

**“EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LAS
ESTRUCTURAS DE DESCARGA Y ANÁLISIS DEL
COMPORTAMIENTO TÉRMICO DE LA CORTINA DEL
PROYECTO BICENTENARIO, UBICADO EN EL SITIO LOS
PILARES, SOBRE EL RÍO MAYO, SONORA”**

Contrato de servicio CPS.04.03.3.0.2017.-0139
CLAVE IMTA: HC-1728.3

INFORME FINAL

Coordinación de Hidráulica
Subcoordinación de Obras y Equipos Hidráulicos

Jefe del Proyecto:
M.I. Juan Antonio López Orozco

Participantes:
M.I. José Alfredo González Verdugo
Dra. María Joselina Espinoza Ayala
M.C. Omar Fonseca Moreno
M.I. Ricardo Andrés Álvarez Bretón
M.I. Juan Fco. Gómez Martínez
M.I. Margarita Elizabeth Preciado Jiménez

Mayo de 2018

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	5
1 RECOPIACIÓN Y REVISIÓN DE INFORMACIÓN, REVISIÓN HIDROLÓGICA Y DEL DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS DE DESCARGA	7
1.1 INTRODUCCIÓN	7
1.1.1 Objetivos de la actividad	7
1.1.2 Antecedentes	8
1.1.3 Descripción metodológica	8
1.2 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	9
1.2.1 Localización de la presa Bicentenario	9
1.2.2 Información técnica de la presa.....	12
1.3 DETERMINACIÓN DE LA CUENCA DE APORTACIÓN A LA PRESA Bicentenario....	13
1.3.1 Recopilación de la información para la determinación de la cuenca.....	13
1.3.2 Determinación de la cuenca de aportación	14
1.4 DETERMINACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO MEDIANTE EL ANÁLISIS DE LOS ESCURRIMIENTOS EN LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA SAN BERNARDO.....	17
1.4.1 Información hidrométrica.....	17
1.4.2 Análisis de frecuencias de gastos máximos	26
1.4.3 Forma completa de las avenidas de diseño por mayoración	31
1.5 DETERMINACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO MEDIANTE LA MODELACIÓN DEL PROCESO LLUVIA-ESCURRIMIENTO.....	32
1.5.1 Subcuencas y características fisiográficas	33
1.5.2 TORMENTAS DE DISEÑO	43
1.5.3 MODELACIÓN DEL PROCESO LLUVIA ESCURRIMIENTO.....	58
1.6 TRÁNSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO POR EL VASO DE LA PRESA PILARES ..	67
1.6.1 INFORMACIÓN PARA EL TRÁNSITO DE LA AVENIDA	67
1.6.2 RESULTADOS DEL TRÁNSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO	72
1.7 CONCLUSIONES	73
2 DISEÑO, MONTAJE DEL MODELO FÍSICO, EVALUACIÓN Y OPTIMIZACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS	77
2.1 Selección de la escala del modelo y superficie a modelar	77

2.2	Diseño del vertedor de aforo	79
2.3	Configuración del modelo.....	80
2.4	Adecuación del modelo físico en el laboratorio.....	82
2.4.1	Preparación de la superficie para la adecuación del modelo.....	83
2.4.2	Firme de concreto armado	83
2.4.3	Muros de block ligero	87
2.4.4	Aplanado de mortero arena-cemento.....	88
2.4.5	Emboquillado de mortero arena-cemento, acabado fino	89
2.4.6	Colocación de chaflán.....	89
2.4.7	Filtro de grava-arena y drenes de PVC sanitario	90
2.4.8	Válvulas de desagüe de 3" de diámetro	90
2.4.9	Material de relleno compactado	90
2.4.10	Configuración topográfica y batimétrica.....	91
2.5	Ensayes del modelo físico sin modificaciones.....	93
2.6	Modificaciones finales para mejorar el funcionamiento del vertedor	94
3	EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LAS ESTRUCTURAS DE DESCARGA: OBRA DE EXCEDENCIAS Y CONDUCTOS DE DESCARGA.....	101
3.1	Desarrollo de la modelación numérica	102
3.2	Obra de excedencias	103
3.2.1	Simulaciones hidráulicas en 3 dimensiones	104
3.3	Conductos de Descarga.....	108
3.3.1	Simulaciones hidráulicas en 3 dimensiones	108
3.3.2	Propuesta final para mejorar el funcionamiento de los conductos de descarga.....	117
4	EVALUACIÓN DEL ESTADO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES CON EFECTOS TÉRMICOS DE LA CORTINA CCR	120
4.1	Modelo geotécnico de la cortina de CCR.	120
4.2	Propiedades mecánicas de los materiales.	121
4.2.1	Modelo geotécnico del subsuelo de desplante.	121
4.2.2	Propiedades del CCR.	126
4.3	Parámetros térmicos de los materiales.....	133
4.3.1	Parámetros térmicos de la roca de desplante.	133
4.3.2	Parámetros térmicos de la cortina.....	134
4.4	Registros de temperaturas en el sitio de la presa.....	136

4.5	Análisis con el método de elementos finitos en tres dimensiones (3D-MEF).....	138
4.5.1	Cálculo de la estabilidad de la cortina.....	138
4.5.2	Construcción de la malla de elementos finitos.....	139
4.6	Análisis con elementos finitos.....	148
4.6.1	Estado inicial de esfuerzos.....	148
4.6.2	Evaluación e interpretación de los resultados de los análisis.....	186
5	CONCLUSIONES GENERALES.....	188
5.1	Revisión hidrológica.....	188
5.2	Modelo físico y simulación numérica de la obra de excedencias.....	188
5.3	Simulación numérica de los conductos de descarga.....	189
5.4	Evaluación del estado de esfuerzos y deformaciones con efectos térmicos de la cortina CCR	190
	REFERENCIAS.....	192

INTRODUCCIÓN

El proyecto de la Presa Bicentenario en el sitio “Los Pilares”, ubicada sobre el río Mayo, en el municipio de Álamos, en el Estado de Sonora, surge como una necesidad para disminuir los efectos de las inundaciones en el Valle del Mayo, como consecuencia de lluvias extraordinarias locales y a los ciclones tropicales en los últimos años en el Estado de Sonora. Dicho proyecto se localiza a 44.25 km aguas arriba de la Presa Adolfo Ruiz Cortínez (Mocúzari) y a dos kilómetros del poblado de San Bernardo.

El proyecto se reconoce como de regulación y control de avenidas y consta de una cortina de concreto compactada con rodillos de 220 metros de longitud (a la corona), 70 metros de altura, con un dique de cierre de 1,050 m de longitud en el puerto adyacente derecho, almacenamiento al NAME de 489 Mm³ (elevación 229.01 msnm) y al NAMO de 409 Mm³ (elevación 225.39 msnm). Sobre el cuerpo de la cortina se alojarán 8 conductos circulares de 2.44 m de diámetro cada uno, con plantilla ubicada a la elevación 190 msnm. Dichos conductos permitirán el paso libre del agua hacia aguas abajo del río Mayo. La obra de excedencias se ubica sobre el dique de cierre, tiene una longitud de cresta de 260 m, cimacio tipo Creager, rápida y cubeta de lanzamiento. Tiene proyectado un tanque amortiguador y se espera de salida de los excedentes a través de unas cañadas hacia el cauce del río Mayo, aguas abajo de la cortina de la presa. Con los conductos proyectados en el cuerpo de la cortina más la capacidad de descarga por la obra de excedencias, se espera lograr un gasto máximo de regularización de 5,191.96 m³/s

Precisamente, a raíz de unas modificaciones realizadas al proyecto original del canal de descarga de la obra de excedencias, la Subdirección General Técnica de la CONAGUA le solicitó a la Comisión Estatal del Agua del Estado de Sonora (CEA-Son), se realice una verificación del funcionamiento hidráulico del vertedor con esta nueva disposición de la descarga. Asimismo, a raíz de las visitas realizadas por personal de la Gerencia del Consultivo Técnico al sitio del proyecto, la CEA-Son deberá hacer también el análisis térmico de la cortina CCR y la evaluación del funcionamiento hidráulico de los conductos de descarga localizados en dicha cortina.

Las principales características de la presa se presentan en la Tabla 1-1:

Tabla 1-1. Principales características de la presa

DATOS HIDRÁULICOS		
Elevación de la corona de la cortina	231.23	msnm
Elevación lecho del río	164	msnm
Elevación NAME	229.01	msnm
Elevación NAMO	190	msnm
Elevación de azolves	166.5	msnm
Elevación desagüe de fondo	166.5	msnm

DATOS HIDRÁULICOS		
Elevación Cresta vertedora	225.39	msnm
Capacidad desagüe de fondo	20	m ³ /s
Capacidad máxima de regulación (NAME)	465679439	m ³
Capacidad ordinaria (cresta vertedora)	409938700	m ³
Capacidad muerta de regulación	25605937	m ³
Gasto máximo regularizado (Tr=10000 años)	5191.96	m ³ /s
Avenida máxima probable (Tr=10000 años)	7654.54	m ³ /s

1 RECOPIACIÓN Y REVISIÓN DE INFORMACIÓN, REVISIÓN HIDROLÓGICA Y DEL DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS DE DESCARGA

1.1 INTRODUCCIÓN

El proyecto de la Presa Bicentenario en el sitio “Los Pilares”, ubicada sobre el río Mayo, en el municipio de Álamos, en el Estado de Sonora, surge como una necesidad para disminuir los efectos de las inundaciones en el Valle del Mayo, como consecuencia de lluvias extraordinarias locales y a los ciclones tropicales en los últimos años en el Estado de Sonora. Dicho proyecto se localiza a 44.25 km aguas arriba de la Presa Adolfo Ruiz Cortínez (Mocúzari) y a dos kilómetros del poblado de San Bernardo.

El proyecto se reconoce como de regulación y control de avenidas y consta de una cortina de concreto compactada con rodillos de 220 metros de longitud (a la corona), 70 metros de altura, con un dique de cierre de 1,050 m de longitud en el puerto adyacente derecho, almacenamiento al NAME de 489 Mm³ (elevación 229.01 msnm) y al NAMO de 409 Mm³ (elevación 225.39 msnm). Sobre el cuerpo de la cortina se alojarán 8 conductos circulares de 2.44 m de diámetro cada uno, con plantilla ubicada a la elevación 190 msnm. Dichos conductos permitirán el paso libre del agua hacia aguas abajo del río Mayo. La obra de excedencias se ubica sobre el dique de cierre, tiene una longitud de cresta de 260 m, cimacio tipo Creager, rápida y cubeta de lanzamiento. Tiene proyectado un tanque amortiguador y se espera de salida de los excedentes a través de unas cañadas hacia el cauce del río Mayo, aguas abajo de la cortina de la presa. Con los conductos proyectados en el cuerpo de la cortina más la capacidad de descarga por la obra de excedencias, se espera lograr un gasto máximo de regularización de 5,191.96 m³/s

Precisamente, a raíz de unas modificaciones realizadas al proyecto original del canal de descarga de la obra de excedencias, la Subdirección General Técnica de la CONAGUA le solicitó a la Comisión Estatal del Agua del Estado de Sonora (CEA-Son), se realice una verificación del funcionamiento hidráulico del vertedor con esta nueva disposición de la descarga. Asimismo, a raíz de las visitas realizadas por personal de la Gerencia del Consultivo Técnico al sitio del proyecto, la CEA-Son deberá hacer también el análisis térmico de la cortina CCR y la evaluación del funcionamiento hidráulico de los conductos de descarga localizados en dicha cortina.

1.1.1 Objetivos de la actividad

Los objetivos del presente informe correspondiente a la actividad 1 del Convenio son:

- Llevar a cabo el estudio hidrológico para la obtención la avenida de diseño de la obra de excedencias de la presa Bicentenario para el periodo de retorno de 10,000 años mediante el análisis de gastos máximos anuales registrados en la estación hidrométrica San Bernardo y mediante la modelación del proceso lluvia escurrimiento.

1.1.2 Antecedentes

La Comisión Estatal del Agua de Sonora (sin año) realizó el Proyecto Ejecutivo de la Presa Reguladora “Pilares” sobre el Río Mayo, Sonora, dicho proyecto contemplo, entre otras actividades, el cálculo de la avenida de diseño para diferentes periodos de retorno en la Presa. En dicho estudio utilizó información hasta el año 2009.

Los resultados principales obtenidos en el proyecto mencionado son:

- a) El área de la cuenca hasta la estación hidrométrica San Bernardo y hasta la presa Pilares fue de 7,510 km² y 7,008 km² respectivamente.
- b) La avenida de diseño mediante el análisis de frecuencias de gastos máximos en el sitio de la presa Pilares resultó de 7,657.54 m³/s, obtenido con la Función de Distribución de Probabilidad Gumbel Doble.
- c) Se llevó acabo la modelación del proceso lluvia escurrimiento, para lo cual, solamente se utilizó una cuenca hasta la Estación hidrométrica San Bernardo. La precipitación media en la cuenca para 10,000 años resultó de 104.77mm y el número de curva utilizado fue de 90. El gasto resultante para dicho periodo de retorno, al aplicar el método del hidrograma Unitario Triangular, resultó en la presa Pilares de 6,917.64 m³/s, y con el método de Chow de 7,673.57 m³/s.

1.1.3 Descripción metodológica

La determinación de la avenida de diseño (para el periodo de retorno de 10,000 años) se realizará mediante dos criterios, el primero de ellos mediante un análisis del escurrimiento, el cual consiste en realizar un análisis de frecuencias de gastos máximos registrados en la estación hidrométrica San Bernardo y el segundo criterio mediante la modelación del proceso lluvia escurrimiento, por lo que la metodología que se seguirá es la siguiente:

Metodología mediante el análisis de escurrimiento

- a) Primeramente, se determinará la cuenca de aportación hasta el sitio de la presa Bicentenario y hasta la EH San Bernardo
- b) Se recopilará la información de los gastos máximos anuales registrados en la estación hidrométrica y se realizará un análisis de frecuencias univariado con lo cual se obtendrá el gasto máximo de la avenida de diseño.
- c) El valor del gasto máximo de la avenida de diseño en el sitio de la presa se calculará multiplicando al gasto máximo calculado en la EH por un factor de ajuste (F_a) que relacione los gastos máximos obtenidos en los sitios de la Presa y de la Estación hidrométrica con la modelación del proceso lluvia-escurrimiento.

- d) Para determinar la forma completa de la avenida de diseño se utilizará el método de mayoración, el cual consiste en considerar la forma del hidrograma de la avenida máxima histórica registrada.

Metodología mediante la modelación del proceso lluvia-escorrentamiento

- a) Se realizará una división de la cuenca en subcuencas, esto con la finalidad de tomar en cuenta la variación espacial de la precipitación, tipo de suelo y cobertura vegetal, así como de los tiempos de traslado de la avenida de una subcuenca a otra.
- b) Se determinarán las características fisiográficas en cada subcuenca, lo cual es necesaria para la modelación del proceso lluvia -escorrentamiento, dichas características son: Área de la subcuenca, cauces principales, longitud y pendiente del cauce principal (método de Taylor-Schwarz), tiempo de concentración (Rowe, Kirpich, SCS y Chow), tiempo de retraso (Chow) y los números de escorrentamiento (a partir del tipo de suelo y cobertura vegetal).
- c) Se determinarán las tormentas de diseño para el periodo de retorno de 10,000 años, así como para periodos de retorno de 5 a 10,000 años. Para esto se realizará un análisis de frecuencias de lluvias máximas anuales en 24 horas de cada una de las estaciones climatológicas que se localicen dentro o muy cerca de la cuenca (20 km) y que cuenten con al menos 20 años de registro.
- d) La distribución temporal de la lluvia es un factor muy importante que impacta directamente en la magnitud del gasto máximo de la avenida, por lo que se obtendrán tormentas representativas en cada una de las Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMAS) localizadas dentro y cerca de la cuenca.
- e) Se construirá un modelo lluvia-escorrentamiento en el software HEC-HMS el cual fue desarrollado por el cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos y es de uso libre. Como resultado se obtendrá la avenida de diseño para los periodos de retorno mencionados en el punto c.
- f) En el caso que la avenida de diseño para 10,000 años calculada en este estudio resulte mayor a la obtenida por la CEA en el estudio explicado en los antecedentes, la avenida se transitará por el vaso de la presa, esto con la finalidad de comparar el nivel máximo que alcanza el agua en el vaso y compararlo con el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME).

1.2 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El proyecto de la Presa Bicentenario en el sitio “Los Pilares” surge como una necesidad para disminuir los efectos de las inundaciones en el Valle del Mayo, como consecuencia de lluvias extraordinarias locales y a los ciclones tropicales de los últimos años en el Estado de Sonora.

1.2.1 Localización de la presa Bicentenario

La Presa se ubica en el Estado de Sonora al sur de éste, en la parte centro-norte del municipio de Pilares. Dicho proyecto se localiza a 44.25 km aguas arriba de la Presa Adolfo Ruiz Cortínez (Mocúzari), a unos 1.4 km aguas arriba de la estación hidrométrica San Bernardo y a 2 km del poblado de San Bernardo.

Las coordenadas geográficas son 27°25' 14.70" de latitud Norte y 108°51'39.27" de longitud Oeste (DRRM, 2012).



Figura 1-1. Ubicación de las cuencas respecto a las entidades federativas

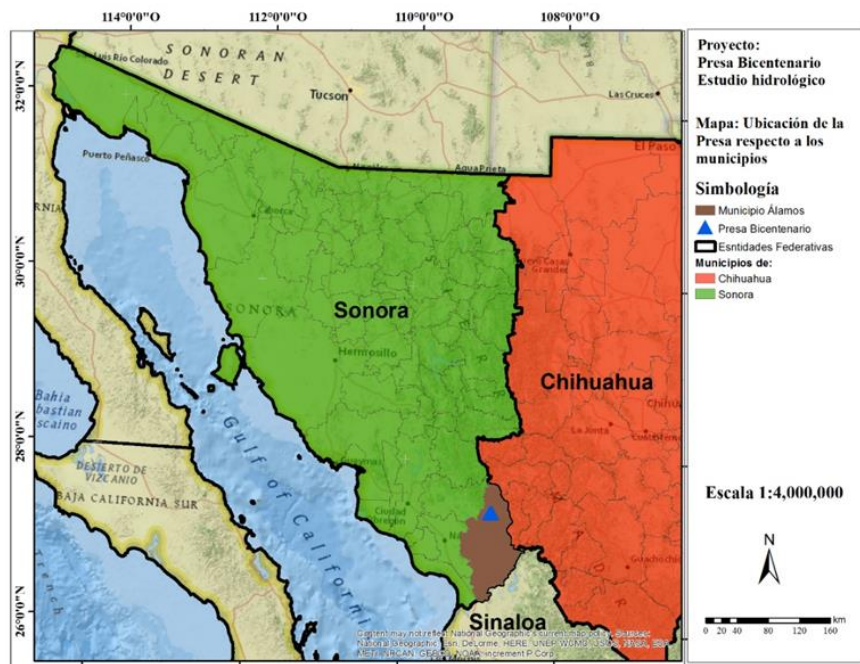


Figura 1-2. Ubicación de la Presa respecto al estado de Sonora y al municipio de Álamos

La presa se localiza en la región hidrológica (RH) 9 “Sonora Sur”, dicha RH tiene una extensión de 139,173.41 km² solo por abajo de la RH-24 “Bravo Conchos”.

La RH “Sonora Sur” está dividida en cuatro subregiones hidrológicas (SH), estando la presa dentro de la SH 9C “Río Mayo”, la cual tiene un área de 15,277.540 km².

Tabla 1-1. Relación de las subregiones hidrológicas que conforman la RH-09

Clave de la Subregión hidrológica	Nombre	Área (km ²)
9B	Sonora Sur	86,320.740
9A	Sonora Sur	30,084.370
9D	Río Bacoachi	7,490.760
9C	Río Mayo	15,277.540
	Total	139,173.410

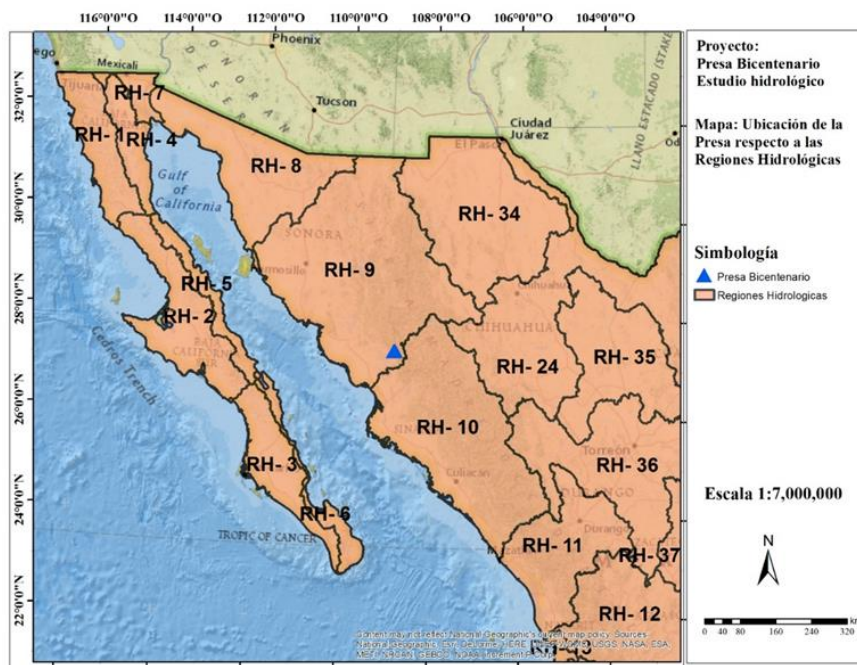


Figura 1-3. Ubicación de la Presa respecto a las regiones hidrológicas

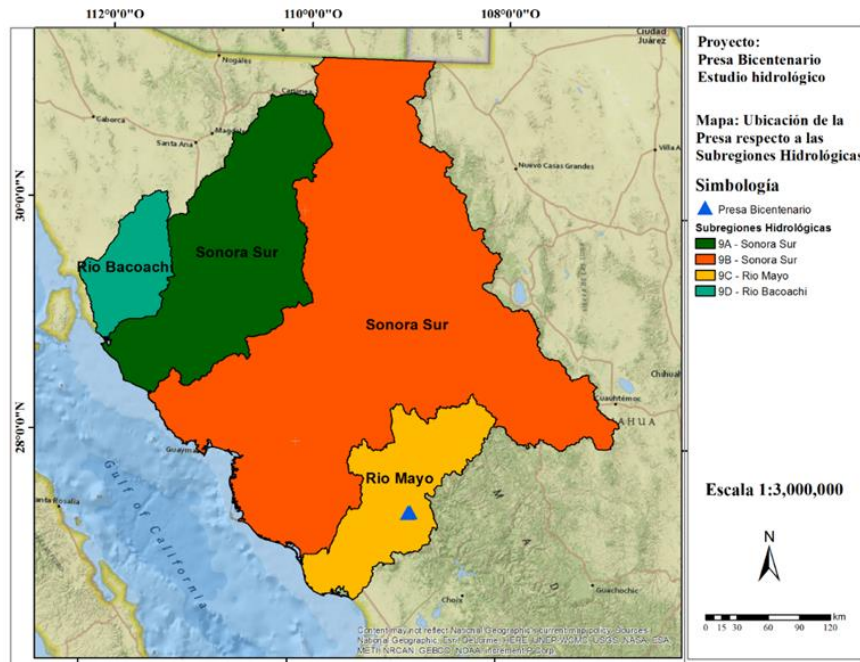


Figura 1-4. Ubicación de la Presa respecto a las subregiones hidrológicas

1.2.2 Información técnica de la presa

El proyecto se reconoce como de regulación y control de avenidas y consta de una cortina de concreto compactada con rodillos de 220 metros de longitud (a la corona), 70 metros de altura, con un dique de cierre de 1,050 m de longitud en el puerto adyacente derecho.

La elevación del NAMO corresponde al nivel 225.39 msnm con un almacenamiento de 409 Mm³. El NAME se localiza a la elevación de 229.01 msnm con un almacenamiento a dicho nivel de 489 Mm³, por lo que el volumen de superalmacenamiento es de 80 Mm³. Finalmente se tiene que la corona de la cortina se localiza a la elevación de 231.23 msnm ya considerado un bordo libre de 2.22 m.

Sobre el cuerpo de la cortina se alojarán ocho conductos circulares de 2.44 m de diámetro cada uno, con plantilla ubicada a la elevación 190 msnm. Dichos conductos permitirán el paso libre del agua hacia aguas abajo del río Mayo.

La obra de excedencias se ubica sobre el dique de cierre, tiene una longitud de cresta de 260 m, cimacio tipo Creager, rápida y cubeta de lanzamiento. Tiene proyectado un tanque amortiguador y se espera de salida de los excedentes a través de unas cañadas hacia el cauce del río Mayo, aguas abajo de la cortina de la presa. Con los conductos proyectados en el cuerpo de la cortina más la capacidad de descarga por la obra de excedencias, se espera lograr un gasto máximo de regularización de 5,191.96 m³/s.

La curva Elevaciones-áreas-capacidades se presenta en la Figura 1-5.

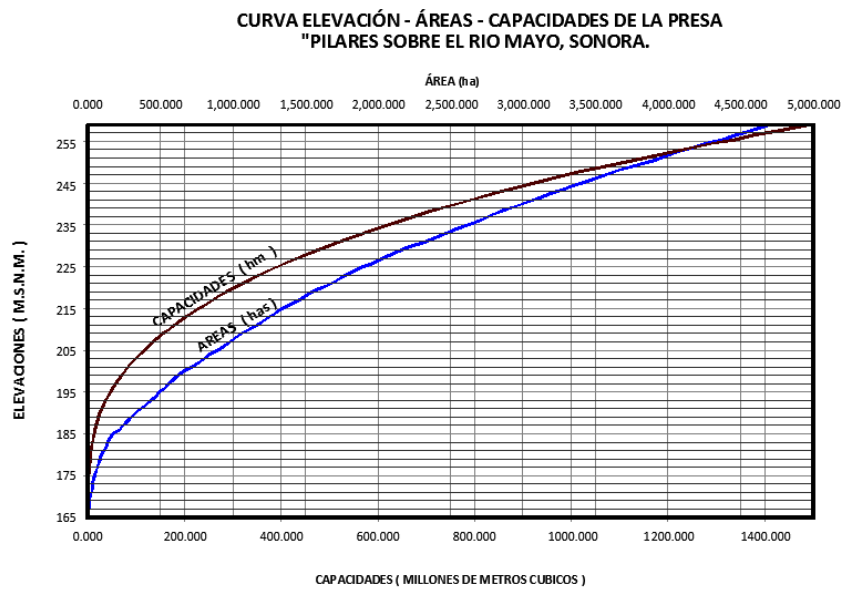


Figura 1-5. Curva Elevaciones-áreas-Capacidades (CEA)

1.3 DETERMINACIÓN DE LA CUENCA DE APORTACIÓN A LA PRESA Bicentenario

En este capítulo se presenta la determinación de la cuenca de aportación hasta la presa Bicentenario y hasta la EH San Bernardo, esto con la finalidad de posteriormente localizar las estaciones climatológicas, las estaciones hidrométricas y cuerpos de agua importantes dentro de la cuenca.

1.3.1 Recopilación de la información para la determinación de la cuenca

La determinación de la cuenca de aportación hasta un cierto punto, que en este caso corresponde a la Presa Bicentenario, depende exclusivamente de la topografía, por lo que fue necesario realizar la recopilación de ésta, así como información adicional que permita de una mejor manera determinar la cuenca de aportación. La información recopilada es la siguiente:

- a) Información de 21 cartas topográficas que incluye entre otras capas las curvas de nivel, red hidrográfica y cuerpos de agua a escala 1:50,000.
- b) Información de 2 cartas topográficas con las curvas de nivel, red hidrográfica y cuerpos de agua a escala 1:250,000.
- c) Modelo digital de elevación con resolución de celdas de 15x15m del Continuo de Elevaciones Mexicano 3.0.
- d) Red hidrográfica escala 1:50,000 edición 2.0 de la subregión hidrológica RH09A-R "Río Mayo".

Tabla 1-2. Relación de las cartas que se recopiló la información

Clave de la carta 50,000		Cartografía 1:250,000
H12D76	G12B19	G12-03
H12D77	G12B26	H12-12
H12D78	G12B27	
H12D79	G12B28	
H12D86	G12B36	
H12D87	G12B37	
H12D88	G12B38	
H12D89	G12B46	
G12B16	G12B47	
G12B17	G12B48	
G12B18		

1.3.2 Determinación de la cuenca de aportación

De acuerdo con la información recopilada, y con ayuda de la herramienta de ARC-GIS se calculó la cuenca de aportación hasta la presa Bicentenario, resultando un área de 7,112.384 km². Además, se calculó la cuenca total hasta la estación hidrométrica San Bernardo resultando de 7,591.912 km², es decir un 6.74% más que la cuenca hasta la presa. Esto implica que la cuenca propia entre la presa y la EH es de 479.528 km².

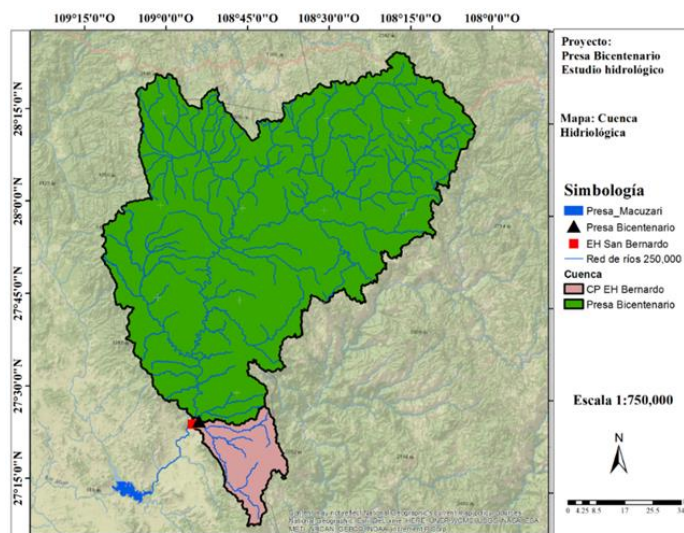


Figura 1-6. Cuenca de aportación hasta la presa Bicentenario y hasta la EH San Bernardo

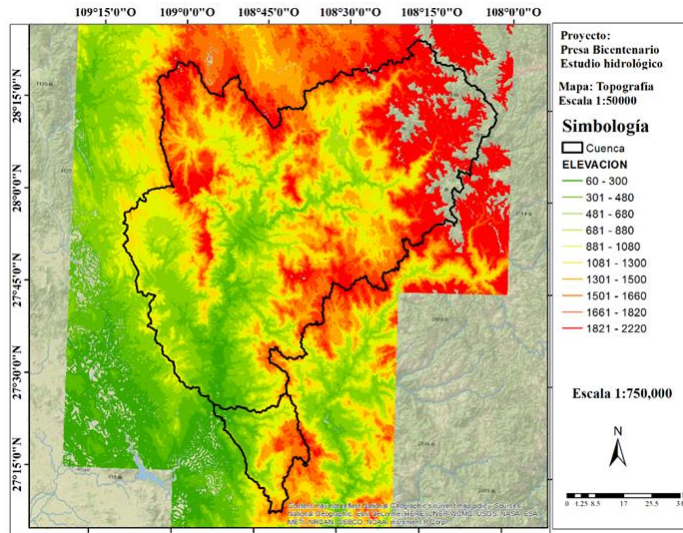


Figura 1-7. Cuenca de aportación y curvas de nivel escala 1:50,000

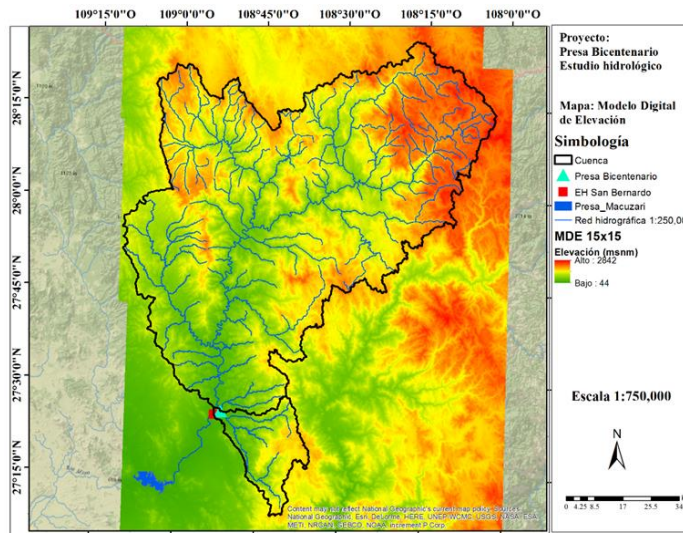


Figura 1-8. Cuenca de aportación y Modelo digital de elevación con celdas de 15x15 m

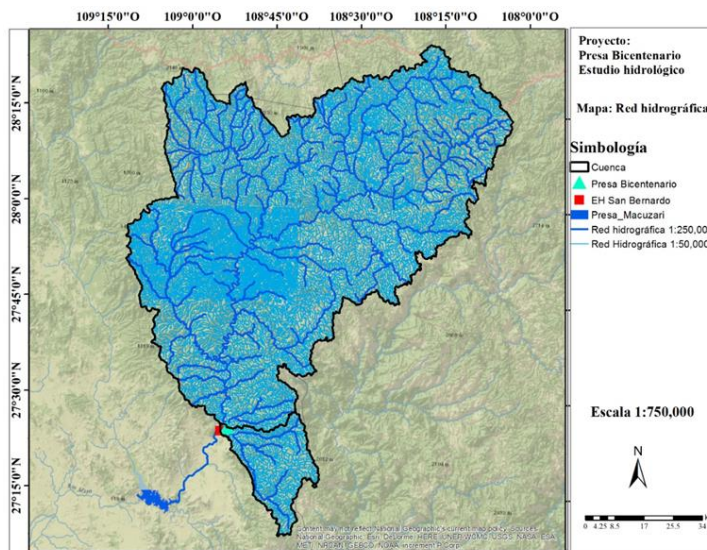


Figura 1-9. Cuenca de aportación y res de ríos escala 1:50,000 y 1:250,000

La cuenca hasta la presa Bicentenario está comprendida en un 73.87% en el Estado de Chihuahua y por un 26.13% en el Estado de Sonora. La cuenca propia de la EH está comprendida por un 97.79% del Estado de Sonora y por el 2.21% del Estado de Chihuahua.

Dentro de la cuenca hasta la presa Bicentenario están de manera parcial diez municipios, (seis de Chihuahua y cuatro de Sonora) siendo Uruachi el municipio que ocupa un mayor porcentaje en la cuenca.

La cuenca propia entre la presa Bicentenario y la EH San Bernardo contempla de manera parcial dos municipios Chínipas (Chihuahua) y Álamos (Sonora).

Tabla 1-3. Relación de estados y municipios que conforman la cuenca

Municipio	Área (km ²)			Porcentaje de la cuenca	
	CP EH San Bernardo	Presa Bicentenario	Cuenca total	CP EH San Bernardo	Presa Bicentenario
Chihuahua					
Guerrero		10.156	10.156		0.14
Moris		1,646.131	1,646.131		23.14
Ocampo		1,297.103	1,297.103		18.24
Uruachi		1,923.989	1,923.989		27.05
Chínipas	10.601	237.331	247.932	2.21	3.34
Temósachic		138.930	138.930		1.95
Total, Chihuahua	10.601	5253.640	5264.241	2.21	73.87
Sonora					
Álamos	468.927	770.076	1,239.003	97.79	10.83

Municipio	Área (km ²)			Porcentaje de la cuenca	
	CP EH San Bernardo	Presa Bicentenario	Cuenca total	CP EH San Bernardo	Presa Bicentenario
Quiriego		405.464	405.464		5.70
Rosario		540.454	540.454		7.60
Yécora		142.751	142.751		2.01
Total, Sonora	468.927	1,858.745	2,327.672	97.79	26.13
Total	479.528	7,112.384	7,591.912	100.00	100.00

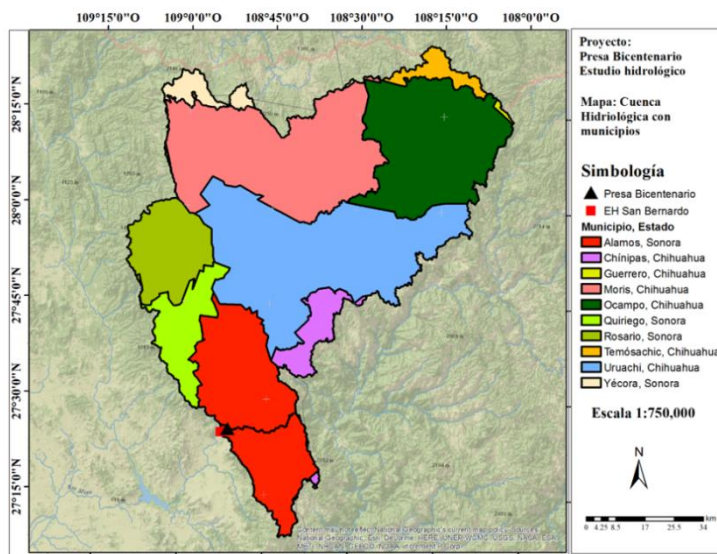


Figura 1-10. Municipios que conforman la cuenca

1.4 DETERMINACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO MEDIANTE EL ANÁLISIS DE LOS ESCURRIMIENTOS EN LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA SAN BERNARDO

En este capítulo se realiza el cálculo de las avenidas de diseño a partir de los gastos máximos anuales de la estación hidrométrica San Bernardo. El cálculo se llevará a cabo mediante el análisis de frecuencias.

1.4.1 Información hidrométrica

Dentro de la cuenca de la presa Bicentenario, no se localiza estación hidrométrica (EH) alguna, sin embargo, sobre el río Mayo, dentro del Estado de Sonora, se localiza a una distancia de 42.85 km aguas arriba de la presa Macuzari y a 1.4 km aguas abajo de la presa Bicentenario la EH 09067 “San Bernardo” la cual contiene registros desde febrero de 1960

hasta diciembre de 2014. La EH se ubica en las coordenadas Geográficas 108.88194° de longitud Oeste y 27.4125° de latitud Norte.

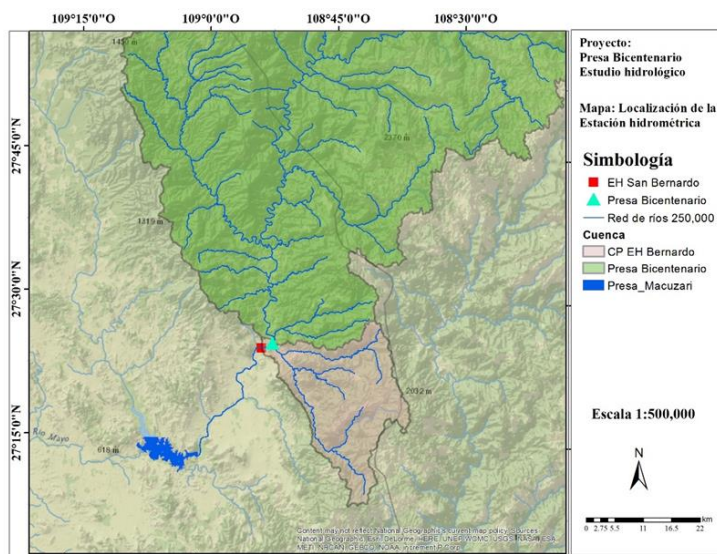


Figura 1-11. Ubicación de la Estación hidrométrica San Bernardo

De acuerdo con los registros, el escurrimiento medio anual en la EH es de 945.439 Mm³, siendo en los meses de julio a septiembre los meses con mayor escurrimiento con 16.49%, 28.48% y 19.46% respectivamente. Los meses donde el escurrimiento medio mensual es menor son abril, mayo y junio con 0.81%, 0.41% y 0.8% respectivamente.

Tabla 1-4-1. Escurrimiento mensual en la EH San Bernardo (Mm³)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun
1960		23.467	6.776	2.674	1.052	0.830
1961	244.755	29.692	8.538	3.798	1.424	16.983
1962	92.764	28.399	12.318	4.742	2.367	3.621
1963	13.741	12.314	5.726	2.640	1.144	0.478
1964	8.294	6.551	6.604	5.920	5.857	4.977
1965	13.487	67.391	13.527	5.136	2.143	0.856
1966	22.706	66.425	15.091	6.350	2.559	7.608
1967	4.702	3.474	3.178	1.984	1.057	22.471
1968	44.152	137.693	227.748	30.467	9.997	10.306
1969	16.276	35.794	11.698	4.344	2.265	1.393
1970	13.636	7.064	21.210	5.569	1.650	1.159
1971	6.177	3.943	3.696	1.540	1.001	29.326
1972	20.067	11.860	7.243	3.080	2.109	18.161
1973	181.973	182.346	45.388	13.127	6.002	6.191

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun
1974	10.353	4.284	3.110	1.495	0.638	0.461
1975	17.630	22.284	6.262	3.026	1.204	2.284
1976	7.869	18.666	4.325	1.589	0.803	6.202
1977	15.136	7.750	3.740	3.592	0.883	9.344
1978	5.998	15.004	58.592	4.517	1.055	2.920
1979	341.310	207.751	21.855	7.385	4.755	2.212
1980	3.183	3.133	1.637	0.513	0.259	0.736
1981	315.906	21.384	196.301	10.789	4.212	6.246
1982	10.669	4.390	2.464	0.959	0.650	0.256
1983	111.433	217.134	420.118	97.308	13.127	7.188
1984	21.376	15.694	6.626	3.216	3.962	32.839
1985	359.397	95.400	35.917	29.664	13.809	18.497
1986	8.794	13.870	4.807	1.386	1.554	11.458
1987	15.750	9.297	16.789	4.509	6.234	6.417
1988	9.391	6.337	2.940	0.797	0.193	0.044
1989	33.800	99.650	13.533	3.508	0.843	0.435
1990	23.755	74.839	33.609	4.552	1.254	5.115
1991	159.344	30.990	79.372	7.581	3.163	1.385
1992	403.119	152.402	60.398	27.371	11.544	5.458
1993	135.957	139.365	80.187	7.627	3.933	1.477
1994	13.731	6.389	3.921	1.724	0.569	14.653
1995	45.167	141.772	20.400	4.901	1.471	2.443
1996	5.306	3.393	1.539	1.077	0.561	5.561
1997	4.983	3.269	3.088	3.158	5.560	4.735
1998	37.277	18.469	16.214	5.044	0.938	0.687
1999	2.130	1.629	0.885	0.344	0.086	3.783
2000	2.356	1.379	0.692	0.196	0.002	39.507
2001	11.465	38.685	8.410	2.052	0.960	12.112
2002	2.679	18.607	2.654	0.646	0.085	0.000
2003	15.860	43.683	8.745	2.434	0.238	1.061
2004	20.013	14.832	24.324	5.526	3.006	2.524
2005	208.399	375.897	25.845	6.090	9.321	7.973
2006	2.641	1.506	1.607	0.282	7.885	6.788
2007	89.906	16.022	3.802	1.153	0.127	15.373
2008	21.521	13.832	4.152	1.232	0.290	2.159
2009	5.131	3.949	3.267	1.543	0.578	2.076
2010	99.724	81.536	12.118	3.107	1.506	2.279
2011	3.851	2.456	1.459	0.467	0.305	0.262
2012	4.860	2.473	1.207	1.639	2.849	3.164

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun
2013	4.121	2.641	1.180	60.956	61.308	56.646
2014	18.170	5.280	3.248	6.633	0.754	2.654
Promedio	61.337	46.795	28.911	7.690	3.875	7.850

Tabla 1-42 Escurrimiento mensual en la EH San Bernardo (Mm³). Continuación

Año	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1960	99.476	211.544	176.619	59.393	31.033	47.323
1961	161.481	209.567	155.398	104.625	91.900	23.435
1962	84.245	63.394	221.666	55.631	12.987	20.138
1963	203.794	374.229	114.133	35.183	10.491	170.008
1964	186.968	466.165	482.132	22.694	7.824	14.341
1965	77.215	147.916	235.603	20.090	5.256	155.742
1966	214.138	668.827	114.332	19.720	6.975	5.266
1967	183.350	213.134	53.895	15.548	67.352	255.931
1968	223.849	276.661	137.018	46.010	24.792	15.505
1969	164.650	93.756	76.817	11.130	10.290	50.669
1970	101.144	257.696	125.390	15.688	6.242	8.126
1971	208.109	349.561	91.845	450.707	114.566	33.066
1972	90.720	198.917	130.767	170.364	73.460	22.066
1973	84.526	375.834	66.444	10.430	5.259	4.579
1974	228.300	134.715	277.259	39.494	134.081	18.621
1975	113.053	247.807	198.442	16.256	6.814	10.752
1976	161.444	96.148	155.637	110.005	12.118	7.861
1977	159.607	328.008	154.766	20.775	8.054	4.961
1978	80.848	265.836	206.928	275.653	33.318	96.358
1979	47.524	158.499	41.960	5.300	2.562	3.273
1980	88.764	333.596	236.096	37.004	7.718	10.836
1981	256.644	275.634	321.101	84.837	10.317	6.106
1982	115.560	136.906	77.362	33.981	18.638	266.848
1983	60.129	301.749	227.883	287.533	103.291	85.069
1984	350.654	486.113	164.941	126.863	30.671	617.672
1985	128.948	365.442	88.710	29.354	20.233	11.610
1986	346.089	291.563	254.858	70.603	13.764	48.923
1987	42.949	273.281	26.362	11.152	2.678	29.468
1988	326.539	543.454	98.563	11.698	5.512	7.955
1989	45.686	364.163	180.664	10.663	5.237	18.852
1990	359.956	280.875	185.668	232.324	18.822	685.601
1991	177.433	517.138	517.232	42.118	38.356	230.368

Año	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1992	68.762	214.196	101.365	13.996	10.685	21.981
1993	216.651	207.163	208.436	32.908	52.006	37.339
1994	141.677	169.443	168.196	21.620	148.619	216.117
1995	104.140	169.215	383.695	22.978	12.423	6.521
1996	76.888	351.258	366.790	19.066	8.388	7.209
1997	45.548	180.080	135.847	35.028	24.124	215.385
1998	79.590	233.774	198.854	21.005	4.374	3.565
1999	278.123	204.940	110.131	10.644	2.748	2.318
2000	153.744	152.599	79.399	469.631	149.350	15.722
2001	163.923	161.721	52.186	73.188	4.949	3.173
2002	127.269	213.647	42.353	9.915	2.972	17.378
2003	90.042	229.428	84.199	34.416	4.781	2.697
2004	155.114	124.006	109.157	124.970	142.957	133.769
2005	71.006	319.690	135.102	24.315	4.210	3.985
2006	143.466	307.411	246.022	23.587	7.553	5.049
2007	243.218	394.967	537.021	29.108	7.675	136.153
2008	235.954	425.903	447.684	41.969	10.162	7.803
2009	106.332	188.804	43.305	480.811	19.139	9.095
2010	129.907	271.640	181.279	28.463	5.022	3.277
2011	125.701	191.904	38.415	5.454	22.411	16.841
2012	243.963	236.064	256.350	13.120	4.337	4.015
2013	184.021	156.960	218.859	218.342	24.752	137.630
2014	213.583	394.736	375.907	31.486	13.023	6.361
Promedio	155.862	269.230	183.946	77.615	29.587	72.740

Tabla 1-5. Esguerrimiento medio mensual y anual en la EH San Bernardo (Mm³)

Mes	Esguerrimiento (Mm ³)	%
Ene	61.337	6.49
Feb	46.795	4.95
Mar	28.911	3.06
Abr	7.690	0.81
May	3.875	0.41
Jun	7.850	0.83
Jul	155.862	16.49
Ago	269.230	28.48
Sep	183.946	19.46
Oct	77.615	8.21
Nov	29.587	3.13

Mes	Escorrentamiento (Mm ³)	%
Dic	72.740	7.69
Anual	945.439	100.00

En la estación hidrométrica (EH) San Bernardo, el gasto máximo instantáneo registrado es de 4,429 m³/s, el cual se presentó en diciembre de 1990. Existen cinco eventos con valores por arriba de los 3,000 m³/s, registrados en los años de 1971 (octubre), 1996 (septiembre), 2007 (septiembre), 2008 (septiembre) y 2009 (octubre). En la Figura 1-12 se presenta de manera gráfica las cuatro avenidas máximas registradas, donde se puede observar que la duración del hidrograma es del orden de 2 días.

