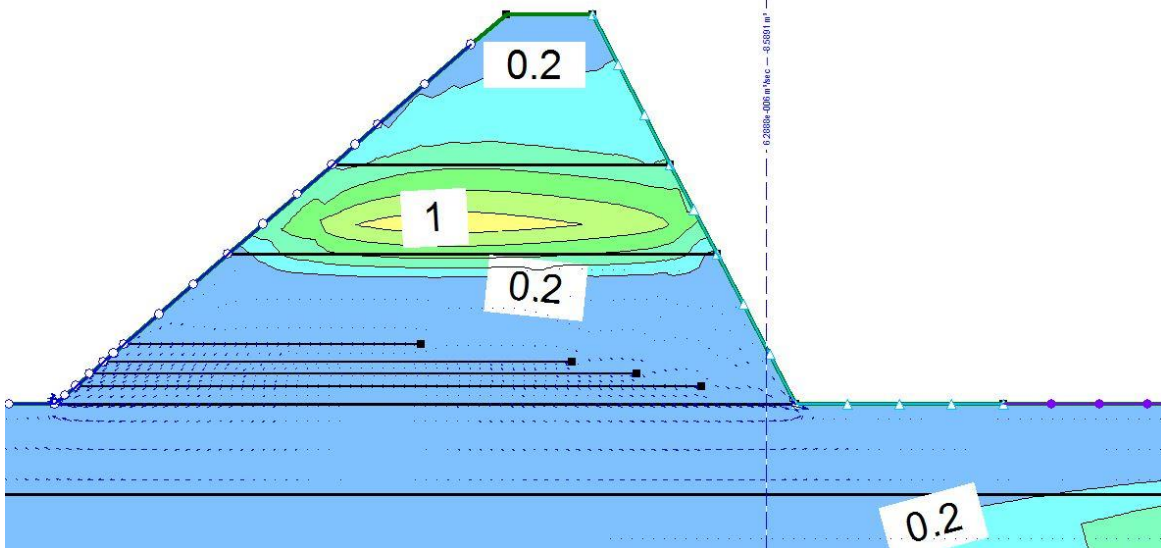


Figura VI.32 Los gradientes hidráulicos resultantes durante un vaciado rápido.

Rancherías NL I

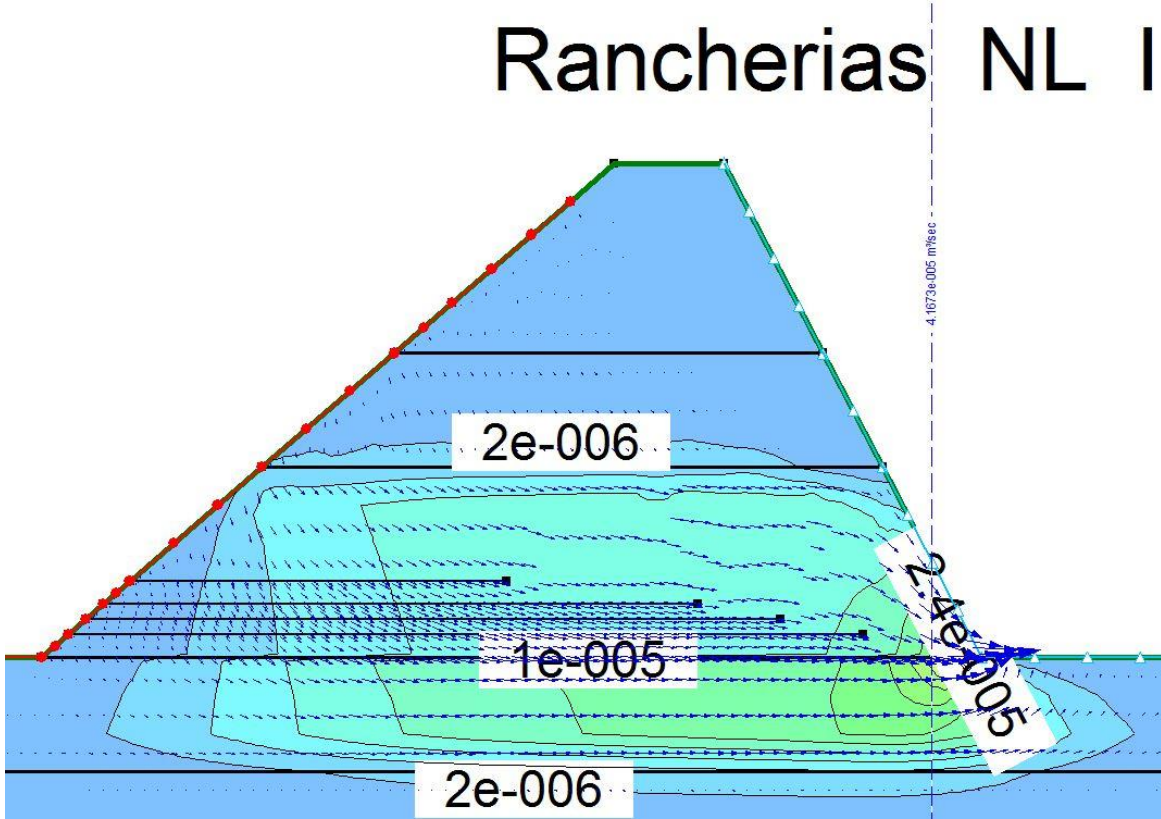


Figura VI.33 Isovalores de velocidad horizontal del flujo (m/s) en vaciado rápido.

Rancherías NL
ID 2664

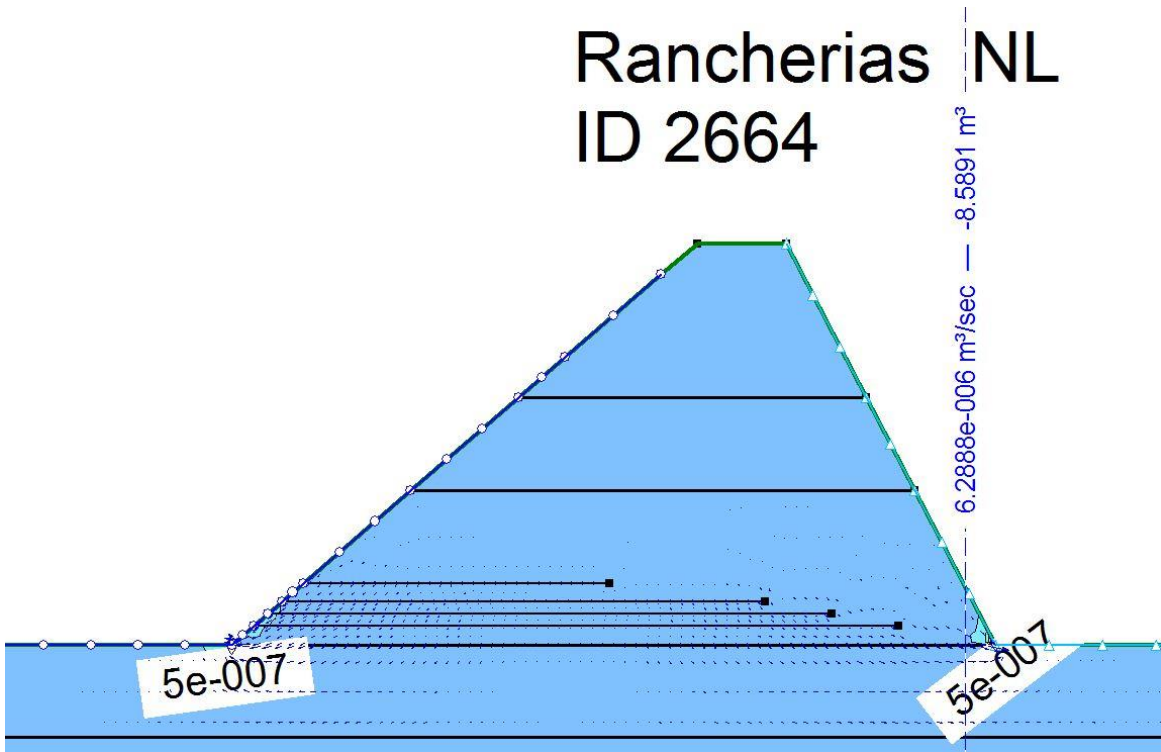


Figura VI.34 Isovalores de velocidad vertical del flujo (m/s) en vaciado rápido.

Rancherías NL
ID 2664

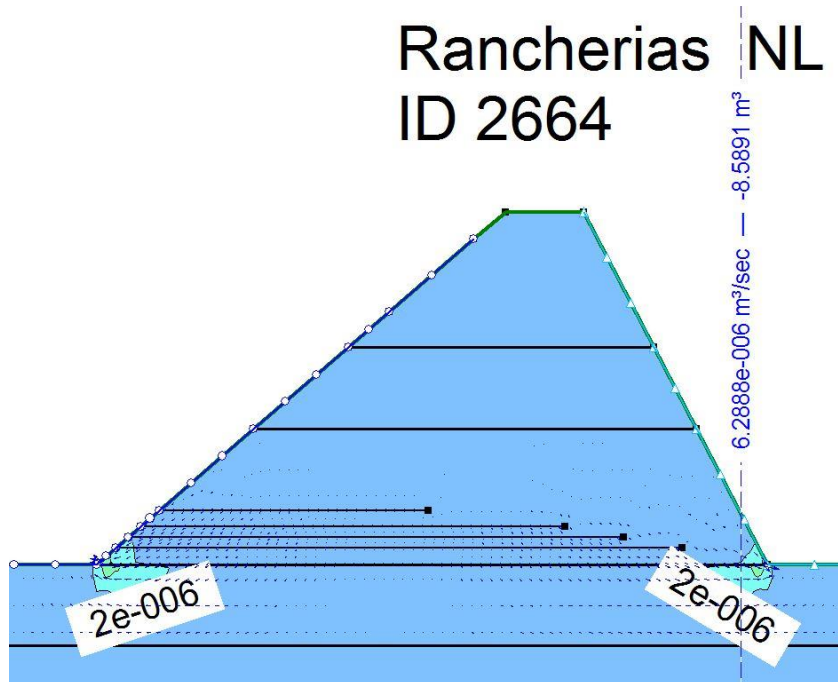


Figura VI.35 Isovalores de velocidad resultante del flujo (m/s) en vaciado rápido.

Flujo de agua en condiciones de llenado rápido

Esta condición inusual, se produciría cuando el vaso estuviese vacío y llegase una crecida 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 crecida importante llenase el vaso desde el nivel del MANIM hasta el NAME.

De esta manera, se presentan en la Figura VI.36, los contornos de isovalores de los componentes horizontales, verticales y resultantes de los gradientes hidráulicos en la cortina durante el momento crítico del llenado rápido; en tanto que en la Figura VI.37, se presentan los contornos de isovalores de los componentes horizontales, verticales y resultantes de los vectores de velocidad del flujo la cortina durante el momento crítico del llenado rápido.

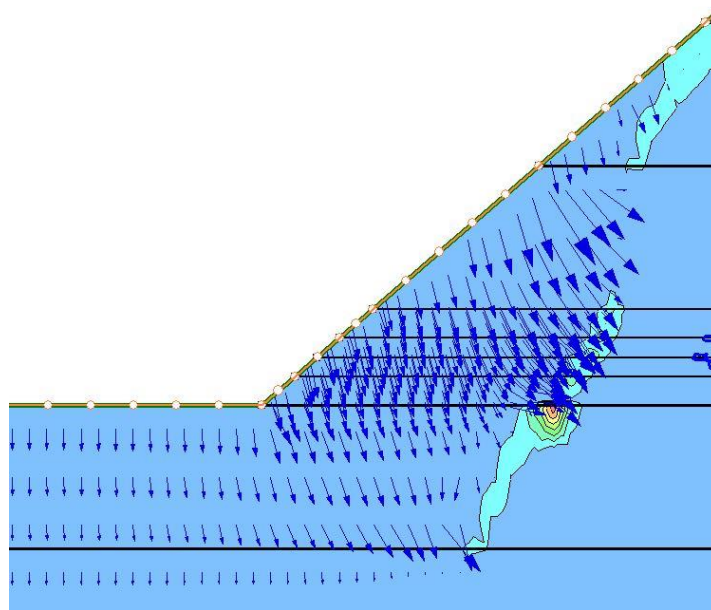


Figura VI.36 Los gradientes hidráulicos resultantes durante un llenado rápido.

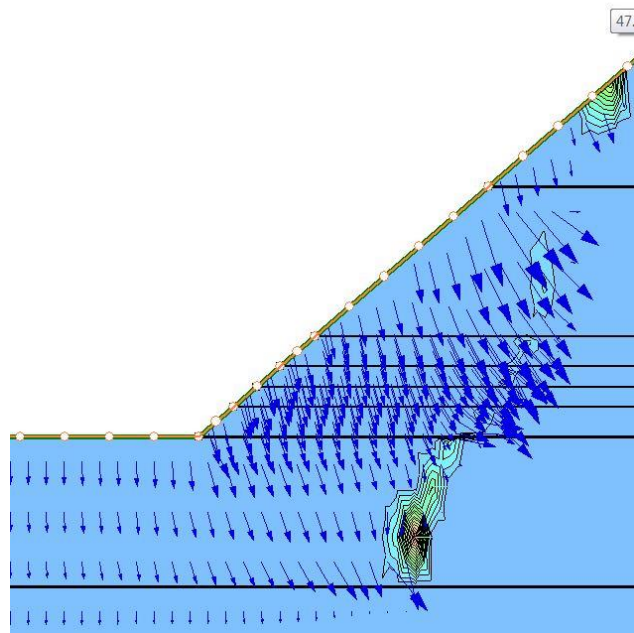


Figura VI.37 Isovalores de velocidad resultante del flujo (m/s) en llenado rápido.