Tabla 1-6-1. Gasto máximo instantáneo (m³/s) mensual y anual en la EH San Bernardo

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun
1960	116.5	19.9	4.6	1.6	0.8	6.2
1961	1,160.0	37.1	5.7	2.0	0.9	105.0
1962	726.0	29.0	15.1	3.1	1.3	15.3
1963	5.8	13.6	3.5	1.5	0.6	0.2
1964	3.7	2.8	2.6	2.5	2.2	2.2
1965	8.9	408.5	21.0	3.3	1.2	0.4
1966	20.8	236.0	10.6	4.0	1.3	34.0
1967	2.3	1.5	1.4	0.9	0.6	89.0
1968	73.0	498.2	357.2	67.0	5.8	25.9
1969	16.5	57.6	7.9	2.5	0.9	0.7
1970	7.5	3.8	81.8	4.4	1.3	22.6
1971	3.8	1.9	2.3	0.8	0.5	261.6
1972	10.2	6.4	3.6	1.9	4.8	36.5
1973	960.0	1,132.1	40.1	7.7	3.0	12.6
1974	30.1	2.3	1.7	1.2	0.3	0.3
1975	25.2	56.7	3.0	1.5	0.7	6.3
1976	4.4	42.4	2.5	1.0	0.4	14.9
1977	17.5	6.5	3.7	3.5	0.7	69.4
1978	3.0	122.6	173.8	3.6	0.7	28.8
1979	1,424.7	725.0	13.5	4.9	6.5	6.4
1980	1.4	2.6	1.1	0.4	0.1	6.6
1981	1,193.8	16.3	1,056.5	7.6	3.0	26.8
1982	18.0	2.8	1.4	0.6	0.4	0.2
1983	328.0	970.3	1983.6	169.8	16.5	16.5
1984	38.4	20.7	3.5	1.7	5.6	165.0
1985	971.6	90.6	51.7	40.8	23.1	40.8
1986	4.4	13.3	3.1	3.0	2.3	72.9
1987	11.1	19.0	19.1	3.3	11.8	9.4
1988	4.9	4.9	1.5	0.6	0.2	0.7
1989	105.0	406.1	12.4	5.4	0.5	0.4
1990	72.2	762.4	213.0	3.2	0.7	13.2
1991	279.9	33.3	329.5	6.7	1.7	0.8

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun
1992	838.4	191.0	165.8	35.0	10.2	8.8
1993	345.7	437.6	291.2	5.5	5.6	4.6
1994	11.5	3.1	1.9	1.2	0.5	26.6
1995	61.1	559.5	19.7	3.1	1.1	13.0
1996	2.7	1.8	0.9	0.6	0.3	4.3
1997	2.1	1.7	2.3	3.3	17.9	6.8
1998	40.7	14.4	13.4	4.5	0.8	0.9
1999	1.2	0.8	0.5	0.2	0.1	30.1
2000	1.0	0.8	0.4	0.1	0.1	127.5
2001	12.7	196.6	5.8	1.4	1.0	39.2
2002	1.2	77.4	7.0	0.5	0.1	0.0
2003	24.6	130.9	9.3	1.7	0.5	4.6
2004	45.2	35.2	38.4	10.9	10.9	7.0
2005	1,197.8	1,157.4	20.3	4.0	44.1	14.0
2006	1.6	0.8	3.0	0.5	21.1	23.4
2007	572.2	14.4	2.6	1.1	0.2	77.6
2008	61.1	20.0	7.7	0.8	0.2	5.5
2009	2.3	1.8	1.6	0.9	0.9	9.9
2010	562.0	203.6	8.5	2.1	1.5	4.1
2011	2.1	1.2	0.9	0.3	0.1	0.1
2012	2.8	1.2	1.5	0.8	1.2	1.5
2013	1.9	1.9	0.7	24.3	25.4	34.1
2014	20.6	3.2	2.0	6.6	0.4	3.7
2015	1.9	151.6	230.4	24.2	4.1	60.4
2016	5.0	2.5	2.1	0.6	0.0	39.1
Máximo	1424.7	1157.4	1983.6	169.8	44.1	261.6

Los valores de los años 2015 y 2016 fueron proporcionados por la Dirección Técnica del Organismo de Cuenca Noroeste

Tabla 1-62. Gasto máximo instantáneo (m^3/s) mensual y anual en la EH San Bernardo. Continuación

Año	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
1960	126.7	279.0	223.8	61.0	13.8	146.0	279.0
1961	208.4	410.0	251.2	511.5	553.0	16.1	1,160.0
1962	213.0	68.5	380.0	103.3	11.9	21.3	726.0
1963	362.5	487.0	184.2	29.0	12.5	1,041.0	1,041.0
1964	418.2	897.0	662.0	19.3	4.2	32.3	897.0
1965	147.2	392.9	585.0	42.3	2.5	1328.0	1328.0
1966	312.0	941.1	136.0	23.3	3.1	2.6	941.1
1967	401.5	296.1	39.8	13.0	336.7	1,113.7	1,113.7
1968	278.9	465.2	272.8	240.0	63.9	14.0	498.2
1969	559.2	150.7	99.3	6.6	27.5	436.3	559.2
1970	534.1	325.2	178.0	14.2	2.9	9.7	534.1
1971	337.2	536.3	159.0	3,435.1	229.7	21.3	3,435.1
1972	146.5	246.7	166.3	712.5	190.2	34.4	712.5
1973	108.5	825.0	114.5	8.0	2.4	1.8	1,132.1

Año	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
1974	415.0	121.4	492.2	51.2	931.2	27.3	931.2
1975	171.9	397.6	280.7	15.6	3.7	9.2	397.6
1976	258.8	211.8	224.7	650.2	7.5	4.1	650.2
1977	325.8	752.6	381.5	61.9	4.8	2.2	752.6
1978	217.4	390.8	453.0	2,222.0	34.6	605.0	2,222.0
1979	127.2	340.0	81.1	5.2	1.1	1.7	1,424.7
1980	171.6	1,016.0	262.3	44.2	3.9	11.1	1,016.0
1981	610.7	430.0	841.2	920.0	6.9	2.8	1,193.8
1982	212.9	223.3	454.5	231.5	40.7	899.0	899.0
1983	155.1	600.0	384.0	972.0	142.2	319.2	1,983.6
1984	704.5	944.3	165.4	627.4	32.9	2,412.0	2,412.0
1985	446.3	716.0	110.4	54.9	105.5	12.4	971.6
1986	622.8	362.0	390.9	159.0	11.0	296.6	622.8
1987	251.0	280.6	37.4	18.5	1.4	166.3	280.6
1988	887.2	951.0	154.7	8.1	2.9	12.8	951.0
1989	65.8	456.4	352.6	7.1	2.3	69.5	456.4
1990	966.0	755.0	393.4	1348.0	16.1	4,429.0	4,429.0
1991	293.5	524.5	662.7	39.1	259.0	922.5	922.5
1992	200.9	166.7	118.9	26.8	20.9	76.6	838.4
1993	539.4	400.4	437.4	51.1	99.4	153.1	539.4
1994	341.9	289.2	497.1	26.5	1,345.0	1,176.0	1,345.0
1995	290.8	209.0	2372.7	19.3	14.9	2.9	2372.7
1996	125.4	790.0	3,334.7	13.5	7.0	4.2	3,334.7
1997	101.1	329.5	207.6	52.0	102.3	1,377.7	1,377.7
1998	266.6	348.5	1248.5	45.5	3.1	2.3	1,248.5
1999	411.9	673.6	154.6	8.9	1.5	1.2	673.6
2000	215.2	175.9	131.5	1,401.6	422.9	9.7	1,401.6
2001	328.0	224.6	103.8	341.7	2.9	1.5	341.7
2002	251.6	283.1	54.9	23.4	2.0	55.5	283.1
2003	263.1	365.1	139.6	120.8	3.0	1.2	365.1
2004	457.9	161.4	176.9	641.9	254.2	533.9	641.9
2005	291.8	403.9	405.5	32.8	2.4	2.7	1,197.8
2006	341.7	426.3	855.8	51.2	6.5	2.6	855.8
2007	396.4	1,633.9	3,446.6	37.8	6.3	790.4	3,446.6
2008	577.8	683.9	3,030.2	143.8	5.4	3.8	3,030.2
2009	225.1	305.8	47.0	3,159.4	19.1	5.0	3159.4
2010	273.8	389.2	162.4	33.0	3.3	1.6	562.0
2011	289.5	518.8	80.4	5.9	86.3	28.2	518.8
2012	344.4	523.5	698.0	15.5	2.3	2.4	698.0
2013	508.3	327.0	515.5	1,641.0	43.4	889.9	1,641.0
2014	443.4	590.6	831.0	34.0	13.8	3.0	831.0
2015	241.2	349.0	299.9	24.4	362.0	119.4	362.0
2016	236.3	955.0	278.1	60.2	3.6	2.7	955.0
Máximo	966.0	1633.9	3446.6	3435.1	1345.0	4429.0	4429.0

Los valores de los años 2015 y 2016 fueron proporcionados por la Dirección Técnica del Organismo de Cuenca Noroeste

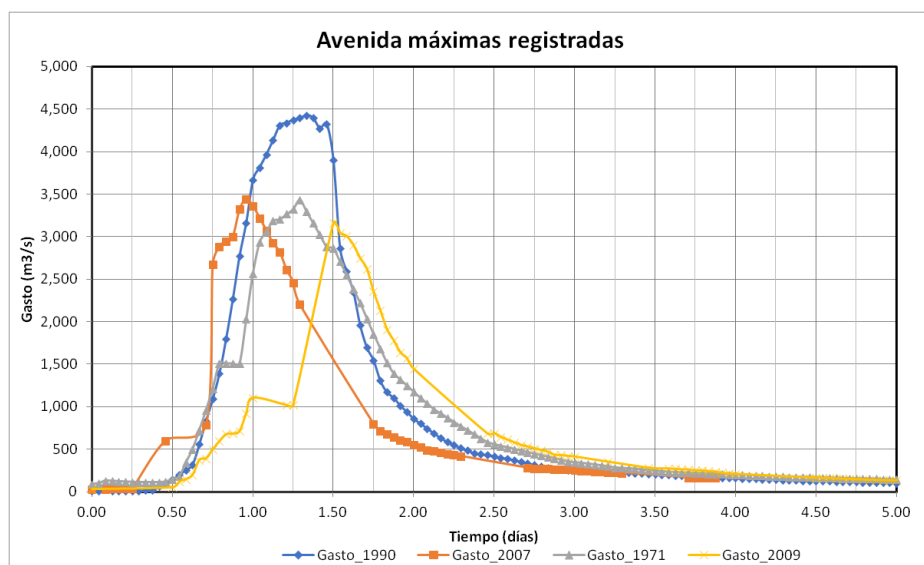


Figura 1-12. Las cuatro venidas máximas registradas en la Estación hidrométrica San Bernardo

Si se ordenan los gastos máximos anuales (mostrados en la tabla anterior) de mayor a menor, se puede asignar el periodo de retorno a cada gasto mediante la ecuación de Weibull, la cual es (Aparicio 1997):

$$Tr = \frac{n + 1}{m}$$

Donde

n es el número de años con información, que en este caso son 57.

m es el número de orden asignado a la muestra, $m = 1$ para el valor más grande, $m = 2$ para el segundo valor más grande y así sucesivamente

Tr es el periodo de retorno en años.

Tabla 1-7. Asignación del periodo de retorno a los gastos máximos anuales en la EH San Bernardo

m	Tr (años)	Gasto (m^3/s)
1	58.000	4429.0
2	29.000	3446.6
3	19.333	3435.1
4	14.500	3334.7
5	11.600	3159.4
6	9.667	3030.2
7	8.286	2412.0
8	7.250	2372.7
9	6.444	2222.0
10	5.800	1983.6

m	Tr (años)	Gasto (m^3/s)
29	2.000	931.2
30	1.933	922.5
31	1.871	899.0
32	1.813	897.0
33	1.758	855.8
34	1.706	838.4
35	1.657	831.0
36	1.611	752.6
37	1.568	726.0
38	1.526	712.5

m	Tr (años)	Gasto (m ³ /s)
11	5.273	1641.0
12	4.833	1424.7
13	4.462	1401.6
14	4.143	1377.7
15	3.867	1345.0
16	3.625	1328.0
17	3.412	1248.5
18	3.222	1197.8
19	3.053	1193.8
20	2.900	1160.0
21	2.762	1132.1
22	2.636	1113.7
23	2.522	1041.0
24	2.417	1016.0
25	2.320	971.6
26	2.231	954.981
27	2.148	951.0
28	2.071	941.1

m	Tr (años)	Gasto (m ³ /s)
39	1.487	698.0
40	1.450	673.6
41	1.415	650.2
42	1.381	641.9
43	1.349	622.8
44	1.318	562.0
45	1.289	559.2
46	1.261	539.4
47	1.234	534.1
48	1.208	518.8
49	1.184	498.2
50	1.160	456.4
51	1.137	397.6
52	1.115	365.1
53	1.094	362.01
54	1.074	341.7
55	1.055	283.1
56	1.036	280.6
57	1.018	279.0

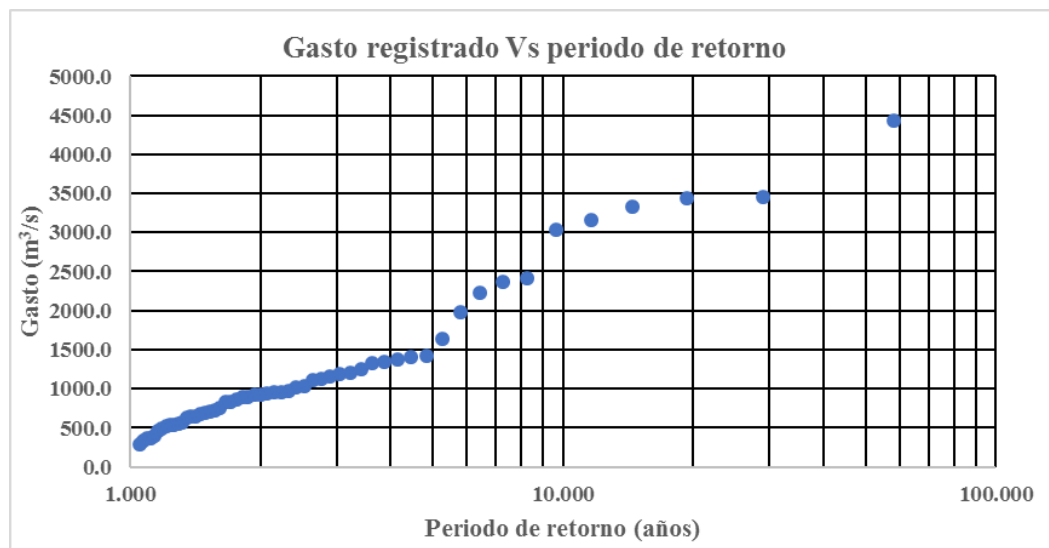


Figura 1-13. Gráfica que muestra el periodo de retorno asignado a cada uno de los gastos máximos anuales

1.4.2 Análisis de frecuencias de gastos máximos

En el caso que se requiera calcular la avenida para un periodo de retorno mayor al asignado a la muestra, que para la EH San Bernardo fue de 57 años, como lo es para el diseño de la obra de excedencias, el cual es de 10,000 años, es necesario realizar una extrapolación.

Dicha extrapolación se lleva a cabo mediante un análisis de frecuencias de gastos máximos anuales.

En análisis de frecuencias se realizó con el software AFA ver 1.0, el cual fue desarrollado por el IMTA. Para esto se analizaron las funciones de distribución de probabilidad (FDP) Exponencial de 1 y 2 parámetros, la Normal, la Lognormal de 2 y 3 parámetros, la Gamma 3 parámetros, la log-Pearson 3 parámetro, la Gumbel y la Gumbel doble.

De acuerdo con el Error Estándar de Ajuste (EEA), la función que mejor se ajusta a los registros es la Gumbel Doble con un valor del parámetro P de 0.84, dando como resultado que el gasto para el periodo de retorno de 10,000 años resulto de 7,131.3 m³/s.

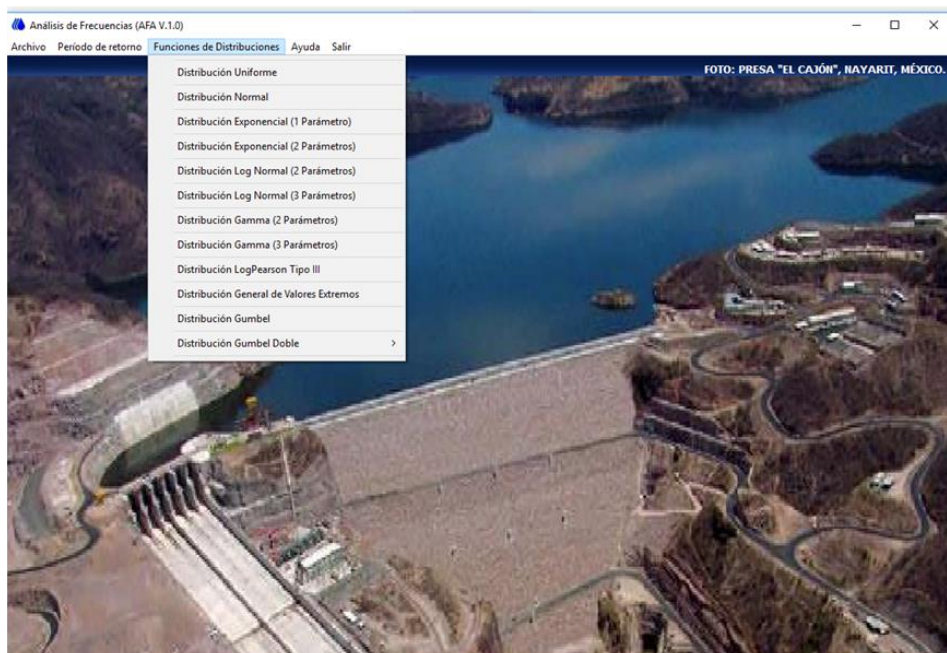


Figura 1-14. Pantalla del AFA donde se muestran las FDP que contiene

Tabla 1-8. Error estándar de ajuste de cada una de las FDP

Función de distribución de probabilidad	Momentos	Verosimilitud
Exp1P	241.6	241.6
Ex2P	191.7	187.1
Gama 3p	212.9	411.7
Gumbel	278.2	369.8
Lognormal 2P	234.4	234.4
Lognormal 3P	237.9	185.8
Log Pearson III Mom	195.6	233.3
Normal	434.7	434.7

Función de distribución de probabilidad	Momentos	Verosimilitud
Gumbel doble (optimizando P) P=0.85	106.6	
Gumbel doble P= 0.8181	119.8	

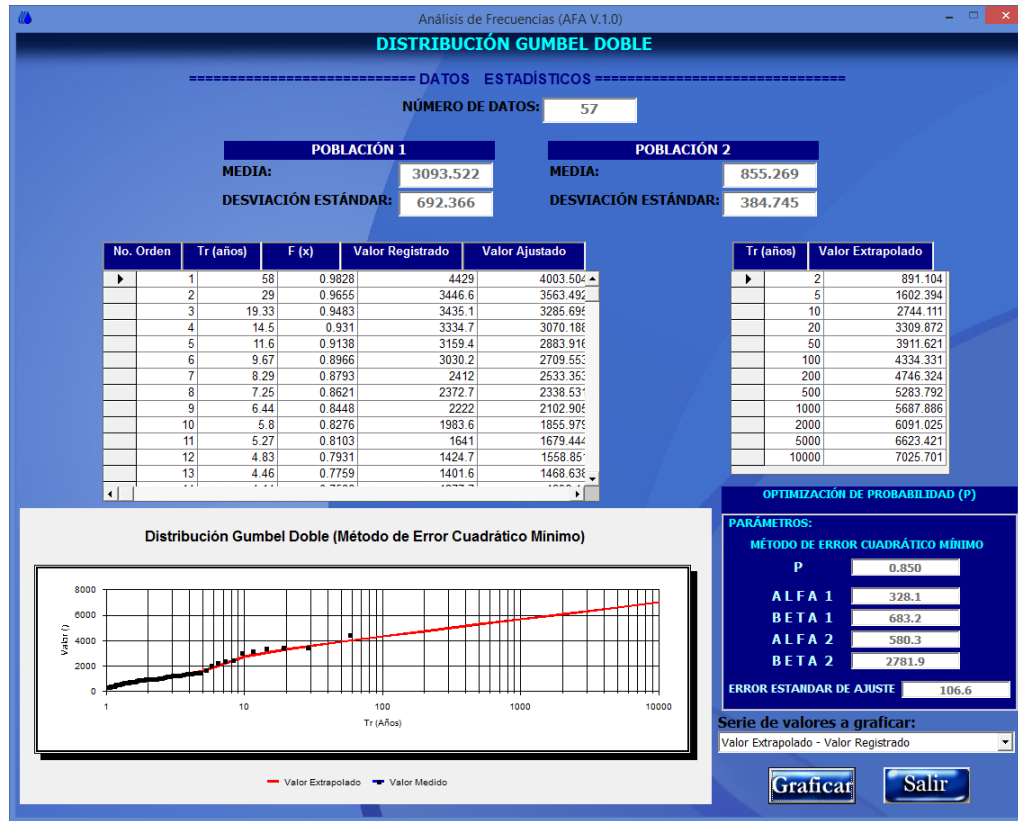


Figura 1-15. Pantalla del AFA que muestra el ajuste para la FDP Gumbel Doble con P=0.85

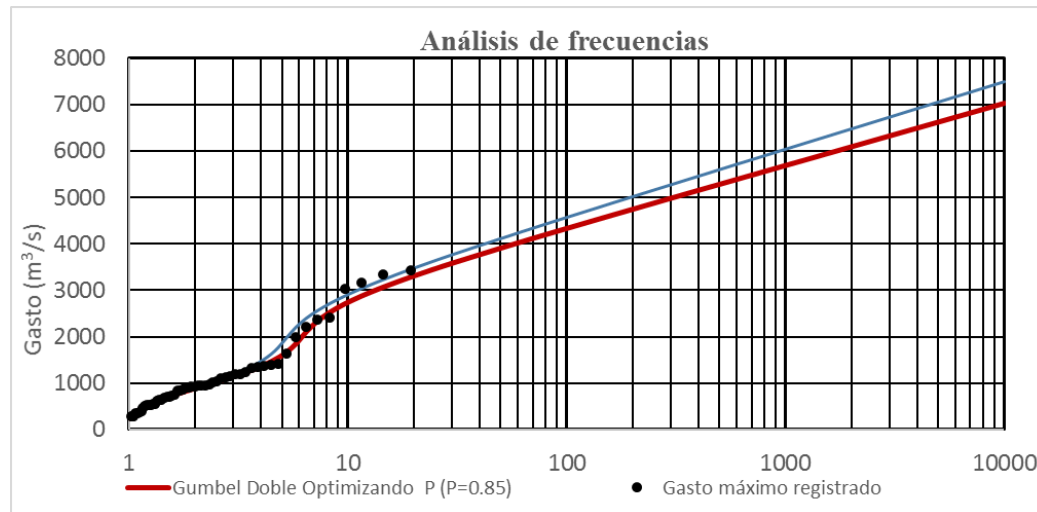


Figura 1-16. Resultados de manera gráfica de los gastos con la FDP Gumbel Doble para los diferentes periodos de retorno

Tabla 1-9. Comparación de los gastos registrados y los ajustados con la FDP Gumbel Doble

Periodo de retorno Tr (años)	Gasto máximo registrado (m ³ /s)	Gasto (m ³ /s) ajustado	
		Gumbel Doble P=0.85	Gumbel Doble P=0.8181
58	4,429.0	4,003.504	4,214.024
29	3,446.6	3,563.492	3,742.246
19.33	3,435.1	3,285.696	3,449.200
14.5	3,334.7	3,070.188	3,226.676
11.6	3,159.4	2,883.917	3,039.974
9.67	3,030.2	2,709.554	2,872.604
8.29	2,412.0	2,533.353	2,714.303
7.25	2,372.7	2,338.532	2,556.575
6.44	2,222.0	2,102.906	2,390.087
5.8	1,983.6	1,855.979	2,202.187
5.27	1,641.0	1,679.445	1,983.923
4.83	1,424.7	1,558.851	1,773.284
4.46	1,401.6	1,468.639	1,618.277
4.14	1,377.7	1,396.445	1,507.277
3.87	1,345.0	1,336.041	1,422.351
3.63	1,328.0	1,283.942	1,353.618
3.41	1,248.5	1,237.989	1,295.708
3.22	1,197.8	1,196.737	1,245.518
3.05	1,193.8	1,159.229	1,201.080

Periodo de retorno T_r (años)	Gasto máximo registrado (m^3/s)	Gasto (m^3/s) ajustado	
		Gumbel Doble $P=0.85$	Gumbel Doble $P=0.8181$
2.9	1,160.0	1,124.743	1,161.090
2.76	1,132.1	1,092.745	1,124.636
2.64	1,113.7	1,062.829	1,091.039
2.52	1,041.0	1,034.674	1,059.810
2.42	1,016.0	1,008.022	1,030.557
2.32	971.6	982.665	1,002.980
2.23	955.0	958.429	976.829
2.15	951.0	935.172	951.908
2.07	941.1	912.768	928.054
2	931.2	891.104	905.119
1.93	922.5	870.090	882.983
1.87	899.0	849.649	861.546
1.81	897.0	829.703	840.717
1.76	855.8	810.181	820.408
1.71	838.4	791.029	800.557
1.66	831.0	772.181	781.083
1.61	752.6	753.590	761.931
1.57	726.0	735.195	743.035
1.53	712.5	716.956	724.348
1.49	698.0	698.812	705.805
1.45	673.6	680.716	687.350
1.41	650.2	662.608	668.932
1.38	641.9	644.440	650.478
1.35	622.8	626.141	631.940
1.32	562.0	607.651	613.229
1.29	559.2	588.882	594.282
1.26	539.4	569.748	574.995
1.23	534.1	550.142	555.264
1.21	518.8	529.931	534.957
1.18	498.2	508.947	513.908
1.16	456.4	486.975	491.901
1.14	397.6	463.724	468.647
1.12	365.1	438.788	443.740
1.09	362.0	411.548	416.575
1.07	341.7	381.021	386.176
1.05	283.1	345.440	350.801

Periodo de retorno T_r (años)	Gasto máximo registrado (m^3/s)	Gasto (m^3/s) ajustado	
		Gumbel Doble $P=0.85$	Gumbel Doble $P=0.8181$
1.04	280.6	301.056	306.748
1.02	279.0	236.813	243.106

Como conclusión se utilizarán los gastos calculados con la FDP Gumbel Doble para la probabilidad de $P=0.8181$, si bien tiene un error de ajuste mayor al correspondiente a la $P=0.85$, dicho error no es muy diferentes, además se ajusta mejor al valor máximo registrado.

Por lo que la avenida de diseño tanto en el sitio de la Estación Hidrométrica como en la presa Pilares para el periodo de retorno de 10,000 años es de $7,501.536 m^3/s$. Esto debido a que de los resultados de la modelación lluvia-escorrentamiento (que se presentan en el capítulo 5) la diferencia de gastos máximos entre los puntos mencionados es menos del 1%.

Tabla 1-10. Gastos obtenidos con la FDP Gumbel Doble.

Periodo de retorno (años)	Gumbel Doble $P= 0.85$	Gumbel Doble $P=0.8181$
2	891.104	905.119
5	1,602.394	1,851.922
10	2,744.111	2,905.085
20	3,309.872	3,474.473
50	3,911.621	4,115.005
100	4,334.331	4,571.747
200	4,746.324	5,018.978
500	5,283.792	5,603.735
1,000	5,687.886	6,043.819
2,000	6,091.025	6,483.043
5,000	6,623.421	7,063.170
10,000	7,025.701	7,501.536

1.4.3 Forma completa de las avenidas de diseño por mayoración

Para calcular la forma completa de la avenida de diseño, se utilizó el método de mayoración, el cual consta en obtener un factor de mayoración (F_m) que se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Fm = \frac{Q_{\max_{Tr}}}{Q_{\max_{Hist}}}$$

Donde

$Q_{\max_{Tr}}$ Es el gasto máximo para el cual se quiere calcular la forma completa de la avenida (ejemplo para $Tr=10,000$ años)

$Q_{\max_{Hist}}$ Es el gasto máximo de la avenida histórica registrada que se utilizará para mayorar, en este, se utilizarán las cuatro avenidas máximas registradas que corresponden a los años 1971, 1990, 2007 y 2009. Una vez definido el factor de mayoración, se multiplica cada una de las ordenadas de la avenida histórica por dicho factor, obteniendo así la forma completa de la avenida.

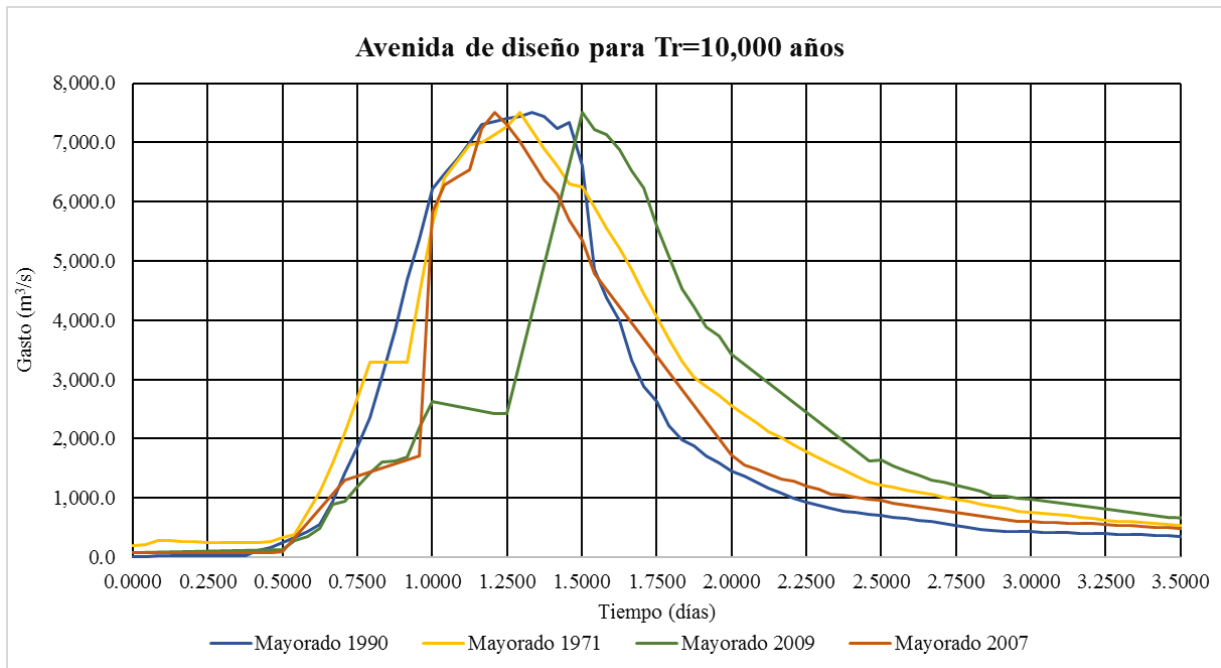


Figura 1-17. Avenida de diseño para el periodo de retorno de 10,000 años hasta la EH San Bernardo

1.5 DETERMINACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO MEDIANTE LA MODELACIÓN DEL PROCESO LLUVIA-ESCURRIMIENTO

En este capítulo se presenta el cálculo de las avenidas de diseño para la presa Bicentenario, pero mediante la modelación del proceso lluvia-escorrimento, para lo cual se usará el software HEC-HMS.

1.5.1 Subcuencas y características fisiográficas

El escurrimiento en una cuenca, y por lo tanto las avenidas de diseño, depende principalmente del área de la cuenca, de la precipitación, de la cobertura vegetal y del tipo de suelo. Por lo que la cuenca se dividió en 21 subcuencas con lo cual se tomará en cuenta la variación espacial de las características mencionadas.

1.5.1.1 Área de las subcuencas

Con el software ArcGIS, una vez delimitadas las subcuencas, se calculó el área de cada una de ellas. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presentan las subcuencas, mientras que en la Tabla 1-11 se muestra el valor del área.

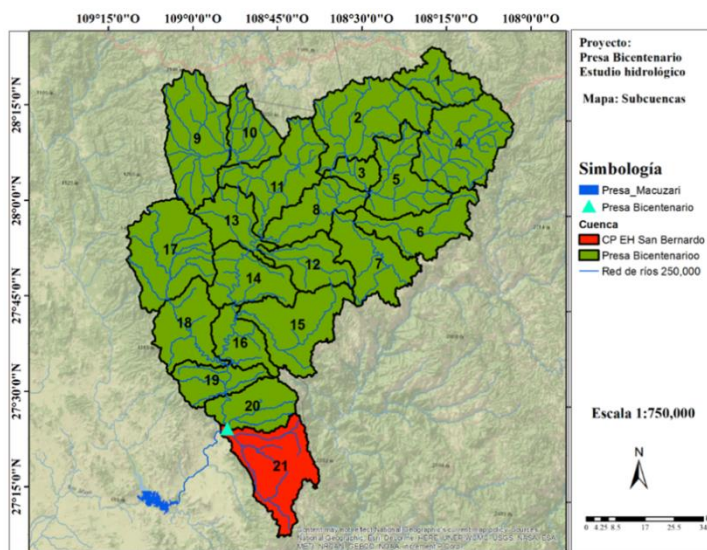


Figura 1-18. Subcuencas en que fue dividida la cuenca de aportación

Tabla 1-11. Área de cada una de las subcuencas

No	Subcuenca	Área (km ²)
1	Río Cancheño Alto	232.656
2	Río Cancheño Medio	587.384
3	Río Cancheño Bajo	106.007
4	Río Agua Caliente2	551.571
5	Río Ocampo2	371.458
6	Río Verde2	341.126
7	Río Batopilas2	372.320
8	Río Mayo_12	304.708
9	Río Bermúdez	561.492
10	Arroyo El Nogaloso	243.090

No	Subcuenca	Área (km ²)
11	Río Babanori2	463.511
12	Arroyo Tojiachic	269.002
13	Río Torichique2	252.394
14	A. Homitos- R. Mayo	327.788
15	Río El Limón	464.670
16	Río Mayo 22	224.615
17	Río Alisos2	572.322
18	Arroyo Guajaray	357.863
19	Arroyo Pescaditos_Río Mayo2	220.894
20	Presa Los Pilares	287.513
21	CP EH Bernardo	479.528

1.5.1.2 Longitud y pendiente del cauce principal

En lo que respecta a la pendiente del cauce principal, se utilizó el criterio de Taylor-Schwarz para las subcuencas. En la Tabla 1-12 se muestra la longitud y pendiente del cauce principal. La fórmula para el cálculo de la pendiente es:

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2$$

Dónde:

S Pendiente media de la corriente del cauce principal.

m Número de segmentos en que se divide el cauce principal.

L Longitud horizontal del cauce principal, desde su nacimiento como corriente de orden uno hasta la salida de las cuencas.

l_m Longitud horizontal de los tramos en los cuales se subdivide el cauce principal.

S_m Pendiente de cada segmento, en que se divide el cauce principal.

1.5.1.3 Tiempo de concentración y de retraso

El tiempo de concentración es el tiempo que transcurre para que el agua llegue a la salida de la cuenca desde el punto más alejado de ésta. Cuando no se dispone de aforos, su cálculo se puede realizar a partir de las características fisiográficas de cada cuenca. Para efectos del estudio, el tiempo de concentración se realizará considerando tres formulaciones, que son: Kirpich, Rowe así como el del Soil Conservation Service, y utilizando el método de Chow para el tiempo de retraso (Conagua 1987).

1.5.1.3.1 Formulación de Kirpich

El tiempo de concentración es el tiempo que transcurre para que el agua llegue a la salida de la cuenca desde el punto más alejado de ésta. Cuando no se dispone de aforos, su cálculo se puede realizar a partir de las características fisiográficas de cada cuenca. Para efectos del estudio se adoptó el T_c correspondiente a la fórmula de Kirpich ya que con dicha fórmula se considera efectos que causa sobre éste el cauce principal (la longitud y la pendiente media).

$$t_c = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

Donde

t_c = Tiempo de concentración en hr

L = Longitud del cauce principal en m

S = Pendiente media del cauce principal (relación directa)

1.5.1.3.2 Formulación de Rowe

$$t_c = \left(\frac{0.86L^3}{\Delta H} \right)^{0.385} = \left(\frac{0.86L^2}{S} \right)^{0.385}$$

Dónde:

t_c = Tiempo de concentración en hr.

L = Longitud del cauce principal en km.

S = Pendiente del cauce principal al millar

1.5.1.3.3 Formulación de Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service, SCS) de E.U

Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 Ha (8 km²); se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación.

$$t_c = \frac{L^{1.15}}{3085\Delta H^{0.38}}$$

Dónde:

t_c = Tiempo de concentración en hr

L = Longitud del cauce principal en m

ΔH = Desnivel máximo sobre el cauce principal en metros

1.5.1.3.4 Tiempo de retraso (tr)

El tiempo de retraso se define como el tiempo que transcurre desde el centro del hietograma de la tormenta hasta el gasto pico. En cuencas no aforadas, éste se calcula en función de la longitud y pendiente del cauce principal, mediante la formulación de Chow como:

$$tr = 0.00505 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

Dónde:

tc = tiempo de retraso, en horas.

tr = tiempo de retraso, en horas.

L = Longitud del cauce principal, en m.

S = Pendiente media del cauce, adimensional.

En la Tabla 1-12 se muestra el cálculo del tiempo de concentración con las tres formulaciones, así como los valores del tiempo de retraso en cada una de las subcuencas. De la tabla se concluye lo siguiente:

- La formulación del SCS arroja los valores más pequeños del tiempo de concentración respecto a las otras dos formulaciones, por lo que se descartan los valores de esta formulación.
- Se concluye utilizar los tiempos de concentración obtenidos por la formulación de Kirpich son muy parecidos a los obtenidos con la formulación de Rowe, por lo que se utilizarán los valores obtenidos por Kirpich por ser la formulación más utilizada.

Tabla 1-12. Tiempo de concentración (tc) y tiempo de retraso (tr)

No	Subcuenca	Longitud del cauce (km)	Pendiente del cauce	Tiempo de retraso tr (hr)	Tiempo de concentración (hr)		
					Kirpich	Rowe	SCS
1	Río Cancheño Alto	33.463	0.021430	3.11	4.34	4.33	3.33
2	Río Cancheño Medio	55.174	0.010635	5.36	8.36	8.33	5.47
3	Río Cancheño Bajo	21.719	0.010932	2.93	4.03	4.02	2.21

No	Subcuenca	Longitud del cauce (km)	Pendiente del cauce	Tiempo de retraso t_r (hr)	Tiempo de concentración (hr)		
					Kirpich	Rowe	SCS
4	Río Agua Caliente2	48.089	0.009936	5.02	7.72	7.69	4.60
5	Río Ocampo2	35.332	0.013858	3.70	5.35	5.34	3.16
6	Río Verde2	58.271	0.011410	5.43	8.48	8.46	5.65
7	Río Batopilas2	56.335	0.009037	5.73	9.04	9.01	5.71
8	Río Mayo_12	52.334	0.003275	7.56	12.63	12.59	11.51
9	Río Bermúdez	48.344	0.014792	4.43	6.65	6.63	5.08
10	Arroyo El Nogaloso	34.175	0.013607	3.65	5.26	5.24	3.53
11	Río Babanori2	64.513	0.007931	6.51	10.55	10.52	6.92
12	Arroyo Tojiachic	40.347	0.018995	3.65	5.25	5.24	3.84
13	Río Torichique2	35.205	0.009306	4.20	6.22	6.20	3.36
14	A. Homitos- R. Mayo	54.153	0.003788	7.37	12.26	12.22	5.55
15	Río El Limón	68.892	0.009792	6.35	10.24	10.20	6.58
16	Río Mayo 22	38.489	0.002121	7.14	11.78	11.74	4.14
17	Río Alisos2	52.589	0.005933	6.27	10.08	10.05	7.00
18	Arroyo Guajaray	58.094	0.006142	6.61	10.74	10.71	6.38
19	Arroyo Pescaditos_Río Mayo2	33.108	0.006910	4.44	6.66	6.64	4.00
20	Presa Los Pilares	33.388	0.008154	4.23	6.29	6.27	3.23
21	CP EH Bernardo	52.160	0.005486	6.39	10.33	10.29	5.22

1.5.1.4 Números de escurrimiento "N"

La magnitud de las avenidas que se generan en una cuenca depende además de la precipitación, en gran parte del uso del suelo, de su cobertura vegetal, y del tipo de suelo (edafología). Por tal motivo, se recopiló y procesó la información cartográfica escala 1:250,000 disponible en el INEGI respecto de estas tres componentes básicas, con el propósito de determinar un parámetro que permita calcular la precipitación efectiva o en exceso, dicho parámetro es el número de escurrimiento **N**.

El número **N** de escurrimiento depende del uso del suelo, la cobertura vegetal, y del tipo de suelo; oscila, de acuerdo las diferentes referencias bibliográficas, entre 6 y 100, siendo los valores correspondientes para suelos muy permeables y suelos impermeables respectivamente (zonas urbanas pavimentadas). El valor de este parámetro permitirá calcular la precipitación efectiva, la cual es la que genera el escurrimiento directo.

De la información de la cobertura vegetal y uso del suelo, se tienen 18 tipos de cobertura los cuales se pueden agrupar en 7. Predomina el bosque con 54.3%, seguido por la selva con un 28.4% y la vegetación secundaria con un 10.1%.