VI.10 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, como:

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

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

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

Donde;

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

F_M = Factor de seguridad por momentos

M_R = Momentos resistentes

M_M = Momentos motores

F_f = Factor de seguridad por fuerzas

F_R = Fuerzas resistentes

F_M = Fuerza motoras

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

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

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

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

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

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

El factor de seguridad que se debe emplear para la correcta interpretación de los cálculos es el que corresponde al método GLE o al de Morgenstern – Price, donde λ tiene una distribución de media senoide para la variación funcional de la inclinación de las fuerzas horizontales X_L y X_R con respecto a la dirección del eje vertical x , de acuerdo con la expresión general:

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

En donde:

FOS es el factor de seguridad.

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

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

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

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

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

De una manera general, con base en la Figura VI.38, 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:

$$F_M = \frac{\sum [clR] + \sum [(P-ul)R \tan(\phi)]}{\sum W_x - \sum Pf + \sum [kWe \pm Aa + Ld]} \quad (VI.9)$$

Factor de seguridad por la suma de fuerzas:

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

En donde:

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

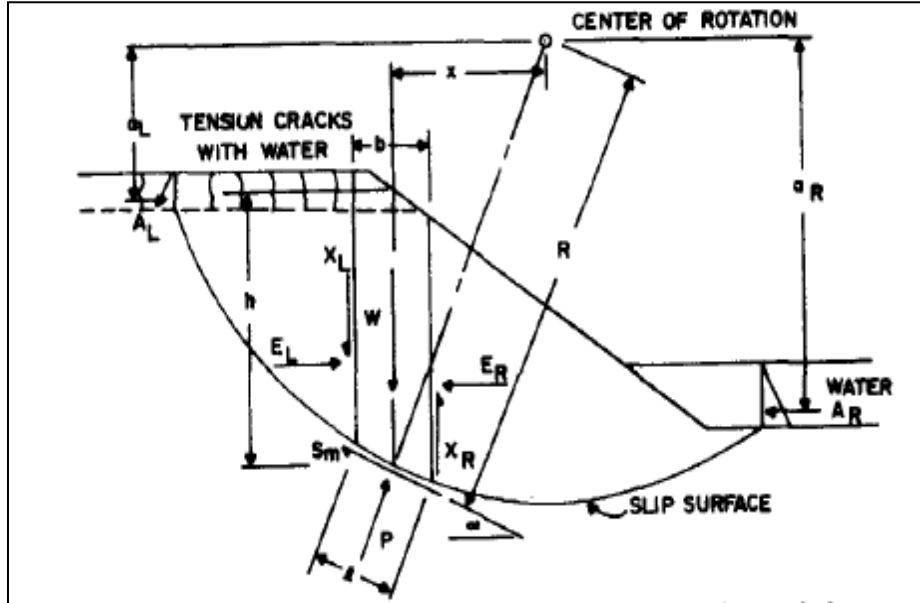


Figura VI.38 Esquema de las variables utilizadas en el análisis (Fredlund, Krahn y Pufhal, 1981).

El modelo geométrico y geotécnico de la cortina consiste en una cortina de tierra con sección homogénea, formada por tres estratos de suelo: dos estratos de arena limosa y un estrato de limo arenoso, constituyendo tres estratos de cortina sobre tres de cimentación, y su geometría es simétrica, con altura de 6.5 m desde el desplante, un ancho de corona de 4.0 m, el respaldo aguas arriba con talud inclinado 17.3° o 3.22H:1V; en tanto que el talud del respaldo aguas abajo está demasiado inclinado con 34.6° respecto a la horizontal o 1.45H:1.0V. La cortina está desplantada sobre tres estratos conformados, el estrato superficial por lutitas de la Formación Méndez, alteradas y fracturadas, que facilitan el flujo del agua a mayores velocidades que en el estrato inferior de limo arenoso, lo que explica algunas de las fallas que ha presentado esta cortina; sobreyace un segundo y tercer estrato que son también estas lutitas, menos fracturadas conforme se profundiza.

Revisión de estabilidad en condiciones de operación normal

En la Figura VI.39 y Figura VI.40, 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.

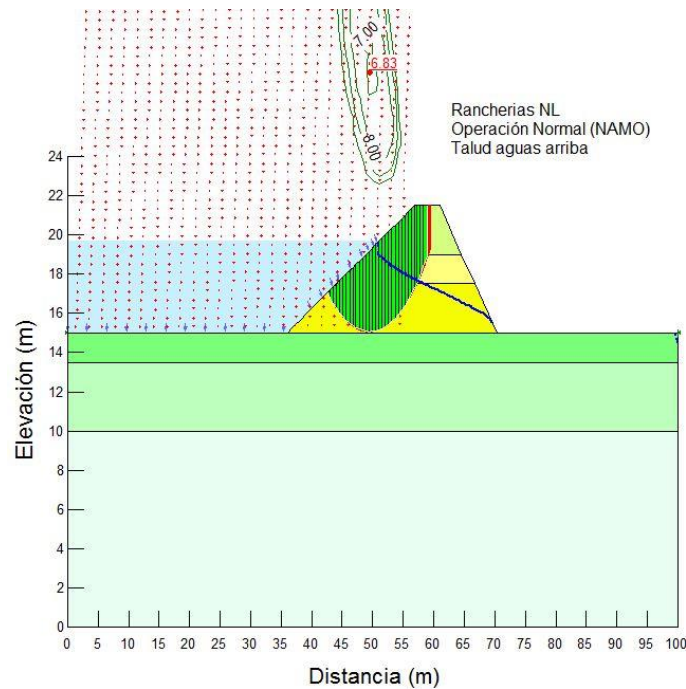


Figura VI.39 Contornos del factor de seguridad del análisis en condiciones de operación normal, con embalse al NAMO y flujo de agua establecido.

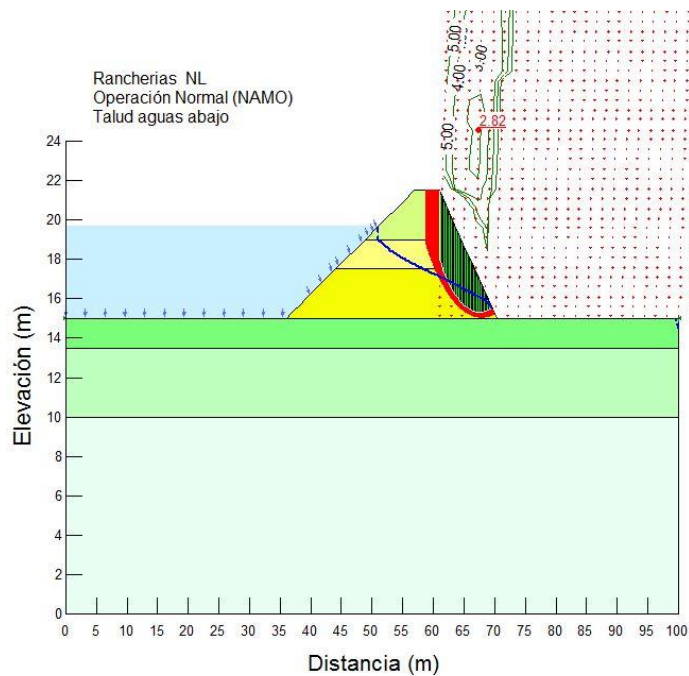


Figura VI.40 Contornos del factor de seguridad del análisis en condiciones de operación normal, con embalse al NAMO y flujo de agua establecido.

Estabilidad en condiciones de operación inusual (NAME)

En la Figura VI.41 y en la Figura VI.42, se muestran los principales resultados de los análisis de estabilidad en condiciones de operación inusual con nivel al NAME y para todos los casos se obtiene la estabilidad de la masa térrica de ambos taludes. Los valores del factor de seguridad son en todos los casos mayores que 1.30. En el análisis, además se simuló el desarrollo de agrietamiento en la parte superior para considerar el caso más desfavorable y se buscó optimizar la superficie de falla.

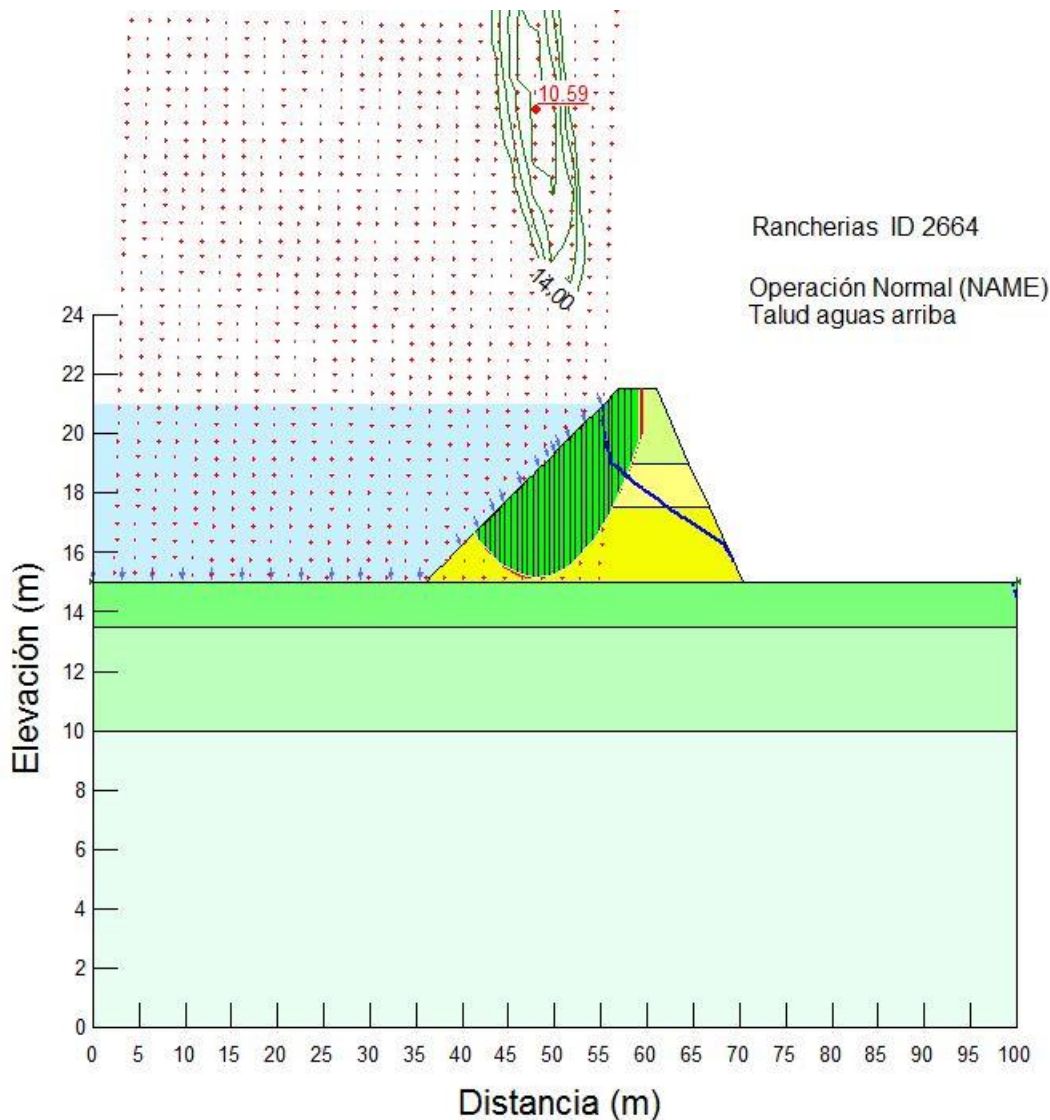


Figura VI.41 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual, con embalse al NAME y flujo de agua establecido.

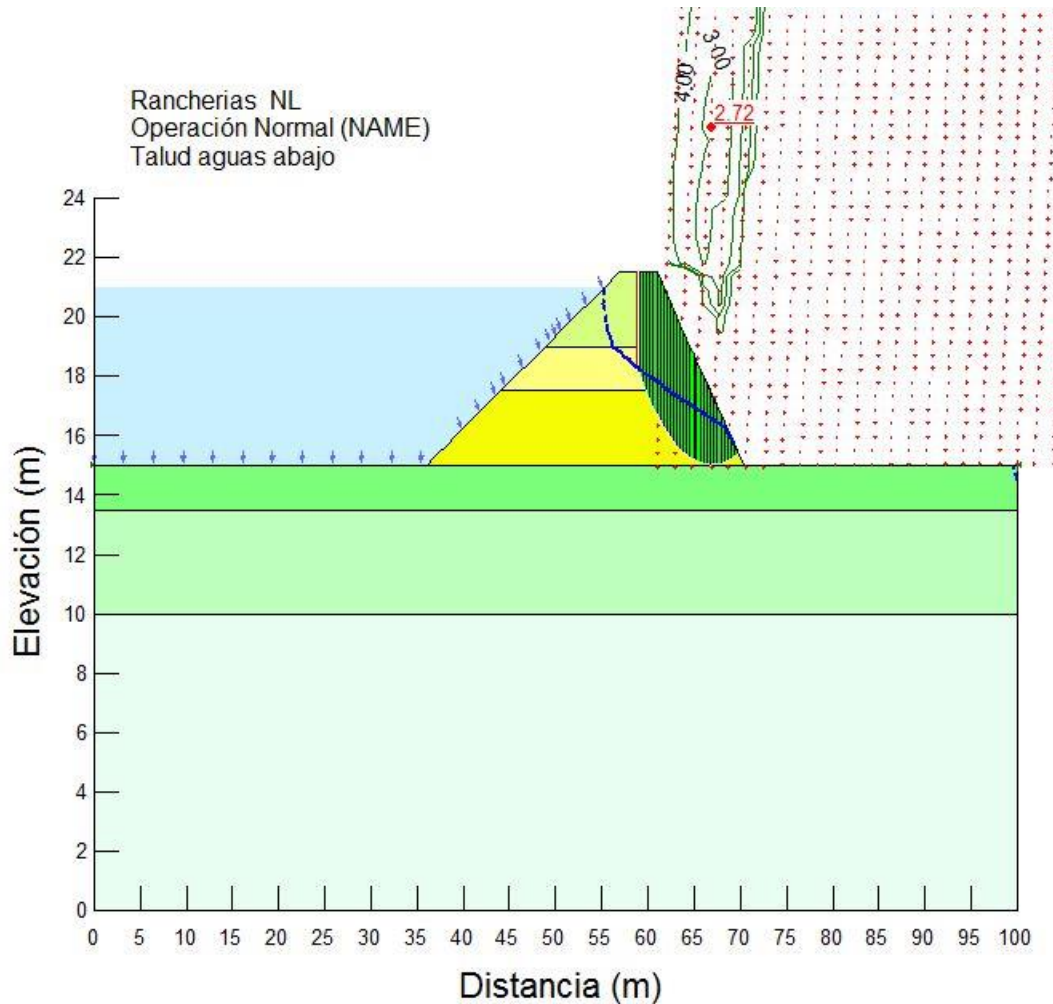


Figura VI.42 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual, con embalse al NAME y flujo de agua establecido.

Estabilidad en condiciones inusuales por 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.43 y la Figura VI.44, se muestran los principales resultados de los análisis de la estabilidad de la cortina en condiciones de vaciado rápido y en todos los caso el factor de seguridad es mayor que 1.20.

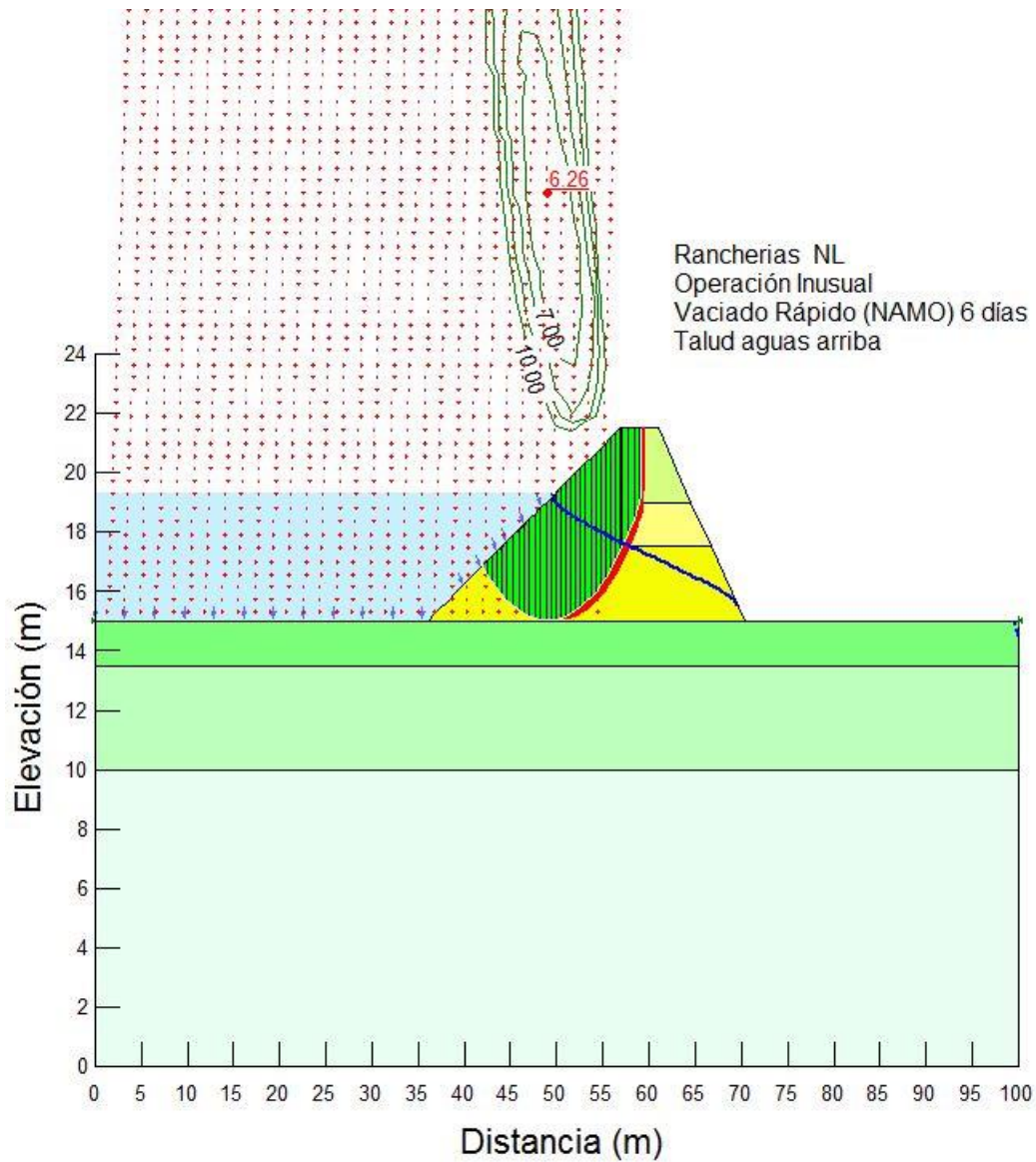


Figura VI.43 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual por un vaciado rápido del vaso, desde el nivel del NAMO al NAMIN.

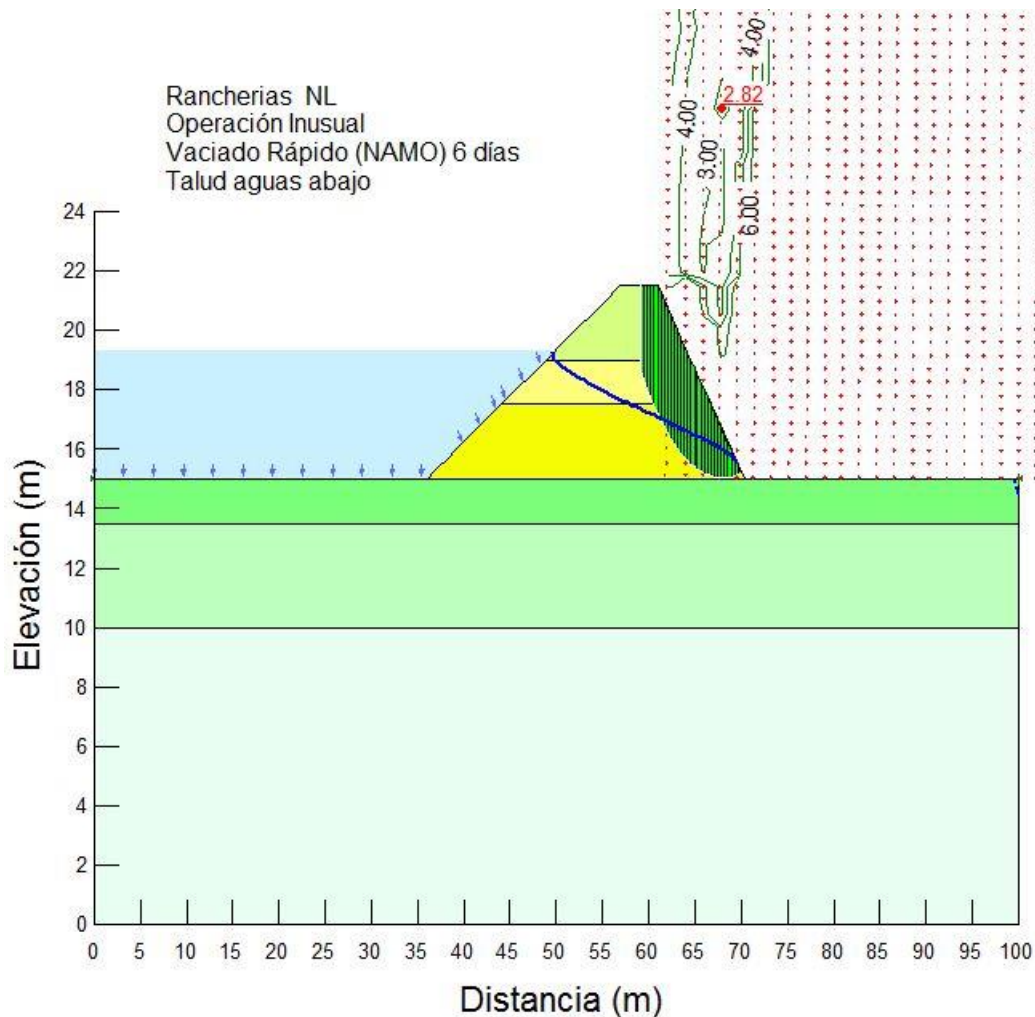


Figura VI.44 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual por un vaciado rápido del vaso, desde el nivel del NAMO al NAMIN.

Estabilidad en condiciones inusuales 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.45 y la Figura VI.46, se muestran los principales resultados de los análisis de la estabilidad de la cortina en condiciones de llenado rápido y en todos los casos el factor de seguridad es mayor que 1.20.

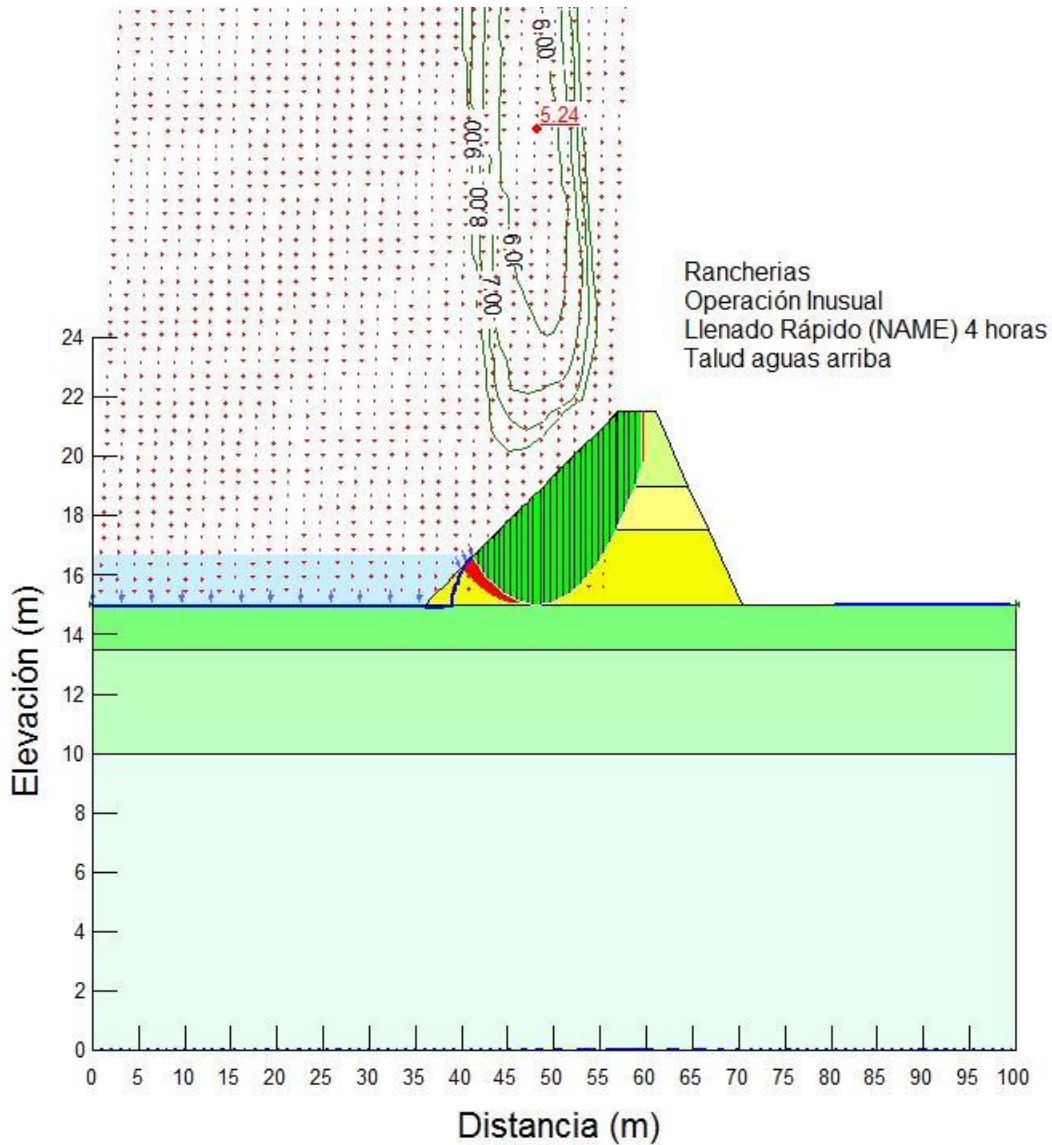


Figura VI.45 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual por un llenado rápido del vaso, desde el nivel del NAMIN al NAME.