Tabla 1-13. Cobertura vegetal y uso del suelo en la zona de estudio

Cobertura vegetal y uso del suelo	% de área de la cobertura vegetal
Agricultura de temporal anual	2.145
Bosque de encino	25.727
Bosque de encino-pino	8.390
Bosque de pino	8.786
Bosque de pino-encino	11.440
Desprovisto de vegetación	0.102
Pastizal cultivado	0.168
Pastizal inducido	4.708
Selva baja caducifolia	28.434
Vegetación secundaria arbórea de bosque de encino	0.013
Vegetación secundaria arbórea de selva baja caducifolia	1.041
Vegetación secundaria arbustiva de bosque de encino	3.361
Vegetación secundaria arbustiva de bosque de encino-pino	1.784
Vegetación secundaria arbustiva de bosque de pino	0.148
Vegetación secundaria arbustiva de bosque de pino-encino	0.832
Vegetación secundaria arbustiva de selva baja caducifolia	2.888
Vegetación secundaria arbustiva de selva baja espinosa caducifolia	0.028
Zona urbana	0.006

Tabla 1-14. Cobertura vegetal y uso del suelo condensado en 7 grupos

Cobertura vegetal y uso del suelo	% de área de la cobertura vegetal
Agricultura	2.145
Bosque	54.342
Desprovisto de vegetación	0.102
Pastizal	4.876
Selva	28.434
Vegetación secundaria	10.095
Zona urbana	0.006

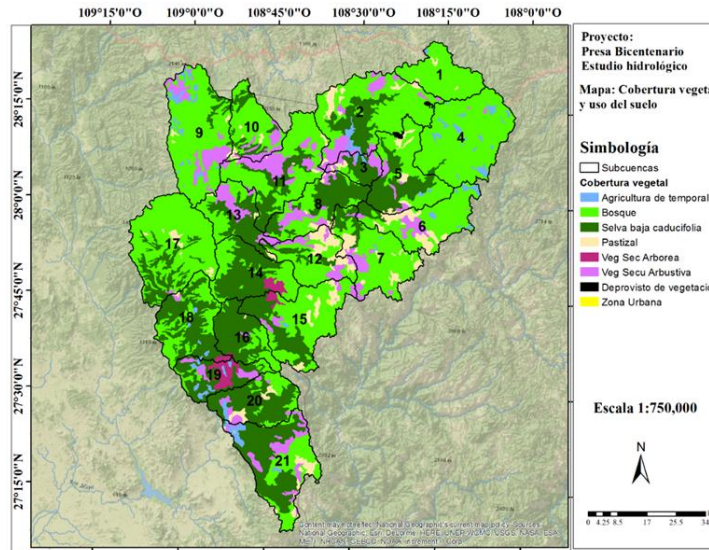


Figura 1-19. Variación de la cobertura vegetal y uso del suelo

Para calcular el número de escurrimiento, uno de los pasos a realizar es clasificar el suelo en los siguientes 4 tipos.

Tipo A.- Suelos de gravas y de arenas de tamaño medio, limpias y mezclas de ambas. Estos generan el menor escurrimiento.

Tipo B.- Suelos de arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezcla de arena y limo. Generan escurrimiento inferior al medio.

Tipo C.- Suelos de arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezcla de arena, limo y arcilla. Generan escurrimiento superior al medio.

Tipo D.- Suelos arcillosos de alta plasticidad, con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie. Generan el mayor escurrimiento.

De la información de edafología, en la zona de estudio, se tiene 8 tipos de suelo (Ver Figura 1-20), siendo los suelos Phaeozem (60.55%), Regosol (18.55%) y Leptosol (12.95%) los tres que predominan.

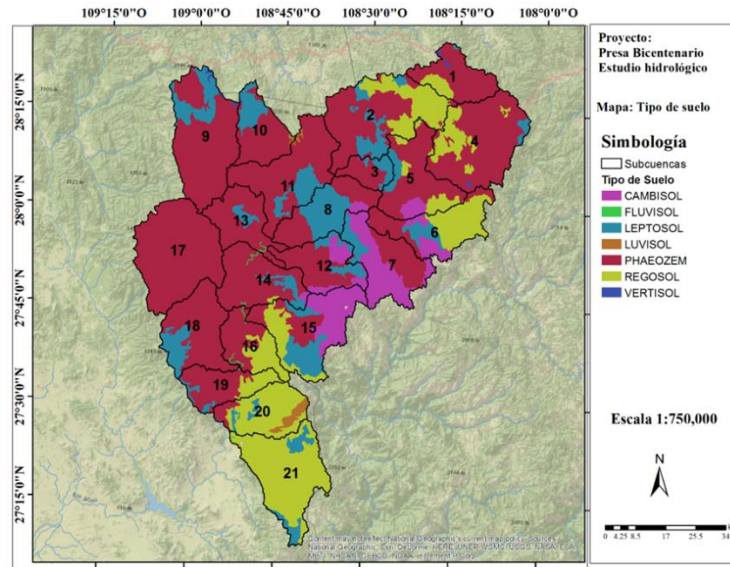


Figura 1-20. Información edafológica o tipo de suelo

Tabla 1-15. Tipo de suelo en la cuenca

Grupo de suelo principal	% de área en la cuenca
Cambisol	7.13
Fluvisol	0.14
Leptosol	12.95
Luvisol	0.49
Phaeozem	60.55
Regosol	18.55
Vertisol	0.19
Total	100.00

En el instructivo de Conagua (Conagua, 1987), se presenta una clasificación del suelo en los diferentes grupos, resultado para la zona de estudio la clasificación presentada en la Tabla 1-16 y en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Tabla 1-16. Clasificación del suelo en los 4 grupos

Nombre del grupo principal	Nombre del subgrupo principal	Textura	Grupo hidrológico
Cambisol	Cutrico	Media	C
	Epiesquelético	Media	C
	Esquelético	Media	C

Nombre del grupo principal	Nombre del subgrupo principal	Textura	Grupo hidrológico
Fluvisol	Futrigo	Gruesa	A
		Media	B
	N	Gruesa	A
Leptosol	Calcárico	Gruesa	A
		Media	B
	Esquelético	Gruesa	A
		Media	B
	Lutrigo	Gruesa	A
		Media	B
	Mólico	Media	B
	N	Gruesa	A
Media		B	
Luvisol	Cálcico	Media	C
	Epiesquelético	Media	C
	Húmico	Media	C
Phaeozem	Epiesquelético	Media	C
	Esquelético	Media	C
	N	Media	C
Regosol	Déstrico	Media	B
	Epiesquelético	Media	B
	Epiesquelético	Media	B
	Esquelético	Gruesa	B
		Media	B
	Rutrigo	Fina	D
		Gruesa	B
Media		B	
Vertisol	Crómico	Fina	D
	Esquelético	Fina	D

Con base en la clasificación de los 4 grupos hidrológicos de suelos (A, B, C y D) y la superficie correspondiente a cada uso de suelo y vegetación se asignaron los números de curva de escurrimiento para condiciones de humedad media, los cuales se muestran en la Tabla 1-17.

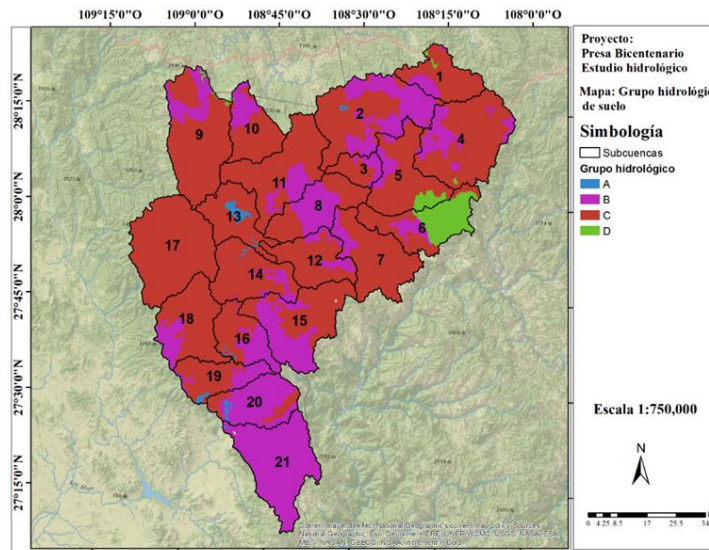


Figura 1-21. Clasificación del suelo en los 4 grupos

Tabla 1-17. Número de escurrimiento N , para condiciones de humedad previa media.

No	Cobertura vegetal y uso del suelo	Grupo de suelo			
		A	B	C	D
1	Agricultura de temporal anual	71	81	88	91
2	Bosque de encino	36	60	70	76
3	Bosque de encino-pino	36	60	70	76
4	Bosque de pino	36	60	70	76
5	Bosque de pino-encino	36	60	70	76
6	Pastizal cultivado	49	69	79	84
7	Pastizal inducido	49	69	79	84
8	Selva baja caducifolia	36	60	70	76
9	Zona urbana	85	90	92	94
10	Desprovisto de vegetación	74	84	90	92
11	Vegetación secundaria arbustiva de bosque de pino	45	66	77	83
12	Vegetación secundaria arbustiva de bosque de pino-encino	45	66	77	83
13	Vegetación secundaria arbustiva de bosque de encino	45	66	77	83
14	Vegetación secundaria arbórea de bosque de encino	45	66	77	83
15	Vegetación secundaria arbustiva de bosque de encino-pino	45	66	77	83
16	Vegetación secundaria arbustiva de selva baja caducifolia	45	66	77	83
17	Vegetación secundaria arbórea de selva baja caducifolia	45	66	77	83
18	Vegetación secundaria arbustiva de selva baja espinosa caducifolia	45	66	77	83

Con la información anterior se calcularon los números de escurrimiento para las subcuencas, los valores se muestran en la Tabla 1-18, mientras que la variación espacial se muestra en la siguiente figura.

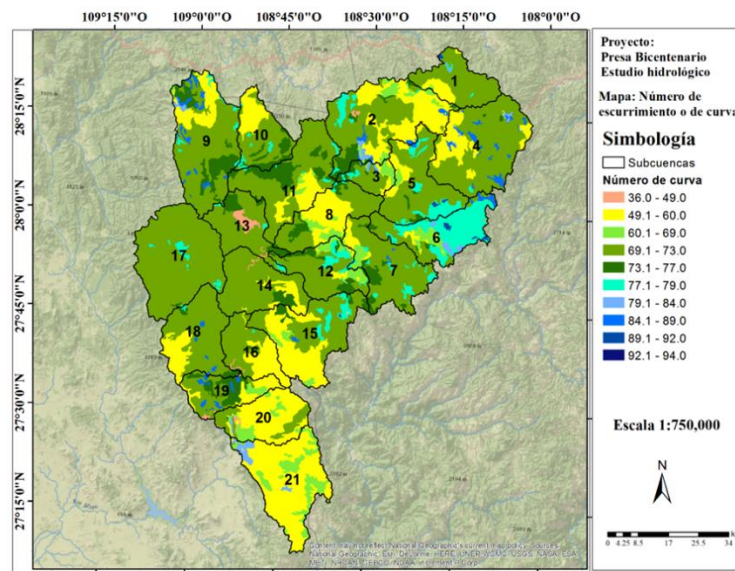


Figura 1-22. Variación del número de curva

Tabla 1-18. Valores del número de escurrimiento medio para cada subcuenca

No	Subcuenca	Número de curva
1	Río Cancheño Alto	68.87
2	Río Cancheño Medio	67.83
3	Río Cancheño Bajo	71.48
4	Río Agua Caliente2	69.20
5	Río Ocampo2	71.34
6	Río Verde2	74.37
7	Río Batopilas2	70.96
8	Río Mayo_12	67.65
9	Río Bermúdez	70.82
10	Arroyo El Nogaloso	69.25

No	Subcuenca	Número de curva
11	Río Babanori2	70.40
12	Arroyo Tojiachic	71.50
13	Río Torichique2	70.04
14	A. Homitos- R. Mayo	70.62
15	Río El Limón	67.16
16	Río Mayo 22	67.34
17	Río Alisos2	70.87
18	Arroyo Guajaray	70.07
19	Arroyo Pescaditos Río Mayo2	70.84
20	Presa Los Pilares	63.42
21	CP EH Bernardo	62.20

1.5.2 TORMENTAS DE DISEÑO

1.5.2.1 Estaciones climatológicas convencionales

Al analizar la red de monitoreo meteorológica en la zona de estudio, y considerando una distancia máxima de las subcuencas a las estaciones de 20 km, se observa que existen 28 estaciones climatológicas convencionales (Ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), sin embargo, once de ellas actualmente están suspendidas. Para el presente estudio solamente se considerarán las estaciones que estén funcionando, debido a que cuentan con información de precipitación de años recientes.

Por otra parte, para determinar la precipitación máxima para diferentes periodos de retorno, se usarán estaciones climatológicas que están en operación y que tengan mayor a 20 años.

Las estaciones 8036 y 8043, a pesar de tener 28 y 38 años con información respectivamente, solamente tienen información hasta 1973 y 1985, por lo que se descartarán ya que no cuenta con información de precipitación de los últimos 30 años. El mismo caso es para las estaciones 26081 y 26094 que no tienen los últimos 47 y 27 años de precipitación.

De acuerdo con lo anterior, se utilizarán solamente diez estaciones climatológicas, sin embargo, en el caso de que exista un dato faltante de esas diez estaciones, y otra estación que esté muy cerca de ésta (y que no sea de las 10) si tenga el dato, se usará para calcular el dato. Las 10 estaciones que se utilizarán son representadas con las filas sombreadas en la Tabla 1-19.

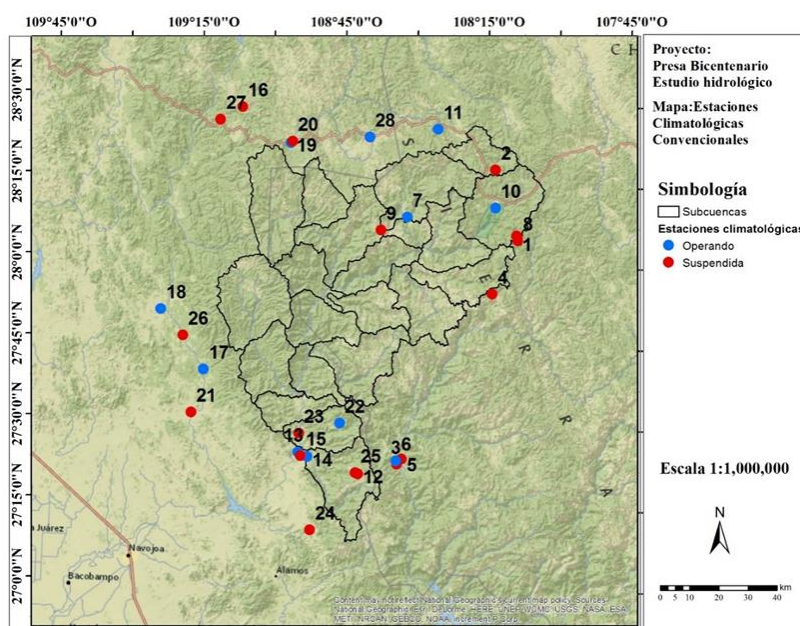


Figura 1-23. Estaciones climatológicas convencionales dentro de la cuenca o a una distancia de 20km

Tabla 1-19-a. Estaciones climatológicas convencionales dentro y cerca de las cuencas de estudio

No	Clave	Nombre	Municipio	Estado	OC
1	8012	Cajurichi (SMN)	Ocampo	Chihuahua	Noroeste
2	8036	Concheño	Ocampo	Chihuahua	Noroeste
3	8043	Chinipas (SMN)	Chinipas	Chihuahua	Pacifico Norte
4	8149	Uruachi	Uruachi	Chihuahua	Noroeste
5	8166	Chinipas (CFE)	Chinipas	Chihuahua	Pacifico Norte
6	8167	Chinipas (DGE)	Chinipas	Chihuahua	Pacifico Norte
7	8182	Moris	Moris	Chihuahua	Noroeste
8	8221	Cajurichi (DGE)	Ocampo	Chihuahua	Noroeste
9	8277	El pilar	Moris	Chihuahua	Noroeste

No	Clave	Nombre	Municipio	Estado	OC
10	8352	Basaseachic	Ocampo	Chihuahua	Noroeste
11	8353	Yepachic	Temosachic	Chihuahua	Noroeste
12	26042	San Antonio	Álamos	Sonora	Noroeste
13	26050	Las panelas	Álamos	Sonora	Noroeste
14	26080	San Bernardo (SMN)	Álamos	Sonora	Noroeste
15	26081	San Bernardo (DGE)	Álamos	Sonora	Noroeste
16	26094	Santa Rosa	Yecora	Sonora	Noroeste
17	26099	Tesocoma	Quiriego	Sonora	Noroeste
18	26100	Tesopaco	Rosario	Sonora	Noroeste
19	26109	Yecora (SMN)	Yecora	Sonora	Noroeste
20	26123	Yecora (DGE)	Yecora	Sonora	Noroeste
21	26183	Quiriego (DGE)	Quiriego	Sonora	Noroeste
22	26228	Los Algodones	Álamos	Sonora	Noroeste
23	26230	Burapaco	Álamos	Sonora	Noroeste
24	26234	Cochibampo	Álamos	Sonora	Noroeste
25	26247	Sahuaribo	Álamos	Sonora	Noroeste
26	26254	Cedros	Rosario	Sonora	Noroeste
27	26269	San Nicolas	Yecora	Sonora	Noroeste
28	26285	Maycoba	Yecora	Sonora	Noroeste

Figura 1-23. Estaciones climatológicas convencionales dentro de la cuenca o a una distancia de 20km

Tabla 1-19-b Estaciones climatológicas convencionales dentro y cerca de las cuencas de estudio. Continuación

No	Clave	Situación	Año de inicio con información	Año final con información	Años	Longitud	Latitud
1	8012	Suspendida	1972	1974	3	108.13694	28.09778
2	8036	Suspendida	1946	1973	28	108.21667	28.30000
3	8043	Suspendida	1948	1985	38	108.53333	27.38333
4	8149	Suspendida	1972	1987	16	108.21667	27.91667
5	8166	Suspendida	1965	1972	8	108.51667	27.40000
6	8167	Operando	1951	2011	61	108.53611	27.39306
7	8182	Operando	1972	2011	40	108.52000	28.14722
8	8221	Suspendida	1966	1969	4	108.13333	28.08333
9	8277	Suspendida	1975	1993	19	108.61056	28.10528
10	8352	Operando	1983	2007	25	108.21389	28.18278
11	8353	Operando	1992	2007	24	108.42167	28.42167
12	26042	Suspendida	1965	1973	9	108.66667	27.35000
13	26050	Operando	1960	2015	56	108.87667	27.41194
14	26080	Operando	1971	2015	45	108.84389	27.39861
15	26081	Suspendida	1942	1970	29	108.86667	27.40000
16	26094	Suspendida	1957	1990	34	109.10611	28.47278

No	Clave	Situación	Año de inicio con información	Año final con información	Años	Longitud	Latitud
17	26099	Operando	1961	2015	55	109.21250	27.65833
18	26100	Operando	1966	2015	50	109.36750	27.84083
19	26109	Operando	1944	2015	72	108.93333	28.36667
20	26123	Suspendida	1956	1993	38	108.92778	28.37139
21	26183	Suspendida	1974	1987	14	109.25000	27.52500
22	26228	Operando	1979	2015	37	108.73500	27.50500
23	26230	Suspendida	1982	1988	7	108.87500	27.47056
24	26234	Suspendida	1980	1986	7	108.82667	27.17222
25	26247	Suspendida	1982	1983	2	108.67500	27.35333
26	26254	Suspendida	1982	1987	6	109.28833	27.76167
27	26269	Suspendida	1982	2002	21	109.18194	28.43139
28	26285	Operando	1982	2010	19	108.65944	28.39167

Notas: Las estaciones marcadas de color rojo indican que están fuera de operación y no se utilizarán en el análisis

1.5.2.2 Influencia de las estaciones climatológicas en cada subcuenca

Para calcular la precipitación media en cada una de las subcuencas, es necesario determinar el factor de influencia de cada estación por subcuenca. El factor mencionado se calculará mediante el método de los polígonos de Thiessen, utilizando las 10 estaciones seleccionadas. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presenta dichos polígonos y en la Tabla 1-20 se muestran los factores de influencia de las estaciones en las subcuencas.

Los factores de influencia (W_i) se calculan como:

$$W_i = \frac{A_i}{A_c}$$

Donde

W_i es el peso de influencia (adimensional) de la estación i

A_i es el área del polígono correspondiente a la estación i

A_c es el área de la cuenca

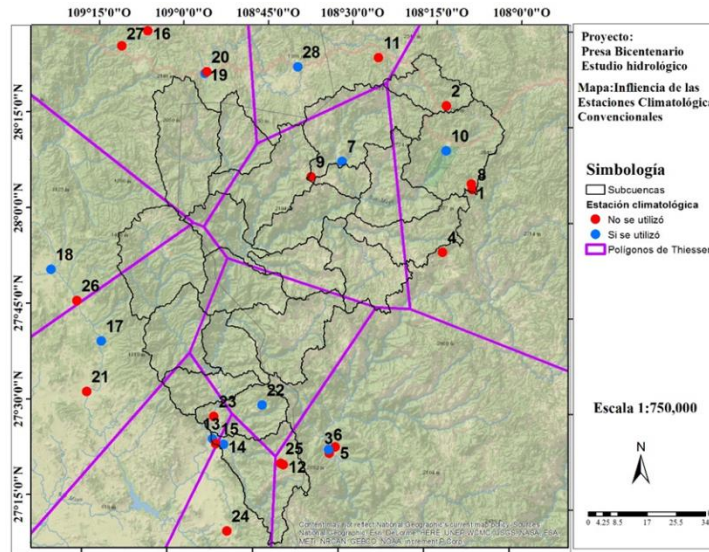


Figura 1-24. Polígonos de Thiessen

Tabla 1-20. Factores de influencia (obtenidos mediante los polígonos de Thiessen) de cada estación climatológica en cada una de las subcuencas

Cuenca	Estación									
	8167	8182	8352	26050	26080	26099	26100	26109	26228	26285
1	0.0000	0.0000	0.9934	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0066
2	0.0000	0.7080	0.1762	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1158
3	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	0.0000	0.5887	0.4113	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	0.0000	0.3616	0.6384	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
7	0.0123	0.9417	0.0112	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0347	0.0000
8	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
9	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0072	0.9928	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.2068	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.7556	0.0000	0.0376
11	0.0000	0.8963	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0892	0.0000	0.0145
12	0.0000	0.8326	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1674	0.0000
13	0.0000	0.6723	0.0000	0.0000	0.0000	0.1229	0.0117	0.1794	0.0138	0.0000
14	0.0000	0.0429	0.0000	0.0000	0.0000	0.2182	0.0000	0.0000	0.7390	0.0000
15	0.0000	0.0061	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.9939	0.0000
16	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000
17	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.6432	0.3568	0.0000	0.0000	0.0000
18	0.0000	0.0000	0.0000	0.0594	0.0000	0.8056	0.0000	0.0000	0.1351	0.0000
19	0.0000	0.0000	0.0000	0.6310	0.0000	0.0204	0.0000	0.0000	0.3486	0.0000
20	0.0000	0.0000	0.0000	0.2347	0.1157	0.0000	0.0000	0.0000	0.6496	0.0000
21	0.3567	0.0000	0.0000	0.0141	0.5393	0.0000	0.0000	0.0000	0.0899	0.0000

De acuerdo con los valores de factores de influencia determinados con el método de polígonos de Thiessen y mostrados en la tabla anterior y con los valores de la precipitación para los diferentes periodos de retorno, se calcula la precipitación media (mensual, anual o para un cierto periodo de retorno) en cada una de las cuencas mediante la siguiente ecuación.

$$\bar{P}_c = \sum_{i=1}^N W_i P_i$$

Donde

W_i es el peso de influencia (adimensional) de la estación i

P_i es la precipitación en la estación i

\bar{P}_c es la precipitación media en la cuenca

1.5.2.3 Precipitación máxima anual en 24 horas para diferentes periodos de retorno

Para la determinación de las tormentas de diseño se requiere del análisis de la precipitación máxima anual en 24 horas, por lo que en la siguiente tabla se presenta dicha información para las estaciones climatológicas que se utilizarán en el análisis.

Tabla 1-21. Precipitación máxima anual en 24 horas (mm)

Año	8167	8182	8352	26050	26080	26099	26100	26109	26228	26285
1942				34	34					
1943				55	55					
1944				35	35			50		
1945				85	85			50.5		
1946				52	52			70		
1947				89	89			60		
1948	25			36	36			100		
1949	98			85	85			50		
1950	70			73	73			62		
1951	45			65	65			58		
1952	60			92	92			75		
1953	50			39	39			63		
1954	44			46.5	46.5			94		
1955	49			55.5	55.5			114		
1956	79			100	100			83		
1957	61			65	65			111		
1958	200			93	93			96		

Año	8167	8182	8352	26050	26080	26099	26100	26109	26228	26285
1959	250			150	150			94		
1960	66			42	80			107		
1961	68			71	160	49		79.1		
1962	78	0		61	90	82.5		50		
1963	47			112	70	71.3		41		
1964	54.5			58	45	93.5		49		
1965	65			86.5	93	42		60		
1966	56.4			56.6	61	52.3	60.5	60		
1967	71.8			54.5	81	67.1	63	34		
1968	44.8			60	66	101.9	53	66		
1969	93			73	83	44.8	70	55		
1970	47.9			58.8	92	122.7	86	40		
1971	60.4			138.5	109	157.4	48	90		
1972	57.2	50		65	67	52.1	60	120		
1973	52.5	70.5		53.2	54	60.4	122	40		
1974	63.2	60		58	63	77	92	120		
1975	27.2	35		68.2	84	84.8	61	100		
1976	65	53.5		74.5	67.5	44	70	60		
1977	37	71		53.8	63	58.4	57	30		
1978	88.8	60		67.5	90.5	46.2	85	60		
1979	61.7	42		45.5	80	72.5	68	65	3	
1980	68.4	40		56	71.5	60.3	71.5	42	37	
1981	79.2	60		50	93	107.1	78.5	80	50	
1982	64	34		74.5	90.5	78.2	65	60	65	53.4
1983	56	69	68	73.2	68	120.3	90	86	65.4	22
1984	74.5	77.5	89	73.4	89	61.3	51	85	77	
1985	40	57	54	84.2		122.9	69.5	47	60	19.7
1986	78	55	47	64.3	82.5	61.1	66	75.5	70.3	
1987	39	56.5	40	88.5	20	87.5	79	78	41	
1988	58	46	35	60		200		20		
1989	68	56	35	67.8		51.8		25		
1990	86.5	91	103	72.4		76.5		76	90.1	
1991	53	64.1	75	54	40	46		71.5	100.8	
1992	55.5	48.2	40	57.6	46.5	68.2		58	40.8	
1993	52.7	60	60	58	76.5	68.5		3.4	110	
1994	58.8	0	75	103.5	145	97		52	70	
1995	97.8	4	42	108	90	87.5		70	33	61
1996	71.8	24	50	48	86	84.5		42	62	53
1997	70.2	46	59.5	72	54	98.3		43	89	48
1998	79	10	45	84.6	96.5	45.5		54.8	65	52
1999	29.5	37	64	49.7	36	94		47.5	29	6
2000	105.3	80	68	99	107.5	61		58.5	67	50
2001	78	62	62.3	77.4	72.5	114	0	50	82	67
2002	49	52	63.5	72.5	79.5	65	21	83	80.2	55
2003	83.5	55	63.5	66.3	69.5	63	45	59.5	60	56
2004	51.5	45	64	47.5	59	70	60	70.5	78	61
2005	41.5	54	78.2	53.8	58	43.2	58	67.8	80	48

Año	8167	8182	8352	26050	26080	26099	26100	26109	26228	26285
2006	78	40	48.2	59	58.5	47.5	66	52	39	50
2007	52	56	50.2	104	85	161	130	71.5	94	60
2008	89.5	48		56	59.6	96.4	63	53	64	97
2009	55	76		60	49	63	42	74.5	50.6	69
2010	26.5	51		57	41.8	72.6	58	75.5	65	40
2011	59.5	39		79.1	53	58.3	70	48	66	
2012	3	0		98	88	62	84	54	92	
2013				60	68.5	91	100.3	91.6	60.6	
2014				76.5	58	68	89	62.3	48	
2015				58.6	78	78.5	116	67.8	65	

Nota: Los valores en color rojo no se utilizarán por no estar completo el año

Al igual que para los registros de la estación hidrométrica, se llevó a cabo el análisis de frecuencias de lluvias máximas anuales en 24 horas, utilizando las mismas Funciones de distribución de probabilidad, resultando que la FDP Gumbel Doble se ajusta mejor a los registros. En la siguiente tabla se presenta los valores de los parámetros de ajuste para cada una de las estaciones climatológicas.

Tabla 1-22. Valores de los parámetros de ajuste de la FDP Gumbel Doble para cada estación climatológica

Parámetro	p	Alfa 1	Beta 1	Alfa 2	Beta 2
8167	0.70	12.2462	55.8970	36.8764	56.0776
8182	0.55	18.7818	39.5149	6.6334	54.0367
8352	0.75	14.0219	43.3623	9.5407	64.9067
8353	0.73	8.8060	48.9111	2.1358	66.3788
26050	0.60	20.5935	61.5203	9.9266	59.6123
26080	0.80	20.5260	56.4440	4.5344	85.7940
26099	0.95	17.9885	63.4520	13.5893	164.8731
26100	0.93	12.7798	61.7393	4.7961	120.0559
26109	0.55	23.0546	43.3146	14.0244	61.7993
26228	0.60	16.9671	48.5369	9.6479	69.1804
26285	0.70	19.9241	43.9452	3.4358	51.5339

En las siguientes tablas se presentan los valores de las precipitaciones para los diferentes periodos de retorno, donde se puede observar que los valores de la estación 8353 están fuera del rango del resto de las estaciones, por lo que se decidió descartar esta estación.

Tabla 1-23. Valores de la precipitación para los periodos de retorno para cada estación climatológica

Periodo de retorno (años)	8167	8182	8352	8353
2	61.6	53.7	55.0	57.5
5	81.5	65.2	71.0	67.6
10	99.3	74.4	79.9	70.4
20	121.6	85.3	88.4	73.8
50	155.1	101.7	99.6	80.6
100	181.0	114.7	108.2	86.7
200	206.8	127.7	116.9	92.8
500	240.7	145.0	128.8	100.9
1000	266.4	158.0	137.9	107.0
2000	291.9	171.0	147.2	113.1
5000	325.8	188.3	159.6	121.1
10000	351.3	201.3	169.1	127.2

Tabla 1-24. Valores de la precipitación para los periodos de retorno para cada estación climatológica

Periodo de retorno (años)	26050	26080	26099	26100	26109	26228	26285
2	65.8	71.9	71.4	67.8	60.9	65.2	52.4
5	84.4	90.4	95.1	85.9	80.9	79.9	66.2
10	98.4	99.8	115.9	105.4	94.2	89.1	81.2
20	112.6	112.9	154.6	120.7	107.5	98.4	95.8
50	131.5	131.9	175.7	127.1	125.6	111.1	114.5
100	145.8	146.3	186.8	131.6	139.9	121.3	128.5
200	160.1	160.6	197.2	136.4	154.6	131.9	142.3
500	179.0	179.4	210.3	143.8	174.5	146.5	160.6
1000	193.3	193.6	220.2	150.7	189.9	157.8	174.5
2000	207.5	207.9	230.1	158.5	205.5	169.3	188.3
5000	226.4	226.7	243.2	169.8	226.3	184.6	206.5
10000	240.7	240.9	253.2	178.6	242.1	196.3	220.3

1.5.2.4 Distribución temporal de la precipitación

La distribución temporal de la precipitación es uno de los factores que impactan directamente en la magnitud del gasto máximo de una avenida, por lo que para obtener dicha distribución se ubicaron 5 estaciones Meteorológicas Automáticas (EMAS) que son: Yecora, Basaseachi, Maguarichi, Chinipas y Álamos, aunque esta última no se utilizó debido a que de acuerdo a

los polígonos de Thiessen tiene poca influencia en la cuenca. En la siguiente figura se presenta la ubicación de las EMA's en la cuenca.

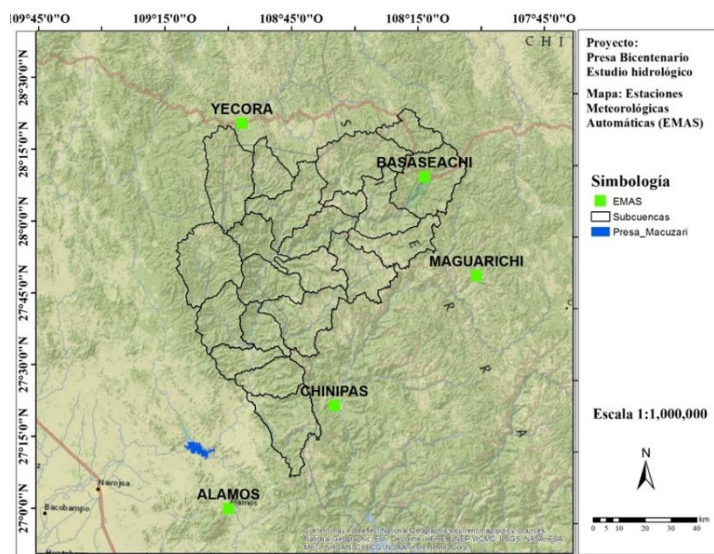


Figura 1-25. Ubicación de las Estaciones Meteorológicas Automáticas en la cuenca

Tabla 1-25. Estaciones meteorológicas Automáticas

Estación	Clave	Ubicación	Latitud	Longitud	Altitud (msnm)	Periodo con información
Álamos	SO01	Sonora	27.02167	-108.93778	409	Abr 1999 a jul 2015
Basaseachi	CH06	Chihuahua	28.19917	-108.20889	1973	Abr 1999 a jul 2015
Chinipas	CH01	Chihuahua	27.39278	-108.53639	431	May 1999 a jul 2015
Maguarichi	CH04	Chihuahua	27.85833	-107.99444	1663	May 1999 a jul 2015
Yecora	SO02	Sonora	28.36667	-108.93333	1531	Ene 2003 a jul 2015

Para el cálculo de la distribución temporal en cada EMA se realizó de acuerdo al siguiente procedimiento:

a) Cálculo de la precipitación máxima anual para diferentes duraciones

Se calculó la precipitación para diferentes duraciones, las cuales van desde 10 minutos hasta 24 horas con incrementos de tiempo de 10 minutos, esto para el periodo que cuenta con información cada EMA.

Para lo anterior se realizó un barrido en todo el registro de la precipitación de cada EMA. Por ejemplo, para el año 2014 y una duración de 1 hora se sumó la precipitación registrada desde las 00:00 hr hasta las 01:00 hr, posteriormente se realizó la suma desde las 00:10 hr hasta las 01:10 hr, después se sumó desde las 00:20 hr hasta las 01:20 hr.

Este cálculo se realizó desde el 1 de enero al 31 de diciembre; posteriormente se seleccionó la precipitación máxima en 1 hora para cada uno de los meses de todo el año. El proceso se repitió para cada uno de los años y para las duraciones ya mencionadas.

b) Cálculo de la curva masa representativa de las tormentas para la EMA

Cada una de las precipitaciones máximas mensuales calculada en el inciso anterior se dividió entre la precipitación total correspondiente a 24 horas, obteniendo así curvas masa unitarias, lo cual permite observar el patrón de distribución de las tormentas. En la Figura 1-26 se presenta la gráfica con la curva masa promedio en cada una de las EMAS, la cual se deduce que en la EMA Chinipas las tormentas en promedio son más intensas ya que en 3 horas se presenta el 80% de la precipitación total en 24 horas. Por otra parte, en la EMA Basaseachi las tormentas son menos intensas, ya que en 3 horas se presenta el 57% de la precipitación máxima en 24 horas.

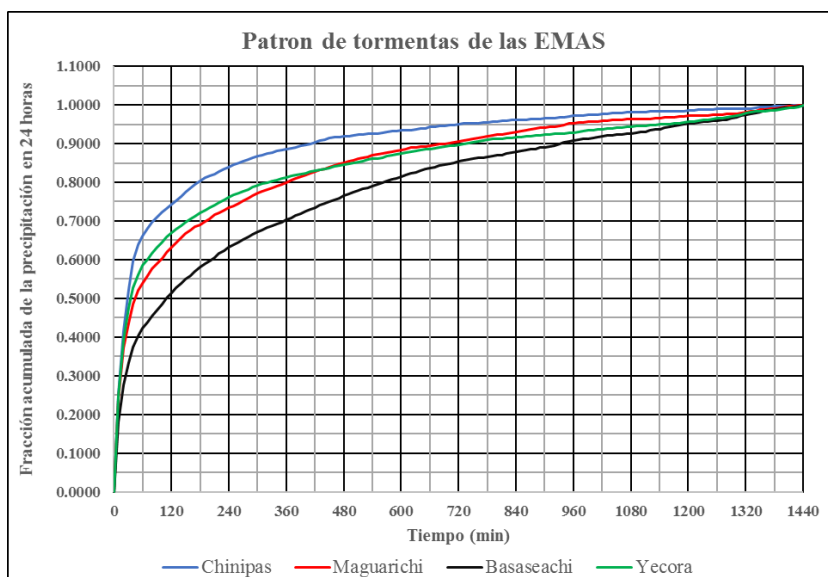


Figura 1-26. Curva masa unitaria para precipitaciones máximas para diferentes duraciones en las cuatro EMAS

Tabla 1-26. Curva masa unitaria representativa de las tormentas de las EMAS

T (min)	Chinipas	Maguarichi	Basaseachi	Yecora
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.2510	0.2408	0.1801	0.2481
20	0.4157	0.3717	0.2760	0.3912
30	0.5235	0.4371	0.3343	0.4772
40	0.5975	0.4854	0.3744	0.5267

T (min)	Chinipas	Maguarichi	Basaseachi	Yecora
50	0.6377	0.5199	0.4022	0.5614
60	0.6616	0.5395	0.4232	0.5853
70	0.6809	0.5589	0.4389	0.6012
80	0.6975	0.5760	0.4541	0.6174
90	0.7105	0.5894	0.4699	0.6319
100	0.7230	0.6040	0.4856	0.6450
110	0.7331	0.6186	0.5014	0.6586
120	0.7433	0.6315	0.5147	0.6690
130	0.7527	0.6431	0.5272	0.6781
140	0.7634	0.6555	0.5380	0.6874
150	0.7747	0.6672	0.5488	0.6959
160	0.7853	0.6766	0.5590	0.7050
170	0.7953	0.6844	0.5706	0.7130
180	0.8035	0.6909	0.5800	0.7204
190	0.8118	0.6983	0.5889	0.7279
200	0.8173	0.7065	0.5973	0.7341
210	0.8223	0.7156	0.6060	0.7416
220	0.8287	0.7221	0.6154	0.7474
230	0.8350	0.7285	0.6238	0.7544
240	0.8399	0.7345	0.6315	0.7617
250	0.8448	0.7398	0.6390	0.7673
260	0.8503	0.7465	0.6463	0.7721
270	0.8545	0.7526	0.6530	0.7770
280	0.8592	0.7595	0.6597	0.7814
290	0.8637	0.7658	0.6660	0.7872
300	0.8672	0.7723	0.6719	0.7921
310	0.8708	0.7771	0.6776	0.7961
320	0.8749	0.7817	0.6827	0.7995
330	0.8774	0.7864	0.6867	0.8025
340	0.8804	0.7906	0.6912	0.8058
350	0.8836	0.7941	0.6963	0.8091
360	0.8861	0.7984	0.7026	0.8129
370	0.8884	0.8046	0.7084	0.8161
380	0.8909	0.8098	0.7138	0.8192
390	0.8939	0.8156	0.7194	0.8213
400	0.8966	0.8197	0.7250	0.8240
410	0.8994	0.8231	0.7302	0.8269
420	0.9032	0.8268	0.7355	0.8301
430	0.9081	0.8313	0.7404	0.8328
440	0.9113	0.8351	0.7453	0.8350
450	0.9140	0.8392	0.7504	0.8377
460	0.9160	0.8439	0.7553	0.8409
470	0.9173	0.8480	0.7599	0.8443
480	0.9186	0.8508	0.7656	0.8464
490	0.9200	0.8535	0.7699	0.8487
500	0.9214	0.8566	0.7750	0.8505

T (min)	Chinipas	Maguarichi	Basaseachi	Yecora
510	0.9229	0.8606	0.7794	0.8524
520	0.9237	0.8628	0.7833	0.8555
530	0.9248	0.8653	0.7866	0.8584
540	0.9256	0.8692	0.7908	0.8604
550	0.9268	0.8715	0.7951	0.8622
560	0.9285	0.8746	0.7990	0.8645
570	0.9309	0.8766	0.8032	0.8674
580	0.9324	0.8786	0.8071	0.8709
590	0.9335	0.8811	0.8109	0.8730
600	0.9345	0.8833	0.8151	0.8745
610	0.9351	0.8858	0.8188	0.8767
620	0.9355	0.8891	0.8226	0.8794
630	0.9365	0.8907	0.8261	0.8816
640	0.9381	0.8922	0.8296	0.8836
650	0.9396	0.8933	0.8337	0.8852
660	0.9425	0.8946	0.8367	0.8864
670	0.9439	0.8962	0.8395	0.8885
680	0.9451	0.8982	0.8426	0.8900
690	0.9464	0.8996	0.8454	0.8920
700	0.9474	0.9018	0.8482	0.8940
710	0.9489	0.9035	0.8510	0.8956
720	0.9504	0.9055	0.8536	0.8970
730	0.9514	0.9079	0.8559	0.8994
740	0.9519	0.9101	0.8584	0.9013
750	0.9526	0.9123	0.8605	0.9038
760	0.9532	0.9138	0.8626	0.9056
770	0.9538	0.9165	0.8641	0.9074
780	0.9548	0.9189	0.8661	0.9096
790	0.9562	0.9211	0.8675	0.9113
800	0.9576	0.9229	0.8692	0.9124
810	0.9590	0.9247	0.8710	0.9135
820	0.9595	0.9263	0.8739	0.9144
830	0.9603	0.9283	0.8762	0.9154
840	0.9610	0.9305	0.8787	0.9165
850	0.9618	0.9325	0.8806	0.9171
860	0.9623	0.9349	0.8828	0.9180
870	0.9629	0.9373	0.8849	0.9191
880	0.9634	0.9398	0.8868	0.9206
890	0.9644	0.9411	0.8892	0.9220
900	0.9651	0.9423	0.8913	0.9229
910	0.9659	0.9429	0.8934	0.9241
920	0.9666	0.9445	0.8957	0.9252
930	0.9670	0.9454	0.8995	0.9262
940	0.9678	0.9479	0.9025	0.9269
950	0.9705	0.9520	0.9053	0.9282
960	0.9726	0.9534	0.9077	0.9291

T (min)	Chinipas	Maguarichi	Basaseachi	Yecora
970	0.9732	0.9543	0.9096	0.9303
980	0.9733	0.9551	0.9116	0.9319
990	0.9740	0.9560	0.9135	0.9336
1000	0.9743	0.9571	0.9149	0.9346
1010	0.9757	0.9576	0.9166	0.9359
1020	0.9762	0.9588	0.9183	0.9368
1030	0.9775	0.9602	0.9203	0.9383
1040	0.9783	0.9608	0.9214	0.9395
1050	0.9790	0.9618	0.9226	0.9410
1060	0.9798	0.9622	0.9238	0.9419
1070	0.9807	0.9630	0.9251	0.9429
1080	0.9813	0.9637	0.9265	0.9440
1090	0.9816	0.9638	0.9278	0.9448
1100	0.9817	0.9639	0.9292	0.9459
1110	0.9823	0.9642	0.9308	0.9465
1120	0.9827	0.9645	0.9340	0.9476
1130	0.9828	0.9651	0.9362	0.9484
1140	0.9830	0.9662	0.9379	0.9495
1150	0.9832	0.9674	0.9405	0.9501
1160	0.9836	0.9682	0.9439	0.9512
1170	0.9840	0.9691	0.9468	0.9519
1180	0.9841	0.9701	0.9489	0.9533
1190	0.9846	0.9711	0.9508	0.9546
1200	0.9850	0.9716	0.9524	0.9560
1210	0.9855	0.9719	0.9534	0.9577
1220	0.9870	0.9721	0.9549	0.9592
1230	0.9875	0.9729	0.9562	0.9609
1240	0.9882	0.9735	0.9575	0.9619
1250	0.9887	0.9744	0.9584	0.9634
1260	0.9893	0.9746	0.9596	0.9655
1270	0.9896	0.9756	0.9603	0.9666
1280	0.9898	0.9760	0.9624	0.9682
1290	0.9901	0.9766	0.9653	0.9698
1300	0.9902	0.9776	0.9682	0.9718
1310	0.9907	0.9792	0.9717	0.9739
1320	0.9909	0.9817	0.9744	0.9784
1330	0.9913	0.9827	0.9770	0.9814
1340	0.9924	0.9841	0.9797	0.9826
1350	0.9943	0.9875	0.9822	0.9836
1360	0.9946	0.9892	0.9852	0.9844
1370	0.9951	0.9901	0.9866	0.9855
1380	0.9959	0.9909	0.9887	0.9870
1390	0.9964	0.9923	0.9901	0.9885
1400	0.9972	0.9944	0.9918	0.9896
1410	0.9978	0.9963	0.9933	0.9917
1420	0.9985	0.9975	0.9948	0.9933

T (min)	Chinipas	Maguarichi	Basaseachi	Yecora
1430	0.9991	0.9985	0.9967	0.9959
1440	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

La asignación de la distribución temporal de cada EMA en las subcuencas se realizó por medio de la asignación de factores de influencia, los cuales fueron obtenidos mediante los polígonos de Thiessen.

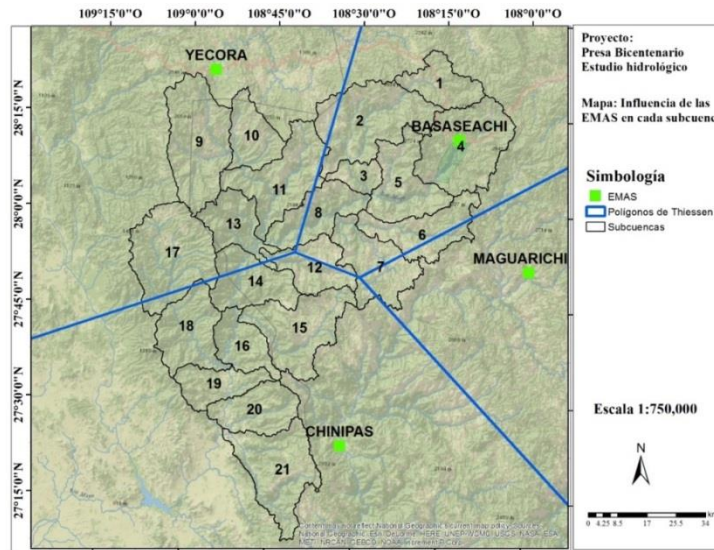


Figura 1-27. Determinación de los polígonos de Thiessen de 4 EMAs

Tabla 1-27. Factores de influencia de cada EMA en las subcuencas

Subcuenca	EMA			
	Basaseachi	Chinipas	Maguarichi	Yecora
1	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.8924	0.0000	0.0000	0.1076
3	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	0.7469	0.0000	0.2531	0.0000
7	0.5251	0.0859	0.3889	0.0000
8	0.6581	0.0000	0.0000	0.3419
9	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000

Subcuenca	EMA			
	Basaseachi	Chinipas	Maguarichi	Yecora
10	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000
11	0.0273	0.0000	0.0000	0.9727
12	0.3195	0.6096	0.0000	0.0710
13	0.0000	0.0259	0.0000	0.9741
14	0.0000	0.7665	0.0000	0.2335
15	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000
16	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000
17	0.0000	0.0937	0.0000	0.9063
18	0.0000	0.9919	0.0000	0.0081
19	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000
20	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000
21	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000

1.5.3 MODELACIÓN DEL PROCESO LLUVIA ESCURRIMIENTO

1.5.3.1 Descripción del software HEC-HMS

En este punto se realiza el cálculo del gasto para los diferentes periodos de retorno en cada uno de los puntos de las subcuencas utilizando el software **HEC-HMS** (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System), el cual es un software de uso libre.

Es un programa gratuito, de dominio público y fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. Es un programa de simulación hidrológica tanto para un solo evento como para un periodo continuo. Contiene métodos hidrológicos distribuidos y no distribuidos (o agregados), dependiendo del objetivo del estudio y de la información disponible serán los métodos hidrológicos que se empleen. Como el objetivo en este estudio es determinar los gastos para diferentes periodos de retorno, es decir para eventos, y debido a que solamente se tienen 7 estaciones climatológicas se utilizaron métodos agregados.

Un proyecto en el HEC-HMS puede estar conformado por 6 componentes, dependiendo de los métodos hidrológicos y de la información disponible serán las componentes que se utilicen. A continuación, se listan las 6 componentes, de las cuales es indispensable tener las primeras 3 para poder realizar una simulación.

- a) Componente Modelo de Cuenca (Basin Model). En esta componente se configura la cuenca (y subcuencas a utilizar), se seleccionan los métodos para calcular la precipitación efectiva, para transformar la lluvia a escurrimiento (o a hidrogramas), los métodos de tránsito de avenidas en cauces y vasos. Además, se capturan los valores de las características fisiográficas de las cuencas.

- b) Componente Modelo Meteorológico (Meteorologic Model). En esta componente es donde se define el método que se utilizará para calcular la precipitación media en cada cuenca. Aquí se pueden ingresar estaciones con información de lluvia (pero solo lluvia total).
- c) Componente Especificaciones de control (Control Specifications). En esta componente se define el periodo de tiempo a simular (fecha y hora) y el incremento de tiempo a utilizar.
- d) Componente series de tiempo (Time Series). En esta componente se ingresa la información de variables que varían con el tiempo, por ejemplo, estaciones con precipitación, temperatura, escurrimiento, etc.
- e) Componente Datos aparejados (Paired Data). En esta componente se dan de alta funciones de dos variables, las cuales no dependen del tiempo. Por ejemplo, la curva elevación-área de una presa, puntos que definen una sección transversal de un cauce, una ley de descargas (elevación-Gasto de salida), etc.
- f) Componente Datos en malla (Grid Data). En esta componente se definen los valores de características de la cuenca y valores de los parámetros de métodos hidrológicos, pero para modelación distribuida.

1.5.3.2 Métodos hidrológicos utilizados

1.5.3.2.1 Método para la calcular la precipitación en exceso.

La aplicación de las diferentes formulaciones lluvia-escurrimiento como son el Hidrograma Unitario Triangular (HUT) y el de Chow requieren del cálculo de la precipitación en exceso, es decir la precipitación que genera el escurrimiento Directo.

Para calcular la precipitación en exceso se aplicó el método de los números de escurrimiento (N) o números de curva (desarrollado por la U. S. Soil Conservation Service). En el cálculo interviene la magnitud de la precipitación media de diseño en cada cuenca, el número de escurrimiento (subcapítulo 1.5.1.4) y las condiciones de humedad previa en la cuenca.

La ecuación para el cálculo de la precipitación en exceso es (Aparicio, 1997).

$$Pe = \frac{\left[Pd - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{\left(Pd + \frac{2032}{N} - 20.32 \right)}$$

Dónde:

Pe =Precipitación en exceso o efectiva en la cuenca, en cm.

Pd = Precipitación media de diseño para cada cuenca, en cm.

N =Número de curva de escurrimiento, adimensional.

1.5.3.2.2 Formulación lluvia-escorrimento

El método para calcular el gasto a partir de la precipitación efectiva es el hidrograma Unitario del Soil Conservation Service. El cual tiene la forma que se presenta en la siguiente figura.

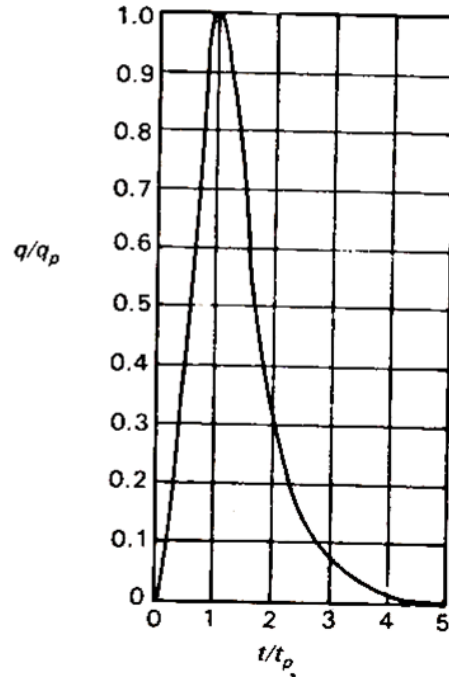


Figura 1-28. Relación entre “q/q_p” y t/t_p (CNA, 1987).

De la figura anterior qp es el gasto pico, q es el gasto para un tiempo t , tp es el tiempo pico de la cuenca.

El gasto pico (qp) se calcula como

$$qp = 0.208 \frac{A_c}{tp} p_e$$

Donde

A_c = área de la cuenca o subcuenca en km²

Pe = Precipitación en exceso en mm.

tp = tiempo pico de la cuenca

Como se puede observar la fórmula anterior es muy similar a la fórmula racional.

Para definir la forma completa del hidrograma mostrado en la figura anterior es necesario calcular el tiempo pico de la avenida para cada cuenca.

El tiempo pico para cuencas no aforadas se puede calcular en función del tiempo de concentración el procedimiento es el siguiente:

I) Se calcula el tiempo de concentración T_c , y el tiempo de retraso T_r

II) Cálculo de la duración en exceso (d_e)

La duración en exceso se calcula igual al tiempo de concentración debido a que cuando la precipitación tiene una duración mayor o igual al tiempo de concentración se presenta el gasto máximo

$$d_e = T_c$$

III) Cálculo del tiempo pico

El tiempo pico se puede calcular en función de la duración en exceso y del tiempo de retraso como: (Aparicio, 1997)

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

Por lo anterior se concluye que solamente se requiere para el cálculo del gasto en cada cuenca el área de la misma, la precipitación efectiva y el tiempo de retraso.

En resumen, para construir el modelo hidrológico, se utilizó la siguiente información, la cual ya fue calculada o determinada en los capítulos anteriores:

- a) El área de las subcuencas (subcapítulo 1.5.1.1)
- b) El número de curva (N) o de escurrimiento (Subcapítulo 1.5.1.4 El tiempo de retraso (subcapítulo 1.5.1.3).
- c) La precipitación media en cada cuenca para los diferentes periodos de retorno (subcapítulo 0
- d) El patrón de las tormentas obtenidas en cada EMA (subcapítulo 1.5.2.4).

1.5.3.3 Calibración

En el capítulo 4 se determinaron las avenidas de diseño a partir de un análisis de frecuencias de gastos máximos, a partir de los registros en la estación hidrométrica "San Bernardo", la cual cuenta con 57 años de registro, por lo que el gasto máximo registrado el cual es de 4,429 m³/s le corresponde un periodo de retorno de 58 años.

De acuerdo con la DP Gumbel Doble, el gasto para 50 años resulto de 4,115.005 m³/s, el cual es congruente con los valores asignados a los gastos de la muestra.

Con la finalidad de tener una mayor confiabilidad en los resultados de las avenidas para los diferentes periodos de retorno mediante la modelación del proceso lluvia-escorrentamiento, y más en aquellos mayores a 50 años es necesario realizar un proceso de calibración.

La calibración consiste en simular mediante el proceso lluvia-escorrentamiento para la tormenta de 50 años y obtener los valores de los números de curva que arrojen el gasto máximo igual a **4,115.005 m³/s**.

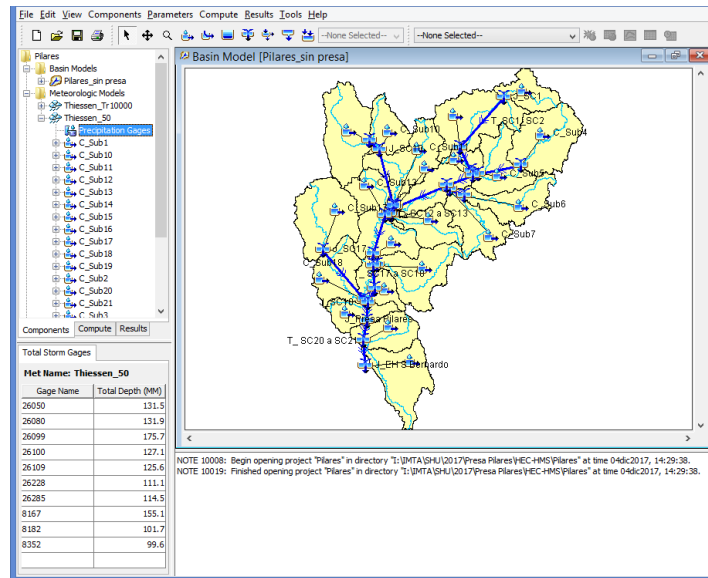


Figura 1-29. Modelo hidrológico construido en HEC-HMS

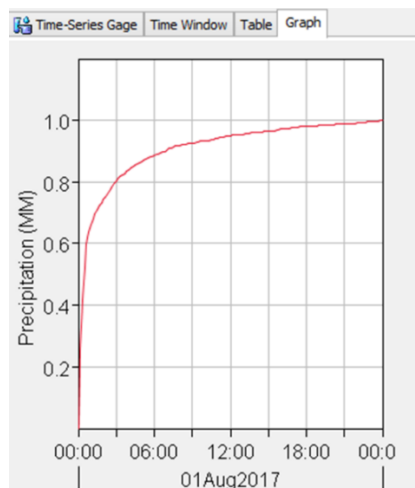


Figura 1-30. Pantalla donde se muestra la distribución temporal de las tormentas medias en la EMA Chinipas

Para encontrar los valores correspondientes del número de escurrimiento (N) si incrementó o disminuyó en el mismo porcentaje el valor de N de todas las subcuencas.

De acuerdo con lo anterior se concluye que al aumentar los valores de N en un 21.9% al realizar la modelación del proceso lluvia-escurrimiento se obtiene que el gasto máximo en la EH es de 4,115.689 m³/s, el cual es muy similar al obtenido con el análisis de gastos máximos de la EH San Bernardo, el cual fue de 4,115.005 m³/s. Por otra parte, el gasto en el sitio de Pilares resultó de 4,113.094 m³/s, es decir el 99.9% respecto al gasto obtenido en la EH San Bernardo.

En la siguiente tabla se presentan los valores del número de escurrimiento en cada subcuenca.

Tabla 1-28. Valores del número de curva obtenidos al calibrar la avenida para un periodo de retorno de 50 años.

No	Subcuenca	Número de curva inicial	Número de curva calibrado
1	Río Cancheño Alto	68.87	83.95
2	Río Cancheño Medio	67.83	84.42
3	Río Cancheño Bajo	71.48	85.82
4	Río Agua Caliente2	69.20	87.16
5	Río Ocampo2	71.34	85.38
6	Río Verde2	74.37	86.09
7	Río Batopilas2	70.96	81.87
8	Río Mayo_12	67.65	82.09
9	Río Bermúdez	70.82	86.39
10	Arroyo El Nogaloso	69.25	85.42
11	Río Babanori2	70.40	86.35
12	Arroyo Tojiachic	71.50	82.68
13	Río Torichique2	70.04	77.31
14	A. Homitos- R. Mayo	70.62	75.82
15	Río El Limón	67.16	87.13
16	Río Mayo 22	67.34	84.35
17	Río Alisos2	70.87	86.96
18	Arroyo Guajaray	70.07	90.66
19	Arroyo Pescaditos Río Mayo2	70.84	86.50
20	Presas Los Pilares	63.42	82.47
21	CP EH Bernardo	62.20	86.33

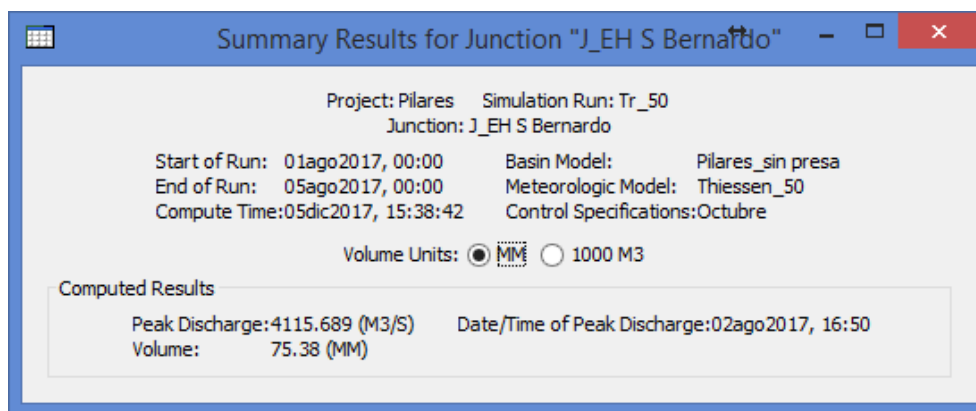


Figura 1-31. Figura que presenta el resumen de resultados en el sitio de la Estación hidrométrica para el periodo de retorno de 50 años.

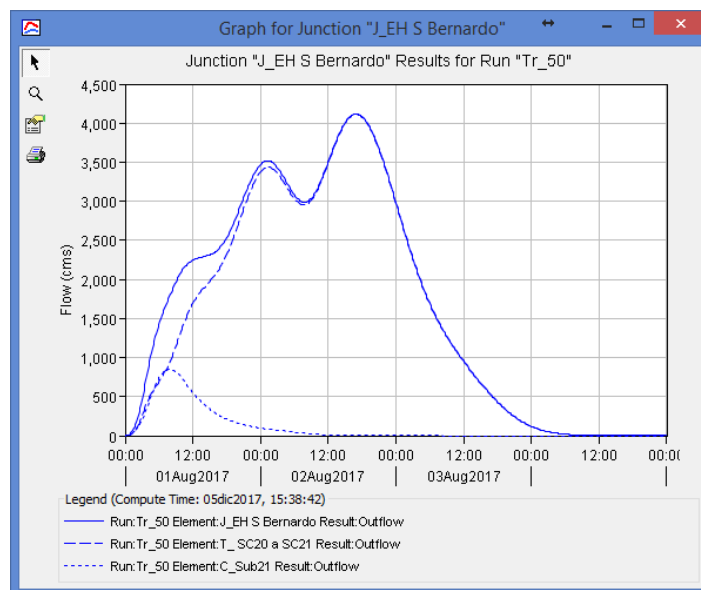


Figura 1-32. Figura que presenta el hidrograma obtenido en el sitio de la Estación hidrométrica para el periodo de retorno de 50 años.

1.5.3.4 Resultados para los diferentes periodos de retorno con la calibración de la avenida de 50 años

Una vez que se han encontrado los valores de los números de escurrimiento mediante la calibración de la avenida de 50 años. Se procedió a calcular las avenidas para el resto de los periodos de retorno. A continuación, se muestra el resumen de los resultados en los sitios de la estación hidrométrica San Bernardo y en el sitio de Pilares.

Tabla 1-29. Resultados de la modelación lluvia-escorrentamiento obtenidos al calibrar la avenida para 50 años de periodo de retorno

Periodo de retorno	Gasto en la EH San Bernardo	Gasto en el sitio de Pilares	Gasto obtenido con el análisis de escorrentamientos en la EH	% respecto al análisis de los gastos registrados en la EH
2	1,440.768	1,439.899	905.119	59.18
5	2,151.867	2,150.667	1,851.922	16.20
10	2,683.022	2,681.442	2,905.085	-7.64
20	3,289.069	3,287.089	3,474.473	-5.34
50	4,115.689	4,113.094	4,115.005	0.02
100	4,774.142	4,770.737	4,571.747	4.43
200	5,449.183	5,445.560	5,018.978	8.57
500	6,355.294	6,350.689	5,603.735	13.41
1,000	7,080.586	7,075.284	6,043.819	17.15
2,000	7,802.513	7,796.880	6,483.043	20.35
5,000	8,771.983	8,766.069	7,063.170	24.19
10,000	9,511.216	9,504.633	7,501.536	26.79

De acuerdo con los resultados mostrados anteriormente, se concluye lo siguiente:

- a) Con los valores de los números de escorrentamiento (N) obtenidos al calibrar la avenida del periodo de retorno de 50 años, en general los resultados obtenidos mediante la modelación del proceso lluvia-escorrentamiento arrojan valores mayores de gastos máximos que los obtenidos mediante el análisis de frecuencias de gastos máximos anuales registrados. Excepto para los periodos de retorno de 10 y 20 años. Para el caso de periodo de retorno de 10,000 años, el gasto se sobreestima en el sitio donde se localiza la EH en un 26.8%
- b) Para los periodos de retorno de 10 a 200 años los resultados del modelo lluvia escorrentamiento se ajustan relativamente bien a los obtenidos con el análisis de frecuencias de gastos máximos, ya que la diferencia de gastos es menor al 10%. Y para periodos de retorno de 5 a 2,000 años la diferencia máxima de gastos es del 20%.
- c) Debido a que en la modelación del proceso lluvia-escorrentamiento los valores de N (ajustados con la calibración) permanecen constantes para todos los periodos de retorno, esto no es del todo cierto, por lo que se recomienda utilizar los resultados obtenidos en el capítulo 4, que corresponden a la obtención de las avenidas de diseño, pero mediante el análisis de frecuencias de los gastos máximos anuales registrados en la EH San Bernardo.
- d) Los valores de los gastos máximos en los sitios donde se localiza la EH y la presa son muy similares (99.9%), esto se debe a que el tiempo de concentración de la cuenca propia (además de su área) entre la presa y la EH es relativamente pequeño respecto al tiempo de concentración de la cuenca correspondiente a la presa Pilares, por lo que los picos no coinciden en el tiempo. Por lo que se recomienda utilizar los resultados obtenidos en la EH en la presa.

1.5.3.5 Cálculo de los números de escurrimiento para cada periodo de retorno

En este subcapítulo se realizó el cálculo de los números de escurrimiento para que los gastos obtenidos para cada periodo de retorno a través con la modelación del proceso lluvia-escurrimiento y los obtenidos con el análisis de frecuencias de gastos máximos anuales registrados sean los mismos. En otras palabras, se realizó una calibración para cada periodo de retorno.

A continuación, se presenta el valor del porcentaje que se deben incrementar o disminuir los números de curva respecto a los valores iniciales obtenidos en el subcapítulo 5.1.4 (tabla 5.8).

Tabla 1-30. *Porcentajes de variación del número de escurrimiento para que los gastos obtenidos por lluvia-escurrimiento sean los mismos que los obtenidos con el análisis de frecuencias de los gastos de la Estación Hidrométrica*

Periodo de retorno	Incremento de N respecto a los valores iniciales (%)	Gasto (m ³ /s) en el sitio de la EH	Gasto (m ³ /s) obtenido con el análisis de gastos registrados en la EH
2	12.05	904.342	905.119
5	17.87	1,852.321	1,851.922
10	24.37	2,904.910	2,905.085
20	23.81	3,474.425	3,474.473
50	21.90	4,115.689	4,115.005
100	20.05	4,571.930	4,571.747
200	18.11	5,018.512	5,018.978
500	15.47	5,604.125	5,603.735
1,000	13.48	6,043.710	6,043.819
2,000	11.52	6,484.470	6,483.043
5,000	8.95	7,064.778	7,063.170
10,000	7.15	7,500.691	7,501.536

De acuerdo con los porcentajes obtenidos, en la siguiente tabla se presentan los valores de los números de escurrimiento para cada una de las subcuencas y para cada periodo de retorno.

Tabla 1-31. *Valores del número de escurrimiento para que los gastos obtenidos por lluvia-escurrimiento sean los mismos que los obtenidos con el análisis de frecuencias de los gastos de la Estación Hidrométrica*

No	Subcuenca	Periodo de retorno (años)											
		2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
1	Río Cancheño Alto	77.17	81.18	85.65	85.27	83.95	82.68	81.34	79.52	78.15	76.80	75.03	73.79
2	Río Cancheño Medio	76.00	79.95	84.36	83.98	82.68	81.43	80.11	78.32	76.97	75.64	73.90	72.68

No	Subcuenca	Periodo de retorno (años)											
		2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
3	Río Cancheño Bajo	80.09	84.25	88.90	88.50	87.13	85.81	84.43	82.54	81.12	79.71	77.88	76.59
4	Río Agua Caliente2	77.54	81.57	86.06	85.68	84.35	83.07	81.73	79.91	78.53	77.17	75.39	74.15
5	Río Ocampo2	79.94	84.09	88.73	88.33	86.96	85.64	84.26	82.38	80.96	79.56	77.72	76.44
6	Río Verde2	83.33	87.66	92.49	92.08	90.66	89.28	87.84	85.88	84.40	82.94	81.03	79.69
7	Río Batopilas2	79.51	83.64	88.25	87.86	86.50	85.19	83.81	81.94	80.53	79.13	77.31	76.03
8	Río Mayo_12	75.80	79.74	84.14	83.76	82.47	81.21	79.90	78.12	76.77	75.44	73.70	72.49
9	Río Bermúdez	79.35	83.48	88.08	87.68	86.33	85.02	83.65	81.78	80.37	78.98	77.16	75.88
10	Arroyo El Nogaloso	77.59	81.62	86.13	85.74	84.42	83.13	81.79	79.96	78.58	77.23	75.45	74.20
11	Río Babanori2	78.88	82.98	87.56	87.16	85.82	84.52	83.15	81.29	79.89	78.51	76.70	75.43
12	Arroyo Tojachic	80.12	84.28	88.92	88.52	87.16	85.84	84.45	82.56	81.14	79.74	77.90	76.61
13	Río Torichique2	78.48	82.56	87.11	86.72	85.38	84.08	82.72	80.88	79.48	78.11	76.31	75.05
14	A. Homitos-R. Mayo	79.13	83.24	87.83	87.43	86.09	84.78	83.41	81.54	80.14	78.76	76.94	75.67
15	Río El Limón	75.25	79.16	83.53	83.15	81.87	80.63	79.32	77.55	76.21	74.90	73.17	71.96
16	Río Mayo 22	75.45	79.37	83.75	83.37	82.09	80.84	79.54	77.76	76.42	75.10	73.37	72.15
17	Río Alisos2	79.41	83.53	88.14	87.74	86.39	85.08	83.70	81.83	80.42	79.03	77.21	75.94
18	Arroyo Guajaray	78.51	82.59	87.15	86.75	85.42	84.12	82.76	80.91	79.52	78.14	76.34	75.08
19	Arroyo Pescaditos Río Mayo2	79.38	83.50	88.10	87.71	86.35	85.04	83.67	81.80	80.39	79.00	77.18	75.91
20	Presa Los Pilares	71.06	74.75	78.88	78.52	77.31	76.14	74.91	73.23	71.97	70.73	69.10	67.95
21	CP EH Bernardo	69.70	73.32	77.36	77.01	75.82	74.67	73.46	71.82	70.58	69.37	67.77	66.65

1.6 TRÁNSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO POR EL VASO DE LA PRESA PILARES

El objetivo principal de este subcapítulo es determinar la elevación máxima que alcanza la superficie libre del agua para la avenida de diseño de la obra de excedencias, la cual corresponde al periodo de retorno de 10,000 años.

1.6.1 INFORMACIÓN PARA EL TRÁNSITO DE LA AVENIDA

Magnitud de la avenida de diseño

La avenida correspondiente al periodo de retorno que se utilizará en el tránsito de la avenida fue calculada en el subcapítulo 1.4 mediante el análisis de frecuencias de gastos máximos registrados en la Estación hidrométrica "San Bernardo", la cual resultó de 7,501.536 m³/s, y la

forma completa de la misma se obtuvo mediante la mayoración de las avenidas máximas registradas en los años de 1990, 1971, 2009 y 2007 (Figura 1-17).

También la avenida de diseño fue determinada mediante la modelación del proceso lluvia escurrimiento (subcapítulo 1.5), para lo cual se llevó a cabo la calibración de las avenidas, obteniendo el gasto máximo de 7,500.691 m³/s (Tabla 1-30), sin embargo el volumen resultante de la avenida resultó mayor que el obtenido con el análisis de los gastos máximos anuales registrados en la estación hidrométrica.

Topobatemetría del vaso

Para realizar el tránsito de la avenida es necesario contar con la topobatemetría del vaso, ya sea como curva (o relación) Elevación-Área o Elevación-Almacenamiento. En la Tabla 1-32 se presenta la curva elevación-área.

Tabla 1-32. Valores de la curva elevación-área y elevación almacenamiento del vaso

Elevación	Área (ha)	Elevación	Área (ha)	Elevación	Área (ha)
165	0.000	197	556.601	229	2,130.923
166	4.383	198	585.309	230	2,198.338
167	7.207	199	621.068	231	2,295.751
168	9.343	200	656.045	232	2,364.923
169	11.477	201	709.418	233	2,431.667
170	17.919	202	747.191	234	2,500.812
171	26.611	203	795.460	235	2,578.752
172	31.460	204	838.186	236	2,662.103
173	36.431	205	886.236	237	2,728.411
174	40.635	206	935.799	238	2,796.535
175	45.147	207	973.781	239	2,866.850
176	59.553	208	1,012.262	240	2,947.049
177	67.900	209	1,057.105	241	3,039.802
178	77.320	210	1,107.157	242	3,110.323
179	87.276	211	1,157.798	243	3,186.139
180	100.050	212	1,199.774	244	3,262.834
181	113.812	213	1,243.572	245	3,347.153
182	130.104	214	1,284.189	246	3,436.436
183	141.813	215	1,327.124	247	3,517.293
184	153.599	216	1,376.706	248	3,601.053
185	175.063	217	1,441.073	249	3,691.556
186	213.790	218	1,487.439	250	3,788.039
187	238.550	219	1,531.919	251	3,892.503
188	274.707	220	1,585.768	252	3,976.870
189	299.352	221	1,656.999	253	4,061.433
190	326.479	222	1,706.861	254	4,150.637

Elevación	Área (ha)
191	357.377
192	395.096
193	429.000
194	465.405
195	491.421
196	530.057

Elevación	Área (ha)
223	1,755.677
224	1,812.526
225	1,873.080
226	1,951.570
227	2,010.082
228	2,068.530

Elevación	Área (ha)
255	4,249.442
256	4,356.159
257	4,445.577
258	4,538.169
259	4,631.421
260	4,735.886

Salidas por la presa

Como se describió en el subcapítulo 1.2.2, sobre el cuerpo de la cortina se alojarán ocho conductos circulares de 2.44 m de diámetro cada uno, con plantilla ubicada a la elevación 190 msnm. Dichos conductos permitirán el paso libre del agua hacia aguas abajo del río Mayo.

Por otra parte, la presa cuenta con una obra de excedencias que consiste en un vertedor de descarga libre tipo Creager con una longitud de cresta de 260 m, y la elevación de la cresta (NAMO) se localiza a la elevación de 225.39 msnm. El NAME se localiza a la elevación de 229.01 msnm.

En el subcapítulo 3.3 se realizó un análisis de los 8 conductos para lo cual se determinó la relación de la elevación de la superficie del agua con el gasto de salida en los 8 tubos tanto en el rango que trabajan a superficie libre como a presión. Por otra parte, se calculó la relación Elevación – gasto de salida en el vertedor con la expresión

$$Q = CdL(E - E_{cresta})^{3/2}$$

Dónde:

Q es el gasto (m^3/s) de salida por el vertedor para la elevación E

Cd es el coeficiente de descarga del vertedor (adimensional) el cual se tomó como 2.0

L es la longitud de la cresta del vertedor (en metros)

E es la elevación de la superficie libre del agua (m)

E_{cresta} es la elevación de la cresta del vertedor (m)

En el siguiente cuadro se presenta la relación de la elevación contra el gasto de salida para las diferentes elevaciones de la superficie del agua.

Tabla 1-33. Valores del gasto de salida por la presa para diferentes elevaciones de la superficie libre del agua

Elevación	Gasto por los 8 tubos (m^3/s)	Gasto por el vertedor (m^3/s)	Gasto total (m^3/s)
190.00	0.000		0.000
190.61	6.783		6.783
191.22	25.296		25.296
191.83	53.040		53.040

Elevación	Gasto por los 8 tubos (m ³ /s)	Gasto por el vertedor (m ³ /s)	Gasto total (m ³ /s)
192.44	117.316		117.316
195.20	146.88		146.881
195.40	183.06		183.063
195.60	206.27		206.272
195.80	230.17		230.167
196.00	255.20		255.198
196.40	267.76		267.756
196.80	285.17		285.169
197.20	296.37		296.370
197.60	309.84		309.840
198.00	323.84		323.841
198.40	337.38		337.376
198.80	351.28		351.277
199.20	366.60		366.602
199.60	383.00		383.002
200.00	399.31		399.310
200.40	414.83		414.828
200.80	429.18		429.176
201.20	443.36		443.356
201.60	457.20		457.204
202.00	470.12		470.118
202.40	481.65		481.654
202.80	492.39		492.394
203.20	503.39		503.392
203.60	514.40		514.397
204.00	524.81		524.812
204.40	534.30		534.298
204.80	543.40		543.403
205.20	552.66		552.657
205.60	562.87		562.869
206.00	572.74		572.744
206.40	581.55		581.552
206.80	590.45		590.453
207.20	600.12		600.120
207.60	609.48		609.482
208.00	617.95		617.949
208.40	625.75		625.755
208.80	633.38		633.380

Elevación	Gasto por los 8 tubos (m ³ /s)	Gasto por el vertedor (m ³ /s)	Gasto total (m ³ /s)
209.20	641.67		641.672
209.60	649.08		649.083
210.00	656.47		656.466
210.40	663.44		663.441
210.80	670.39		670.388
211.20	677.41		677.412
211.60	684.45		684.453
212.00	691.04		691.036
212.40	697.20		697.198
212.80	703.50		703.500
213.20	710.09		710.087
213.60	716.06		716.062
214.00	721.78		721.783
214.40	727.38		727.376
214.80	733.53		733.534
215.20	737.26		737.264
215.60	738.18		738.185
216.00	743.85		743.851
216.40	749.13		749.131
216.80	754.92		754.919
217.20	755.89		755.889
217.60	757.10		757.096
218.40	757.26		757.257
218.80	759.74		759.744
219.20	764.81		764.810
219.60	769.77		769.766
220.00	774.58		774.583
220.40	779.31		779.313
220.80	784.05		784.052
221.20	788.80		788.804
221.60	793.50		793.496
222.00	798.18		798.182
222.28	802.75		802.754
222.40	807.33		807.328
222.80	811.95		811.952
223.16	816.57		816.571
223.20	821.17		821.167
223.26	825.72		825.721

Elevación	Gasto por los 8 tubos (m ³ /s)	Gasto por el vertedor (m ³ /s)	Gasto total (m ³ /s)
223.37	830.27		830.269
223.40	834.78		834.776
223.42	839.22		839.220
223.51	843.69		843.692
223.60	848.05		848.051
224.00	852.48		852.477
224.40	856.76		856.756
224.80	860.95		860.952
225.20	865.33	0.00	865.328
225.60	869.77	50.13	919.896
226.00	874.06	247.70	1121.757
226.40	878.29	527.62	1405.915
226.80	882.46	870.30	1752.762
227.20	886.61	1265.90	2152.509
227.60	890.21	1708.15	2598.367
228.00	893.13	2192.64	3085.768
228.20	895.78	2449.26	3345.045
228.40	898.23	2715.55	3613.780
228.60	900.55	2990.41	3890.957
228.80	902.23	3274.63	4176.860
229.00	903.92	3566.55	4470.467
230.00	903.92	5147.01	6050.927
231.00	903.92	6909.68	7813.602

Nota: Los valores sombreados de color verde indican la zona donde los conductos trabajan a superficie libre

1.6.2 RESULTADOS DEL TRÁNSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO

En el siguiente cuadro se presentan los resultados del tránsito de la avenida correspondiente al periodo de retorno de 10,000 años y considerando un nivel inicial del agua de 190msnm es decir la presa está vacía. En el cuadro se puede observar que para las avenidas obtenidas con el análisis de frecuencias de gastos máximos anuales en la EH San Bernardo el nivel máximo de la superficie libre del agua es menor que el NAME (229.01 msnm), lo cual significa que la presa es hidrológicamente segura.

Sin embargo, los resultados con el modelo lluvia-escorrentamiento el nivel máximo de la superficie libre del agua en el vaso resulta de 230.25 msnm el cual es mayor al NAME, pero menor a la elevación de la corona de la cortina (231.23 msnm), por lo que se descarta que el agua vierta sobre la cortina.

A pesar que con los resultados del modelo lluvia escorrentamiento la elevación de la superficie libre del agua resulta mayor al NAME, la presa se considera que es hidrológicamente segura,

ya que el tiempo base del hidrograma calculado con el modelo lluvia escurrimiento resulta del orden de 3 días, mientras que el tiempo base de los hidrogramas máximos registrados es del orden de 2 días esto implica que el volumen de las avenidas es menor que el que resulta del modelo lluvia escurrimiento.

Tabla 1-34. Resultados del tránsito de la avenida de diseño (periodo de retorno de 10,000 años en el vaso)

Variable	1971	1990	Lluvia-escurrimiento	Avenida aprobada por GASIR (Mayorada con 1971)
Gasto máximo de entrada (m ³ /s)	7501.536	7,501.536	7,494.761	7,654.54
Gasto máximo de Salida (m ³ /s)	3590.662	2675.215	6,497.022	3,798.663
Elevación máxima (msnm)	228.38	227.66	230.25	228.53
Volumen de la avenida (miles de m ³). 4 días de simulación	425,381.1	410,486.3	465,745.3	428,541.5

Otra conclusión de los resultados mostrados en la tabla anterior es que como en toda presa de control de avenidas, el nivel de la superficie libre del agua depende en gran medida del volumen de la avenida.

1.7 CONCLUSIONES

En el presente estudio se tuvo como objetivo obtener la avenida de diseño de la obra de excedencias de la presa Bicentenario (Pilares) para el periodo de retorno de 10,000 años mediante el análisis de gastos máximos anuales registrados en la estación hidrométrica San Bernardo y mediante la modelación del proceso lluvia escurrimiento. De acuerdo con los resultados obtenidos se concluye lo siguiente:

- El área de la cuenca de aportación hasta la presa Bicentenario resultó de 7,112.384 km². Además, se calculó la cuenca total hasta la estación hidrométrica San Bernardo resultando de 7,591.912 km², es decir un 6.74% más que la cuenca hasta la presa. Esto implica que la cuenca propia entre la presa y la EH es de 479.528 km².

- b) Se realizó un análisis de frecuencias de gastos máximos anuales registrados en la EH, la cual cuenta con información de 1960 a 2016. La función de distribución que mejor se ajustó a los registros fue la Gumbel Doble, resultando en el sitio de la Estación Hidrométrica un gasto para el periodo de retorno de 10,000 años de 7,501.536 m³/s, el cual es muy similar al obtenido por la CEA que fue de 7,657.54 m³/s.
De acuerdo con los resultados de la modelación lluvia-escurrimiento, la relación entre el gasto máximo en la EH y en la presa es del 99.9%, por lo que el gasto para el periodo de retorno de 10,000 años en la presa Bicentenario se tomará igual al obtenido en la EH, es decir 7,501.536 m³/s.
- c) Se realizó la modelación del proceso lluvia-escurrimiento, para lo cual la cuenca hasta la EH se dividió en 21 subcuencas, esto con la finalidad de tomar en cuenta la variación espacial de las características fisiográficas, así como de la precipitación. La modelación se llevó a cabo con el uso del software HEC-HMS aplicando el método de los números de escurrimiento para el cálculo de la precipitación efectiva; además se aplicó el Hidrograma Unitario del Soil Conservation Service.
- d) El modelo hidrológico se calibró para el periodo de retorno de 50 años, utilizando el gasto obtenido del análisis de frecuencias de los gastos registrados en la EH. La calibración consistió en calcular los números de escurrimiento en cada subcuenca de tal manera que el gasto calculado hasta el punto donde se localiza la EH sea igual al correspondiente del análisis de los gastos registrados de la EH, el cual es de 4,115.005 m³/s. Los valores del número de escurrimiento resultaron mayores que los obtenidos en el subcapítulo 5.1.4.
- e) Utilizando los valores de los números de curva se calcularon los gastos para el resto de los periodos de retorno, resultando que con la modelación del proceso lluvia - escurrimiento se obtienen valores de gastos más grandes (del orden del 4 al 59%) que los obtenidos con el análisis de los gastos registrados en la Estación hidrométrica; excepto para los periodos de retorno de 10 y 20 años donde el porcentaje es negativo, es decir los resultados del modelo lluvia-escurrimiento resultaron menores.

Tabla 1-35. Resultados de la modelación lluvia-escurrimiento obtenidos al calibrar la avenida para 50 años de periodo de retorno y comparación con los obtenidos con el análisis de frecuencias de gastos de la EH

Periodo de retorno	Modelación lluvia escurrimiento	Análisis de frecuencias de los gastos registrados en la EH	% respecto al análisis de los gastos registrados en la EH
2	1,440.768	905.119	59.18
5	2,151.867	1,851.922	16.20
10	2,683.022	2,905.085	-7.64
20	3,289.069	3,474.473	-5.34
50	4,115.689	4,115.005	0.02
100	4,774.142	4,571.747	4.43
200	5,449.183	5,018.978	8.57
500	6,355.294	5,603.735	13.41
1,000	7,080.586	6,043.819	17.15
2,000	7,802.513	6,483.043	20.35
5,000	8,771.983	7,063.170	24.19
10,000	9,511.216	7,501.536	26.79

- f) Con la finalidad de que el modelo lluvia-escorrentamiento sea de mayor utilidad, se calcularon los valores de los números de escorrentamiento para cada periodo de retorno de tal manera que los resultados en el sitio de la EH sean los mismos que los obtenidos con el análisis de los gastos máximos registrados. En la siguiente tabla se presenta el valor del porcentaje que se deben incrementar los números de escorrentamiento en las cuencas para cada periodo de retorno. Además, se presentan los gastos de diseño en el sitio donde se localiza la EH que son los mismos para la Presa Bicentenario.

Tabla 1-36. Porcentajes de variación del número de escorrentamiento (respecto a los valores inicialmente obtenidos) para que los gastos obtenidos por lluvia-escorrentamiento sean los mismos que los obtenidos con el análisis de frecuencias de los gastos de la Estación Hidrométrica

Periodo de retorno	Incremento de <i>N</i> respecto a los valores iniciales (%)	Gasto (m ³ /s) obtenido con la modelación lluvia-escorrentamiento en el sitio de la EH	Gasto (m ³ /s) obtenido con el análisis de gastos registrados en la EH
2	12.05	904.342	905.119
5	17.87	1,852.321	1,851.922
10	24.37	2,904.910	2,905.085
20	23.81	3,474.425	3,474.473
50	21.90	4,115.689	4,115.005
100	20.05	4,571.930	4,571.747
200	18.11	5,018.512	5,018.978
500	15.47	5,604.125	5,603.735
1,000	13.48	6,043.710	6,043.819
2,000	11.52	6,484.470	6,483.043
5,000	8.95	7,064.778	7,063.170
10,000	7.15	7,500.691	7,501.536

- g) Se realizó el tránsito de la avenida correspondiente al periodo de retorno de 10,000 años donde se concluye que la presa es hidrológicamente segura al utilizar la avenida calculada con el análisis de frecuencias de los gastos máximos registrados en la EH San Bernardo ya que el nivel máximo que alcanza el agua es menor al NAME. Sin embargo, de acuerdo con la avenida calculada con el modelo lluvia-escorrentamiento (la cual resulta con un mayor volumen el nivel de la superficie libre del agua en el vaso resulta por arriba del NAME pero por debajo de la elevación de la corona de la cortina, con lo cual se descarta que el agua pueda verter sobre la cortina.
- h) A pesar de que con los resultados del modelo lluvia escorrentamiento la elevación de la superficie libre del agua resulta mayor al NAME, la presa se considera que es hidrológicamente segura, ya que el tiempo base del hidrograma calculado con el modelo lluvia escorrentamiento resulta del orden de 3 días, mientras que el tiempo base

de los hidrogramas máximos registrados es del orden de 2 días esto implica que el volumen de las avenidas es menor que el que resulta del modelo lluvia escurrimiento.

2 DISEÑO, MONTAJE DEL MODELO FÍSICO, EVALUACIÓN Y OPTIMIZACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

En este capítulo se describe la metodología para llevar a cabo el diseño, montaje, evaluación y optimización del modelo físico del vertedor de la presa Pilares, así como la adecuación de este en el laboratorio de Hidráulica “Enzo Levi”. A grandes rasgos el diseño consistió primeramente en definir la superficie a modelar y seleccionar la escala en función del área disponible y capacidad de bombeo en el laboratorio. Posteriormente se determinaron las alturas del modelo físico partiendo del diseño del vertedor y canal de aforo, así mismo la altura de los muros perimetrales se fijaron de tal manera que se contara con un bordo libre, tanto en la zona del vaso como en el cauce y canal de aforo. Finalmente, se presenta la configuración final del modelo físico y el proceso para su adecuación en el laboratorio.

2.1 Selección de la escala del modelo y superficie a modelar

De acuerdo con los criterios de similitud, para que exista semejanza entre prototipo y modelo en el caso de flujos a superficie libre, con flujo turbulento, donde la fuerza de gravedad es dominante (canales y ríos), el modelo debe diseñarse según la ley de Semejanza o Criterio de Similitud de Froude:

$$F = \frac{v}{\sqrt{gA/T}}$$

Donde v es la velocidad, g la gravedad, A el área y T el ancho de la superficie libre.

En la Tabla 2-1 se presentan las escalas de semejanza con la ley de Froude, las cuales están en función de la escala de longitud L_e , que se define como:

$$L_e = \frac{L_p}{L_m}$$

Donde L_p es la longitud del prototipo y L_m la longitud del modelo.

Tabla 2-1. Escalas de semejanza, Ley de Froude

Característica	Escala de semejanza
Longitud	L_e
Área	L_e^2

Característica	Escala de semejanza
Tiempo	$[L_e \rho_e / \gamma_e]^{1/2}$
Velocidad	$[L_e \gamma_e / \rho_e]^{1/2}$
Velocidad angular	$[\gamma_e / \rho_e L_e]^{1/2}$
Aceleración	γ_e / ρ_e
Gasto	$L_e^{5/2} (\gamma_e / \rho_e)^{1/2}$
Masa	$L_e^3 \rho_e$
Fuerza	$L_e^3 \gamma_e$
Presión	$L_e \gamma_e$
Impulso y cantidad de movimiento	$L_e^{7/2} (\gamma_e / \rho_e)^{1/2}$
Energía y trabajo	$L_e^4 \gamma_e$
Potencia	$L_e^{7/2} \gamma_e^{3/2} / \rho_e^{1/2}$
Rugosidad	$L_e^{1/6}$
Pendientes	1

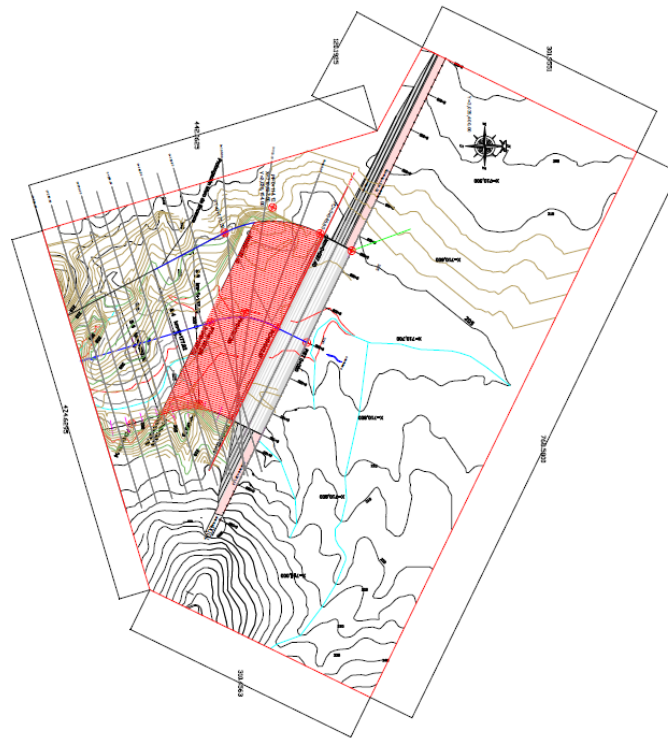


Figura 2-1. Dimensiones en prototipo

Por lo tanto, para determinar la escala de longitud primeramente se debe delimitar la superficie a modelar, que en este caso se definió considerando una parte de la superficie del

vaso, suficiente para que el flujo de aproximación a los vertedores sea lo más tranquilo posible, semejante al comportamiento en prototipo. Así mismo, se cubrió la obra de excedencia y un tramo de canal de descarga, para analizar el comportamiento del mismo ante la descarga por el vertedor.