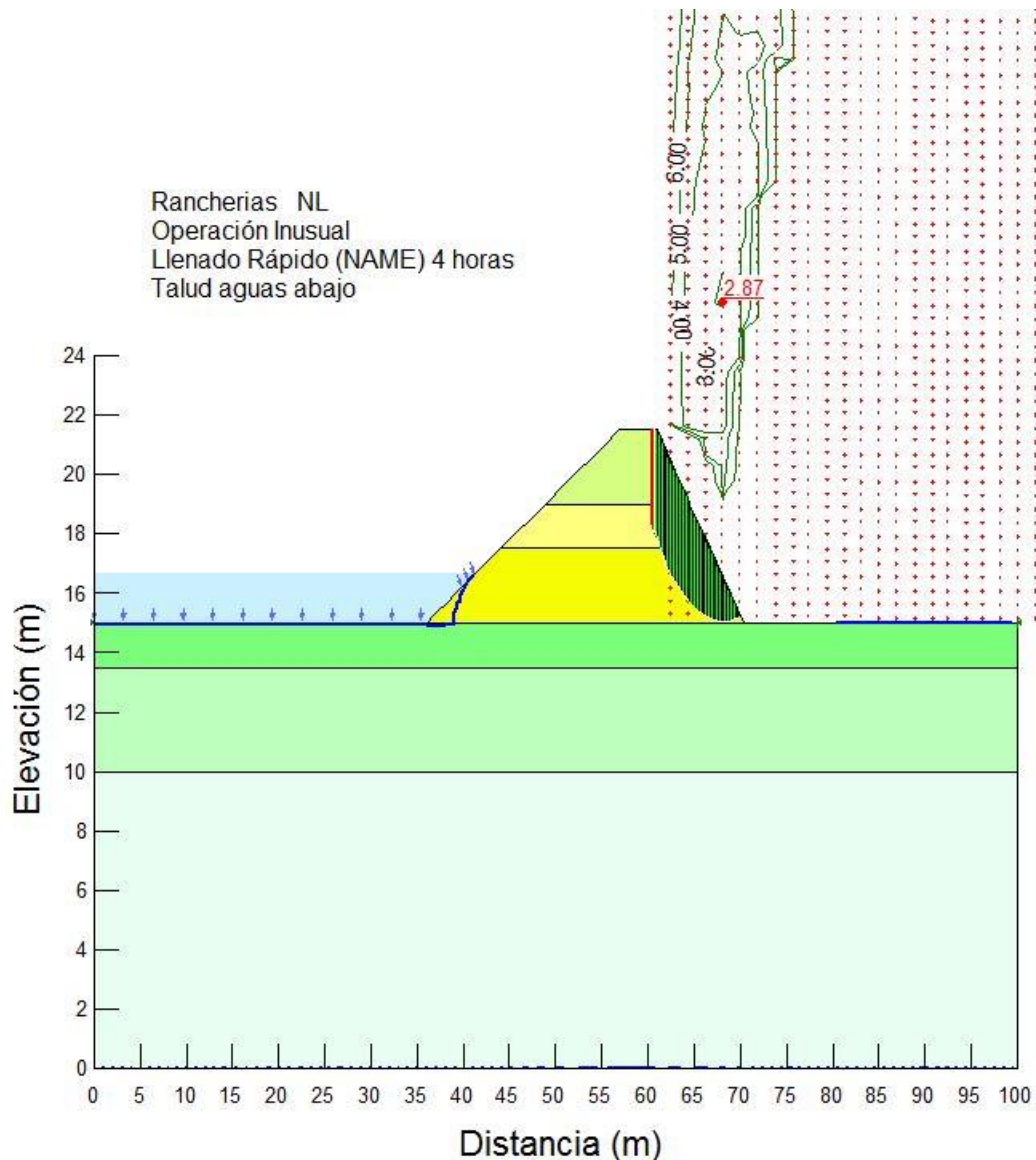


Figura VI.46 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación inusual por un llenado rápido del vaso, desde el nivel del NAMIN al NAME.

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.

En la Figura VI.47 y la Figura VI.48, se presentan los resultados del análisis sísmico para la aceleración máxima del terreno con período de retorno de 950 años, que muestran un factor de seguridad de 3.6 para el talud aguas arriba y de 2.1 para el talud aguas abajo, lo que permite concluir que la cortina tiene una probabilidad prácticamente nula de fallar ante el sismo de diseño y para los próximos 50 años de vida operativa. Se estimó un asentamiento máximo de 2 cm por sismo.

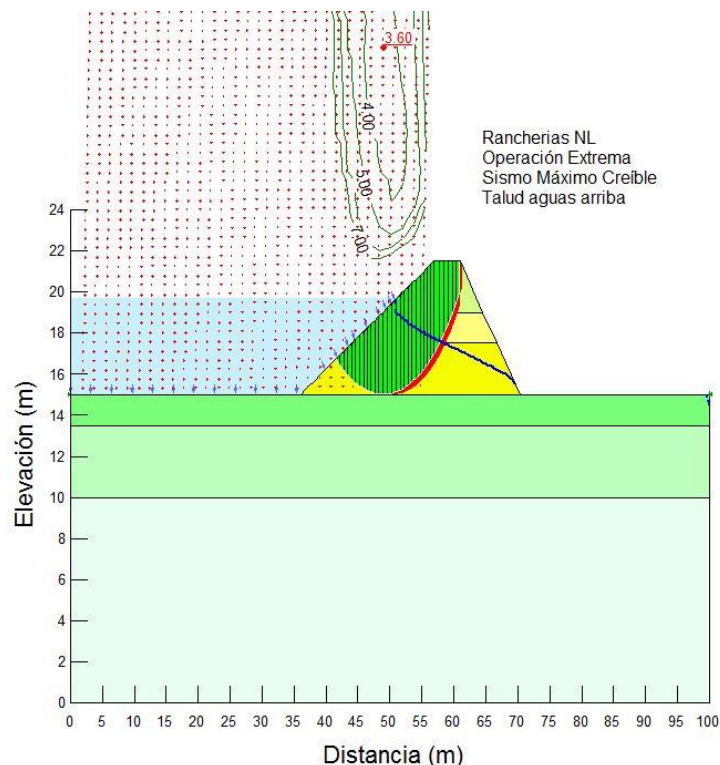


Figura VI.47 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación extremas por acción sísmica, con el nivel del embalse al NAMO y flujo de agua establecido.

Operación Extrema
 Sismo Máximo Creíble
 Talud aguas abajo

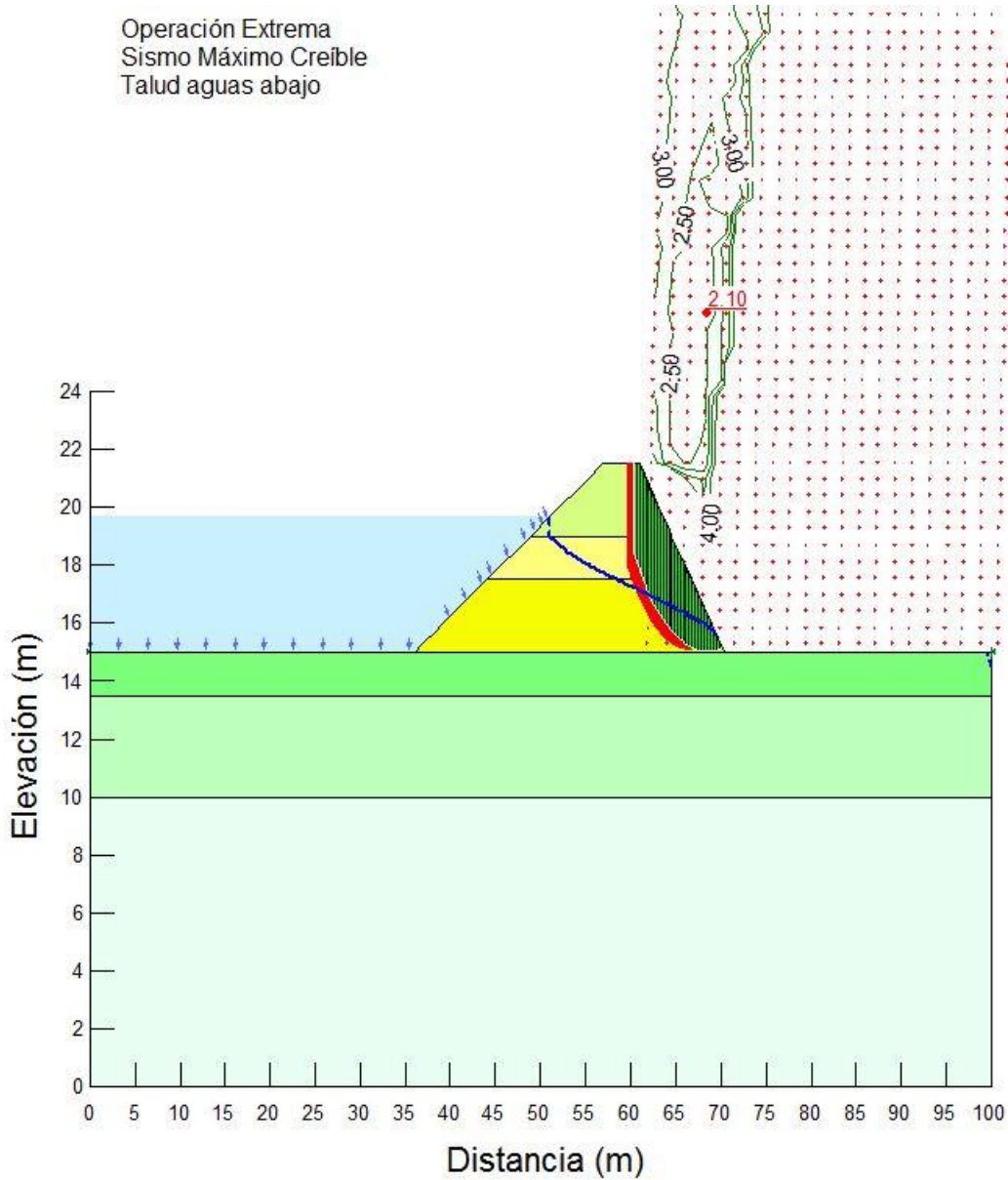


Figura VI.48 Contornos del factor de seguridad para el análisis en condiciones de operación extremas por acción sísmica, con el nivel del embalse al NAMO y flujo de agua establecido.

VI.11 Diagnóstico de la falla ocurrida en 2010

La presa Rancherías es muy vulnerable a un desbordamiento, que es la causa más importante que podría poner en riesgo su seguridad, ya que de ocurrir un desbordamiento se estima que en cuestión de 10 a 20 minutos, el bordo podría sufrir una brecha y esto causar la falla de la cortina, pero la probabilidad de ocurrencia de ese evento sería menor que 10^{-6} ($Tr \geq 10^6$ años).

En una franja de 10 a 20 metros, con eje ubicado en el cadenamiento 0+277.50, como se muestra en la Figura 49, se encontraba el antiguo cauce del arroyo Rancherías, y es en donde la cortina ha presentado daños con un deslizamiento y la presencia de una cárcava profunda durante el llenado del embalse en julio de 2010, lo cual podría tener conexión con el flujo de agua por conductos de madrigueras y agrietamientos de la cortina, que finalmente causaron los daños. Ya en 2001, se observó una filtración y un orificio en ese sitio.

En la Fotografía VI.10, se muestra la cárcava en una foto hecha el 2 de septiembre de 2010, a días de que produjo, y puede apreciarse que alcanzó una profundidad de 1 a 4 metros (ver escarpe), con anchos de hasta 7.50 metros o más.

En la Fotografía VI.10, en la foto de la derecha, se aprecia la pared de la cárcava con el suelo arcilloso de consistencia firme de la cortina erosionada, y en la Fotografía VI.11, el orificio de salida del conducto que se observó en 2001, pero sin que se observará erosión regresiva, característica de una tubificación en curso, sino que el orificio estaría relacionado con la conexión de madrigueras y grietas interiores de la cortina. También es importante considerar que el suelo arcilloso de la cortina, presenta características de un suelo ligeramente colapsable, ya que pierde estructura y tiene a formar grumos en contacto con el agua, lo que lo hace susceptible a tubificación.

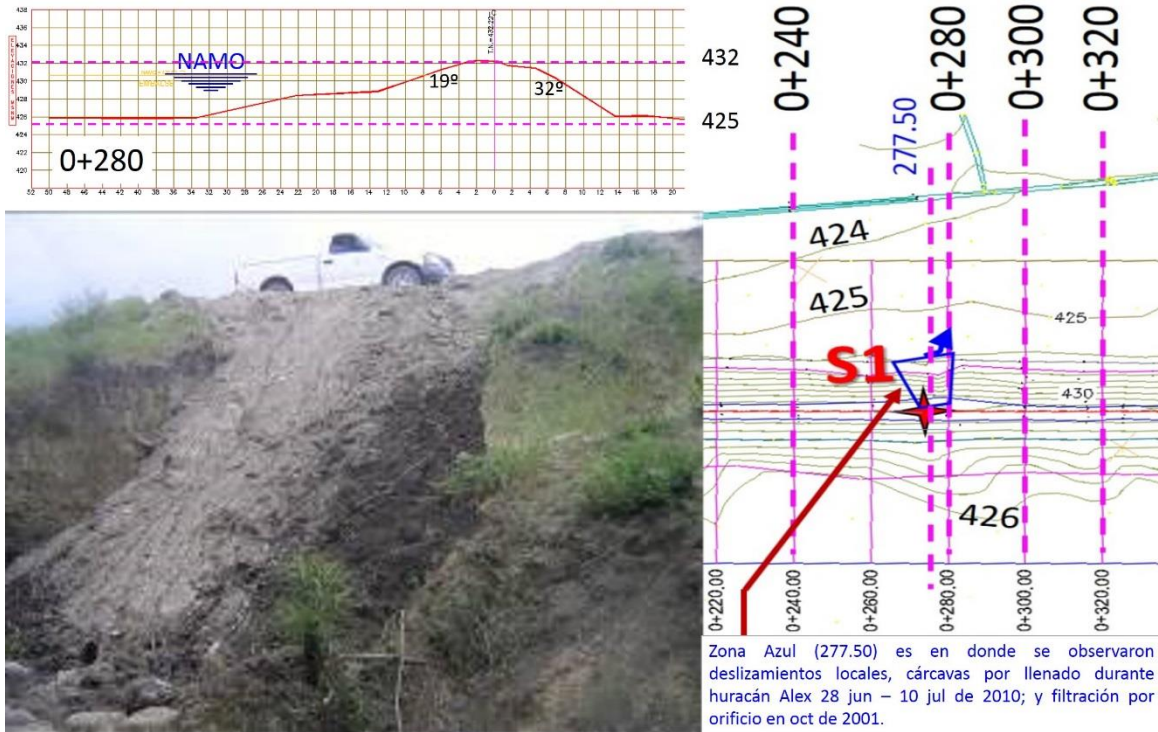


Figura 49. Zona del problema de erosión externa e interna de la cortina.