Las pruebas del modelo se realizarán utilizando una similitud de Froude. Por lo tanto, los factores de escala del modelo asociados a una escala geométrica de 1:70 son los que se presentan a continuación:

Tabla 2-2.- Dimensiones del modelo

Escala		Dimensiones del Prototipo			Dimensiones en el modelo			Escala de semejanza				Gastos Maximo	
Horizontal	Vertical	L vertedor (m)	Ancho de la zona de estudio (m)	Largo de la zona de estudio (m)	L Vertedor (m)	Ancho (m)	Largo (m)	Le (m)	Ae (m)	Ve (m/s)	Qe (m3/s)	Prototipo (m3/s)	Modelo (lps)
70	70	61	220	489	0.871428571	3.14285714	6.98571429	70	4900	8.36660027	40996.3413	5191.96	126.6444721
65	65	61	220	489	0.938461538	3.38461538	7.52307692	65	4225	8.06225775	34063.039	5191.96	152.4221019
60	60	61	220	489	1.016666667	3.66666667	8.15	60	3600	7.74596669	27885.4801	5191.96	186.1886538
55	55	61	220	489	1.109090909	4	8.89090909	55	3025	7.41619849	22434.0004	5191.96	231.4326425
50	50	61	220	489	1.22	4.4	9.78	50	2500	7.07106781	17677.6695	5191.96	293.70
45	45	61	220	489	1.355555556	4.88888889	10.86666667	45	2025	6.70820393	13584.113	5191.96	382.2082468
40	40	61	220	489	1.525	5.5	12.225	40	1600	6.32455532	10119.2885	5191.96	513.0755975

2.2 Diseño del vertedor de aforo

La ecuación para determinar el gasto en un vertedor de pared delgada es la siguiente:

$$Q = C b h_o^{3/2}$$

Donde Q es el gasto sobre el vertedor, C el coeficiente de descarga y h_o la carga sobre el vertedor.

El coeficiente de descarga se calcula como:

$$C = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu$$

Donde g es la aceleración de la gravedad, μ el coeficiente de gasto y b el ancho del vertedor.

Para determinar el coeficiente de gasto μ se utilizó la fórmula de Hegly (1921).

$$\mu = \left[0.6075 - 0.045 \left(\frac{B - b}{B} \right) + \frac{0.0041}{h_o} \right] x \left[1 + 0.55 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \left(\frac{h_o}{h_o + w} \right)^2 \right]$$

Esta fórmula tiene los siguientes rangos de aplicación:

$$0.10 \text{ m} \leq h \leq 0.60 \text{ m}$$

$$0.50 \text{ m} \leq b \leq 2.00 \text{ m}$$

$$0.20 \text{ m} \leq w \leq 1.13 \text{ m}$$

Con el gasto de diseño del modelo, se calculó el coeficiente de descarga y la carga sobre el vertedor, para diferentes dimensiones del canal y el vertedor de aforo.

Se seleccionaron las dimensiones de $B = 1.0 \text{ m}$, $b = 0.65$ y $w = 0.53$, por considerarse las más óptimas, con lo que resulta una carga sobre el vertedor de 0.224 m . Por cuestiones de seguridad y funcionalidad, y para contar con un bordo libre, la altura del canal se dejó de 1.20 m .

Placa de acero de 1/4" de espesor

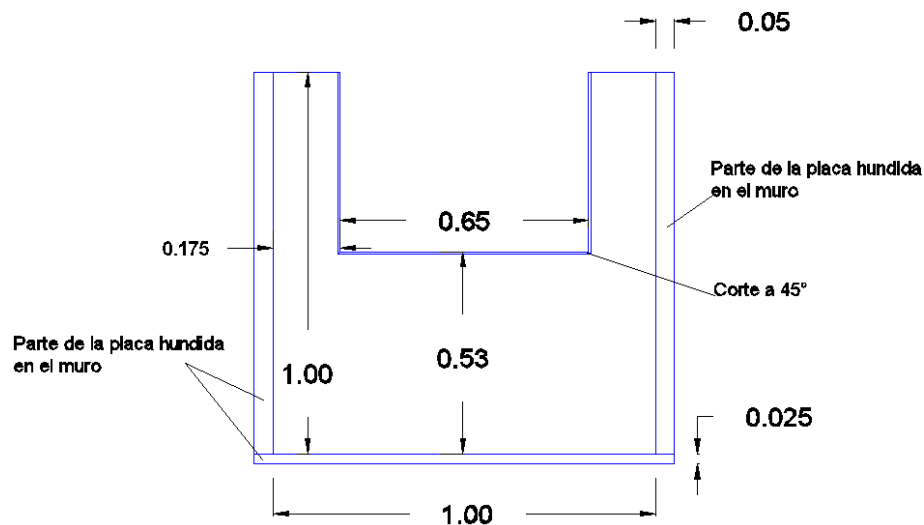


Figura 2-2. Dimensiones del vertedor

2.3 Configuración del modelo

Con base en los resultados obtenidos para el diseño del modelo físico, expuestos en los apartados anteriores, se procedió a complementar la configuración del modelo y elaborar los planos.

La configuración topográfica sobre la superficie que comprende el modelo se conformó de tres fuentes de información.

- Topografía en la zona de las estructuras, proporcionada por Canoras, S.A. de C.V. A. en P.
- Levantamiento topográfico del vaso del dique en un tramo de 400 m que comprende desde el dique hacia aguas abajo, realizado por el personal del Fondo de Operación de Obras.

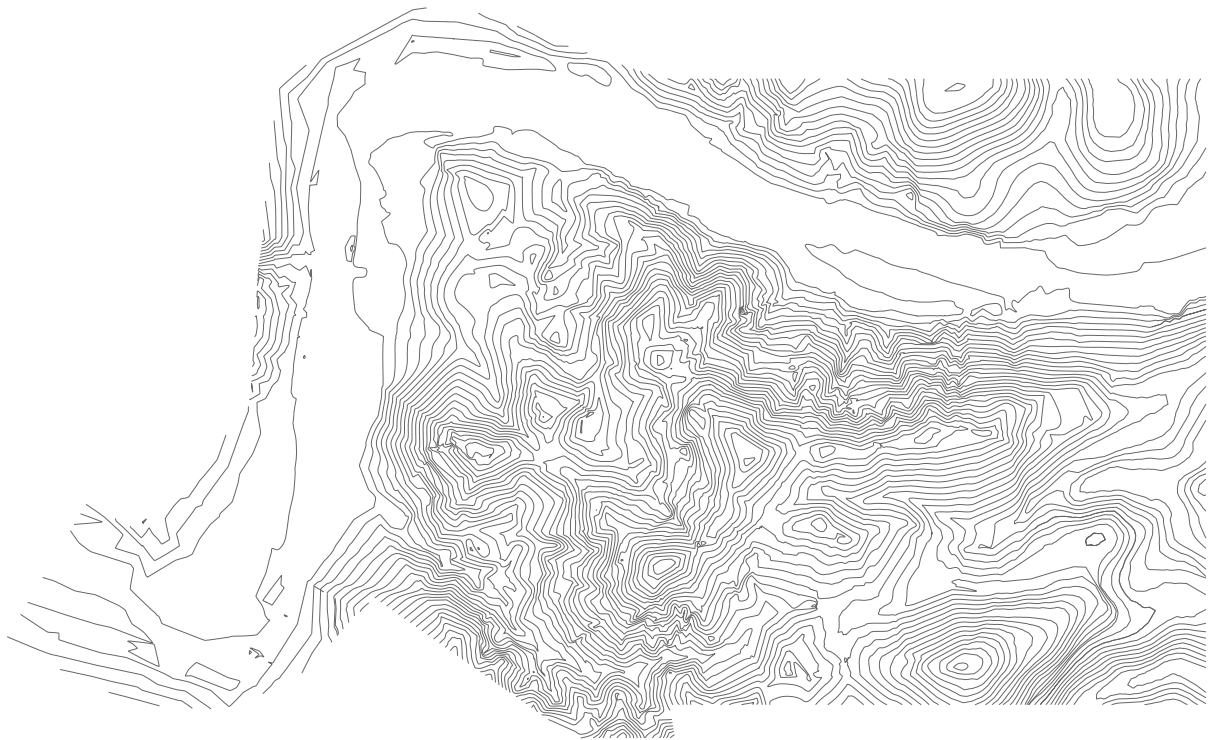


Figura 2-3. Topografía completa de la superficie que comprende el modelo físico

Entre el vertedor y el canal de descarga se dejó un hueco con el fin de tener acceso para realizar la instrumentación. Se diseñó el tanque de alimentación con dimensiones suficientes para tranquilizar el flujo. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presenta la configuración general del modelo en planta.

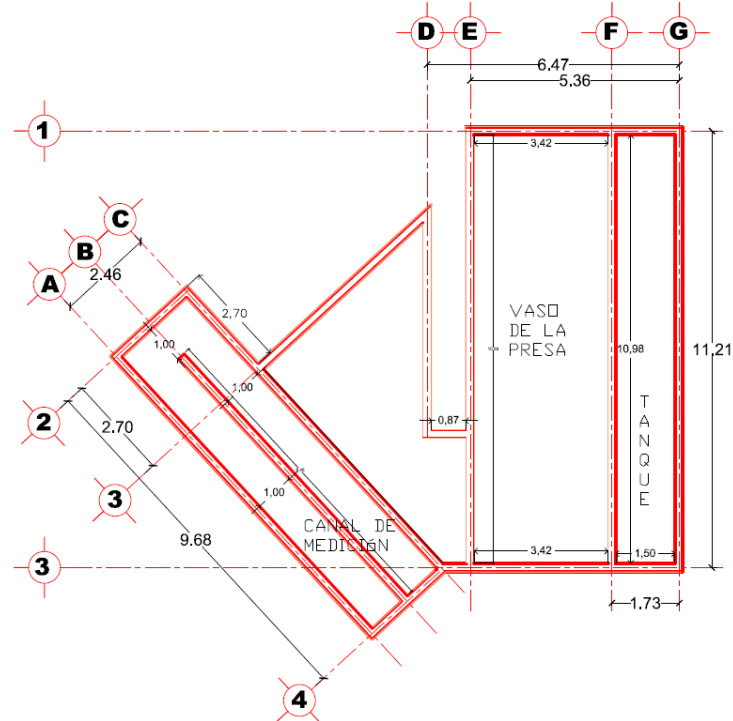


Figura 2-4. Vista en planta del modelo físico

2.4 Adecuación del modelo físico en el laboratorio

En este apartado se presenta el proceso y especificaciones en la adecuación del modelo físico del vertedor de la presa Pilares, en el laboratorio Enzo Levi, sobre una superficie de 179 m². Las principales partes que componen el modelo son:

- El tanque de alimentación del flujo, fabricado con muros de mampostería y acabados de mortero y pintura, alimentado por un tubo hidráulico de 8" de diámetro.
- Vaso de la presa, conformada por muros de mampostería y la cortina, y en el fondo la configuración topográfica del terreno.
- Estructura vertedora, que a su vez se componen de cimacio, rápida y tanque amortiguador a base de acrílico soportado por una estructura metálica y canal de descarga a base de concreto.
- Canal, vertedor de aforo y dispositivos de medición.

2.4.1 Preparación de la superficie para la adecuación del modelo

Para disponer de la superficie destinada para el modelo del vertedor de la presa Pilares en el laboratorio de Hidráulica Enzo Levi, se retiraron dos modelos de proyectos concluidos. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presenta el área limpia y lista para la adecuación del nuevo modelo.



Figura 2-5. Superficie para la adecuación del modelo Pilares

2.4.2 Firme de concreto armado

Se midió y trazó con equipo topográfico el perímetro del modelo, trazando además el espesor de los muros.



Figura 2-6. Trazo del polígono del modelo

Se realizó el armado para el firme de concreto de 10 cm de espesor con varilla de refuerzo del #4, $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ @ 40 cm en ambos sentidos, dejando preparado el refuerzo vertical de los muros.



Figura 2-7. Armado para el firme de concreto

Se colocó geomembrana de polietileno de 600 micras para proteger el piso del laboratorio y para llevar a cabo esta tarea se requirió del uso de la grúa del laboratorio como apoyo para levantar el armado y así colocar por debajo soportes de madera los cuales proporcionarían un espacio para facilitar la colocación de la geomembrana. Antes de colocar la geomembrana se protegieron las rejillas con hojas de triplay de 3 mm de espesor.

Se colocó la cimbra para el colado del firme.



Figura 2-8. Colocación de cimbra

Se hizo el colado de la losa de 10 cm de espesor utilizando un concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.



Figura 2-9. Colado de concreto para conformar el firme



Figura 2-10. Losa de concreto hidráulico terminada

2.4.3 Muros de block ligero

Se fabricaron los muros sobre el perímetro del modelo, a base de mampostería de bloques de concreto aligerado con dimensiones de 0.20 m de ancho, 0.40 m de largo y 0.20 m de peralte, los cuales se unieron entre sí por medio de mortero cemento-arena en proporción 1:5, dejando un espesor entre los blocks de uno y medio centímetros. Las juntas de asiento de los blocks formaron lienzos o hiladas horizontales con una altura hasta de 2.20 m. Las juntas verticales quedaron cuatrapeadas y a plomo.



Figura 2-11. Levantamiento de muros

Para evitar humedad, en la primera hilada se colocó aditivo líquido blanco para juntas frías, marca Ferterbound sobre el firme antes de echar el mortero, sobre el mortero antes de colocar el block y en la mezcla del mortero mismo.

Los blocks se colocaron sobre las varillas de refuerzo vertical que se dejaron preparadas desde el firme de concreto armado. Además, se colocaron lienzos o hiladas a cada 0.60 m en forma horizontal, con refuerzo de acero # 4, la cavidad en la que se alojó el refuerzo se llenó con concreto $f'c = 19.61 \text{ MPa}$ (200 kg/cm^2).



Figura 2-12. Llenado de la cavidad con concreto $f'c = 19.61 \text{ MPA}$ (200 kg/cm^2)

En los muros exteriores del tanque alimentador es donde se tiene mayor profundidad y por ende mayor empuje hidrostático, por lo que se colocó mayor refuerzo vertical con varillas # 4 @ 20 cm, y para mayor refuerzo horizontal se colocó una cadena de cerramiento sobre la tercer hilada, aproximadamente a un tercio de la altura del muro. Esta cadena se armó con varilla horizontal # 4, $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y estribos # 2 @ 20 cm, y posteriormente se hizo el colado con concreto con $f'c = 19.61 \text{ MPa}$ (200 kg/cm^2).

2.4.4 Aplanado de mortero arena-cemento

Se aplicó en los muros de una mezcla mortero cemento – arena, proporción 1:4, adicionando a la mezcla un impermeabilizante asfáltico Comex Top, para proteger de la acción del intemperismo.

En los aplanados exteriores e interiores que no tendrían contacto con el agua se aplicó un acabado fino. No se aplicó aplanado en las zonas donde se colocó material de relleno.



Figura 2-13. Aplanado en muros exteriores con acabado fino

En los aplanados interiores que tendrían contacto con el agua se dejó un acabado pulido, empleando una llana metálica, dejándolo a plomo y a regla con un espesor entre 1 cm, las esquinas interiores como exteriores quedaron bien pulidos. Se aplicó impermeabilizante antes del acabado fino.

2.4.5 Emboquillado de mortero arena-cemento, acabado fino

Se conformó el emboquillado de 10 cm de peralte como remate de los muros. En la base se colocó malla electro soldada de 20 x 20 cm. Para el colado de concreto $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ se utilizó cimbra sujeta con alambrión. Se dio un acabado fino de espesor entre 1-1.5 cm y se cuidó que las esquinas interiores y exteriores quedaran bien formadas. También se aplicó aditivo Comex Top. El emboquillado sobre los muros que conforman el cauce y canal de aforo se hizo de 15 cm de peralte.

2.4.6 Colocación de chaflán

Se realizó remates en las esquinas interiores de las uniones de muros que estarán en contacto con el agua pero no se aplicó en el canal de aforo.

Para la colocación del chaflán se preparó una mezcla de mortero cemento-arena-agua, quedando con una dimensión de 5 cm a todo lo largo y en la base. También se hizo la aplicación de aditivos antes mencionados.

2.4.7 Filtro de grava-arena y drenes de PVC sanitario

Sobre el firme de concreto armado se instalaron tubos de PVC, sobre los cuales se colocó grava y arena, para posteriormente cubrir con material de relleno (tepetate), con el objetivo de eliminar presiones en los rellenos y agua que por alguna causa hubiera llegado a infiltrarse del firme superior.

El tubo de PVC es de 0.0508 m (2") de diámetro y se colocaron de tal manera que una línea se acoplara de manera perpendicular a otra, mismas que atraviesan los muros para descarga en las rejillas del canal de retorno del laboratorio. Quedaron acopladas a la línea de descarga por tees, excepto la de inicio que es un codo de 90°. Se hicieron pequeñas perforaciones @15 cm en los tubos de PVC para dejar paso al agua y ser drenada. La separación entre las líneas paralelas de los tubos de PVC es de 1.50 m.

Se colocó grava de 0.0127m (½") sobre los tubos de PVC con un espesor mínimo de 7 cm y sobre la grava se colocó el filtro de arena con un espesor mínimo de 5 cm que incluye tamaños gruesos.

La instalación del filtro grava y arena tiene como objetivo retener los residuos del relleno que puedan que puedan obstruir los orificios de los tubos de PVC.

2.4.8 Válvulas de desagüe de 3" de diámetro

Se hizo la instalación de tubería y válvula de esfera PVC de 3" de diámetro en el canal de aforo y en el tanque de alimentación para desalojar el agua que se acumule en el mismo una vez realizadas las pruebas.

2.4.9 Material de relleno compactado

Con objeto de tener una superficie uniforme y que ofrezca la consistencia necesaria para sustentar y mantener en su posición en forma estable las estructuras que sobre ella se colocarán, se dispuso de un relleno apisonado con material de tepetate mezclado y base hidráulica en proporción 1:1.

Se colocó el relleno húmedo de tepetate mezclado con material para base hidráulica en capas de 0.20 m de espesor, que se compactaron con pisón metálico compactador mecánico (bailarina) hasta lograr un grado de compactación del 90% de la compactación Proctor estándar.

Se agregó cal sobre las superficies a rellenar y sobre la superficie del material de relleno, para disminuir el exceso de humedad que tenía el tepetate.



Figura 2-14. Preparación y colocación del material de relleno

Se hizo el trazo y nivelación para determinar las alturas necesarias del material de relleno, para la colocación de las tarrajas para la configuración topográfica y batimétrica del vaso, así como de las estructura. Las alturas se indicaron con varillas verticales que fueron niveladas.

2.4.10 Configuración topográfica y batimétrica

Terminada la superficie de material de relleno compactado se iniciaron los trabajos para conformar la topografía y batimetría del modelo, mediante tarrajas de MDF de 3 mm de espesor (por sus siglas en inglés, *Medium Density Fibreboard*). Sobre las hojas de MDF se dibujaron secciones con la configuración topográfica para posteriormente ser cortadas con sierra caladora. Se lijó la superficie de la tarraja con lija fina para dar un acabado liso y fiel al trazo original. Una vez cortadas se trataron con sellador para ser expuestas al agua. Elaboradas las tarrajas, se colocaron, nivelaron a plomo y se fijaron con de yeso, con una separación de 40-50 cm, verificando los niveles.



Figura 2-15. Nivelación a plomo y colocación de tarrajas

Una vez concluido todo el proceso constructivo del modelo físico, el siguiente paso fue la obtención del perfil del vertedor mediante el empleo de acrílico, para llevar a cabo dicho proceso fue necesario primeramente la adecuación de estructuras metálicas con la finalidad de que proporcionen la resistencia necesaria a las piezas elaboradas con el material mencionado (acrílico).

Finalmente se tiene en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** el modelo físico del vertedor terminado.



Figura 2-16. Vista del modelo físico del vertedor con diseño original

2.5 Ensayes del modelo físico sin modificaciones

Los ensayos en el modelo físico fueron realizados para diferentes cargas o gastos por el vertedor, observándose diversidad en su funcionamiento. Para todo el rango de gastos se detectó un salto de la lámina de agua al final del vertedor generado por la geometría curva semejante a una cubeta o salto de esquí al final de dicho vertedor. En la Figura 2-17 puede notarse dicho comportamiento, donde está funcionando el vertedor para una carga de 2.8 m (ya transformado a prototipo) sobre la cresta del vertedor. También se observa que en gran parte de la plancha de concreto (en prototipo) que funge como tanque amortiguador se tiene régimen supercrítico, lo cual no debería de suceder.



Figura 2-17. Vista lateral del funcionamiento del vertedor para una carga sobre la cresta de 2.8 m (Según prototipo)

2.6 Modificaciones finales para mejorar el funcionamiento del vertedor

Se realizaron diferentes modificaciones en las cuales se efectuaron campañas de medición de velocidades en cada una de ellas hasta verificar cual era la que mejor trabajaba hidráulicamente. En la Figura 2-18 se observa el modelo físico con las modificaciones realizadas la cual consiste en proponer dientes de disipación de energía en la zona del tanque, donde se colocó una hilera de 21 dientes de 10 cm X 7 cm X 7 c, ubicados a una distancia de 40 cm a partir del final del vertedor y se dimensionaron los muros laterales considerando el nuevo tirante generado por el efecto de los dientes y el bordo libre. En las Figuras 2-19 y 2-20 se muestran las modificaciones en prototipo las cuales están pintadas de color rojo. Todas las modificaciones geométricas realizadas se plasman en el plano anexo.

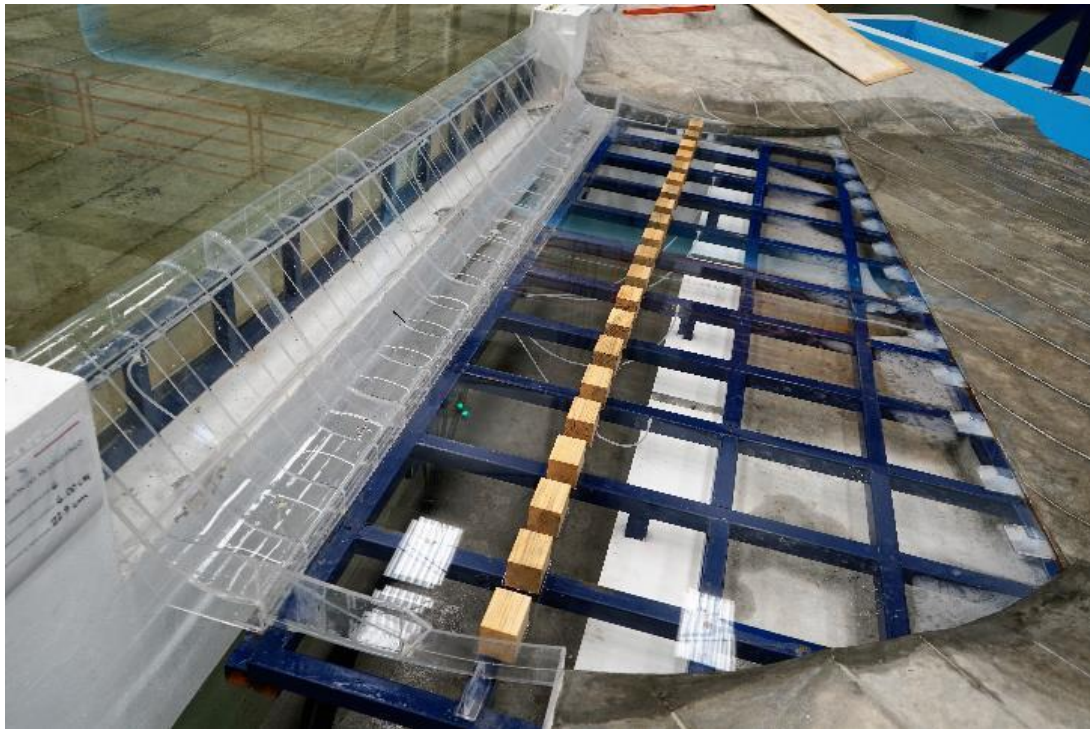


Figura 2-18. Propuesta final de la obra de excedencias en modelo físico

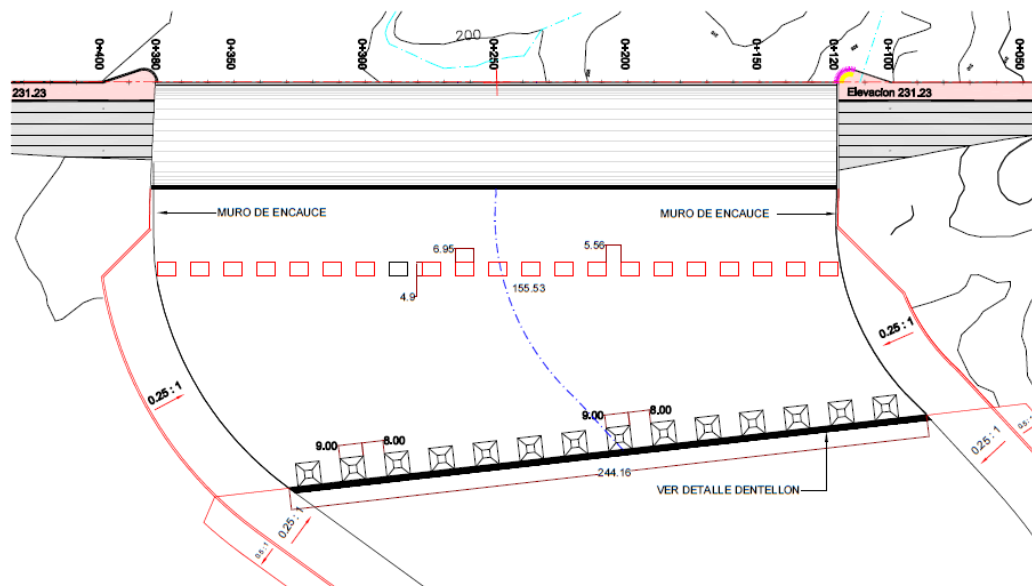


Figura 2-19. Propuesta final en planta de la obra de excedencias en prototipo

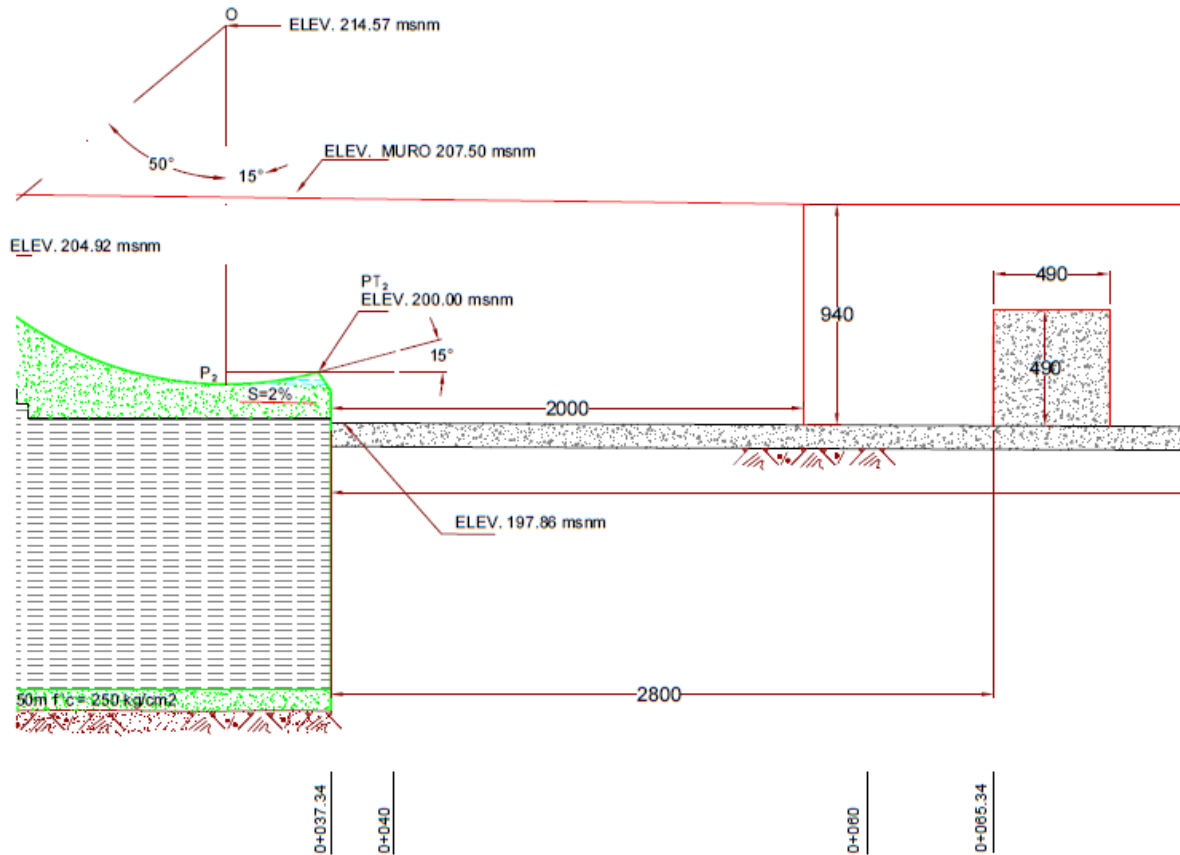


Figura 2-20. Propuesta final en perfil de la obra de excedencias en prototipo

En la Figura 2-21 se presenta el funcionamiento del veredor para la condición del gasto de diseño en modelo de 126.64 lps (5,191.96 m³/s en prototipo), en la que se observa la formación del salto hidráulico en prácticamente toda la zona del tanque, lográndose la disipación de energía y el cambio de régimen correspondiente.



Figura 2-21. Propuesta final en perfil de la obra de excedencias en prototipo

Para la propuesta final se realizó una campaña de medición de velocidades aguas abajo de los dientes disipadores en la plancha de concreto. En la Figura 2-22 se muestran los resultados de las mediciones de velocidades (datos prototipo), en un modelo digital de velocidades para poder observar el comportamiento hidráulico.

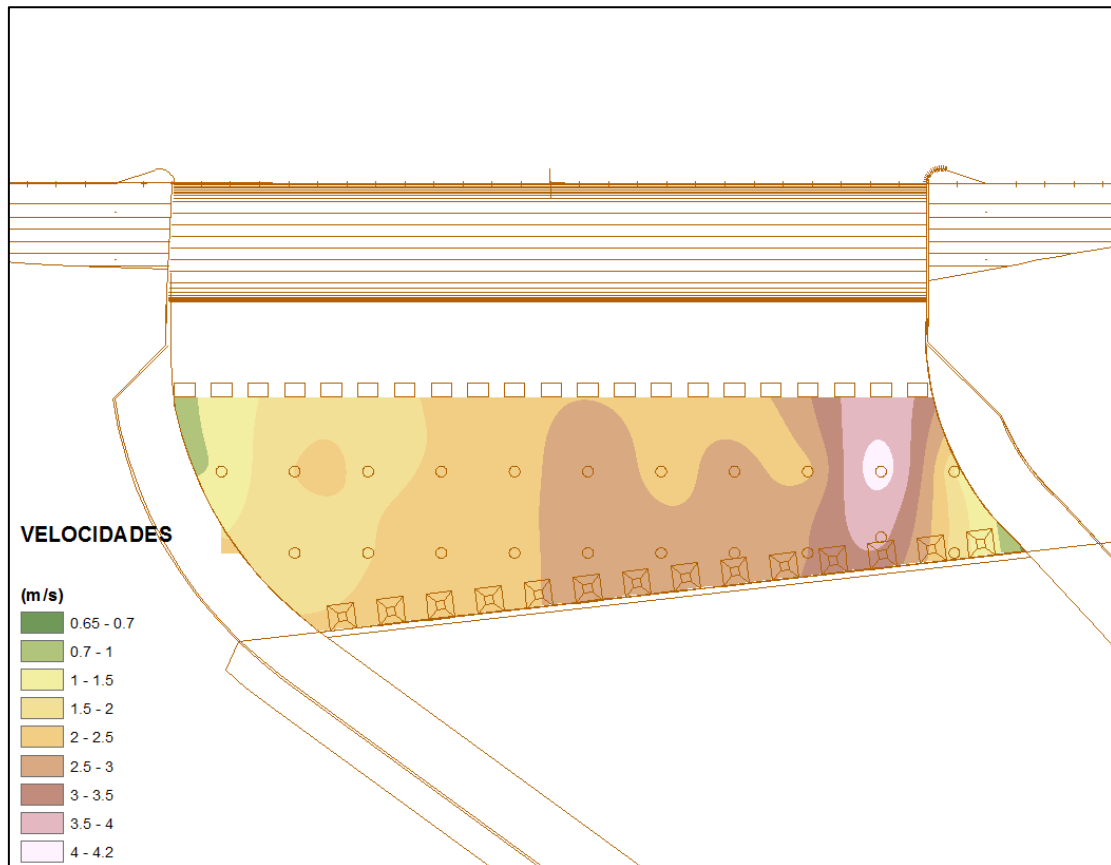


Figura 2-22. Modelo digital de velocidades en la plancha de concreto aguas abajo de los dientes disipadores, en prototipo

Para estimar la velocidad de salida de la rápida del vertedor se realizó la medición de la profundidad del agua con ayuda de sensores de nivel y sensores de presión la cual varía entre 1cm a 1.5cm. Conocido el tirante y la geometría de la estructura se obtuvo un área hidráulica de 4.64 cm^2 y con el gasto ya medido para cada simulación se calculó una velocidad en modelo hidráulico de 2.72 m/s, dando una velocidad en prototipo de 22.82 m/s.

Para poder estimar las velocidades que se generan en la cara aguas arriba de los dientes disipadores se simuló en modelo numérico el vertedor en prototipo ya con las modificaciones finales. Para verificar los resultados del modelo numérico se contrastaron con los resultados del modelo físico, donde el primero arrojó una velocidad promedio de 23.8 m/s contra una velocidad del segundo de 22.82 m/s. Observando la similitud entre las velocidades se puede analizar los perfiles de velocidades que se obtienen con el modelo numérico en 3 dimensiones. En las Figuras 2-23 a 2-25 se muestran los perfiles de velocidad para la margen izquierda, centro y margen derecha del vertedor.

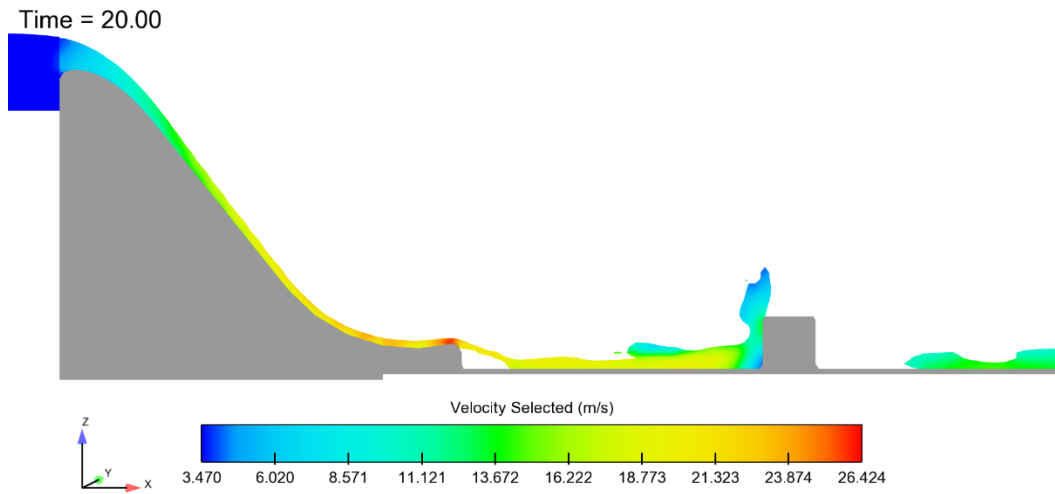


Figura 2-23. Simulación del modelo numérico en prototipo de margen izquierdo

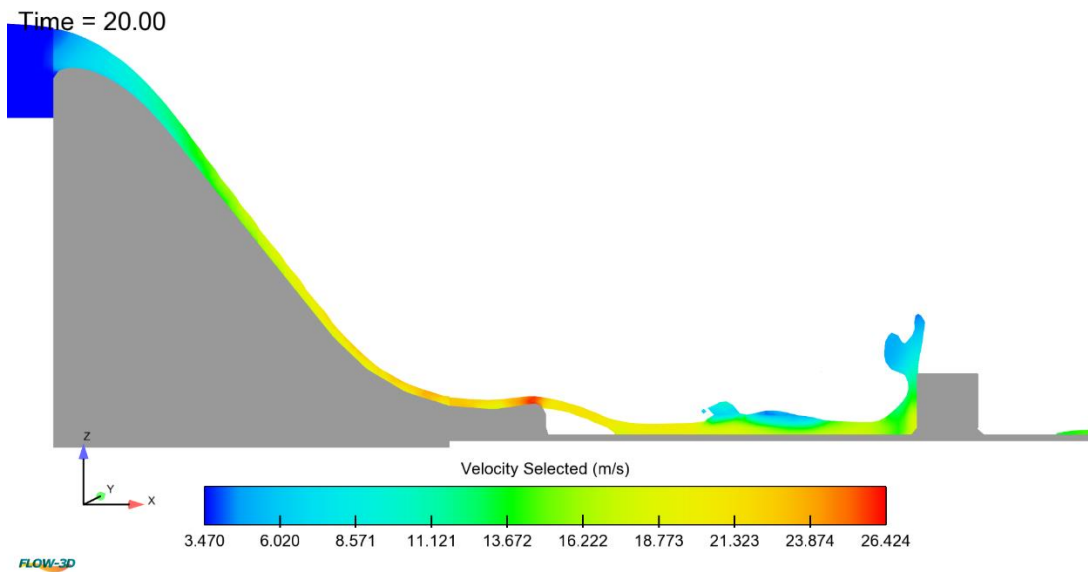


Figura 2-24. Simulación del modelo numérico en el centro del vertedor

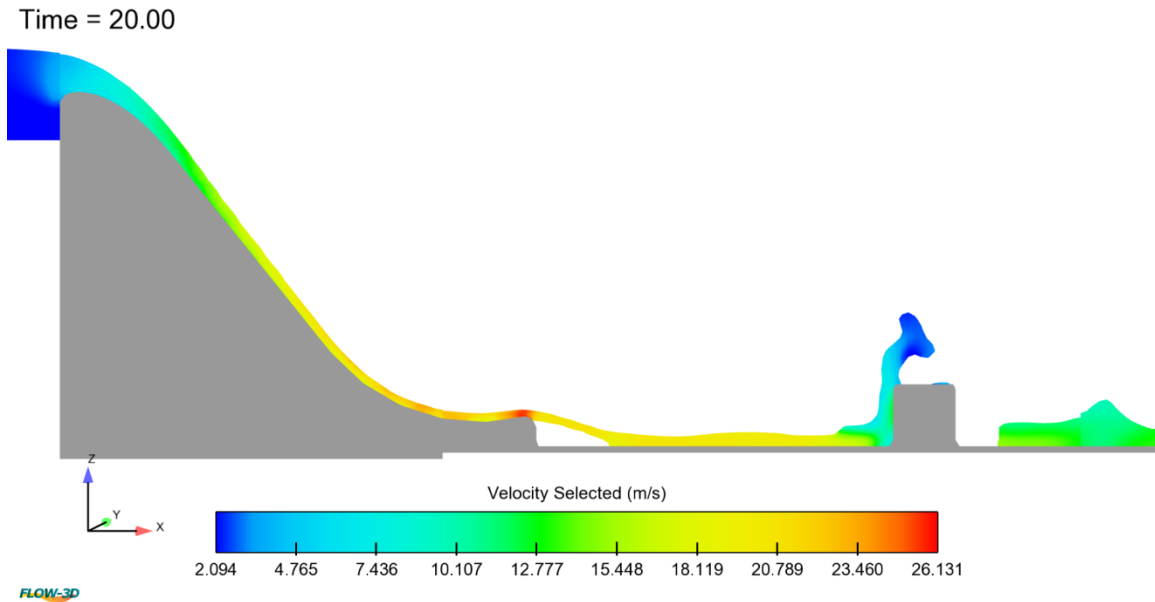


Figura 2-25. Simulación del modelo numérico en prototipo de margen derecha

Como resultado de la modelación numérica y comparación con el modelo físico se obtiene una velocidad promedio de 18 m/s aguas arriba de los dientes disipadores. Es decir, es la velocidad con que se impactaría a los 21 dientes que se proponen como modificación final y la velocidad recomendada a considerar para el diseño estructural de dichos dientes disipadores.

3 EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LAS ESTRUCTURAS DE DESCARGA: OBRA DE EXCEDENCIAS Y CONDUCTOS DE DESCARGA

Se realizó un modelo numérico en una aplicación de 3 dimensiones de las obras de excedencia y conductos de descarga de la Presa Pilares, con la geometría de diseño contenida en los planos del proyecto ejecutivo proporcionado por la CANORAS, con el fin de revisar el funcionamiento hidráulico de las obras, especialmente la capacidad y el orden de magnitud de las velocidades en el canal de descarga.

La modelación se realizó para las condiciones de diseño, con el nivel del agua en el vaso igual al NAME, que corresponde a la descarga del gasto de diseño para un periodo de retorno de 10,000 años.

La configuración geométrica de las estructuras vertedoras de la presa Pilares, con la cual se alimentó el modelo numérico, se desarrolló en AutoCad® con las aplicaciones de 3D.

Para el análisis numérico del flujo en las estructuras se utilizó el software especializado FLOW-3D®, basado en el método de los volúmenes finitos para la solución de las ecuaciones de Navier-Stokes. Con este software se pueden modelar flujos tridimensionales de fluidos compresibles e incompresibles en estado transitorio o permanente. Este software fue utilizado para llevar a cabo el estudio en función de las siguientes características:

- Capacidad de modelar flujos tridimensionales con contornos complejos, utilizando el método denominado “FAVOR” – Fraccional Área/Volumen Obstacle Representation Method, donde se establece una función de porosidad para la definición de obstáculos permeables o no. Con este método es posible modelar contornos complejos aunque se esté trabajando con una malla de elementos ortogonales.
- Capacidad de modelar flujos incompresibles con superficie libre. Ya que se modela el flujo sobre los vertedores este aspecto es fundamental.
- Capacidad de analizar fenómenos turbulentos a través de varios modelos, específicamente *Mixing-Length*, *One-Equation Method*, *Two-Equation Method* ($\kappa\text{-}\epsilon$), *Renormalized Group Model (RNG)* y *Large Eddy Simulation (LES)*.

En términos generales, el método de los volúmenes finitos utiliza el balance de la cantidad de masa y movimiento en un elemento (volumen) de malla con las ecuaciones de Navier-Stokes discretizadas. Esto da como resultado un conjunto de ecuaciones cuya resolución posibilita conocer los valores de velocidad y presión en cada punto del mallado.

Las ecuaciones de Navier-Stokes presentan términos temporales y espaciales. El software utiliza un método explícito para el avance de la solución a lo largo del tiempo, que proporciona una descripción detallada de las variaciones temporales, pero condiciona, para

mantener el cálculo estable, la utilización de incrementos temporales muy pequeños en el análisis.

3.1 Desarrollo de la modelación numérica

Una vez ya obtenidos las geometrías de interés, el siguiente paso es mediante la herramienta numérica Flow3D se inicia el preámbulo del desarrollo de la modelación.

Como primera etapa se crea un nuevo proyecto y luego se ingresa una nueva simulación, una vez realizado el preámbulo se ingresan las geometrías 3D, las cuales deben estar en un formato stl.

Esta parte del proceso es la más importante, ya que con la ayuda de un modelo numérico de simulación se puede evaluar el comportamiento del flujo sobre una estructura con las condiciones iniciales a la cual se evalúe.