Fotografía VI.10 Vistas de la cárcava desde la corona hacia el pie del talud (izq) y del escarpe (derecha).

Sin embargo, a pesar de que el agua estuvo fluyendo durante varios años, al menos desde el 2001 hasta el 2010, por la conexión entre madrigueras y agrietamientos internos, sin que se observara una progresión del tamaño de la conducción por erosión regresiva, por lo que dichos conductos no indican la existencia de un fenómeno de erosión interna progresiva que dé lugar al fenómeno de tubificación del

suelo de la obra de contención, lo cual no es de extrañar visto que se trata de una arcilla de mediana plasticidad, de consistencia firme a muy firme, aunque con un ligero potencial dispersivo. En 2010, los usuarios rellenaron los taludes con material de banco de rocas lutitas, y lo colocaron a volteo como se observa en la Fotografía VI.12.



Fotografía VI.11 Orificio con filtración al pie del talud aguas abajo en 2011.

En conclusión, el diagnóstico es que la falla con deslizamiento ocurrida en 2010, se habrá debido a la combinación de filtraciones por agrietamientos y madrigueras, que en presencia de un suelo ligeramente dispersivo, más el efecto de que es la zona del antiguo cauce del arroyo Rancherías, y la falta de mantenimiento de la cortina, se conjuntaron y provocaron finalmente un deslizamiento de tierras y la formación de una cárcava.



Fotografía VI.12 Materiales empleados para rellenar la cárcava, en estado suelo.

Como reparación, se colocó a volteo un volumen importante de tierra, sobre el respaldo aguas arriba, formando una especie de berma – delantal de suelo arcilloso, que ha detenido las filtraciones como se vio en 2016, cuando el embalse estaba al NAMO, pero que quedó inconclusa del lado seco de la cortina, además de que es inadmisibles dejar la sección de la cortina en esa franja entre los cadenamientos 0+265 y 0+290, con solamente tierra colocada a volteo y con una parte importante de la cortina sin restitución de la sección.

VI.12 Resumen de resultados de los análisis de estabilidad

En la Tabla VI.X, se presenta un resumen de los principales resultados de los análisis de estabilidad para estudiar el comportamiento y la seguridad de la cortina, y de manera particular, la validación de la propuesta de continuar el relleno iniciado años antes por iniciativa de la Dirección Local Aguascalientes de la CONAGUA, para rehabilitar la cortina. Los factores de seguridad obtenidos del análisis de estabilidad de la cortina, para ambos respaldos, en condiciones de operación normal, inusual y por vaciado rápido satisfacen con holgura los valores mínimos exigidos, por lo que la cortina es segura antes esas condiciones.

Tabla VI.X 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 | 6.8 > 1.50 Cumple | Flujo de agua establecido | NAMO |
| | A. Abajo | 2.8 > 1.50 Cumple | | |
| Inusual | A. Arriba | 10. > 1.50 Cumple | Flujo de agua establecido | NAME |
| | A. Abajo | 2.7 > 1.50 Cumple | | |
| Inusual | A. Arriba | 6.2 > 1.20 Cumple | Vaciado rápido | NAME a NAMIN |
| | A. Abajo | 2.8 > 1.20 Cumple | | |
| Inusual | A. Arriba | 5.2 > 1.20 Cumple | Llenado rápido | NAMIN a NAME |
| | A. Abajo | 2.8 > 1.20 Cumple | | |
| Extrema (sismo) | A. Arriba | 3.6 > 1.10 Cumple | Sismo | NAMO |
| | A. Abajo | 2.1 > 1.10 Cumple | | |

Con base en los análisis realizados, se puede afirmar en conclusión que el riesgo que tiene la presa se debe exclusivamente a la seguridad hidrológica, que por la falta de un

vertedor adecuado podría desbordarse, con potencial de causar entonces una falla estructural, por brecha en la cortina, lo cual sería desastroso para la obra de infraestructura hidráulica. Del punto de vista de la seguridad estructural, es necesario mejorar la cortina, mediante la rehabilitación de sus respaldos, y colocando una chapa de roca sobre el talud del respaldo aguas arriba de la cortina. Asimismo, es indispensable rehabilitar completamente el vertedor para el control de excedencias, que tenga la capacidad de transitar la avenida máxima. Por la proximidad de las viviendas del poblado de Rancherías y lo simple que resultaría hacer el vertedor, se recomienda que se considere un período de retorno de 500 años.

VI.13 Dictamen de seguridad geotécnica y estructural

Del punto de vista de la estabilidad global, la cortina cumple sobradamente con los factores de seguridad mínimos, y su posibilidad de fallar por deslizamiento de taludes es muy baja, con una probabilidad de falla que sería menor que 10^{-6} .

Sin embargo, del punto de vista de problemas locales, tales como los que se presentaron en 2010, la cortina presenta debilidades debidas a la falta de conservación, y están asociadas a la posibilidad de erosión por lluvias con la formación de cárcavas, lo cual en combinación con flujo de agua por llenado del embalse, podrían conducir a deslizamientos con cárcavas como los daños que se tuvieron en julio de 2010, lo cual generaría un peligro mayor de que se abra una brecha en caso de que no se reparara la cortina entre los cadenamientos 0+265 y 0+290, que además coincide con el cauce del arroyo Rancherías. El otro problema son las madrigueras de roedores, que han formado conductos por tucificación (tuzas) por los cuales el agua filtrada o que escurriría por las cárcavas podría encontrar salida, aunque el peligro de tubificación es muy reducido al tratarse de suelos arcillosos de mediana plasticidad (CL), con contenidos de finos típicamente mayores que 75%, en ocasiones con contenido de arenas y gravas, además con un grado de compactación importante, ya que el número de golpes en las pruebas de penetración estándar muestra valores importantes, de 25 golpes y más en 30 cm, lo que corresponde a arcillas de consistencia muy firme. Sin embargo, estos suelos tienden a un ligero colapso en presencia del agua, lo que los hace susceptibles a la tubificación.

De repararse la cortina por reconstrucción completa del respaldo aguas abajo, entre los cadenamientos 0+265 y 0+290, para asegurar la seguridad de la cortina.

VII. REVISIÓN FUNCIONAL Y OPERACIONAL

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

VII.1.1 Revisión del vertedor de excedencias

El vertedor de excedencias de la presa Rancherías es de tipo lavadero, se ubica al lado izquierdo de la cortina, confinado por dicha cortina en el lado derecho y por la ladera natural en el izquierdo. El muro del lado izquierdo sirve como soporte para el corte que se hizo en la ladera para alojar el vertedor, mientras que en el lado derecho, en el contacto con la cortina, ésta se encuentra protegida con una chapa de mampostería inclinada, que también funciona como muro de conducción del flujo hacia el vertedor.



Figura VII.1 Ubicación del vertedor de excedencias de la presa Rancherías .

Entre ambos muros, como sección de control, el vertedor tiene un espigón de mampostería de aproximadamente 36 m de largo y 4 m de ancho, desplantado sobre las lutitas intercaladas con calizas, con un nivel de la cresta de 430.63 msnm, aproximadamente 1.67 m por debajo del nivel de la corona de la cortina, por lo que considerando 0.5 m de bordo libre y un coeficiente de descarga de 1.45, el gasto de descarga es igual a 66.06 m³/s. Este vertedor cuenta con un canal de llamada de aproximadamente 40 m de longitud, que conduce el flujo hasta su descarga.



Fotografía VII.1 Panorámica del vertedor tipo lavadero.

Desde el punto de vista funcional, el vertedor se encuentra en condiciones operativas con desgaste en algunas partes del espigón de mampostería, pero que no representan problema alguno para su funcionamiento. Los muros se encuentran en buen estado en términos generales, con rasgos de socavación bajo el muro derecho, aguas arriba de la sección de control, debido a la interacción con el agua del embalse, y con erosión detrás del mismo muro, sobre el material del talud aguas abajo de la cortina. Se recomienda ambas zonas sean rehabilitadas a la brevedad para evitar daños al material de la cortina o colapsos del muro.



Fotografía VII.2 Socavación bajo el muro derecho del vertedor.



Fotografía VII.3 Erosión detrás del muro sobre el talud aguas abajo.

En la zona de descarga del vertedor existen varios arbustos de no más de 3 m de altura, que actualmente no representan problemas a la descarga, pero que se recomienda eliminar a la brevedad para evitar que se sigan desarrollando hasta un punto tal que obstaculicen la descarga y sea más difícil su eliminación. No se detectaron problemas de erosión en el terreno de la cimentación, en la zona de la descarga.

Es necesario también reubicar el poste de la CFE que se ubica dentro del embalse, en la zona del canal de llamada del vertedor, para evitar que durante una descarga se desplome y los conductores electrificados entren en contacto con el agua del embalse.



Fotografía VII.4 Detalle del terreno de cimentación en la zona de la descarga.



Fotografía VII.5 Poste de energía eléctrica en el canal de llamada del vertedor.

El corte de la ladera izquierda se apreció con zonas de intemperismo, pero sin deslizamientos o caídos que indiquen problemas de estabilidad.



Fotografía VII.6 Panorámica del corte sobre la ladera izquierda.



Fotografía VII.7 Material intemperizado de la ladera izquierda.

VII.1.2 Revisión de la obra de toma

La obra de toma está compuesta por una tubería a presión de 0.25 m (10 pulgadas) de diámetro que cruza perpendicularmente la cortina y es controlada al pie de la cortina por un par de válvulas de compuerta, la de emergencia del mismo diámetro que el tubo y la de servicio de 0.31 m (12 pulgadas) que es el diámetro de la descarga. Ambas compuertas están dentro de una caja de concreto con la pared frontal demolida y sin protección por lo que se puede acceder a las válvulas sin restricciones.



Figura VII.2 Ubicación de la obra de toma de la presa Rancherías.



Fotografía VII.8 Tren de descarga de la obra de toma.



Fotografía VII.9 Válvulas de mariposa de la obra de toma.

El estado de las válvulas es malo, requiere lubricación y mantenimiento en general, la caja de válvulas está azolvada formando lodo con el agua de la fugas. Este lodo cubre aproximadamente hasta la mitad del tubo de descarga, lo que ha generado que los elementos metálicos presenten rasgos de oxidación. Los sellos de las válvulas evidentemente están deteriorados lo que genera un pequeño flujo de descarga, desperdiciando el agua del embalse.

La obra de toma descarga a un canal de distribución de sección trapecial, revestido de concreto que se encargaba de conducir el agua hasta la zona de riego, donde se deriva entre los predios de los ejidatarios. En el revestimiento del canal se observaron pequeñas grietas y en algunos se detectaron acumulaciones de azolve y vegetación de fácil remoción.



Fotografía VII.10 Aspecto del canal de distribución, al fondo la obra de toma.



Fotografía VII.11 Grieta en el revestimiento del canal de distribución.

Se recomienda darle rehabilitación a esta estructura para que funcione como descarga de fondo del embalse en caso de alguna emergencia. De acuerdo con lo observado, su rehabilitación implica la remoción del azolve y vegetación de la caja de válvulas, la reconstrucción del muro demolido y la instalación de rejillas de protección para impedir el libre acceso a la operación de dicha obra de toma y el vandalismo. Las válvulas deben de recibir mantenimiento preventivo consistente en limpieza, pintura y lubricación de las dos válvulas y reparación de los sellos, considerando la posibilidad de su sustitución por otras dos que sean de 254 *mm* diámetro (10 pulgadas) ya que no se aprecia la utilidad de la de 305 *mm* (12 pulgadas) de diámetro en la descarga, además de que es más cara. También es necesario limpiar el canal de distribución en los puntos azolvados para evitar desbordamientos y desperdicio del agua.

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

El acceso a la presa saliendo de Linares se hace recorriendo aproximadamente 13 *km* por la carretera federal 85, con dirección hacia Villagrán hasta una salida de terracería con dirección al noroeste, hacia el ejido Jesús María del Puerto, al cual se llega después de recorrer aproximadamente 7 *km*, y de allí se sigue por una terracería con dirección suroeste hacia el ejido Rancherías; aproximadamente un kilómetro antes de llegar a éste ejido se toma una brecha para recorrer aproximadamente 200 *m* hasta la presa, a la que se llega por el vertedor. Cabe mencionar que existen entre la carretera federal 85 y la presa, una serie de brechas que también conducen a Rancherías, sin embargo el camino aquí indicado es el más transitable, aunque en periodos de lluvia se dificulte el acceso.