Para realizar dicho proceso se necesitó realizar las siguientes actividades:

- Obtener las geometrías de la Presa Pilares en un modelo 3D creado en una herramienta CAD y exportarlo en un formato stl para facilitar su empleo en el modelo numérico.
- Crear un nuevo proyecto en la interfaz de Flow3D revisando las unidades a emplear, así como del tipo de fluido y los modelos a analizar (gravedad y turbulencia).
- Ingresar el modelo 3D de la presa y crear los bloques necesarios para cubrir el dominio necesario y luego ingresar las condiciones de contorno e iniciales.
- Como condición inicial se optó considerar distintos valores del tirante aguas arriba de la cortina estableciendo como Pressure la condición inicial del primer bloque.
- Para la discretización se empleó bloques, los cuales se les ingresó como condición de frontera Symetry, Wall.
- La condición de frontera empleada al final del último bloque fue Outflow, para evitar la acumulación de agua o distorsiones que provoquen una mala interpretación del comportamiento del flujo.
- Durante el proceso de simulación se verifican si existen detalles que en su momento pueden ser solucionados y con ello considerar el o no reinicio de la modelación.

A continuación, se describen las partes importantes de la metodología de los paquetes CFD:

- Modelo matemático. - estos deben contar con un conjunto de ecuaciones expresadas en diferencias parciales o en forma integral y con sus respectivas condiciones iniciales y de contorno.
- Discretización. - es la aproximación continua de una variable por medio de un número finito de puntos llamados nodos

$$\begin{array}{ccc} \text{Ecuaciones integrales} & \Rightarrow & \text{Ecuaciones algebraicas} \\ \text{(Continuas)} & & \text{(Discretas)} \end{array}$$

- Resolución numérica. – del sistema de ecuaciones obtenidos se resuelven y se obtienen los valores de cada variable deseada en cada nodo.

La dinámica de fluidos computacional cuenta con una metodología de trabajo, el cual se describe a continuación:

1. Formular el problema; plantear las ecuaciones que caracterizan el sistema físico, establecer las condiciones de contorno y la generación de la malla.
2. Resolución de las ecuaciones; lo logra de acuerdo con los volúmenes finitos establecidos anteriormente en el mallado.
3. Análisis de los resultados; es importante validar el modelo numérico en base a casos reales o en modelos físicos.

Para realizar el mallado del dominio se empleó la malla estructurada el cual lo caracteriza en que los puntos de la malla son inequívocamente identificados por los índices (i, j, k) en sus coordenadas cartesianas por lo que las celdas son cuadriláteros en un espacio de 2D y hexaedros en 3D.

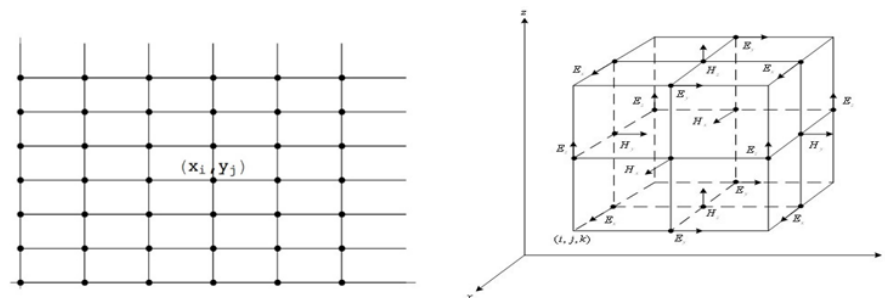


Figura 3-1. Esquema regular de discretización

El método de los volúmenes de control finito nos permite discretizar y resolver de manera numérica las ecuaciones diferenciales de la mecánica de fluidos.

El proceso para la implementación de este método es de acuerdo con la siguiente descripción: dentro de un espacio físico se crea una malla de discretización del espacio fluido y en torno a cada punto de la malla se construyen un volumen de control que no se traslapa con los obtenidos con los puntos restantes (Niño Campos, 2002). Una característica importante de este método es que la suma de todos los volúmenes de control es igual al volumen total de fluido, entonces, para nuestro caso se cumple la ley de la conservación de masa.

3.2 Obra de excedencias

Para el caso del análisis numérico del funcionamiento hidráulico de la obra de excedencia se simuló parte del vaso, todo el vertedor incluido la plancha de concreto (tanque amortiguador), hasta llegar el canal de descarga a la cresta vertedora con el objeto de hacer más eficiente el

tiempo de cálculo, por lo que el flujo de aproximación hacia el vertedor está limitado y esto repercute en el funcionamiento hidráulico de la obra de excedencias.

3.2.1 Simulaciones hidráulicas en 3 dimensiones

Se realizaron dos simulaciones hidráulicas en 3 dimensiones, la primera considerando el diseño original de la obra de excedencias y una segunda con las modificaciones finales que se realizaron con apoyo del modelo físico para mejorar el funcionamiento hidráulico de la obra de excedencias.

3.2.1.1 Diseño original.

Se simuló el diseño original del vertedor, En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se puede observar el modelo geométrico en 3 dimensiones calculado con los planos originales de la geometría de la obra de excedencias.

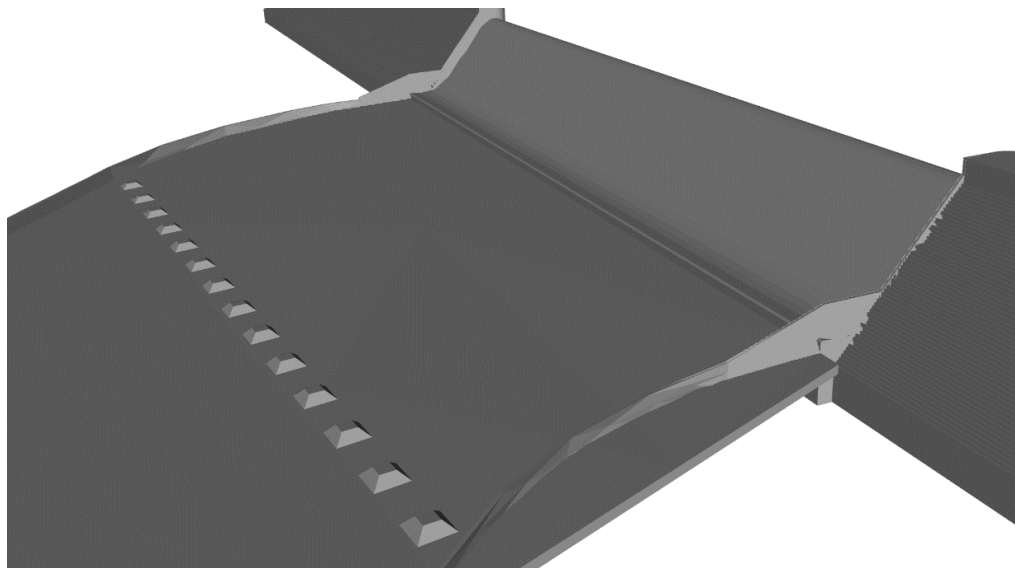


Figura 3-2. Modelo geométrico tridimensional de la obra de excedencias del diseño original

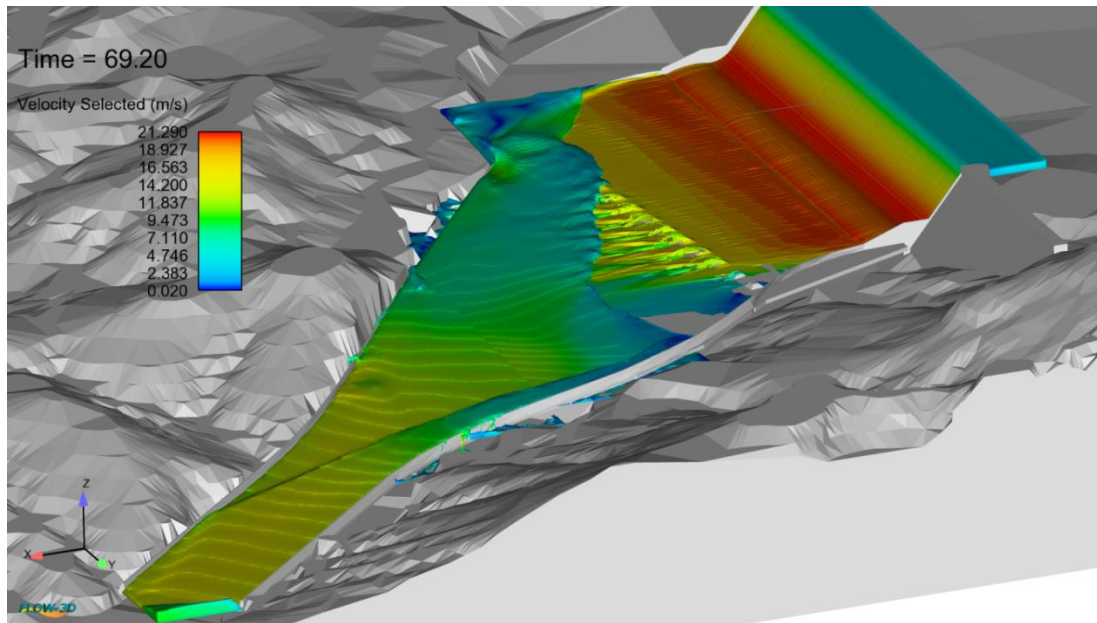


Figura 3-3. Resultado numérico de la modelación numérica de la obra de excedencias del diseño original

Observando los resultados de la modelación numérica de la obra de excedencias los cuales se presentan en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se pueden hacer las siguientes precisiones:

- Las mayores velocidades se detectan al final de la rápida del vertedor, del orden de 21m/s.
- Después de la rápida se observa una especie de salto de la lámina de agua, generada por la superficie curva de la geometría final del vertedor, es decir en el proyecto original se tiene una pequeña cubeta o salto de esquí, que contrasta con el diseño de la losa o tanque amortiguador aguas abajo de la terminación del vertedor. Esta situación es la inconsistencia detectada inicialmente de los planos de proyecto, no puede existir una cubeta de lanzamiento y un tanque amortiguador en el proyecto del vertedor, o es uno o el otro, desde el punto de vista hidráulico.
- Cuando se diseña un tanque amortiguador se busca que se genere un cambio de régimen del flujo, es decir que se genere un salto hidráulico dentro de la zona del tanque. En este caso de acuerdo con los resultados de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, no se está generando este cambio de régimen en la zona del tanque amortiguador, salvo en una pequeña área de margen derecha muy cerca de la salida del flujo de la zona del tanque, producto más por el cambio de la geometría de la frontera de dicha margen. Es decir, la zona proyectada del tanque amortiguador no se está aprovechando para producirse el salto hidráulico por lo que este diseño es ineficiente.

- Las velocidades aguas abajo de la zona del tanque son relativamente altas en el rango de 9 a 14m/s, dado que no se genera el salto hidráulico, y al ser esta zona del canal una superficie de terreno natural, las erosiones serán también probablemente fuertes.

3.2.1.2 Propuesta final

Se simuló el diseño con modificaciones finales para mejorar el funcionamiento del vertedor, las cuales se obtuvieron con apoyo del modelo físico ya mencionado en el capítulo anterior. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se puede observar las modificaciones que se realizaron en la obra de excedencias en prototipo. Teniendo la geometría final se procedió a realizar el modelo geométrico en 3 dimensiones calculado con el plano generado por el IMTA de la nueva geometría de la obra de excedencias, ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

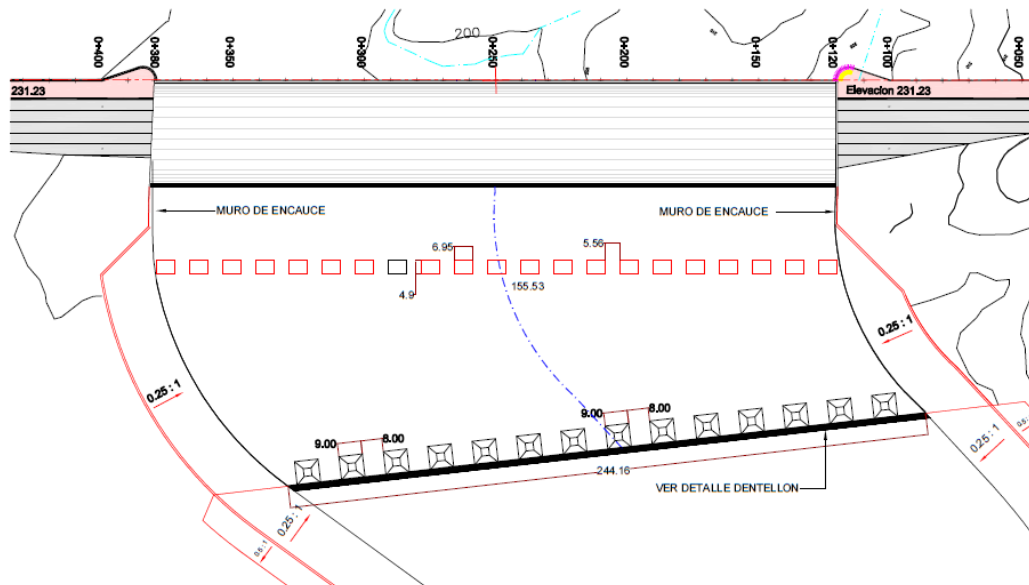


Figura 3-4. Propuesta final en planta de la obra de excedencias en prototipo

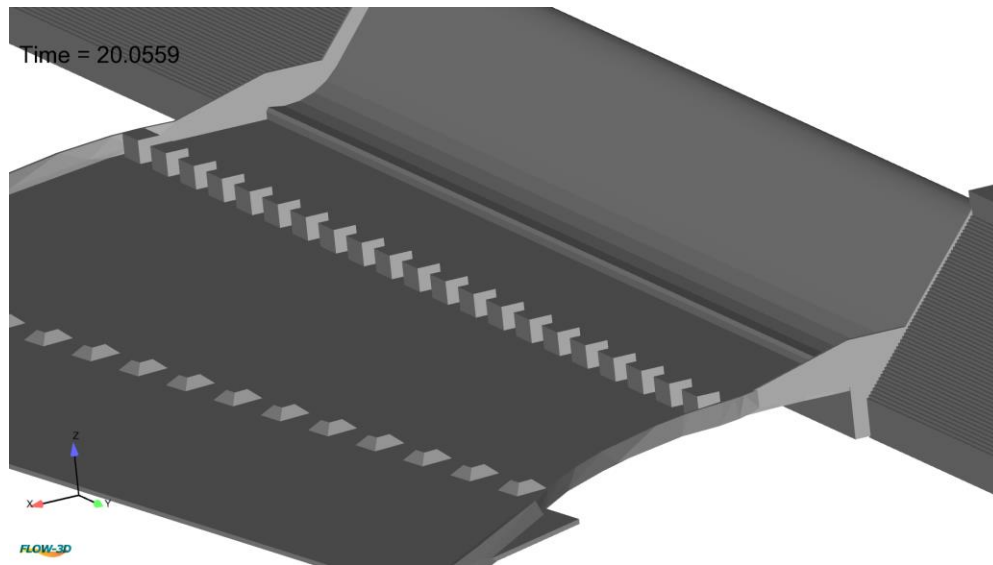


Figura 3-5. Sólido propuesto para la propuesta final de la obra de excedencias.

Se realizó la modelación numérica hidráulica tratando de reproducir resultados similares a los obtenidos en el modelo físico, en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se observan los resultados principales de la modelación de la obra de excedencias.

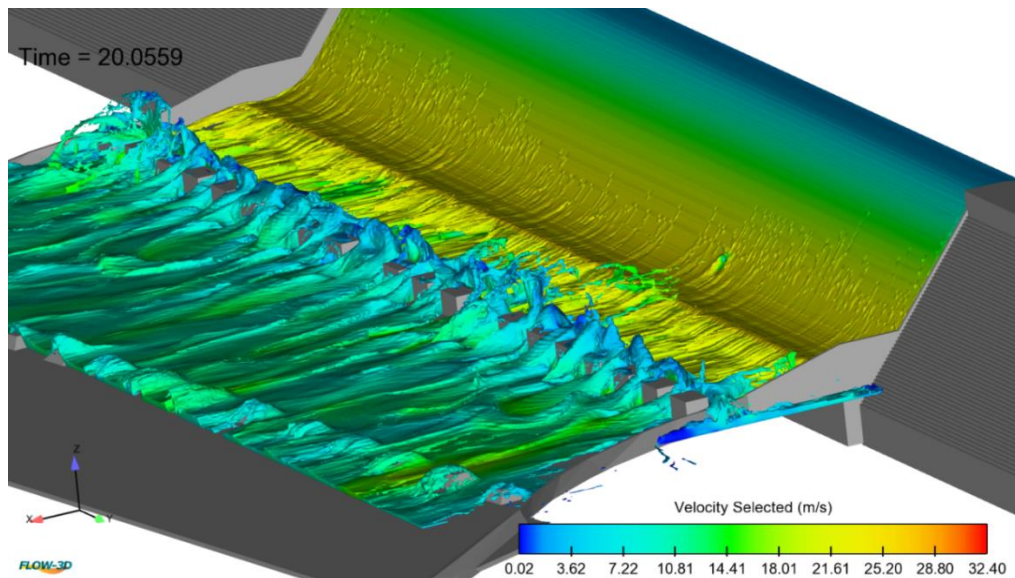


Figura 3-6. Resultados numéricos del comportamiento del flujo con el conjunto de bloques propuestos

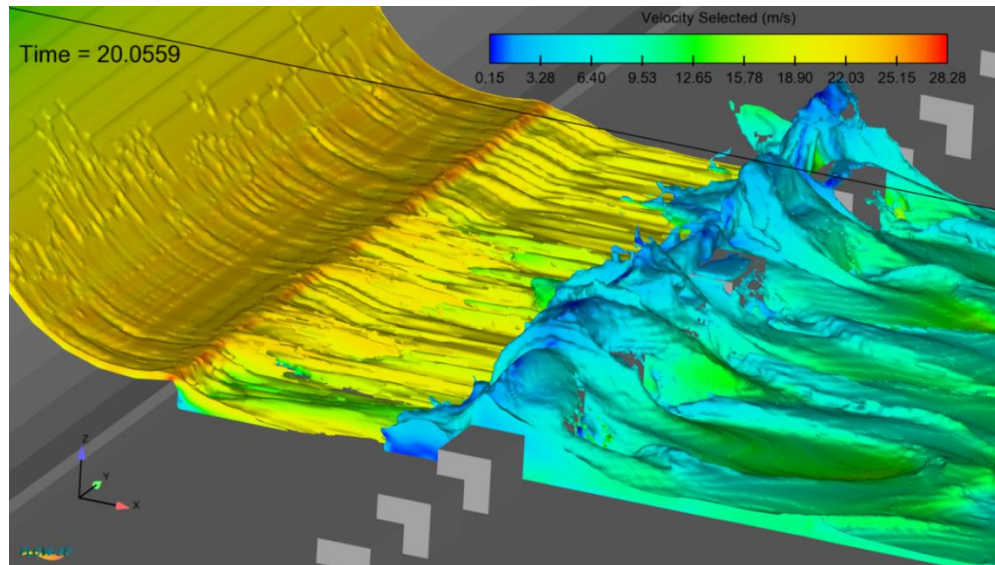


Figura 3-7. Comportamiento del flujo cuando este transita por los bloques propuestos

Observando los resultados de la modelación numérica de la obra de excedencias con la propuesta final, pueden hacerse las siguientes anotaciones:

- Las mayores velocidades se detectan al final de la rápida del vertedor, del orden de 22.8m/s.
- Se observa la formación del salto hidráulico prácticamente en toda la zona del tanque amortiguador, lográndose la disipación de energía y el cambio de régimen.
- Las velocidades aguas abajo de la zona del tanque son relativamente bajas en el rango de 3 a 7m/s. las cuales están dentro del orden para tener una probabilidad más baja de socavación en el cauce aguas abajo.
- Los resultados de velocidades de la simulación numérica y el modelo físico están dentro del orden en su similitud.

3.3 Conductos de Descarga

Para el caso del análisis numérico del funcionamiento hidráulico de los conductos de descarga se simuló parte de la cortina donde se tienen los 8 conductos con un diámetro de 2.44 m, también la rápida, el salto de esquí y el tanque amortiguador. Las modificaciones planteadas para mejorar el comportamiento hidráulico de esta estructura de descarga, se propusieron a partir del estado de avance de construcción de la cortina para no plantear u ocasionar algún ajuste a lo ya construido.

3.3.1 Simulaciones hidráulicas en 3 dimensiones

Para el caso del funcionamiento hidráulico de los conductos de descarga a través de la cortina, se realizaron varias simulaciones numéricas, de las cuales 3 propuestas de

modificación al diseño original fueron las más importantes; y son las que se describen a continuación.

3.3.1.1 Diseño original

Se simuló el diseño original de la cortina de la presa Bicentenario sitio Pilares, el modelo geométrico en 3 dimensiones fue calculado con los planos originales de la geometría de la cortina. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se describe la sección tipo de la cortina la cual está representada en la modelación numérica.

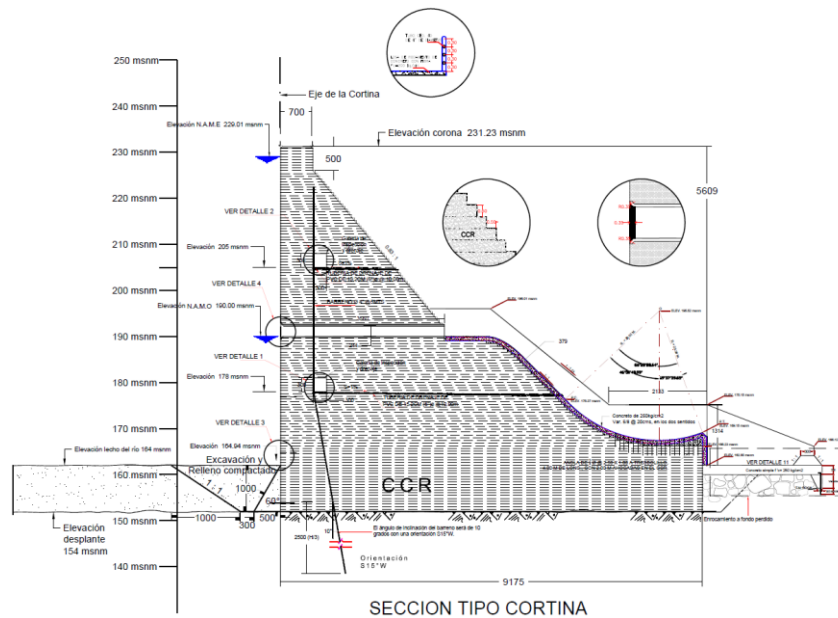


Figura 3-8. Sección tipo cortina del diseño original

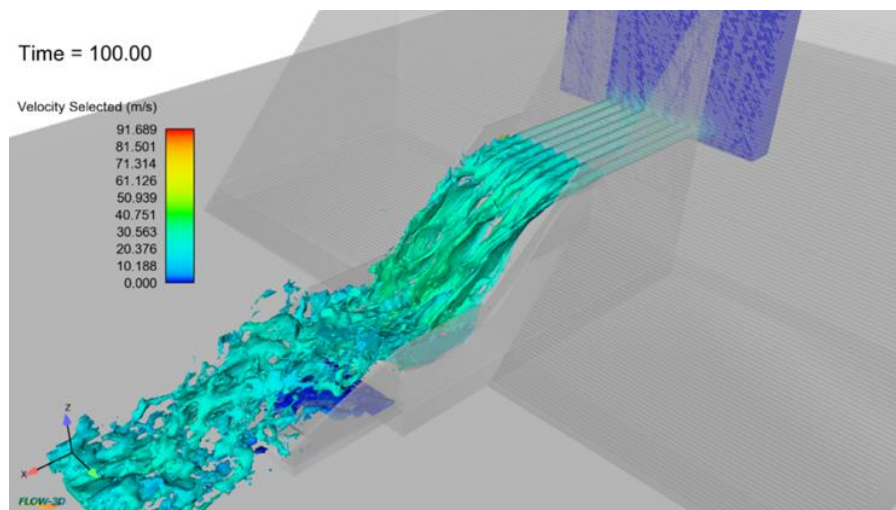


Figura 3-9. Resultados de la modelación numérica con el diseño original

De los primeros resultados obtenidos de la modelación numérica de la cortina se pueden hacer los siguientes comentarios:

- Cuando los conductos trabajan a superficie libre (niveles del agua arriba de la cota 190 msnm y debajo de la cota 192.44 msnm) se observó que el flujo respeta o reconoce la curva vertical de la estructura terminal, es decir para gastos de descarga cercanos a 118 m³/s. Para gastos iguales y menores a este valor la lámina de agua cae en la zona donde está proyectado una especie de tanque amortiguador.
- Cuando los conductos empiezan a trabajar de manera presurizada se observa que el flujo desconoce la geometría diseñada, es decir cuando el flujo sale de los conductos y se tiene flujo a superficie libre; esto sucede prácticamente para gastos arriba de 225.17 m³/s, ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** La lámina de agua deja la superficie del canal y salta libremente, cayendo el chorro de agua fuera de la zona del tanque amortiguador ya que la longitud del salto es de 37 m, por lo que esta estructura de descarga para el diseño original no funcionará correctamente para un 75 % del intervalo de gastos de operación.

3.3.1.2 Primera propuesta de modificación.

A partir de los resultados de la modelación numérica del diseño original, se consideraron las siguientes propuestas de modificación de la descarga de los conductos:

- Extender los conductos fuera del cuerpo de la cortina hasta el cambio de dirección del flujo sobre la rápida de la estructura de disipación.
- En el cambio de dirección se propone colocar un codo de 45° el cual su función principal es direccionar el flujo hacia la rápida.

Las modificaciones se muestran en la Figura 3-10, la que se adaptó al plano del diseño original. Como resultado de esta modificación, se tiene lo siguiente (ver Figura 3-13 a la Figura 3-13):

- La prolongación de la tubería y la colocación del codo de 45° en la intersección del canal con la pendiente de la rápida logró que el flujo con profundidades superiores al diámetro del conducto, se pegue al fondo de la rápida y la cubeta deflectora.

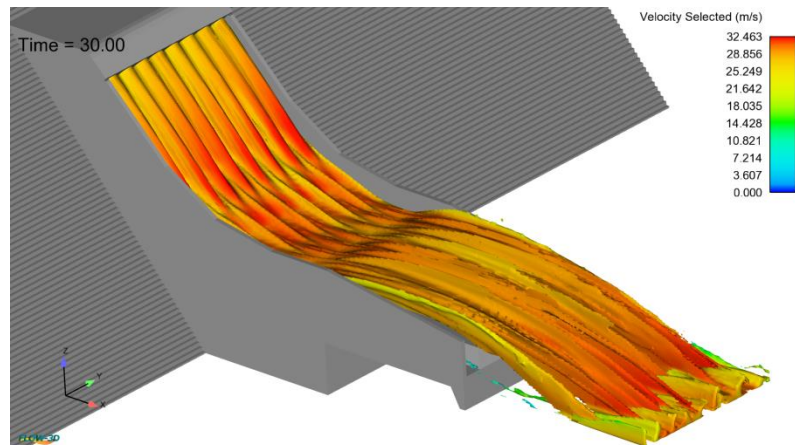


Figura 3-13.- Resultados de la modelación numérica con la primera propuesta de modificación.

- No obstante lo anterior, se observan tirantes inestables sobre la zona de la rápida, lo cual implica que el flujo no reconoce completamente dicha superficie.
- El flujo no se adapta correctamente sobre la rápida al salir de los conductos, esto conlleva a que dicha zona de la estructura no funciona adecuadamente.
- Para esta propuesta se observa que la longitud del tanque de amortiguamiento no es suficiente, ya que cuando se tienen tirantes que provoquen que los conductos trabajen de manera presurizada el flujo que sale de la cubeta deflectora tiene un alcance superior al de la longitud original del tanque.
- Para niveles del agua al NAME, se observa un flujo que alcanza velocidades arriba de 30 m/s, alcanzando el chorro de agua más allá de la plataforma que funciona como un tanque amortiguador.

3.3.1.3 Segunda propuesta de modificación

A partir de los resultados de la modelación numérica de la primera propuesta, se consideraron las siguientes modificaciones de la descarga de los conductos:

- Para evitar oscilaciones del flujo sobre la rápida, se propone ubicar el codo de 45° un metro antes del punto donde se intercepta la plantilla del canal con la rápida.
- Se decide utilizar una cubeta o salto de esquí para disipación de la energía hacia aguas abajo, haciendo un rediseño de la misma.

Las modificaciones se muestran en la Figura 3-14.

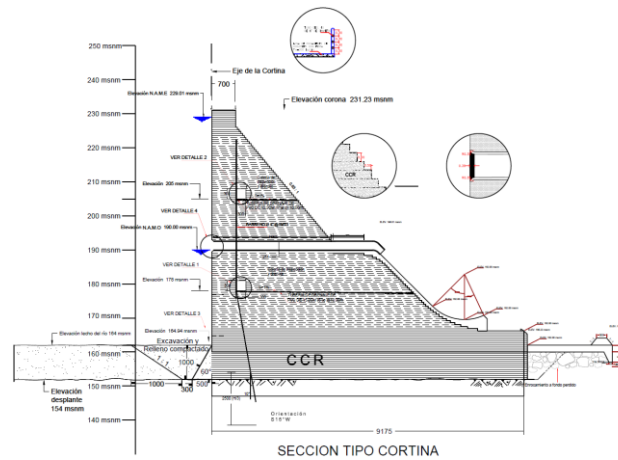


Figura 3-14.- Sección Tipo Cortina con la primera propuesta de modificación

Como resultado de esta segunda modificación, se tiene lo siguiente (ver Figura 3-15 a Figura 3-16):

- Se mejoró el comportamiento del agua sobre la rápida, observándose un flujo más estable.
- Con el nuevo diseño propuesto de la cubeta deflectora se tiene una mejor conexión del flujo entre la rápida y la cubeta misma, teniéndose un comportamiento del flujo más uniforme.
- Para la condición de los conductos funcionando a superficie libre, es decir para niveles del agua entre la cota 190 msnm y la cota 192.44 msnm, el flujo se pega perfectamente a la superficie del canal de descarga, el chorro descargado impacta sobre la losa proyectada al pie de la estructura. Para tener mayor disipación de la energía del flujo, se recomienda que en dicha losa se coloquen una serie de dentellones adicionales a los que están en el proyecto original.
- Para la condición de los conductos operando a presión, para el caso del nivel del agua al NAME, la longitud del salto del chorro descargado es mucho mayor que para la condición de la cubeta del diseño original. Al cambiar el cadenamamiento y elevación del inicio de la cubeta, se tiene un mayor impulso del chorro descargado.
- Las secciones de la parte final de los conductos se observa una reducción, lo cual implica la presencia de complicaciones en el ámbito constructivo.

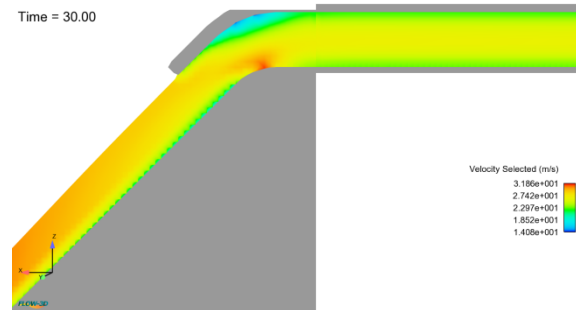


Figura 3-15.- Comportamiento del flujo en la transición de conducto y la superficie de la rápida.



Figura 3-16.- Estabilidad de los tirantes en la superficie de la rápida

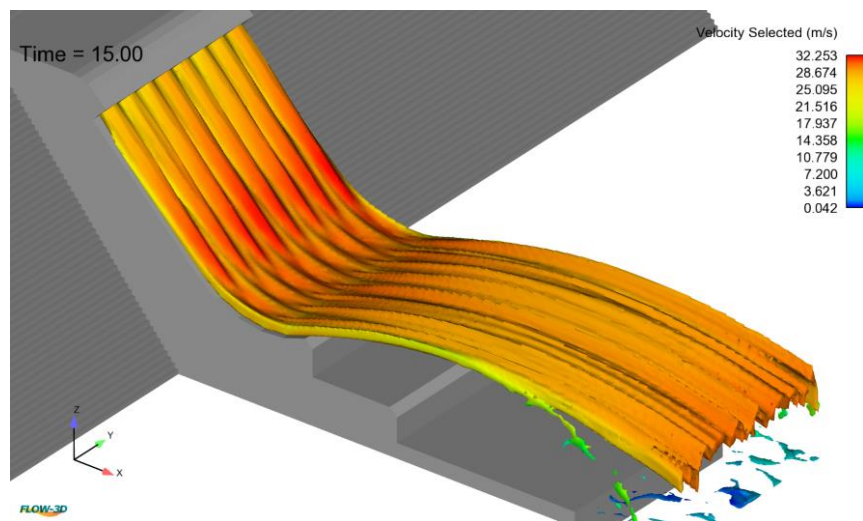


Figura 3-17.- Resultados de la modelación numérica con la segunda propuesta de modificación.

3.3.1.4 Tercera propuesta de modificación

Ante los problemas constructivos con la anterior propuesta y después de analizar varias opciones más, se decidió optar por los siguientes cambios:

- Disminuir la pendiente de la rápida con la finalidad de que el flujo después de salir de los conductos se incorpore de manera adecuada hacia la rápida.
- Se decide realizar un nuevo diseño de la cubeta deflectora.

Las modificaciones se muestran en la Figura 3-18.

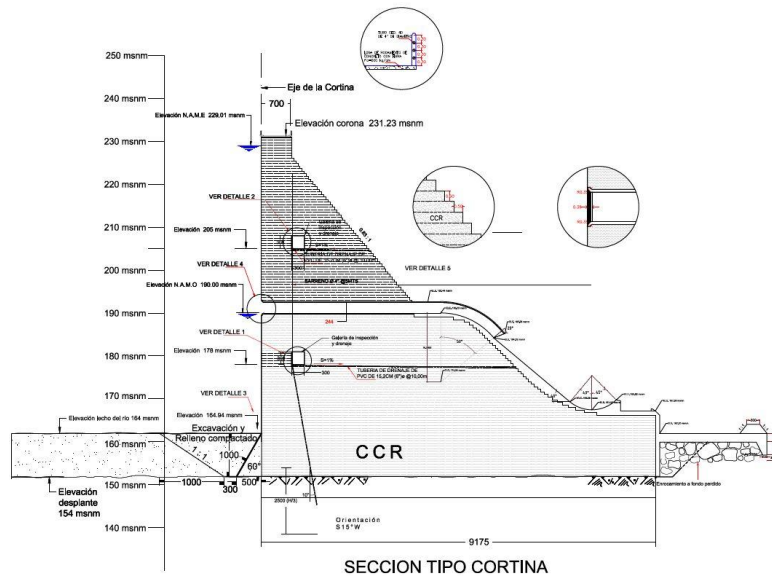


Figura 3-18.- Sección Tipo Cortina con la tercera propuesta de modificación

Como resultado de esta modificación, ver Figura 3-19 a Figura 3-21, se tiene lo siguiente:

- El flujo al salir de los conductos se comporta bien sobre la rápida, observándose un flujo estable.
- El nuevo diseño propuesto de la cubeta deflectora funciona satisfactoriamente, ya que se observa que el flujo descargado a una distancia alejada del pie de la estructura.
- El tirante o profundidad del agua sobre la zona de la rápida presenta una estabilidad lo cual implica un buen funcionamiento de toda la estructura.
- De acuerdo con los resultados de la simulación numérica para diferentes gastos, es posible concluir que tanto la zona de transición que se presenta entre los conductos y la rápida, así como el funcionamiento de la cubeta deflectora son satisfactorias funcionalmente.

Time = 70.002

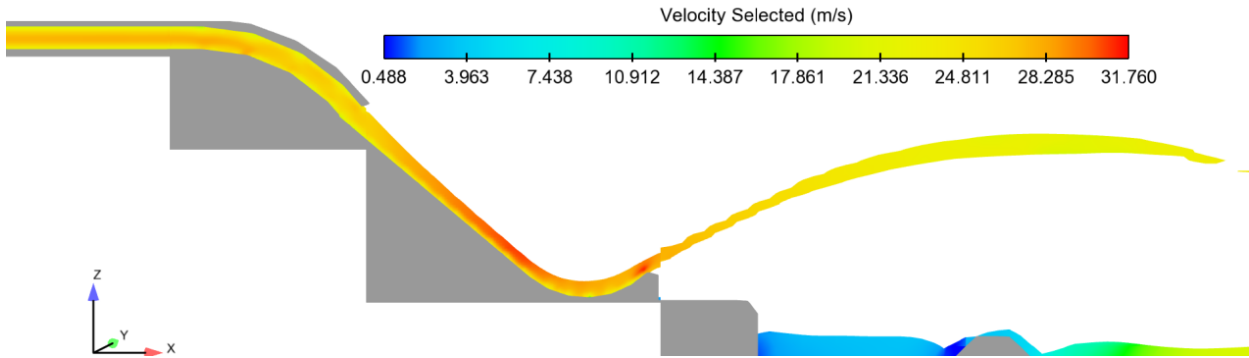


Figura 3-19.- Corte longitudinal de la tercera propuesta de diseño

Time = 70.002

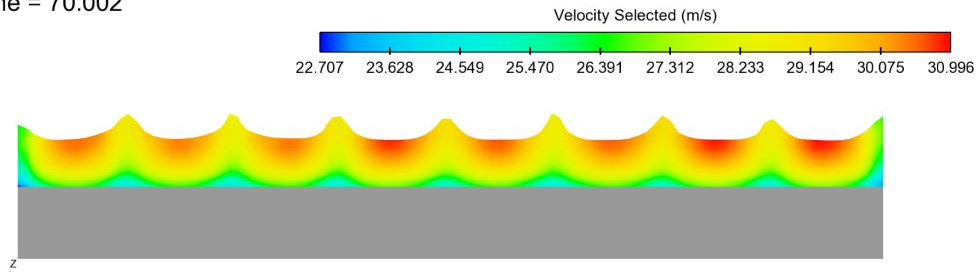


Figura 3-20.- Tirantes sobre la zona de la rápida con mayor estabilidad

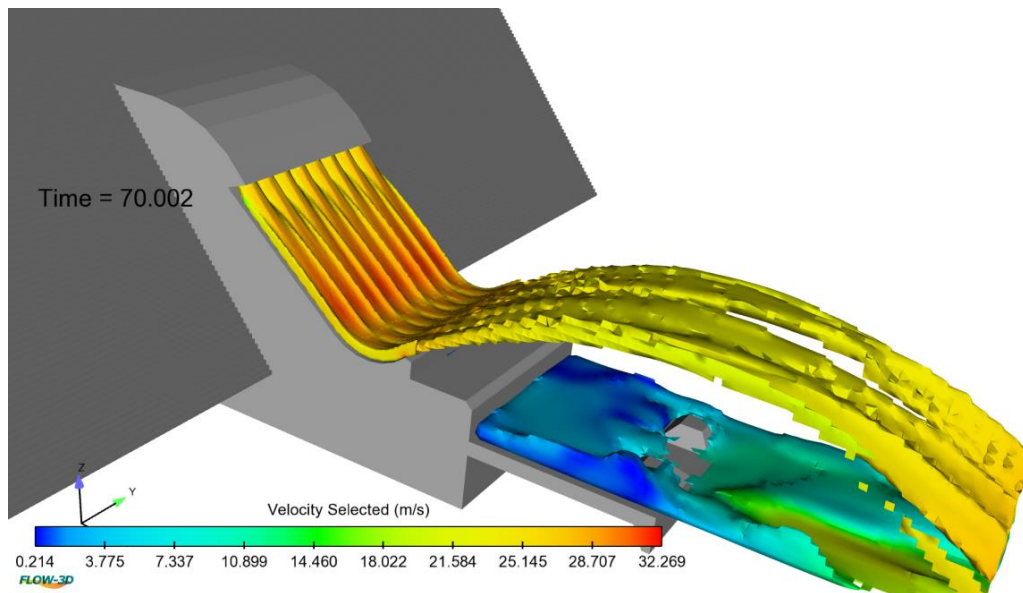


Figura 3-21.- Resultados de la modelación numérica con la tercera propuesta de modificación

3.3.2 Propuesta final para mejorar el funcionamiento de los conductos de descarga

La propuesta de modificación definitiva para mejorar el funcionamiento de los conductos de descarga fue la que se presentó anteriormente, la tercera propuesta, esto porque se llega a cumplir las siguientes características:

- En la modificación del diseño no se consideró demolición alguna de la estructura actual (se refiere a lo que se lleva construido actualmente), ya que ésta fue la principal recomendación para proponer la mejora del diseño.
- El flujo al salir de los conductos tiene un buen comportamiento hidráulico, pegándose a la rápida y al salir de la cubeta deflectora el flujo es alejado correctamente del pie de la estructura, para cuando los conductos trabajan a presión.

Como parte complementaria del análisis del funcionamiento hidráulico para la modificación propuesta definitiva, tiene que ver con la curva de descarga a través de los conductos para diferentes niveles del agua en el vaso. En la Figura 3-22 se presenta la capacidad de descarga por conducto, cuando estos se encuentran operando a presión. La capacidad máxima de descarga por conducto es de $Q = 112.99 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que la descarga total en conjunto es de $Q = 903.95 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para el caso de los conductos trabajando a superficie libre, la capacidad de descarga se muestra en la Figura 3-233. En este caso el gasto aproximado por conducto es de $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ y el gasto estimado en conjunto es de $Q = 120 \text{ m}^3/\text{s}$.

Respecto del alcance del chorro al salir de la cubeta deflectora, en la Figura 3-24 se presenta la variación de la longitud del chorro para diferentes gastos. Se puede observar que la lámina de agua llega alcanzar una longitud mayor de $L = 55 \text{ m}$. El flujo que se presenta cuando se trabaja a superficie libre no tiene un despegue más allá del tanque amortiguador.

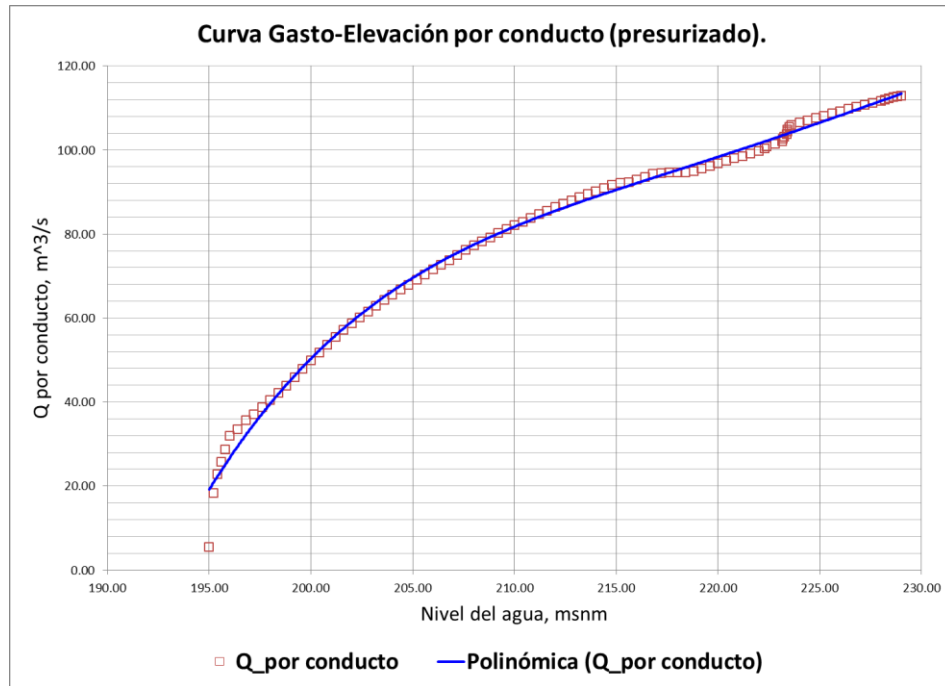


Figura 3-22.- Curvas relación gasto y nivel del agua para cada conducto trabajando a presión

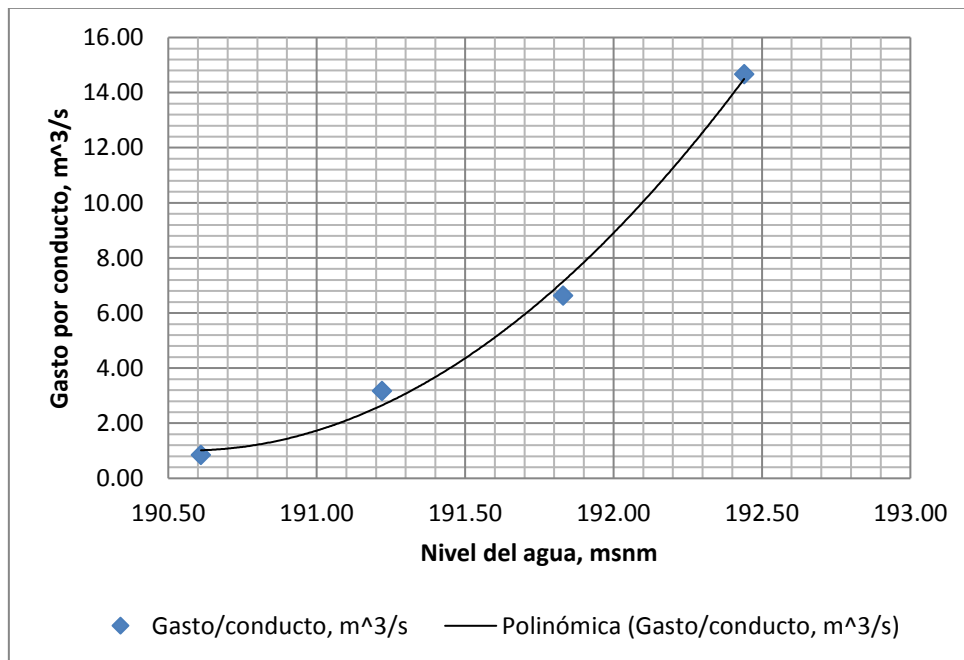


Figura 3-23.- Curvas relación gasto y nivel del agua para cada conducto trabajando a superficie libre

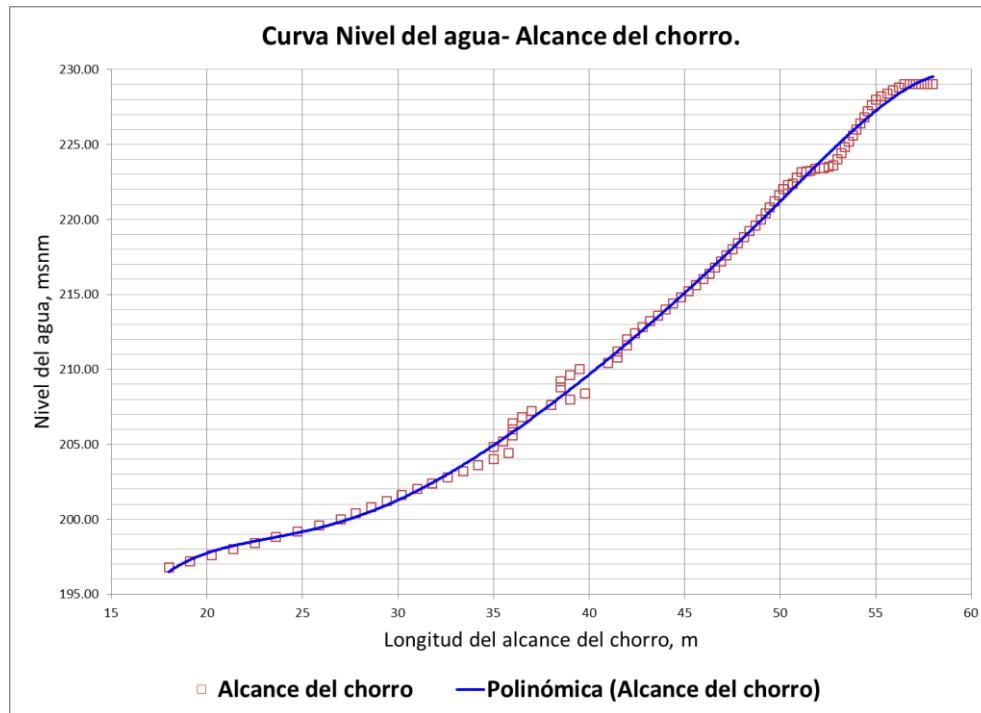


Figura 3-24.- Curvas relación gasto y alcance del chorro, a partir del final de la cubeta

4 EVALUACIÓN DEL ESTADO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES CON EFECTOS TÉRMICOS DE LA CORTINA CCR

El objetivo de la revisión del estado de esfuerzos y deformaciones con efectos térmicos tuvo como finalidad descartar riesgos de tensión y la consecuente formación y migración de fracturas, así como verificar si el arreglo y distribución de juntas de contracción entre monolitos del proyecto o del ajuste resultante del perfil real de desplante de la cortina es adecuado para eliminar la posibilidad de agrietamientos por efectos térmicos en la masa de monolitos o en los contactos con las laderas de empotramiento. También se revisaron los esfuerzos ante distintas etapas constructivas y ante las sollicitaciones sísmicas dadas por los Sismos Base de Operación y el Sismo Máximo de Diseño.

Para lograr lo anterior, se elaboró un modelo tridimensional con el método de elementos finitos de la cortina de CCR y la roca de cimentación, que incluye los monolitos, el vertedor, la obra de desvío, las aperturas por las galerías de drenaje, las juntas de contracción verticales, 9 etapas constructivas y una zona deformable en la roca de cimentación.

Es importante mencionar que los resultados de los modelos de elementos finitos son dependientes de las propiedades mecánicas asignadas a los materiales y a las superficies de contacto entre esos mismos materiales. El IMTA no efectuó ensayos, pruebas de laboratorio u otra actividad que permitiera verificar que las propiedades mecánicas asignadas al modelo numérico son congruentes con el CCR colocado en la cortina, por lo que los resultados que aquí se presentan están basados en las propiedades mecánicas proporcionadas por la inmobiliaria Canoras, según los ensayos y estudios efectuados por ellos durante la construcción de la cortina hasta el nivel de avance actual.

4.1 Modelo geotécnico de la cortina de CCR.

El resumen que se presenta a continuación corresponde al resultado de las características litológicas y geotécnicas en el área del Proyecto de Presa Reguladora “Pilares”, en donde se realizaron seis Barrenos de Exploración con extracción de núcleos de roca sobre la zona de la Cortina

De la información que se obtuvo en los trabajos de perforación para exploración geotécnica se puede decir que en la zona del Cauce, las Exploraciones II (v), III (v), IV (v), VI (v) y VII (v), se detectó el contacto con el basamento rocoso a los 9.50, 10.70, 8.15, 5.80 y 6.95 m de profundidad respectivamente, existiendo en este espesor material aluvial constituido por gravas y arenas con presencia de boleas de tamaño máximo de 12”. El Barreno V (v) quedó localizado en la parte alta de la Margen Derecha y durante los 80.00 m realizados solo se perforo en roca, saliendo un Conglomerado Polimíctico de aspecto denso, masivo y compacto, muy poco fracturado.

En lo que se refiere a las Permeabilidades de las Rocas que se tienen en el sitio de la Boquilla y en el área del Dique, se llevaron a cabo un total de 90 pruebas; cabe destacar que todas ellas fueron del Tipo Lugeón, donde se obtuvieron las siguientes variaciones de la Permeabilidad:

4.2 Propiedades mecánicas de los materiales.

4.2.1 Modelo geotécnico del subsuelo de desplante.

El resumen que se presenta a continuación corresponde al resultado de las características litológicas y geotécnicas en el área del proyecto de la presa reguladora “Pilares”, en donde se reporta la ejecución de seis barrenos de exploración con extracción de núcleos de roca sobre la zona de la cortina. De la información que se obtuvo en dichos trabajos se menciona que, en la zona del cauce, específicamente en las exploraciones II (v), III (v), IV (v), VI (v) y VII (v), se detectó el contacto con el basamento rocoso a los 9.50, 10.70, 8.15, 5.80 y 6.95 m de profundidad respectivamente, existiendo en este espesor material aluvial constituido por gravas y arenas con presencia de boleos de tamaño máximo de 12”. El barreno V (v) quedó localizado en la parte alta de la margen derecha y durante los 80.00 m realizados solo se perforo en roca, saliendo un conglomerado polimíctico de aspecto denso, masivo y compacto, muy poco fracturado. En lo que se refiere a las permeabilidades de las rocas que se tienen en el sitio de la boquilla se obtuvieron los resultados de permeabilidad mostrados en la tabla siguiente, obtenidos mediante la ejecución de pruebas Lugeón.

Tabla 4-1. Resultados de las Pruebas de Permeabilidad

CORTINA						
Barreno	Altamente Permeable	Muy Permeable	Permeable	Poco Permeable	Impermeable	TOTAL
II (v)					9	9
III (v)					4	4
IV (v)				1	8	9
V (v)					16	16
VI (v)					3	3
VII (v)					3	3
TOTALES				1	43	44

Considerando el cuadro anterior, se dedujo que de acuerdo a los ensayos de permeabilidad realizados en el conglomerado Baucarit que se tiene en la zona del cauce del río Mayo y en la parte alta de la margen derecha, esta área es predominantemente impermeable y aunque el conglomerado polimíctico encontrado se presenta poco fracturado, estas fracturas están cerradas y selladas lo que lo hacen prácticamente impermeable, además en ninguna de estas exploraciones se reportó alguna pérdida del agua de enjuague, teniendo siempre el retorno normal durante los trabajos de perforación exploratoria geotécnica.

De forma adicional a lo mencionado anteriormente, en la tabla siguiente se presentan los principales resultados de los 6 barrenos de exploración geotécnica realizados en el eje de la cortina.

Tabla 4-2. Resultados de los barrenos de exploración efectuados en la boquilla.

CORTINA								
Barreno	Prof. m	Material Granular	Roca	Recup. Roca	% Recup.	Núcleos > 100 m	RQD %	Calidad Dr. Deer
II (v)	54.50	9.50	45.00	45.00	100.00	41.73	92.73	EXCELENTE
III (v)	30.70	10.70	20.00	20.00	100.00	18.52	92.60	EXCELENTE
IV (v)	53.15	8.15	45.00	43.80	97.33	39.15	87.80	BUENA
V (v)	80.00	0.00	80.00	73.37	91.71	68.45	85.56	BUENA
VI (v)	20.00	5.80	14.20	13.42	94.51	10.66	75.07	BUENA
VII (v)	20.00	6.95	13.05	13.05	100.00	12.44	95.33	EXCELENTE

Los estudios geotécnicos efectuados concluyeron que el sitio reúne las condiciones ingenieriles de calidad geotécnica para que se pueda construir la cortina de Concreto Compactado con Rodillo (CCR) que se tiene proyectado, recomendándose retirar los espesores de material granular y granito alterado (Tucuruquay) detectados, y llegar hasta su contacto con la roca basal conglomerítica y granítica, para desplantar las estructuras en roca sana, garantizando así que no se tengan posibilidades de algún fallamiento durante su construcción y operación. También se recomendó realizar un tratamiento de cimentación e impermeabilización, a base de mezclas estables y homogéneas de agua – cemento – productos químicos, al conglomerado polimíctico y al batolito granítico, esto con la finalidad de crear una pantalla impermeable que elimine flujos subterráneos sobre la roca y consolide los macizos rocosos sobre los cuales se construirá la cortina. En la Figura 4-1 y Figura 4-2 se presentan fotografías de los trabajos de exploración desarrollados en la boquilla.

Hablando específicamente sobre las propiedades mecánicas de la roca, en particular, el módulo de elasticidad y relación de Poisson, que son parte de los datos necesarios para realizar la modelación por medio de elementos finitos, el estudio de “Integración Geológica-Geofísica” del proyecto ejecutivo menciona las estratificaciones siguientes:

- En la zona del cauce se encuentran materiales aluviales constituidos por arenas de diferentes granulometrías que empaquetan pequeños boleos a profundidad. Presentan coeficientes de Poisson de 0.40, con bajas resistencias, como lo indica su valor del módulo de Young, inferior a 10 ton/cm². Este estrato constituye parte importante de las zonas de limpia y se aconsejó que fueran removidos en su totalidad.



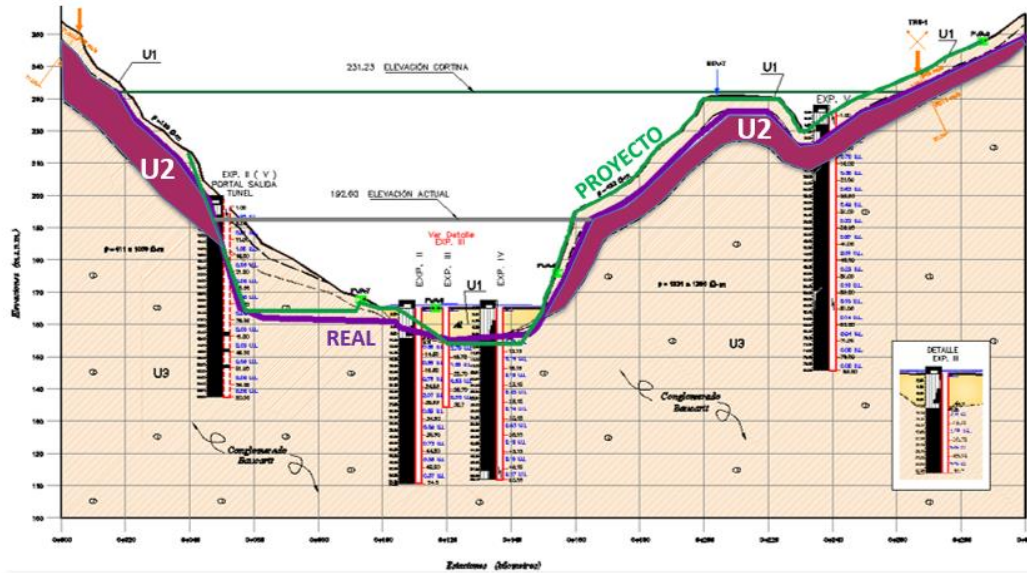
Figura 4-1. Trabajos de Perforación Geotécnica en el Proyecto de Presa Reguladora “Pilares”. Fuente: Proyecto Ejecutivo de la Presa Reguladora Pilares, sobre el Río Mayo, Mpio. Álamos, Estado de Sonora. Capítulo IV. Geología.



Figura 4-2. Ensayes de Permeabilidad Tipo Lugeón en el macizo rocoso sobre el Eje Longitudinal de la Cortina para conocer las características Permeables del Conglomerado Baucarit que se tiene en la zona del cauce del Río Mayo. Fuente: Proyecto Ejecutivo de la Presa Reguladora Pilares, sobre el Río Mayo, Mpio. Álamos, Estado de Sonora. Capítulo IV. Geología.

- Suprayaciendo a los anteriores y aflorando en las márgenes, se presenta el segundo paquete constituido por conglomerados polimicticos alterados, decomprimidos o intemperizados con espesor de 1 a 3 m, velocidades longitudinales de 819 a 987 m/s, velocidades transversales de 334 a 411 m/s, indicativas de su estado compacto y mediana permeabilidad. Presenta coeficiente de Poisson de 0.40 a 0.44, módulos de Young de 5 a 9 ton/cm² y módulos de cortante de 1 a 3 ton/cm², indicativos de su regular calidad de roca, el cual es aconsejable remover en su totalidad, a fin de garantizar el debido empotramiento de la presa. Este paquete decomprimido junto con el anterior (cobertura) constituyen la zona de limpia del proyecto.
- Por último, subyaciendo al anterior a partir de los 3 m de profundidad y con espesor indefinido, se presentan los conglomerados polimicticos sanos que constituyen el basamento geológico y local del sitio con velocidades longitudinales de 2107 a 5241 m/s y velocidades transversales de 683 a 2567 m/s, indicativas de su muy buena calidad de roca y poco fracturamiento, por lo que resultan ser prácticamente impermeables. Este último paquete presenta coeficiente de Poisson de 0.34 a 0.44, módulos elásticos dinámicos de Young de 354 a 432 ton/cm² y módulos de cortante de 129 a 161 ton/cm², respectivamente; parámetros indicativos de su muy alta resistencia mecánica.

Con base en el estudio geológico-geotécnico desarrollado por el IMTA, se identificó, en el subsuelo de desplante de la cortina, una zona más deformable que el conglomerado Baucarit en su estado sano. A esta zona con mayores deformaciones potenciales se le denominó "U2" para ser congruente con la información geológico-geotécnica proporcionada con la inmobiliaria Canoras. Las unidades litológicas y sus propiedades mecánicas se muestran en la figura siguiente.



Unidad litológica	Módulo de Elasticidad (T/cm ²)	Módulo de Cortante (T/cm ²)	Relación de Poisson	Peso volumétrico (T/m ³)	Espesor (m)	Descripción
U2	27	10	0.44	2.0	1.0 - 3.0	Conglomerado Baucaarit alterado decomprimido o intemperizado.
U3	397	148	0.34	2.2	> 10.0	Conglomerado Baucaarit sano

Figura 4-3. Propiedades mecánicas del subsuelo de desplante, según el estudio geológico desarrollado por el IMTA.

Como se aprecia en la figura anterior, el espesor deformable se encuentra principalmente en la zona de margen derecha, con módulos de elasticidad y módulos cortantes más bajos que el conglomerado Baucaarit en su estado sano. De hecho, esta zona deformable obedece a las zonas del conglomerado alterado, decomprimido o intemperizado.

Considerando las unidades geotécnicas presentes en la figura anterior se elaboró el modelo tridimensional de la roca de cimentación, discretizando la base en dos zonas con distintos módulos de deformación. La topografía del desplante fue proporcionada por la inmobiliaria Canoras. El modelo resultante se muestra en la figura siguiente.

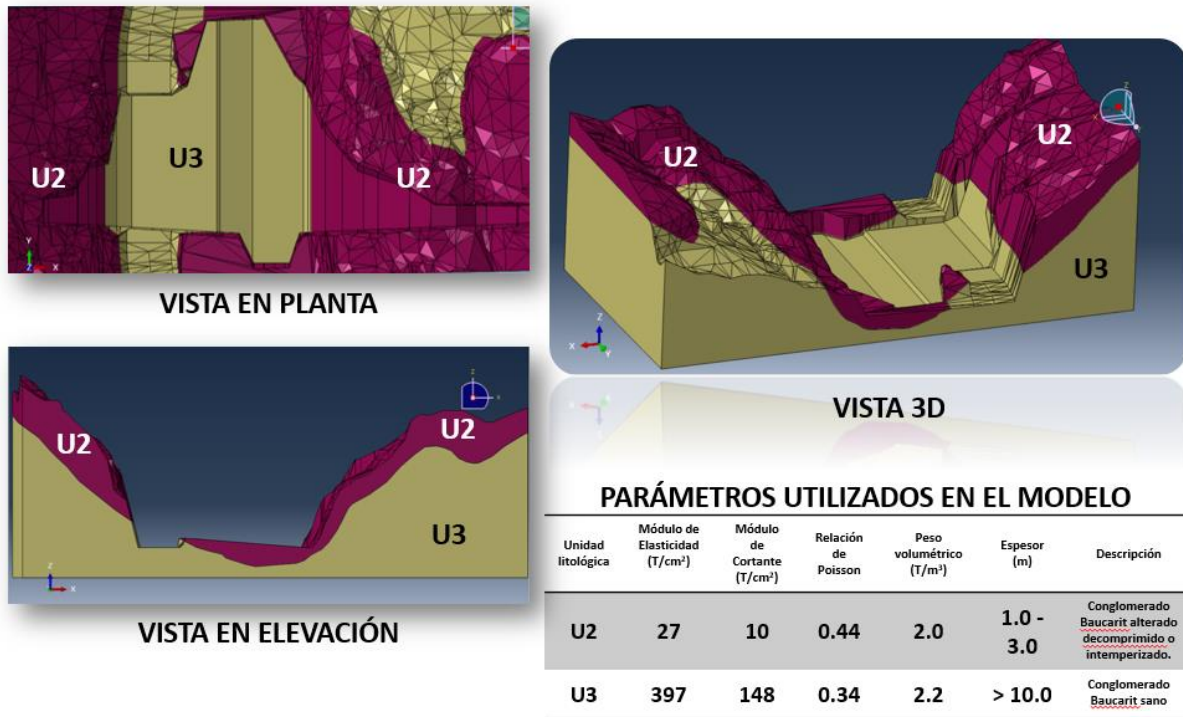


Figura 4-4. Modelo geológico-geotécnico tridimensional utilizado en la modelación de elementos finitos.

4.2.2 Propiedades del CCR.

Las propiedades del concreto Compactado con Rodillo, según el plano del proyecto ejecutivo con clave: P-006-PLACOR-06-SON rev 3.1, son las siguientes:

- Resistencia $f'c=100$ kg/cm² a los 365 días.
- Módulo de elasticidad $E_c=140,000$ kg/cm².
- La densidad mínima promedio de cada capa en estado húmedo del material deberá ser de 2,250 kg/m³.
- La densidad mínima en cualquier zona no deberá ser menor de 2,245 kg/m³.
- La mezcla teórica para el CCR es:
 - Cemento puzolánico, 130 kg/m³.
 - Agua, 78 kg/m³.
 - Grava, 1,270 kg/m³.
 - Arena, 824 kg/m³.
 - Limo, 134 kg/m³.
- Los proporcionamientos de las mezclas son responsabilidad del contratista, cumpliendo con los parámetros de resistencia, elasticidad y densidad; no se podrá colocar CCR sin previa verificación de la estabilidad estática y sísmica de la cortina

con la comprobación del estado de esfuerzos-deformación, incluyendo efectos térmicos y con la aprobación de control de calidad por parte de la supervisión.

- Se deberá colocar concreto de liga en el desplante cualquiera que sea la elevación.

En lo que se refiere a la densidad del CCR, con base en los datos proporcionados sobre 119 mediciones efectuadas al CCR colocado, la densidad cumple con los requisitos especificados en el proyecto, tal y como se aprecia en la figura siguiente.

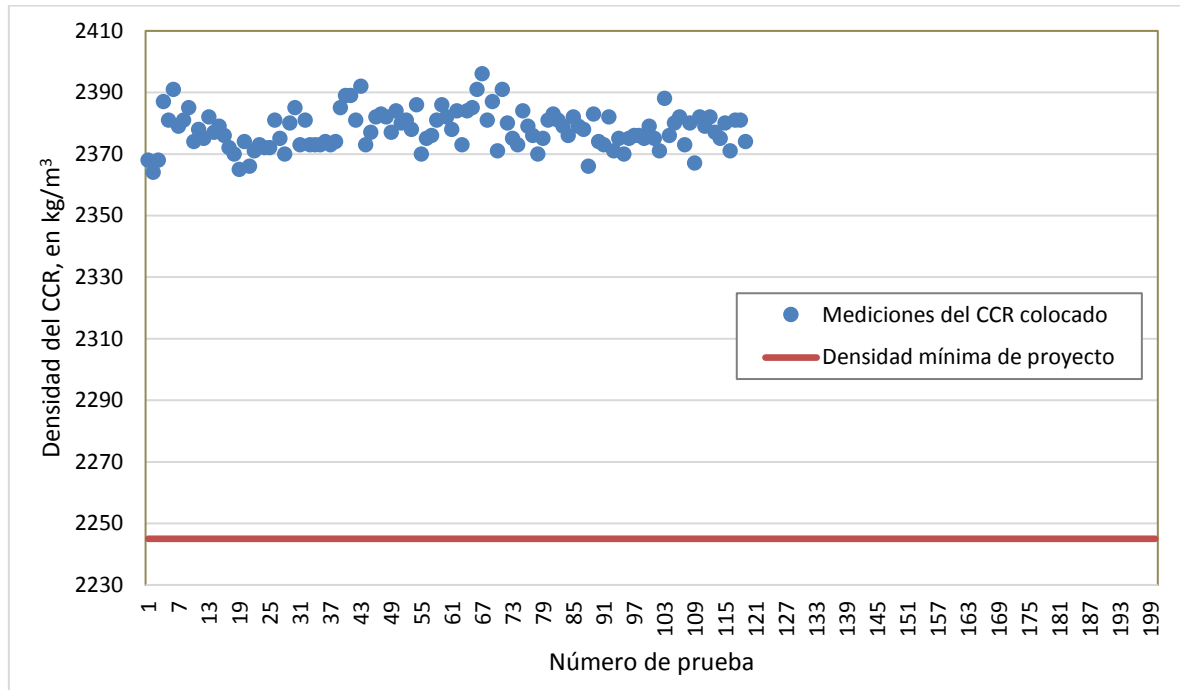


Figura 4-5. Mediciones de densidad del CCR efectuadas por la constructora, de acuerdo con información proporcionada al IMTA.

Con respecto a las propiedades elásticas del CCR, la inmobiliaria Canoras entregó los resultados de 10 pruebas de laboratorio de acuerdo con la norma ASTM C-469 para la obtención del módulo de elasticidad y la relación de Poisson del concreto. Las gráficas esfuerzo-deformación de esas pruebas se muestran en la figura siguiente.

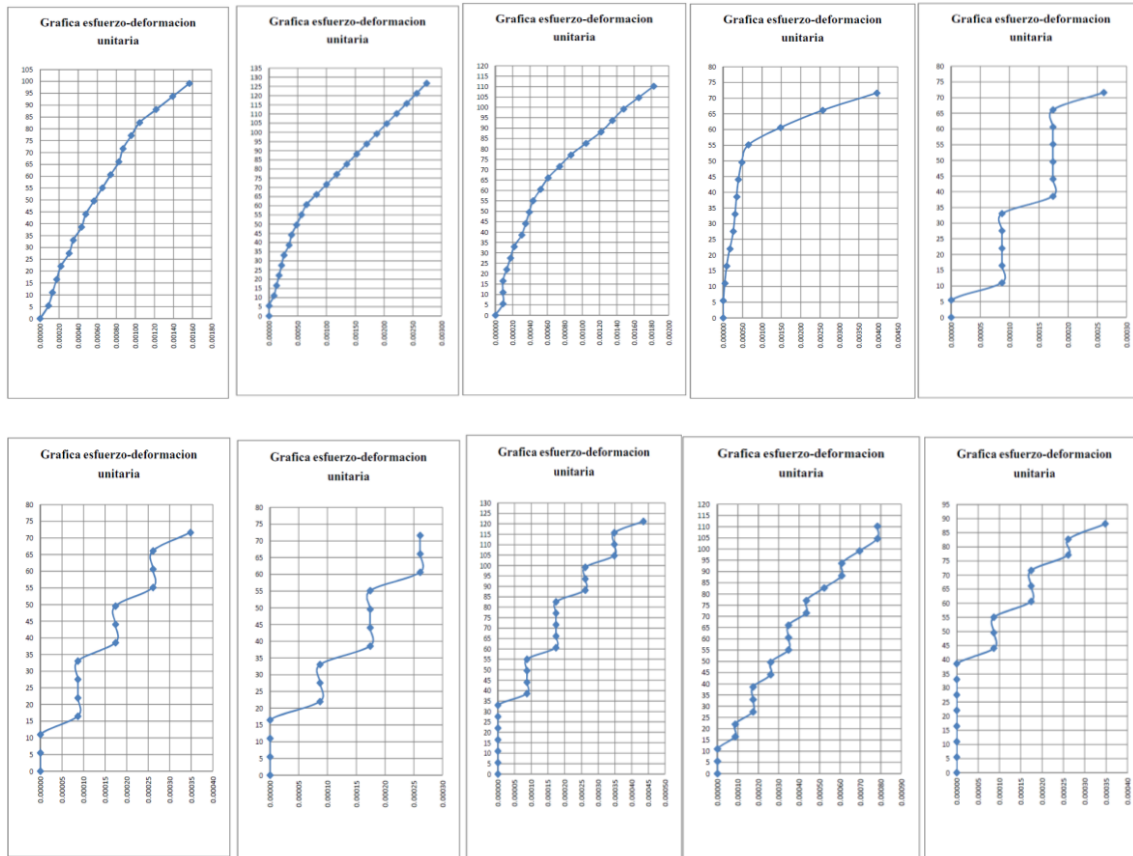


Figura 4-6. Gráficas esfuerzo-deformación de 10 pruebas efectuadas en el CCR de la presa Pilares.
Fuente: Inmobiliaria Canoras SA de CV A en P.

Como se puede apreciar en la figura anterior, hay relaciones esfuerzo-deformación que tienen un comportamiento poco típico, con escalones de carga para una misma deformación. Los resultados del módulo de elasticidad comparados contra valores típicos de CCR se muestran en la Figura 4-7 mientras que los resultados del módulo de Poisson se presentan en la Figura 4-8. En esas gráficas también es posible notar valores atípicos del módulo de elasticidad y de la relación de Poisson.

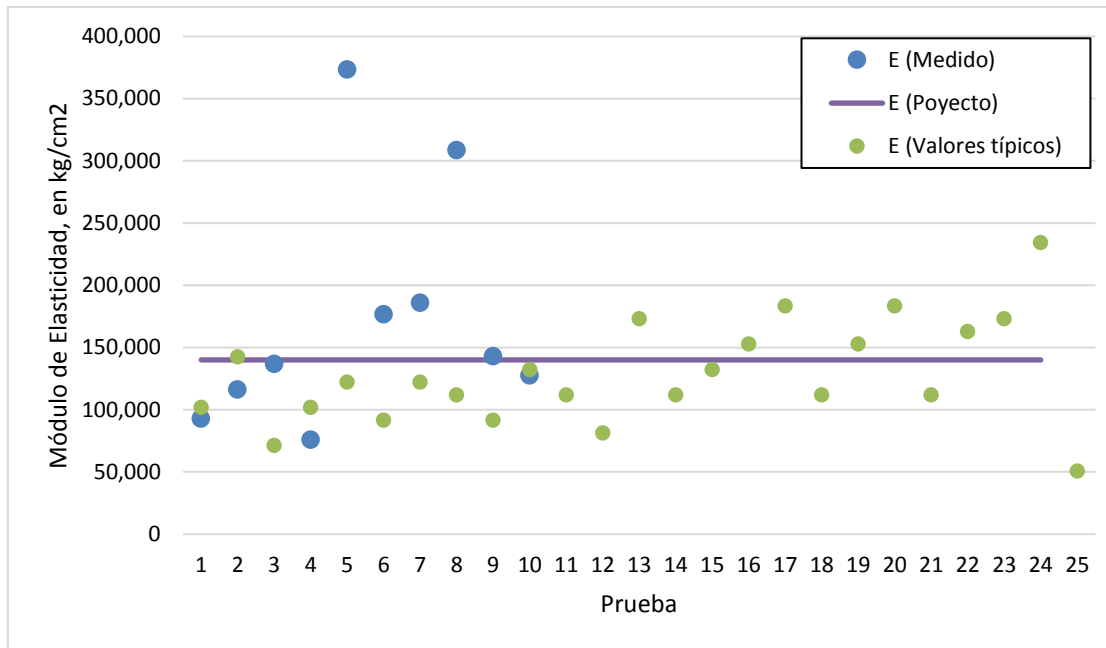


Figura 4-7. Valores del módulo de elasticidad como resultado de 10 pruebas efectuadas en el CCR de la presa Pilares. Fuente: Inmobiliaria Canoras SA de CV A en P.

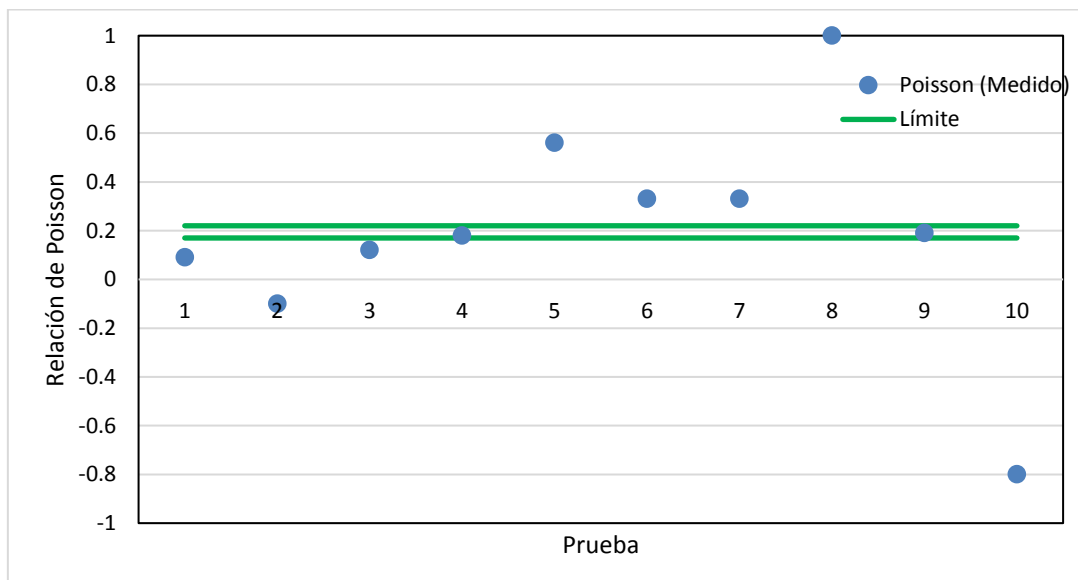


Figura 4-8. Valores de la relación de Poisson como resultado de 10 pruebas efectuadas en el CCR de la presa Pilares. Fuente: Inmobiliaria Canoras SA de CV A en P.

Con base en el comportamiento atípico de las curvas esfuerzo-deformación del CCR mostradas en la Figura 4-5, el IMTA convocó una reunión para solicitar información adicional que permitiera elegir los valores de las propiedades mecánicas que se usarían en la modelación numérica. Como resultado de esta reunión, la inmobiliaria Canoras entregó más de 1,000 pruebas de la resistencia a compresión para edades de 7, 14, 28, 56 y 90 días, en donde se pudo observar una tendencia creciente de esa resistencia, como es de esperarse para el concreto.

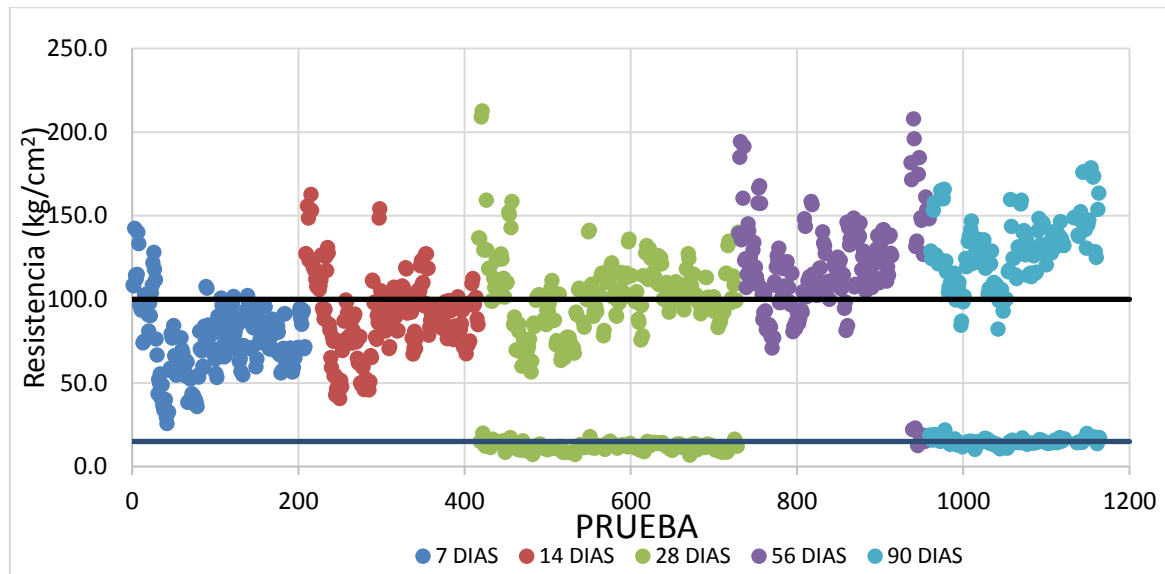


Figura 4-9. Valores de la resistencia a la compresión simple como resultado de pruebas efectuadas en el CCR de la presa Pilares. Fuente: Inmobiliaria Canoras SA de CV A en P.

También de forma adicional, la inmobiliaria Canoras entregó los resultados de las pruebas indirectas a tensión, los módulos de elasticidad y la relación de Poisson, como se muestra en las figuras siguientes.

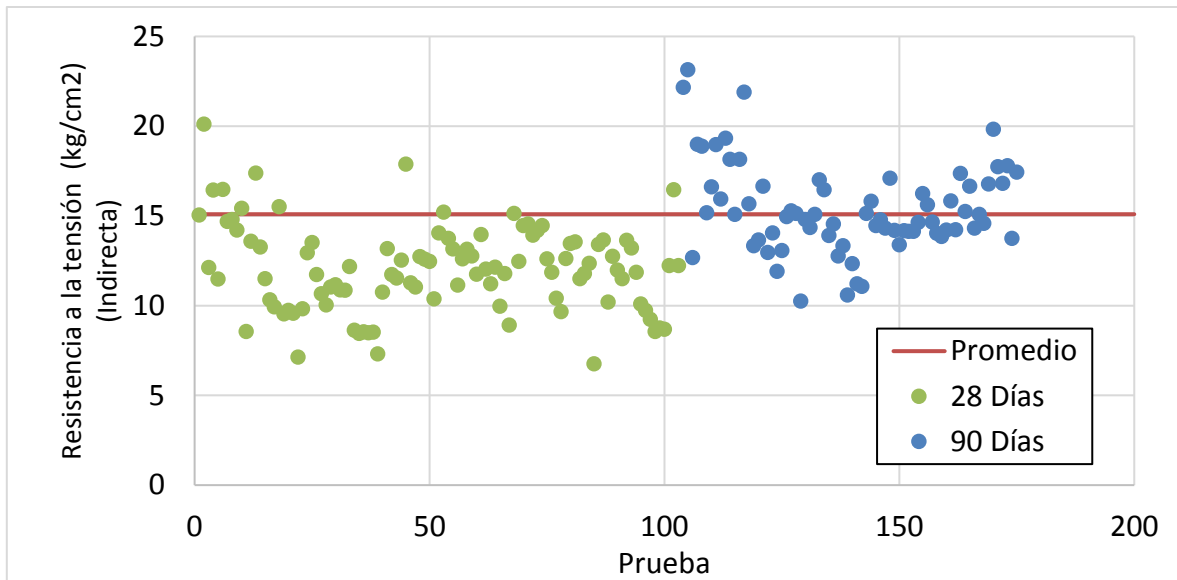


Figura 4-10. Valores de la resistencia a la tensión indirecta como resultado de pruebas efectuadas en el CCR de la presa Pilares. Fuente: Inmobiliaria Canoras SA de CV A en P.

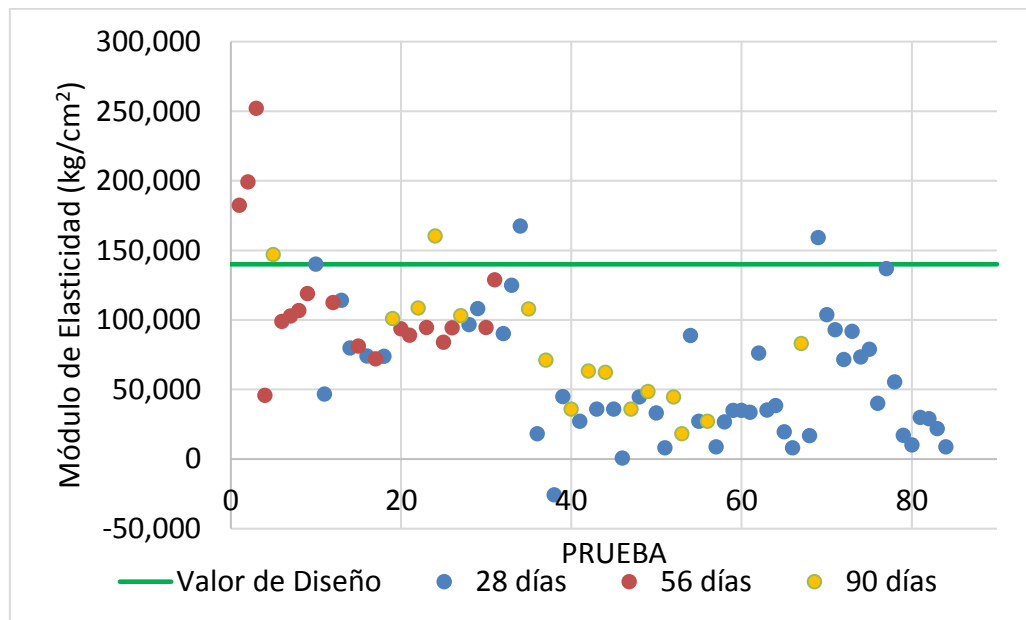


Figura 4-11. Valores de la resistencia a la tensión indirecta como resultado de pruebas efectuadas en el CCR de la presa Pilares. Fuente: Inmobiliaria Canoras SA de CV A en P.

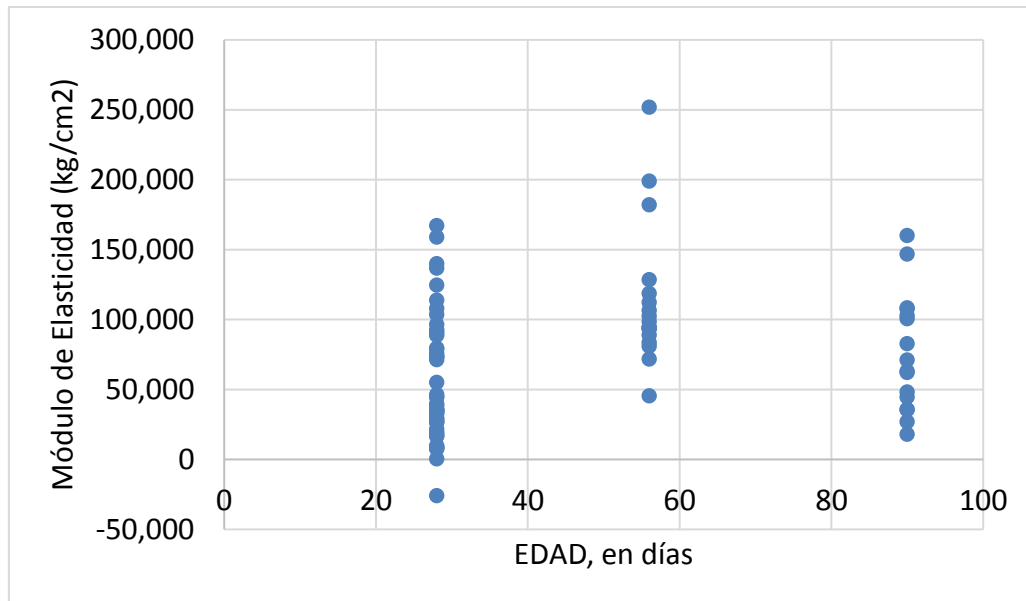


Figura 4-12. Valores del módulo de elasticidad a distintas edades como resultado de pruebas efectuadas en el CCR de la presa Pilares. Fuente: Inmobiliaria Canoras SA de CV A en P.

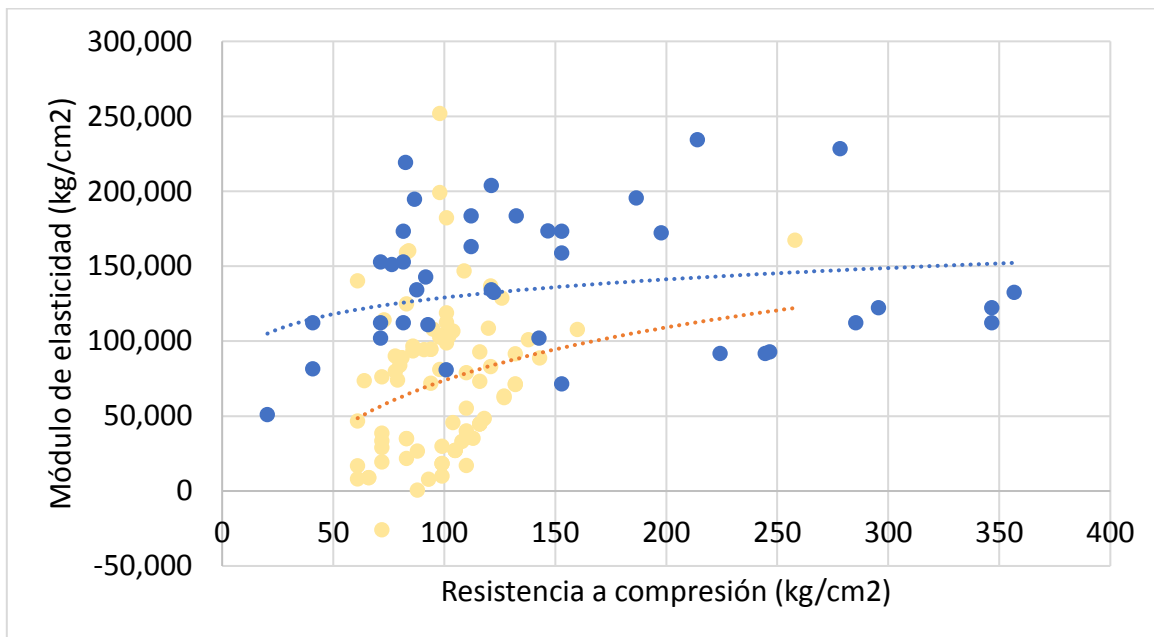


Figura 4-13. Valores del módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión simple como resultado de pruebas efectuadas en el CCR de la presa Pilares. Fuente: Inmobiliaria Canoras SA de CV A en P.

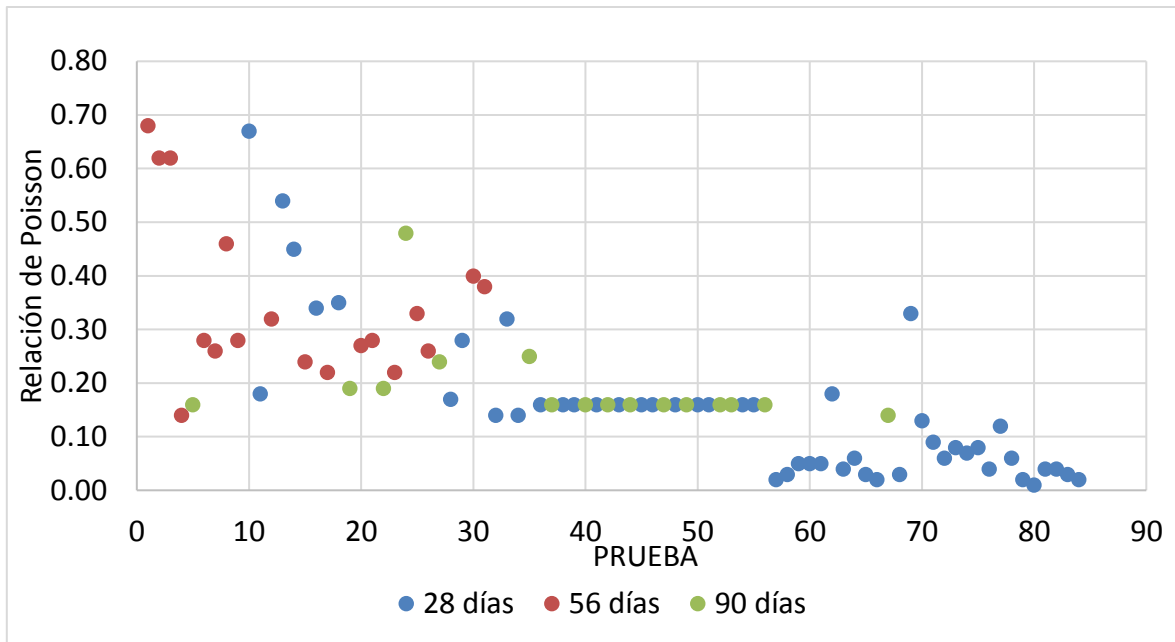


Figura 4-14. Valores del módulo de elasticidad a distintas edades como resultado de pruebas efectuadas en el CCR de la presa Pilares. Fuente: Inmobiliaria Canoras SA de CV A en P.