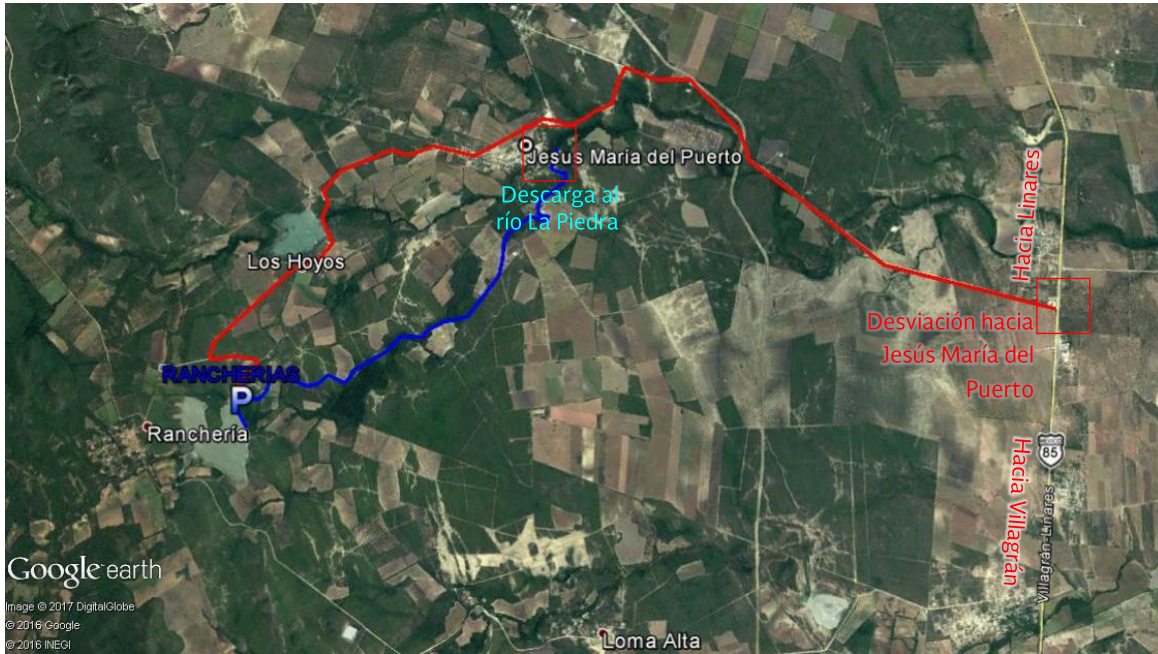


Figura VII.3 Panorámica del acceso a la presa y del cauce aguas abajo.



Fotografía VII.12 Desviación sobre la carretera federal No. 85.



Fotografía VII.13 Carretera de acceso a la presa Rancherías, tomada desde la presa.

El embalse de la presa La Estrella, es alimentado por corrientes que provienen del cerro La Leona, loma El Barco y en general de la formación montañosa ubicada a aproximadamente 2.5 km, aguas arriba de la presa. Estas corrientes son intermitentes y no tienen ninguna restricción en su funcionamiento. Aguas arriba de Rancherías se ubica el caserío denominado Los Nogales.

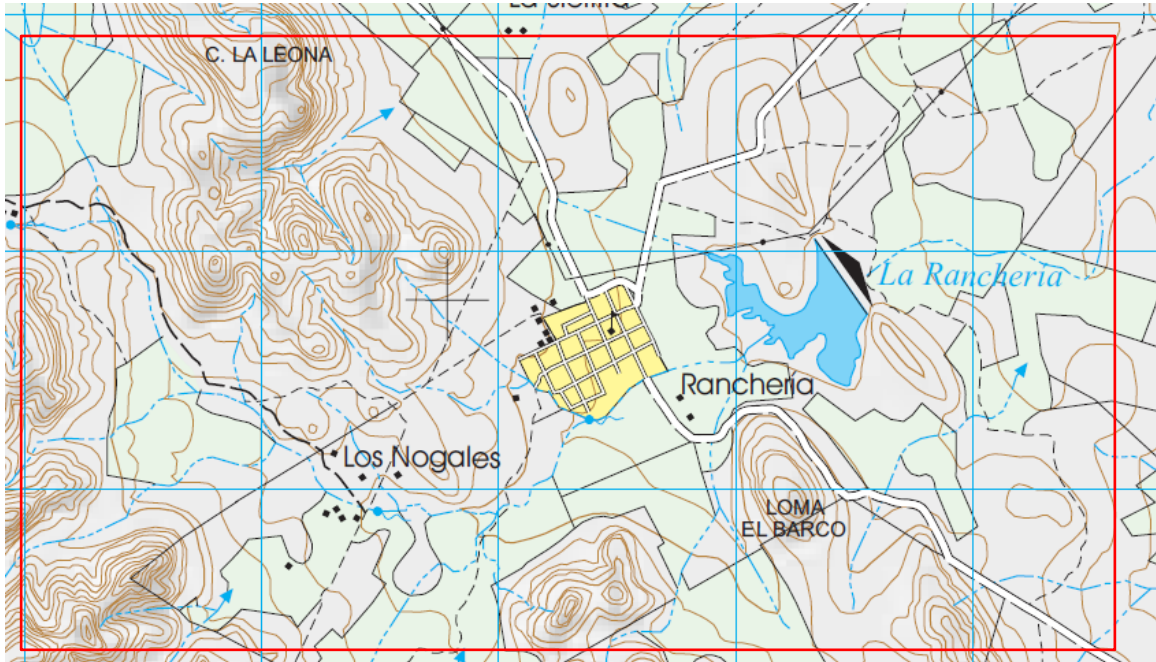


Figura VII.4 Corrientes que alimentan el embalse de la presa Rancherías.

Actualmente la presa suministra agua para riego y para el consumo del ejido Rancherías, además de que forma un hábitat propicio para el crecimiento de peces, que es explotado por los vecinos para su autoconsumo. A aproximadamente 2 km al norte de la presa Rancherías, aunque sobre otro cauce, el del río La Sierrita, se ubica la presa La Piedra.



Fotografía VII.14 Formación montañosa aguas arriba del embalse.

El cauce aguas abajo de la presa corresponde al arroyo La Ranchería, que aguas abajo de la presa, pasa aledaño al ejido El Jesús María del Puerto Brasil y continúa para descargar al río La Piedra, de características perennes, después de recorrer aproximadamente 5 km. El cauce del arroyo La Ranchería ha sido suficiente hasta

esta fecha para transitar las descargas de la presa Rancherías, ya que no se tienen reportes de inundaciones o daños a la infraestructura a lo largo de su recorrido, sin embargo, para fines del análisis del riesgo, se realizó un estudio para definir las zonas potencialmente inundables para una descarga extraordinaria del vertedor, mismo que se muestra en el siguiente capítulo de este informe.



Fotografía VII.15 Aspecto del cauce en el cadenamiento 2+660.



Fotografía VII.16 Aspecto del cauce aguas abajo en el cadenamiento 4+800.

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 Rancherías, en el estado de Nuevo León, 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 Rancherías y, posteriormente, se afinó e interpoló el ráster 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)

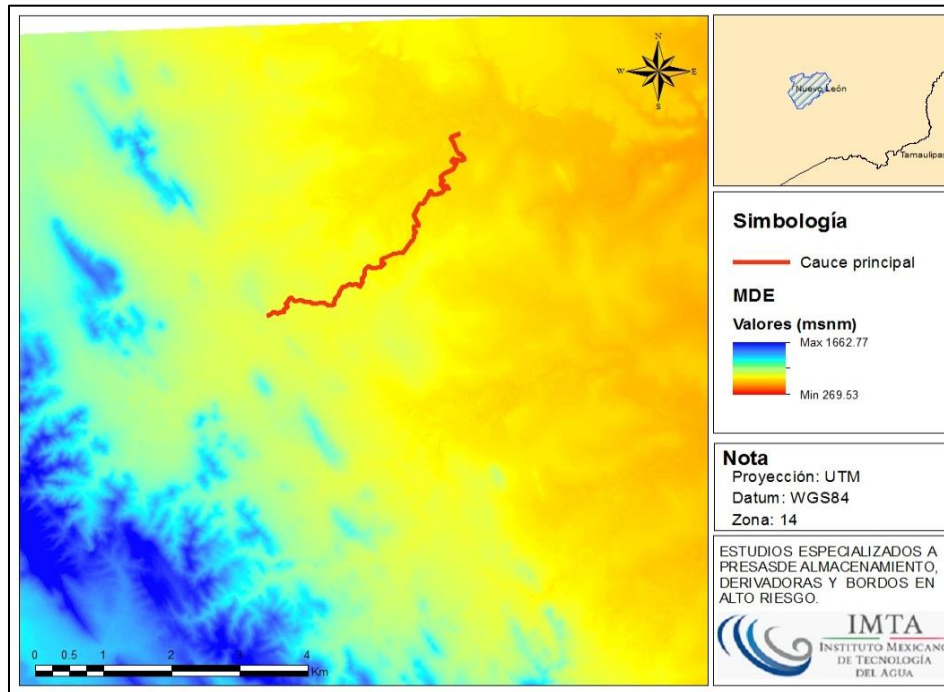


Figura VIII.1 Modelo digital de elevaciones del cauce agua abajo de la presa Rancherías.

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 escombros 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.

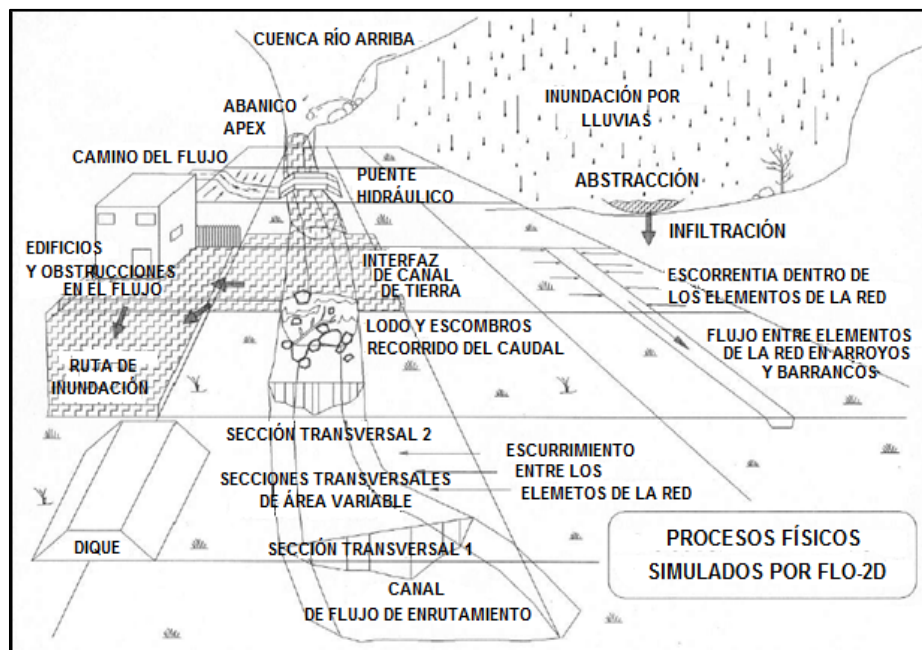


Figura VIII.2 Procesos físicos simulados por el modelo FLO-2D.

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):

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

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

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.

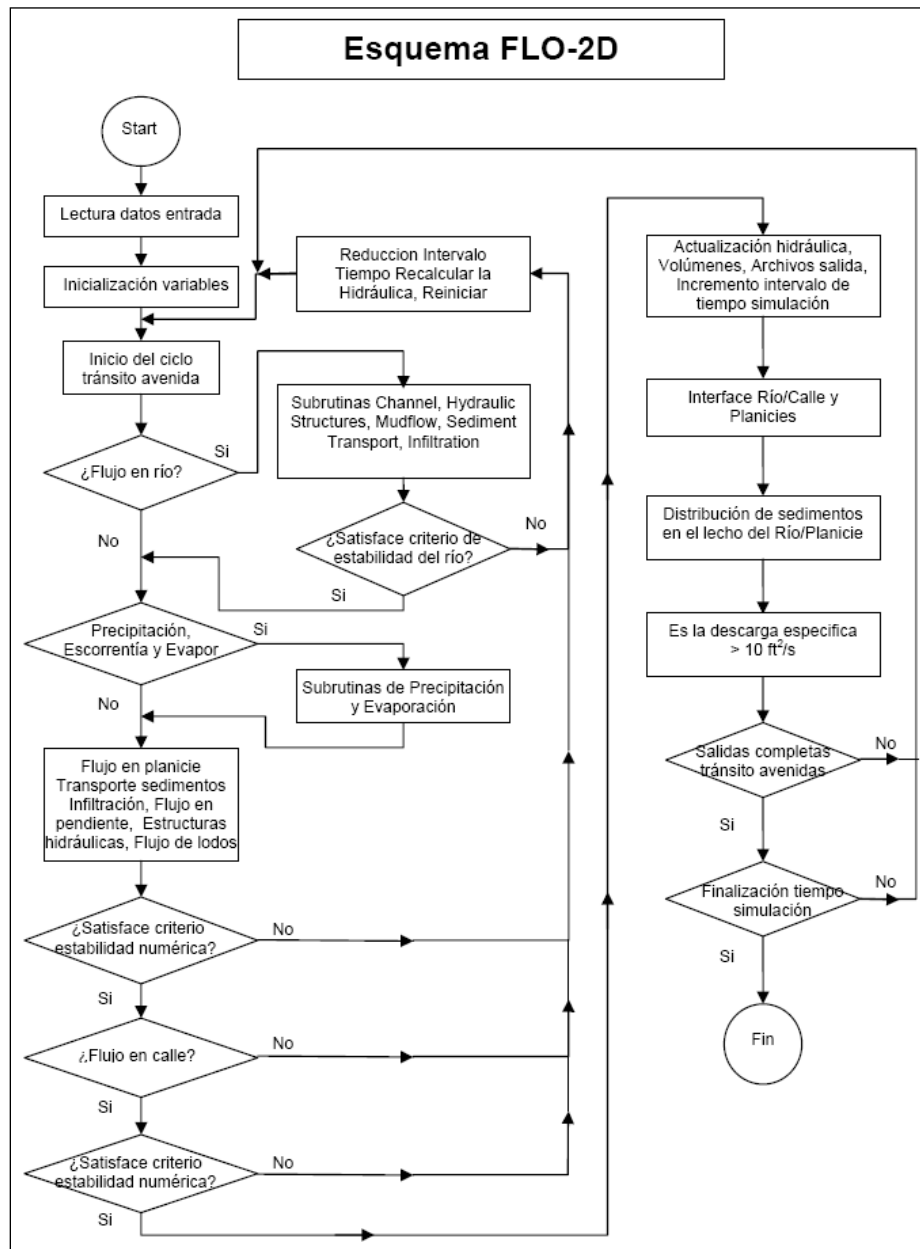


Figura VIII.3 Diagrama de flujo del FLO-2D.

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 Rancherías para corrientes con obras de control, se simuló la descarga de la presa Rancherías 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 Rancherías.

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.

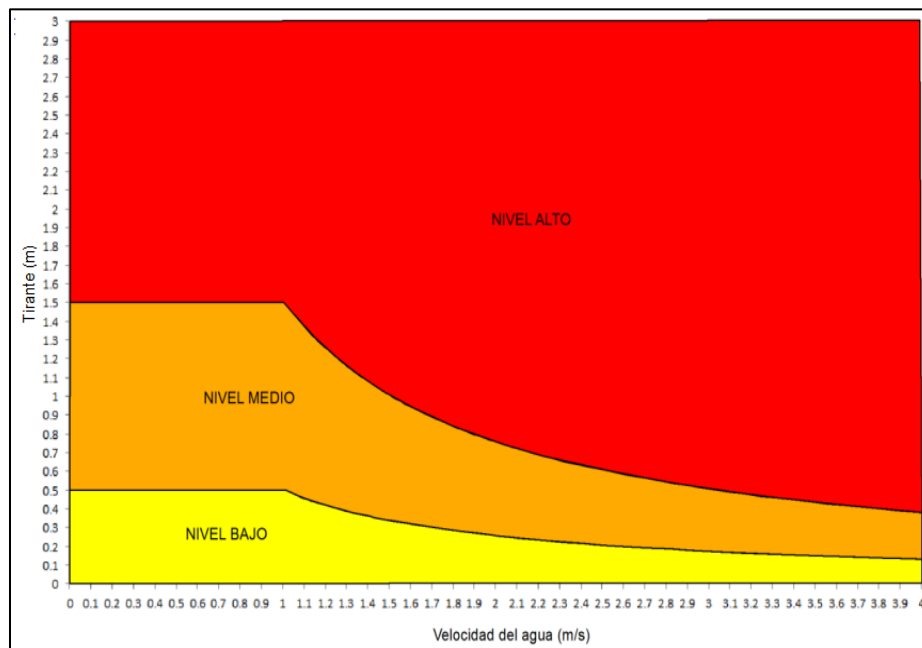


Figura VIII.5 Criterio para clasificar el peligro de inundación emitido por la OFEE.

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.

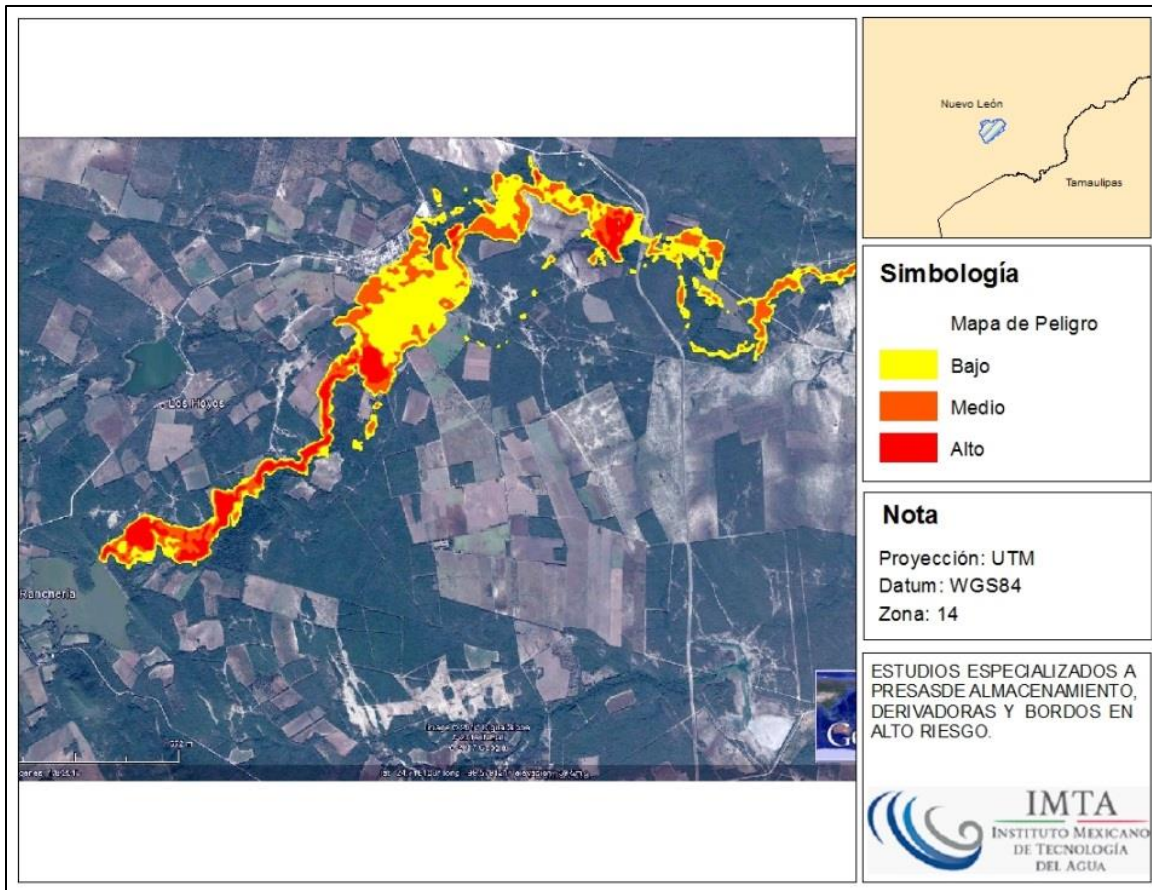


Figura VIII.6 Delimitación de las zonas peligro, cauce aguas abajo de la presa Rancherías.

Conclusiones

A continuación se presentan las opciones de solución y los trabajos de ingeniería para su implementación en la presa Rancherías, con la finalidad de atender los problemas relacionados con la carencia de un vertedor adecuado, conservación de la cortina, el mal estado de las obras de toma, las filtraciones por los empotramientos de ambos márgenes en el vaso y el control de la erosión en el cauce.

Propuestas de solución

Rehabilitación de la cortina

No son suficientemente extensas y claras las reseñas efectuadas ni se dispone de toda la información sobre dimensiones y características del deslizamiento y menos aún, del comportamiento del flujo de agua en la cortina. Sin embargo, a la luz de la información disponible, se deduce que en el hombro del talud aguas abajo, el deslizamiento tenía un ancho de 7.5 m, y al pie se pudo haber ampliado el ancho hasta 15 m. Ahora bien, si se tiene como eje el cadenamiento 0+277.50, esto llevaría a considerar la remoción y reconstrucción del talud aguas abajo entre los cadenamientos 0+265 y 0+290, con un ancho de 25 metros, removiendo parte del respaldo de aguas abajo colocado a volteo en esa franja y reconstruyendo la cortina en esa zona. En la Figura VIII.7, se muestra la zona de trabajo con los taludes actuales de la cortina.

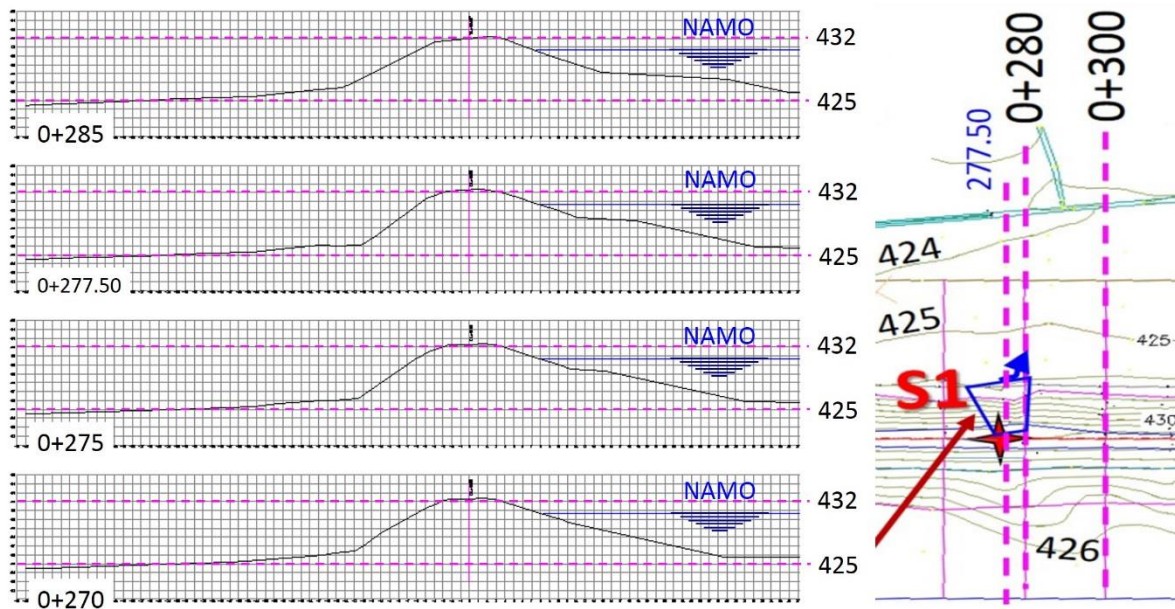


Figura VIII.7 Zona propuesta de reparación de la cortina entre los cadenamientos 0+265 y 0+290.

Como ya se ha comentado, debido a las condiciones de la vegetación sobre la cortina, como parte del proyecto ejecutivo con el fin de ubicar y dimensionar el volumen de los trabajos a realizar, previamente es necesario realizar una limpieza general de la cortina que incluye la poda de la vegetación, extrayendo todos los arbustos y dejando la vegetación con una altura máxima de 30 cm sobre el suelo del talud aguas abajo, para que le sirva como protección contra los escurrimientos pluviales. Estos trabajos deben hacerse de manera más detallada entre los cadenamientos 0+260 y 0+300, en la zona del deslizamiento, con desenraice de todas las plantas, arbustos, árboles, roza y en general remoción de toda la materia vegetal; para que posteriormente se efectúe una visita al sitio por expertos en Geotecnia e Ingeniería de Presas para verificar y, en su caso, adaptar la solución propuesta.

Tentativamente, el procedimiento de reparación de la cortina sería el siguiente:

Etapas 1. LIMPIEZA DE LA CORTINA.

Una vez desarrollado el proyecto ejecutivo, en caso de que la cortina haya sido nuevamente cubierta por vegetación, se deberán realizar los trabajos de limpieza de forma similar a la planteada anteriormente como trabajos previos a la realización de dicho proyecto.

Etapas 2. NIVEL DEL EMBALSE.

De preferencia, ejecutar los trabajos en la temporada de estiaje, cuando el vaso se encuentre en su mínimo nivel. En el caso de que se detecten filtraciones durante los trabajos de rehabilitación de la zona afectada, será necesario operar la obra de toma y bajar el embalse hasta los niveles donde ya no se generen las filtraciones.

Etapas 3. EXCAVACIÓN Y REMOCIÓN EN LA ZONA DEL DESLIZAMIENTO.

Remover el suelo de la cortina, en el respaldo aguas abajo, entre los cadenamientos 0+265 y 0+290, dejando escalones de liga en las tres caras del corte, con un ancho mínimo de 4 metros para que una máquina compactador liso vibratorio de 7 a 9 t pueda maniobrar y compactar las capas que se colocarán a continuación. Se deberá asegurar que la remoción del respaldo ha llegado hasta las lutitas, o hasta un nivel del terreno por debajo de la elevación 424.00 *msnm*, en donde se colocará la primera capa de reconstrucción del respaldo de la cortina. Los cortes se harán con taludes de 45° contra la cortina, como se muestra en la Figura VIII.8, formando escalones para poder disponer de superficies horizontales amplias para utilizar la maquinaria de compactación y que su trabajo sea efectivo. Los suelos removidos del respaldo se colocarán al pie del talud aguas abajo, fuera de la franja o zona de trabajo, en donde lo prevea el proyecto ejecutivo.

Etapa 4.- SUELO DE RECONSTRUCCIÓN.

Se utilizarán suelos de banco de préstamo, recomendándose las siguientes características:

- Arcilla de mediana plasticidad (CL).
- Más de 80% de finos.
- Hasta 20% de arena fina, sin gravas ni boleos o cantos de roca.
- Límite líquido entre 35 y 45% e índice plástico entre 15 y 25%.
- Densidad de sólidos de 2.60 a 2.70.
- Porcentaje de dispersión en pruebas de doble hidrómetro (al menos tres para el banco seleccionado) no mayor que 25%.
- Peso volumétrico seco máximo Proctor estándar no menor que 17.16 kN/m³ (1.75 t/m³).
- A los suelos a emplear en la construcción se les harán pruebas de compactación Proctor estándar, una prueba por cada 150 m³, para supervisar que cumplan las especificaciones del proyecto. En caso necesario, se añadirá un 2 a 3% de cal hidratada en peso al suelo a compactar, mezclándolo manualmente con ayuda de una pala en el sitio de colocación después de cernir la cal sobre el suelo de la capa.

Etapa 5. COLOCACIÓN DE CAPAS DE SUELOS EN LA ZONA DEL DESLIZAMIENTO.

Se colocarán de acuerdo como se indique en el proyecto ejecutivo (Figura VIII.8), de manera que se coloquen los siguientes suelos:

(5.a) FILTRO. Se colocará una capa de filtro con una arena bien graduada, con un espesor de 30 cm. Esta capa se colocará contra los cortes hechos en la cortina y contra o sobre esta capa de arena bien graduada, se colocarán las capas de arcilla CL con arena fina que son el suelo de reconstrucción. La capa de filtro se colocará con un contenido de humedad de 3% por encima del Proctor estándar para este suelo y se compactará manualmente con bailarina previo a que se pase la máquina de compactación.

(5.b) SUELO DE RECONSTRUCCIÓN (ARCILLA CL). Colocar el suelo de reconstrucción en capas de 30 cm de espesor, con un contenido de humedad uniformizado, que sea 2% a 3% mayor que el contenido de agua óptimo Proctor estándar. Previo a la colocación de una nueva capa de suelo a compactar, se asegurará que la capa que recibe se encuentra ligeramente húmeda, con contenido de humedad de 2 a 3% superior al óptimo Proctor estándar, para recibir a la siguiente. Cada capa se colocará y se compactará en el sentido longitudinal de la cortina, verificándose con topografía que las capas estén prácticamente horizontales.

Etapa 6. COMPACTACIÓN.

Las capas de suelo se compactarán mediante 8 pasadas o más, de un compactador tipo pata de cabra y en su caso, en las zonas de difícil acceso, con bailarina de impacto neumático. Para controlar la calidad de la compactación, a cada tres capas (una sí y una no) se harán dos calas distribuidas a lo largo de la capa y a la mitad del ancho. A cada cala se le hará la determinación del peso volumétrico y el contenido de agua para asegurarse que cumpla con el grado de compactación propuesto en el punto anterior. En caso necesario, se pasará nuevamente el compactador y se removerán capas mal colocadas y se volverán a colocar y compactar. Se continuará este proceso hasta que se alcance el nivel de rasante de la corona en esa franja.

Etapas 7. RECUBRIMIENTO CON VEGETACIÓN.

Una vez finalizada la reconstrucción del respaldo aguas abajo de la cortina, se procederá a plantar zacate o vegetación similar en todo el talud, hasta que quede completamente cubierto. Esta vegetación sirve como protección contra la erosión debido a los escurrimientos pluviales.

Etapas 8. TRABAJOS COMPLEMENTARIOS EN EL RESTO DE LA CORTINA.

Se recomienda también realizar un trabajo de relleno, a modo de bacheo, en las zonas sobre el talud aguas abajo que han sido erosionadas por los escurrimientos pluviales, mismas que debieron ser ubicadas y dimensionadas durante los trabajos de limpieza previos, para lo cual se pueden utilizar los mismos materiales de banco recomendados para la rehabilitación en la zona del deslizamiento. Se recomienda también reponer los enrocamientos en el talud de aguas arriba, en las zonas en donde se ha perdido esta protección ya sea por la intemperización de las lutitas que lo conforman o por el corrimiento debido a la vegetación y a la acción del agua del embalse sobre él.

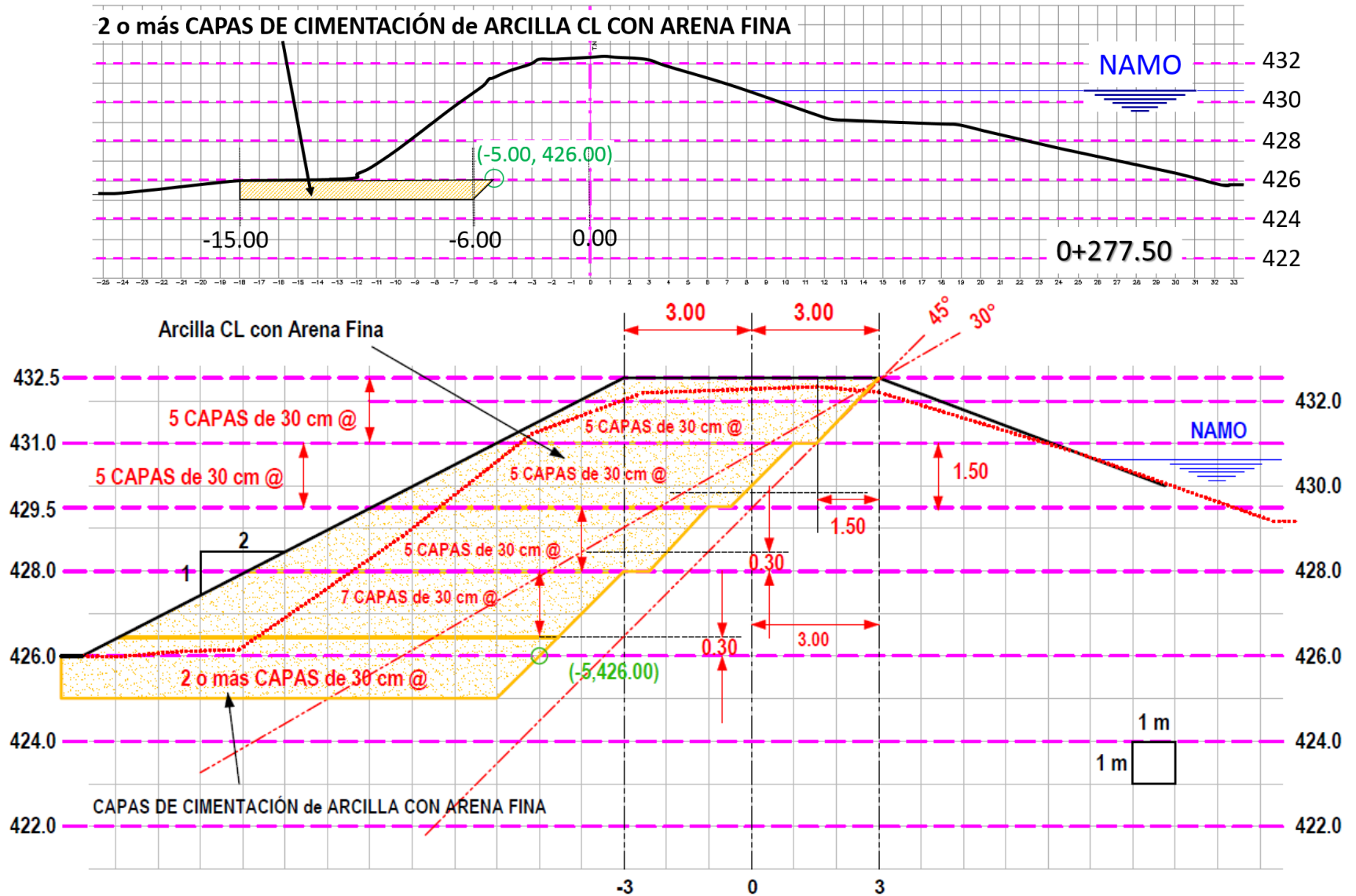


Figura VIII.8 Esquema de reconstrucción de la cortina entre las secciones 0+265 y 0+290.

Rehabilitación de la obra de excedencias

La obra de excedencias de la presa Rancherías es un vertedor en lavadero, de descarga libre, con cresta recta, de 36 metros de longitud de cresta y un desnivel de 1.84 m con respecto a la corona de la cortina. De acuerdo a la revisión hidrológica la capacidad del vertedor es segura para regular el gasto de la avenida con período de retorno de 10,000 años. El vertedor fue excavado en la margen izquierda, en rocas lutitas, poco alteradas y poco fracturadas, y descarga por la ladera del terreno hasta que encontrar el antiguo cauce del arroyo Rancherías aguas abajo de la presa.

El vertedor es perfectamente funcional actualmente. Desde el punto de vista geotécnico y estructural, el vertedor no presenta ningún problema de seguridad, solamente tiene una zona con socavación y rotura de la mampostería del final de la chapa de protección de la cortina, dentro del embalse (Figura 49), así como una erosión del lado del talud aguas abajo debido del camino de acceso, en donde se ha removido suelo de apoyo detrás de la mampostería, como se muestra en la Fotografía VIII.2.



Fotografía VIII.1 Zona socavada en la base de la protección de mampostería, dentro del embalse.



Fotografía VIII.2 Zona erosionada detrás de la chapa de protección.

Se requiere rehabilitar la mampostería y tapar con la misma mampostería, la zanja de socavación que se ha producido en la zona que protege la cortina dentro del embalse, como se muestra en la Figura VIII.9 y también reparar la erosión detrás de la chapa de mampostería en la parte adyacente al camino rellenándola con el material de banco recomendado para la rehabilitación de la cortina, considerando la construcción de una extensión de la chapa de mampostería en esa zona, que evite vuelva a ocurrir la erosión.

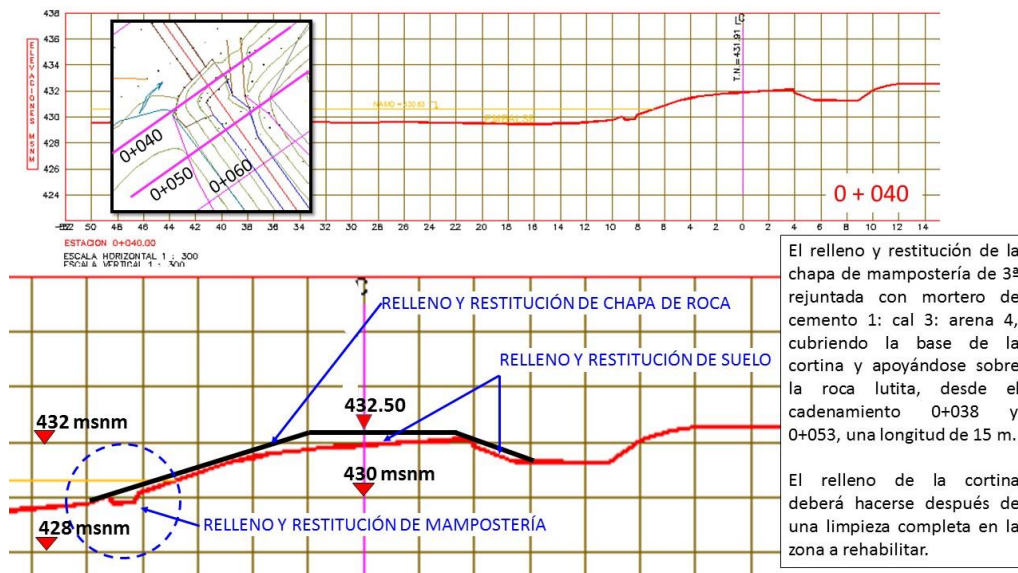


Figura VIII.9 Esquema de rehabilitación de la chapa y cimiento del muro del vertedor.

Rehabilitación de la obra de toma

La obra de toma es de tipo tubería a presión y está formada por un ducto de acero de 0.25 m (10 pulgadas) de diámetro y se localiza a aproximadamente 90 m de la ladera en el extremo izquierdo de la cortina. Esta obra de toma es operada por los usuarios mediante un par de válvulas de compuerta. La de emergencia es de 0.25 m (10 pulgadas) y la de servicio es de 0.31 m (12 pulgadas), que es el diámetro a las que se realiza la descarga al canal de distribución.

La salida está formada por una estructura de concreto que originalmente formaba la caja de válvulas, pero cuya pared frontal se demolió, dejando el aspecto con el que se encuentra actualmente, con las varillas del muro demolido expuestas. El tren de descarga está azolvado hasta la mitad del tubo; debido a que se tienen fugas en las válvulas; el azolve tiene una consistencia de lodo, sobre el que ya ha crecido vegetación Fotografía VIII.3.



Fotografía VIII.3 Obra de toma en octubre de 2016.

Las válvulas se encontraron sin manerales, con fugas y con exceso de oxidación, con los sellos deteriorados por lo que no es posible el cierre perfecto, que se manifiesta por la existencia de un pequeño gasto de descarga. Se recomienda la limpieza de la caja de válvulas, eliminando el azolve y vegetación; asimismo es necesario darle mantenimiento a ambas válvulas de modo que operen correctamente, sin pérdida del agua del embalse por las fugas, considerando incluso su sustitución por dos del mismo diámetro (254.0 mm), debido a que esta obra es el único medio para controlar el nivel de la presa en caso de alguna emergencia. Una vez hechas las reparaciones, sustituciones y mantenimiento del tren de descarga, se recomienda la pintura de

todos los elementos metálicos para evitar su oxidación. Asimismo es recomendable reponer el muro demolido de la caja de válvulas e instalar una rejilla Irving en la parte superior con portacandado, para evitar operaciones inadecuadas de la obra de toma o vandalismo.

La obra de toma descarga a un canal de distribución de sección trapecial, revestido de concreto, que se apreció con algunas grietas y desgaste, pero en buen estado en términos generales. Algunos metros aguas abajo de la descarga se apreció azolve y vegetación sobre el canal de fácil eliminación.

Del punto de vista de la seguridad geotécnica y estructural, la obra de toma no presenta problemas, ya que no se observan fugas que pudiesen indicar la rotura de la tubería o las juntas de ésta o problemas de filtración en las zonas adyacentes a dicha tubería.

REFERENCIAS

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

- Basic Geotechnical Description of Rock Masses. International Society of Rock Mechanics (ISRM).
- A physically based model for scour prediction at Srisailem dam. Ballaert, EFR, Masan, P.J. Hydropower & Dams, Issue Four, 2006.
- Selecting seismic parameters for large dams, International Commission on Large Dams (ICOLD), Bulletin 72, 2010

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