Para desarrollar las modelaciones se utilizó un módulo de deformación de 89,100 kg/cm² y un módulo de Poisson de 0.20.

4.3 Parámetros térmicos de los materiales.

4.3.1 Parámetros térmicos de la roca de desplante.

De acuerdo con la información proporcionada por la empresa Canoras, para la determinación del calor específico del Conglomerado Baucarit el cual tiene un Peso específico de 2200 kg/m³, se utilizó la siguiente expresión:

$$C = Q/m\Delta t$$

Donde C es el calor específico, Q es el calor aplicado en Joules para incrementar la temperatura y Δt es el diferencial de temperatura ($T_2 - T_1$). El calor específico es la cantidad de calor que se necesita por unidad de masa para elevar la temperatura un grado Celsius. La relación entre calor y cambio de temperatura se expresa normalmente haciendo uso de la fórmula anterior. Para el caso que nos ocupa, la aplicación de la expresión anterior resulta como sigue:

$$C = 9.07 \frac{kCal}{(0.400 \text{ kg})(104^\circ C - 26^\circ C)} = 0.29 \text{ kCal/kg}^\circ C$$

4.3.2 Parámetros térmicos de la cortina.

El coeficiente de Conductividad Térmica es la propiedad física de los materiales que mide la capacidad de conducción de calor a través de un cuerpo con masa como resultado de un gradiente térmico.

Dicho de otra manera, este coeficiente expresa la cantidad o flujo de calor que pasa, por unidad de tiempo, a través de la unidad de superficie de una muestra del material, de extensión infinita, cuando entre sus caras se establece una diferencia de temperaturas igual a la unidad, en condiciones estacionarias, para lo cual se desarrolló la siguiente ecuación:

$$\lambda = ql/(A m\Delta t)$$

Donde λ es el coeficiente de conductividad térmica, q es el flujo de calor por unidad de tiempo, l es el espesor de la muestra, A es el área de la sección transversal y Δt es el diferencial de temperatura $T_2 - T_1$. Aplicando la ecuación anterior a una probeta de 10 cm de diámetro y 5 cm de espesor se obtuvieron los resultados siguientes:

$$\lambda = \frac{(32W)(0.05m)}{(0.008011m^2)(280 Kelvin)} = 1.60 \frac{W}{m} . k$$

La conductividad térmica del CCR comparada contra valores reportados en otras presas de CCR se muestra en la figura siguiente.

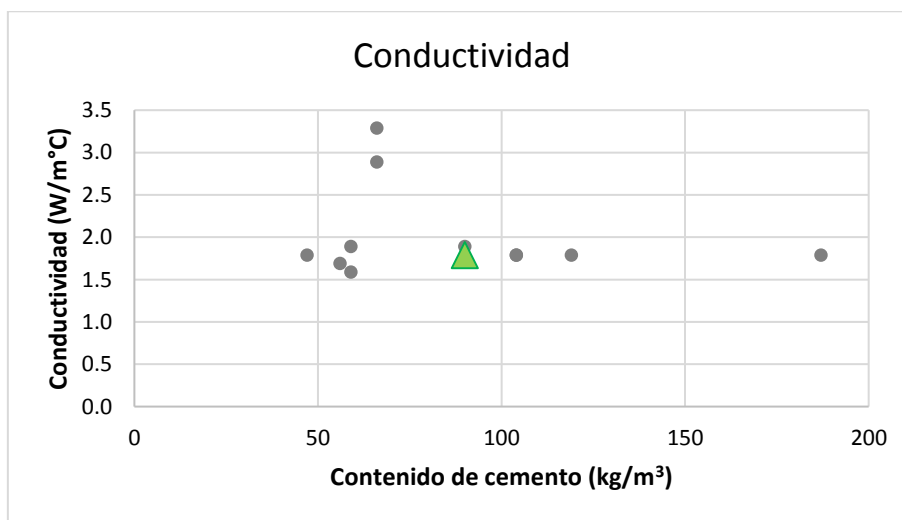


Figura 4-15. Conductividad térmica del CCR de la presa Pilares. Fuente: Inmobiliaria Canoras SA de CV A en P.

Por su parte, el calor específico, el coeficiente de expansión térmica, así como el incremento adiabático de temperatura se muestran en las figuras siguientes, cuyos valores fueron

comparados con aquellos reportados por el American Concrete Institute (ACI) para otras presas de CCR.

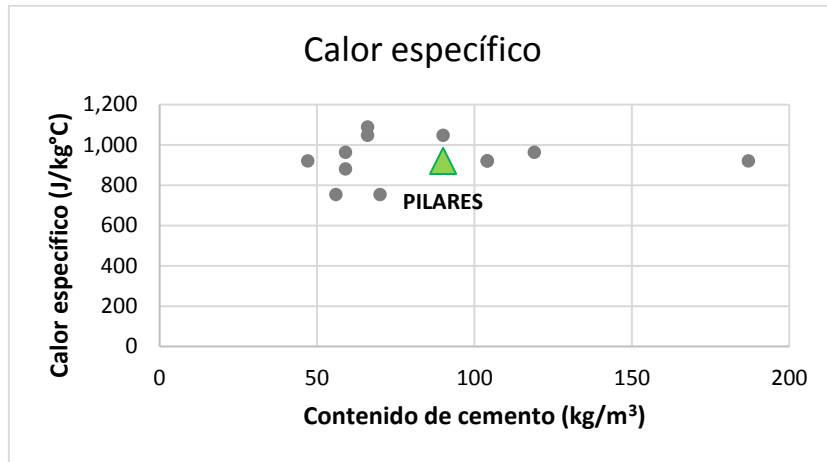


Figura 4-16. Calor específico del CCR de la presa Pilares. Fuente: Inmobiliaria Canoras SA de CV A en P.

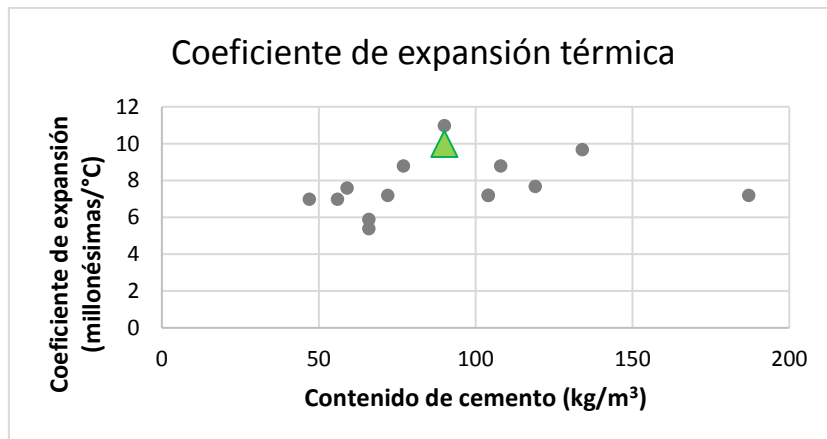


Figura 4-17. Coeficiente de expansión térmica de la presa Pilares. Fuente: Inmobiliaria Canoras SA de CV A en P.

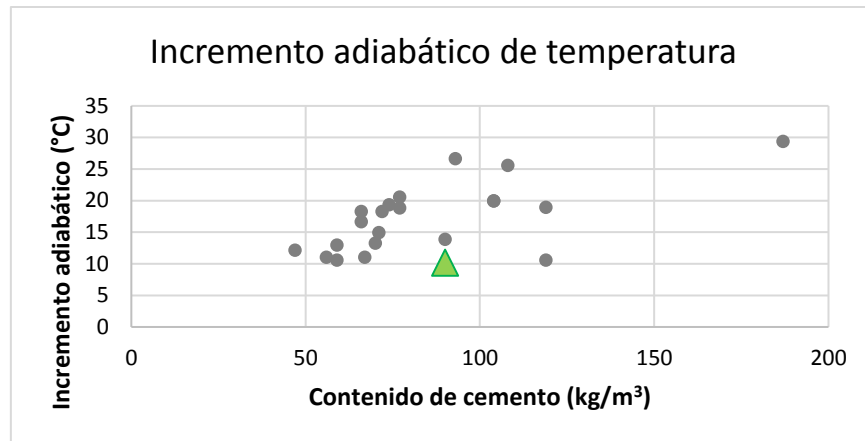


Figura 4-18. Incremento adiabático de temperatura del CCR de la presa Pilares. Fuente: Inmobiliaria Canoras SA de CV A en P.

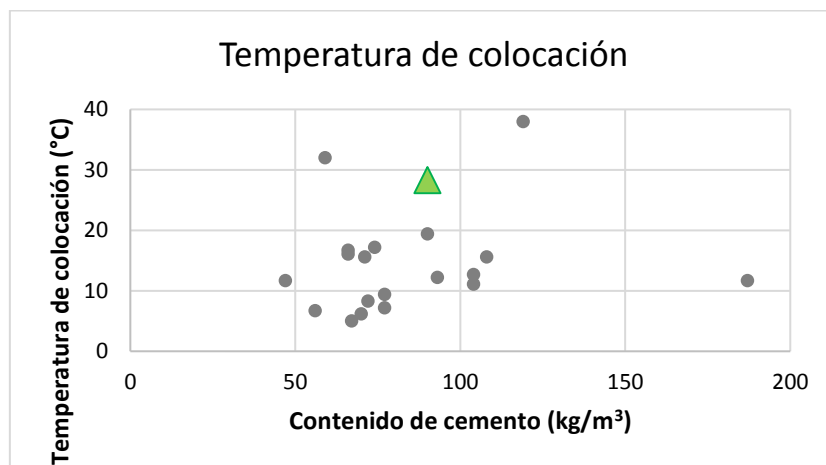


Figura 4-19. Temperatura de colocación del CCR de la presa Pilares. Fuente: Inmobiliaria Canoras SA de CV A en P.

4.4 Registros de temperaturas en el sitio de la presa.

El registro de temperaturas se lleva en el sitio de la cortina se lleva a cabo por medio de 7 termómetros que se encuentran ubicados conforme a la Figura 4-20. Los registros tomados durante la construcción parcial de la cortina se presentan en la Figura 4-21 y Figura 4-22 para los años 2016 y 2017, respectivamente.

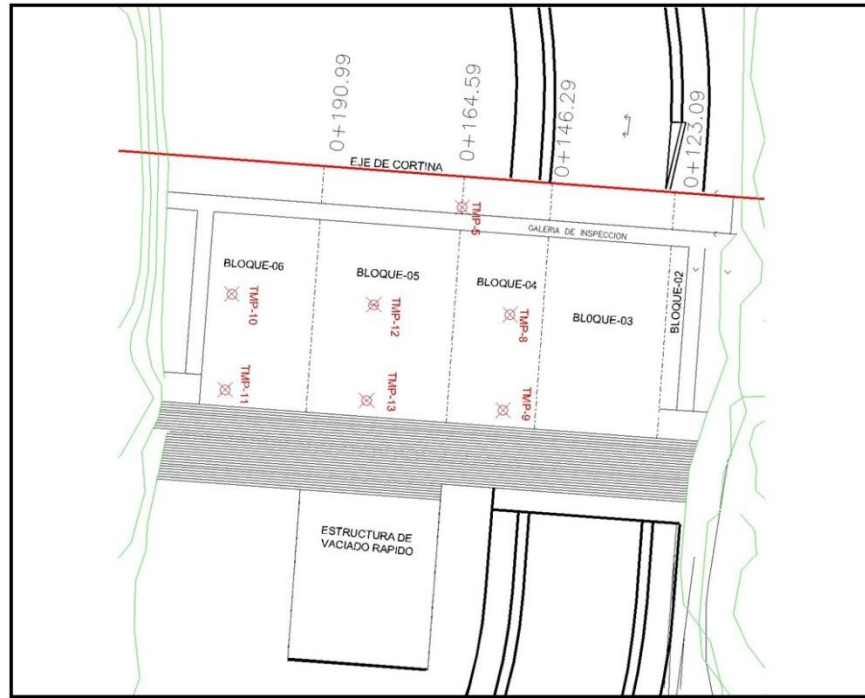


Figura 4-20. Ubicación de termómetros en la cortina de la presa.

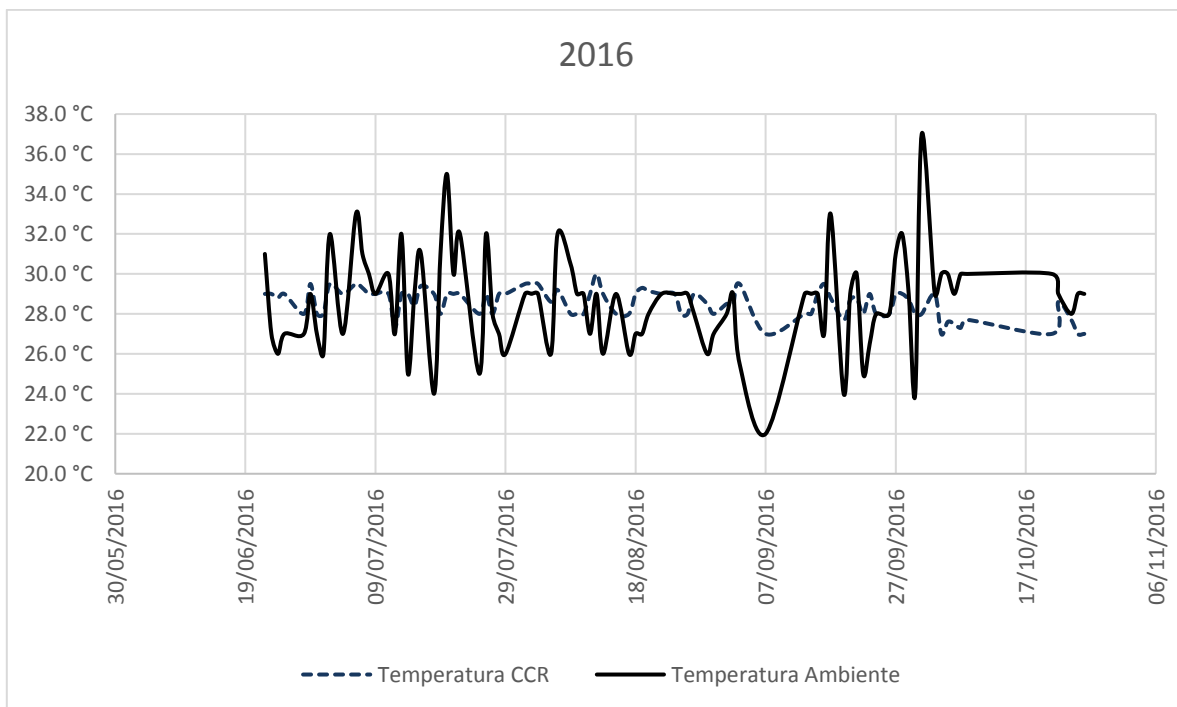


Figura 4-21. Registros de temperatura ambiente y del CCR en el año 2016.

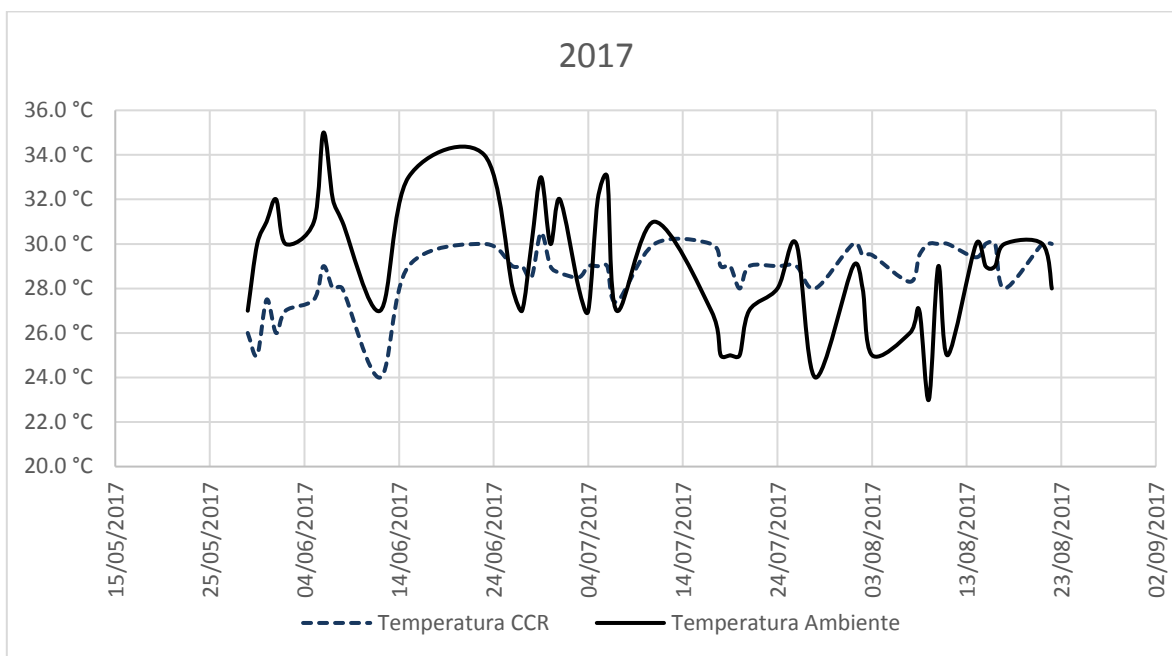


Figura 4-22. Registros de temperatura ambiente y del CCR en el año 2017.

4.5 Análisis con el método de elementos finitos en tres dimensiones (3D-MEF).

4.5.1 Cálculo de la estabilidad de la cortina.

De forma inicial, antes de la construcción del modelo con el método de elementos finitos se elaboraron los cálculos para revisar la estabilidad estructural de la cortina, bajo una condición ordinaria y otra extraordinaria, con el fin de comparar los factores de seguridad resultantes con aquellos mínimos recomendados por las normas y recomendaciones aplicables.

La memoria del cálculo de los factores de seguridad para las distintas condiciones consideradas se presenta en el anexo 1, mientras que el resumen de resultados se presenta a continuación.

Tabla 4-3. Factores de seguridad calculados para la presa Pilares.

Condición	Nivel del vaso	Sismo	Drenes	Factores de seguridad		Esfuerzos en la base (kg/cm ²)	
				Deslizamiento	Volteo	Talón aguas arriba	Pie aguas abajo
Ordinaria	NAMO	SBO	Operando	6.23	4.11	13.45	2.38
Ordinaria	NAMO	SBO	No operando	6.11	4.24	14.02	1.53

Condición	Nivel del vaso	Sismo	Drenes	Factores de seguridad		Esfuerzos en la base (kg/cm ²)	
				Deslizamiento	Volteo	Talón aguas arriba	Pie aguas abajo
Ordinaria	NAMO	SMD	Operando	4.13	3.20	11.48	3.66
Ordinaria	NAMO	SMD	No operando	4.05	3.28	12.06	2.80
Extraordinaria	NAME	--	Operando	1.63	1.76	2.88	10.99
Extraordinaria	NAME	--	No operando	1.39	1.58	2.38	9.46

4.5.2 Construcción de la malla de elementos finitos.

Considerando la información sobre el proyecto ejecutivo de la presa, se elaboró la geometría del modelo en tres dimensiones, tanto para la roca de cimentación como para la cortina de la presa.

La geometría del modelo se malló bajo un esquema de ensamblajes independientes, que permite dar distintas resoluciones a la roca de cimentación y a la cortina. Los elementos considerados se muestran en la figura siguiente.

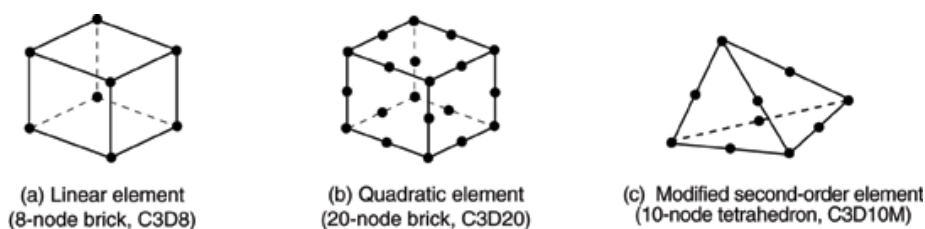


Figura 4-23. Tipos de elementos que serán considerados en el mallado de los sólidos correspondientes a la cortina y la roca de cimentación de la cortina de la presa.

Para cumplir con los alcances de este estudio fue necesario elaborar geometrías bajo distintas condiciones de avance en la construcción de la cortina. Las condiciones de avance en la construcción de la cortina fueron representadas a través de distintas alturas, conforme a las elevaciones siguientes:

- Etapa-1. Elevación 170.00 msnm.
- Etapa-2. Elevación 175.00 msnm.
- Etapa-3. Elevación 180.00 msnm.
- Etapa-4. Elevación 185.00 msnm.
- Etapa-5. Elevación 192.60 msnm.
- Etapa-6. Elevación 200.00 msnm.
- Etapa-7. Elevación 210.00 msnm.
- Etapa-8. Elevación 220.00 msnm.
- Etapa-Final. Elevación 231.23 msnm.

La geometría del modelo incluyó la incorporación de cada monolito individual, así como las juntas de contracción. Estas juntas están representadas explícitamente mediante un modelo de contacto con un ángulo de fricción de 45°. También el contacto de la cortina con la roca de cimentación está modelado explícitamente mediante un modelo de contacto con un ángulo de fricción de 45° y una cohesión de 10 kg/cm². El modelo de la cortina considera la distinción en módulos de deformación del concreto compactado con rodillo y el concreto convencional alojado en la obra de desvío y los conductos del vertedor. De forma esquemática, la descripción del modelo se presenta en la figura siguiente.

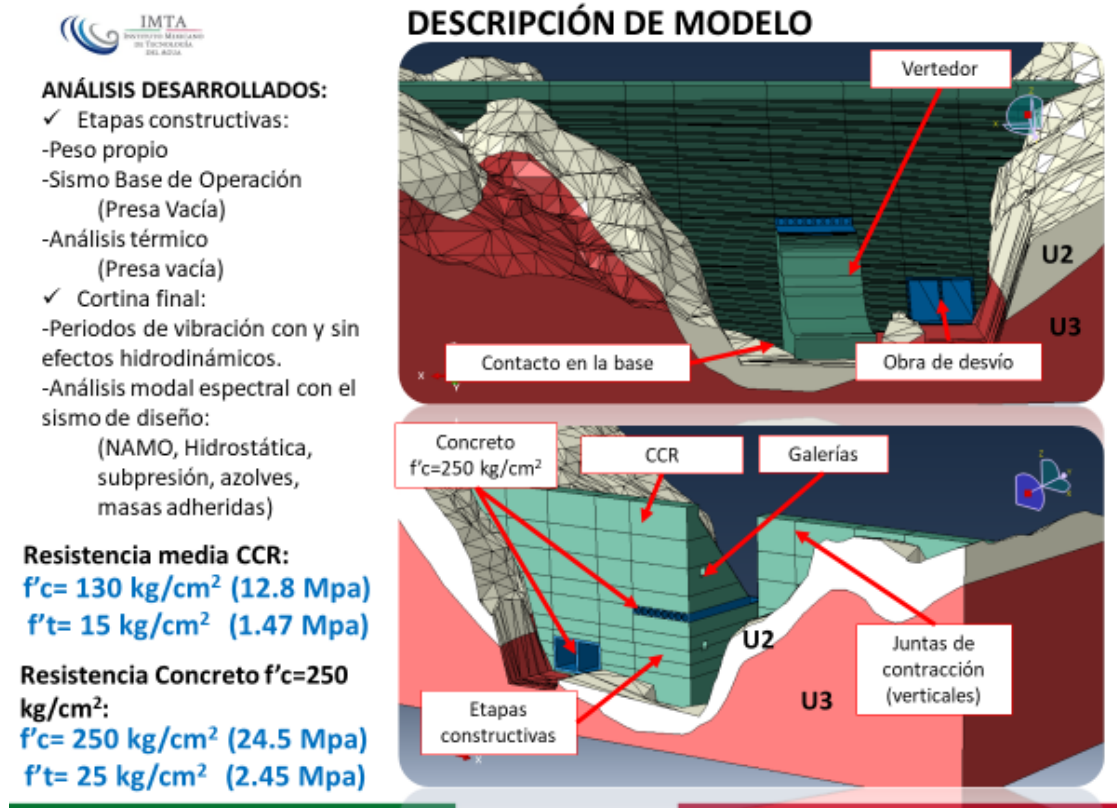


Figura 4-24. Descripción esquemática de la geometría del modelo de elementos finitos de la cortina de la presa Bicentenario.

La geometría del modelo y su respectivo mallado con elementos cuadráticos de segundo orden se muestran en las figuras siguientes, para las etapas de construcción de la cortina posteriores a la actual.

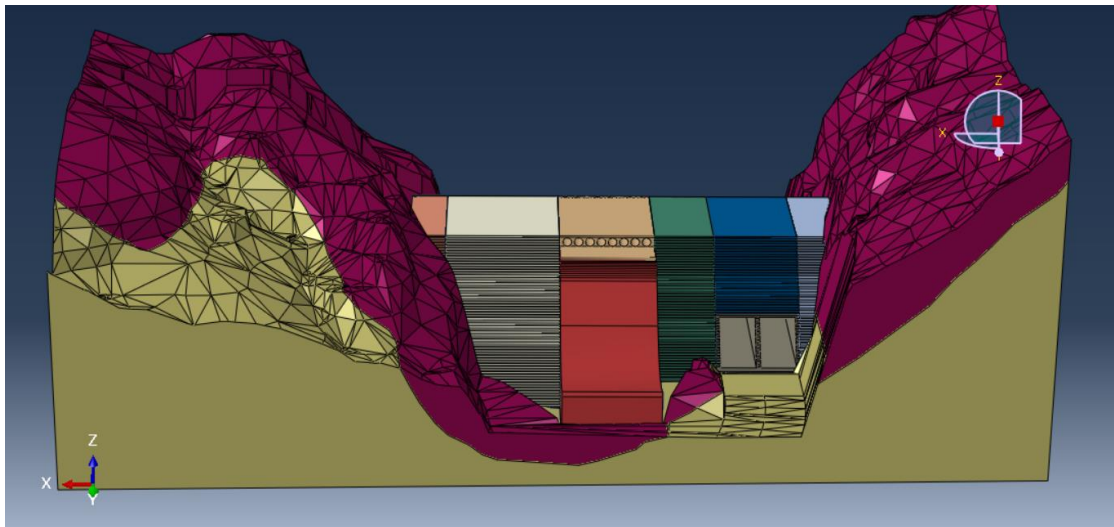


Figura 4-25. Geometría tridimensional de la cortina de la presa Pilares en la etapa 5 de construcción, en la elevación 192.90 msnm.

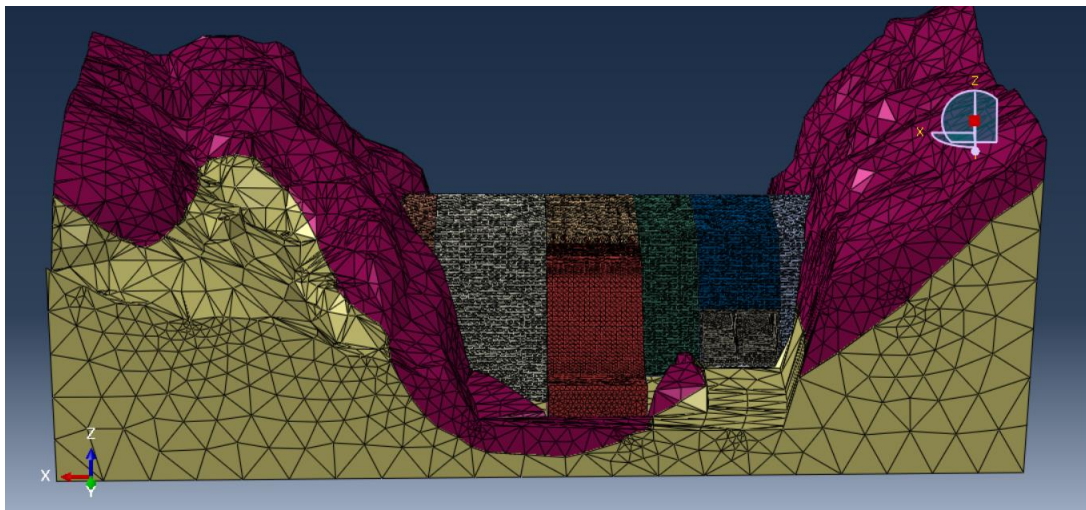


Figura 4-26. Mallado con elementos cuadráticos de segundo orden en la cortina de la presa Pilares en la etapa 1 de construcción, en la elevación 192.90 msnm.

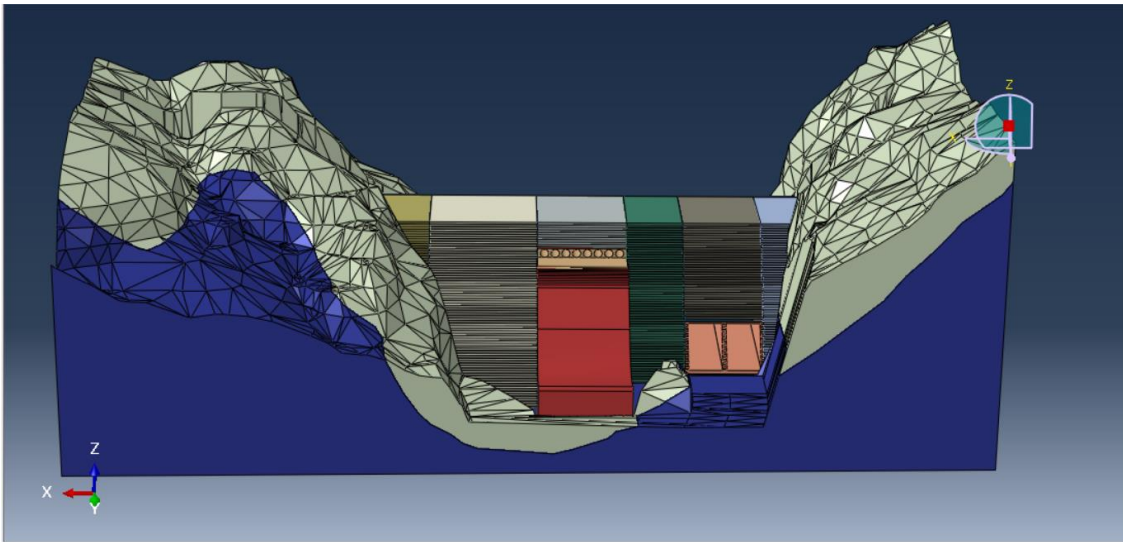


Figura 4-27. Geometría tridimensional de la cortina de la presa Pilares en la etapa 6 de construcción, en la elevación 200.00 msnm.

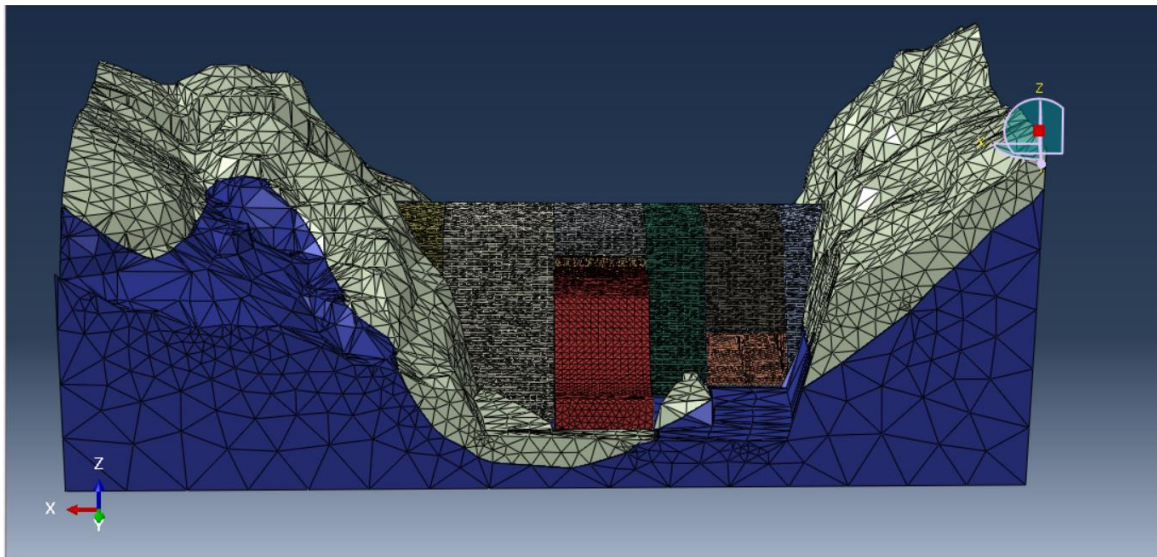


Figura 4-28. Mallado con elementos cuadráticos de segundo orden en la cortina de la presa Pilares en la etapa 1 de construcción, en la elevación 200.00 msnm.

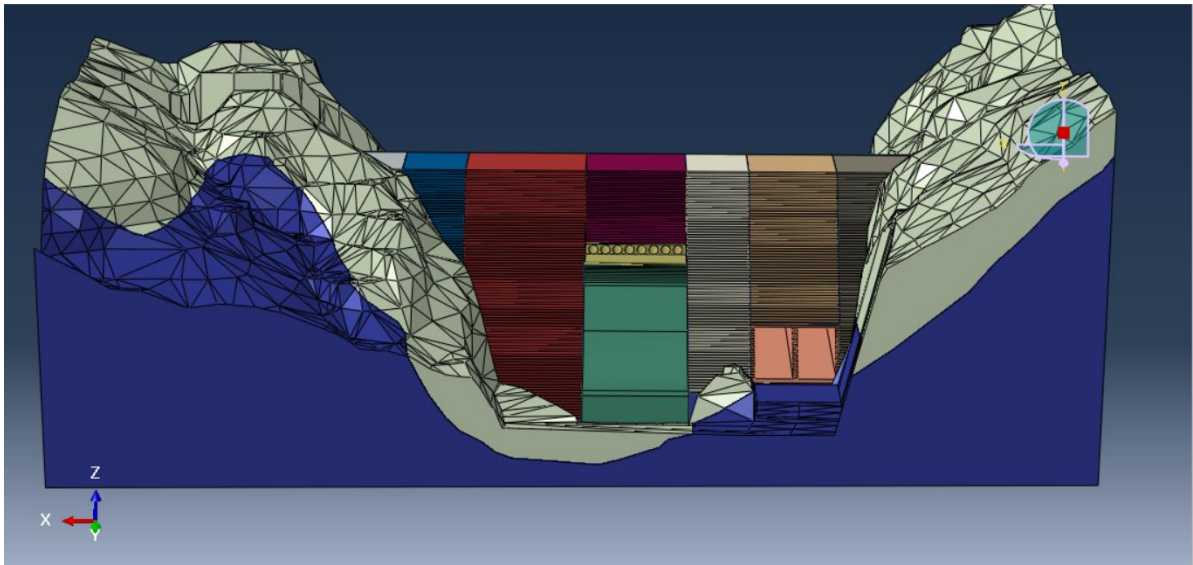


Figura 4-29. Geometría tridimensional de la cortina de la presa Pilares en la etapa 7 de construcción, en la elevación 210.00 msnm.

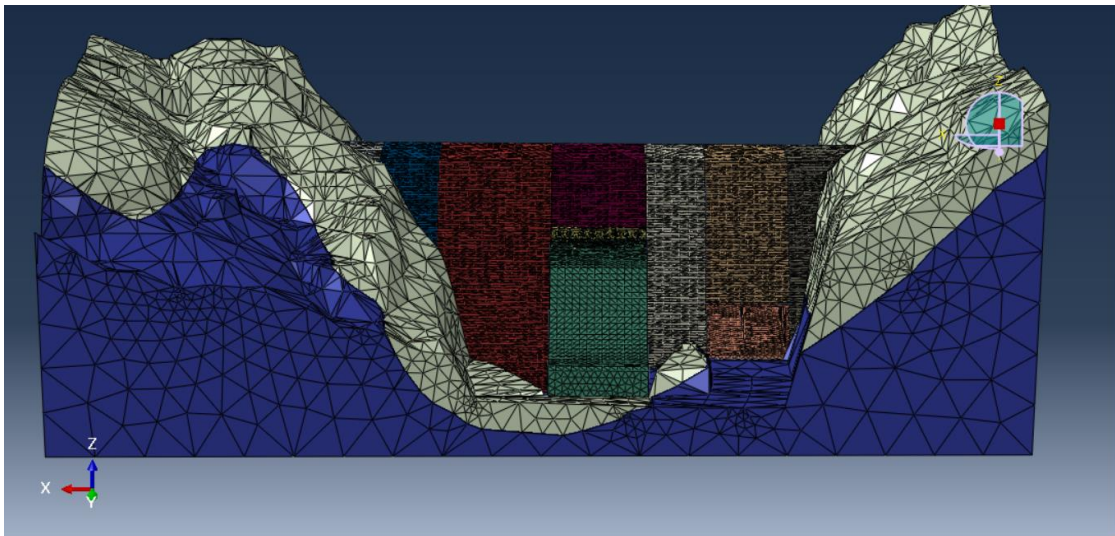


Figura 4-30. Mallado con elementos cuadráticos de segundo orden en la cortina de la presa Pilares en la etapa 1 de construcción, en la elevación 210.00 msnm.

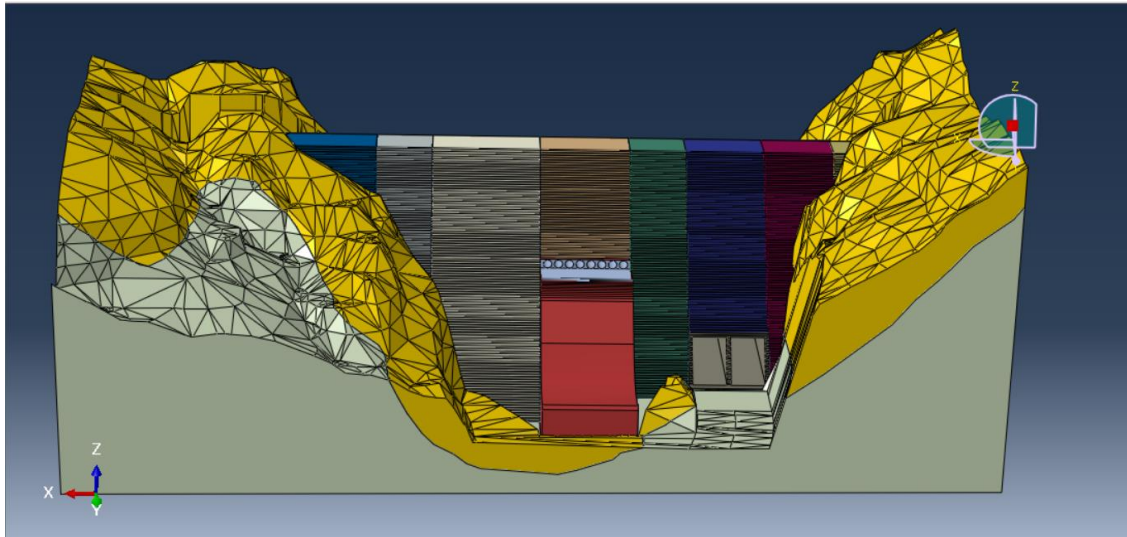


Figura 4-31. Geometría tridimensional de la cortina de la presa Pilares en la etapa 8 de construcción, en la elevación 220.00 msnm.

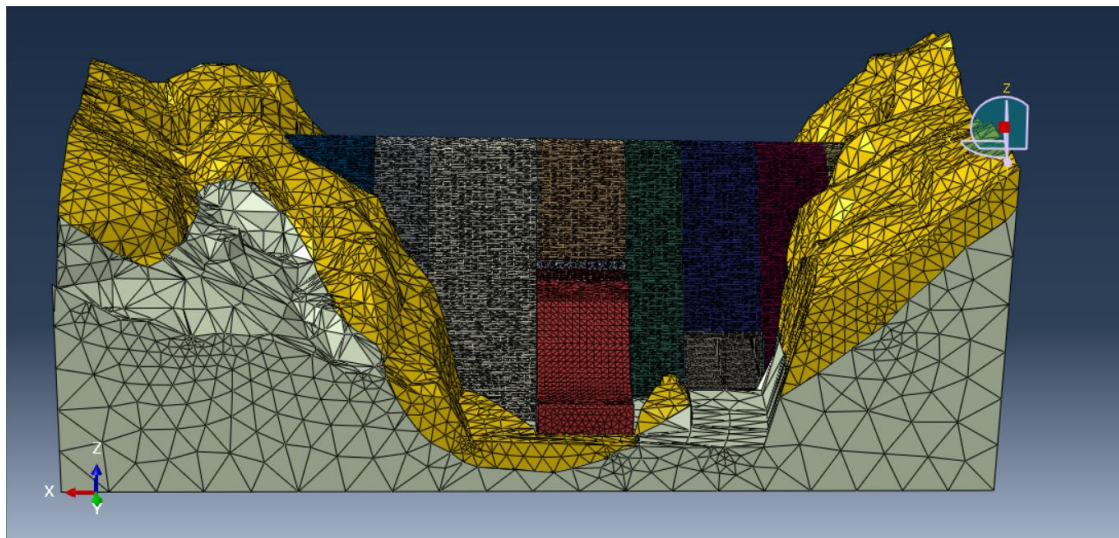


Figura 4-32. Mallado con elementos cuadráticos de segundo orden en la cortina de la presa Pilares en la etapa 1 de construcción, en la elevación 220.00 msnm.

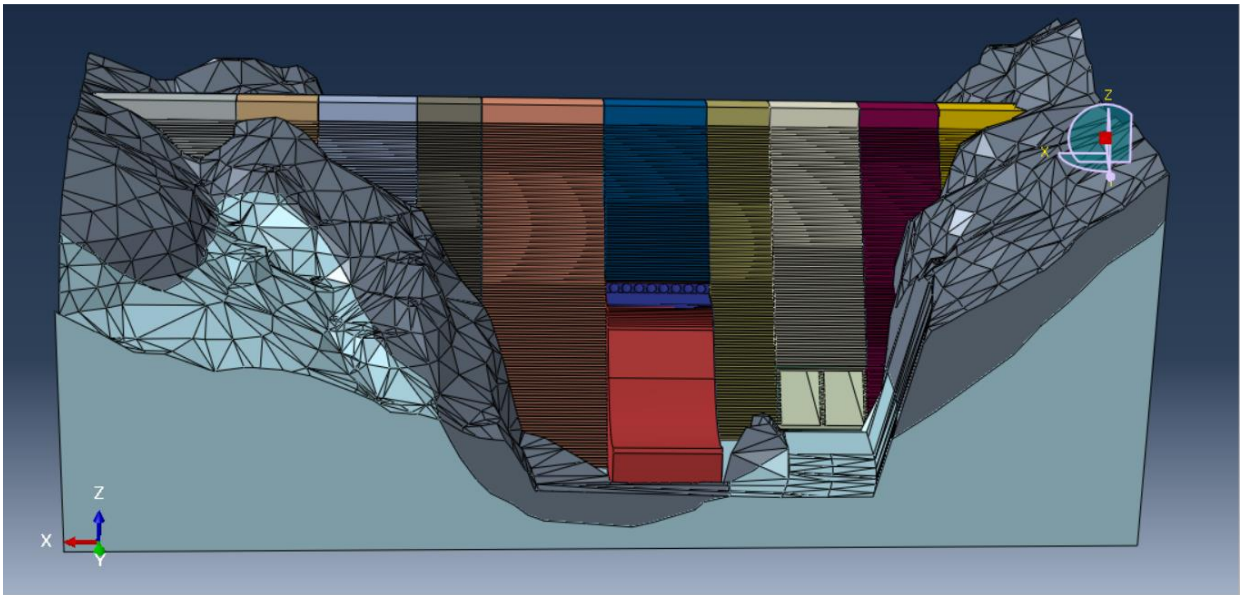


Figura 4-33. Geometría tridimensional de la cortina de la presa Pilares en la etapa final de construcción, en la elevación 231.23 msnm.

Cabe mencionar que la ubicación de las juntas de contracción se obtuvo de la información presentada en el plano P-007-PLACEL-07-SON rev 3.1 llamado "Obras de contención Cortina. Excavaciones de limpia y empotramiento cimentación."

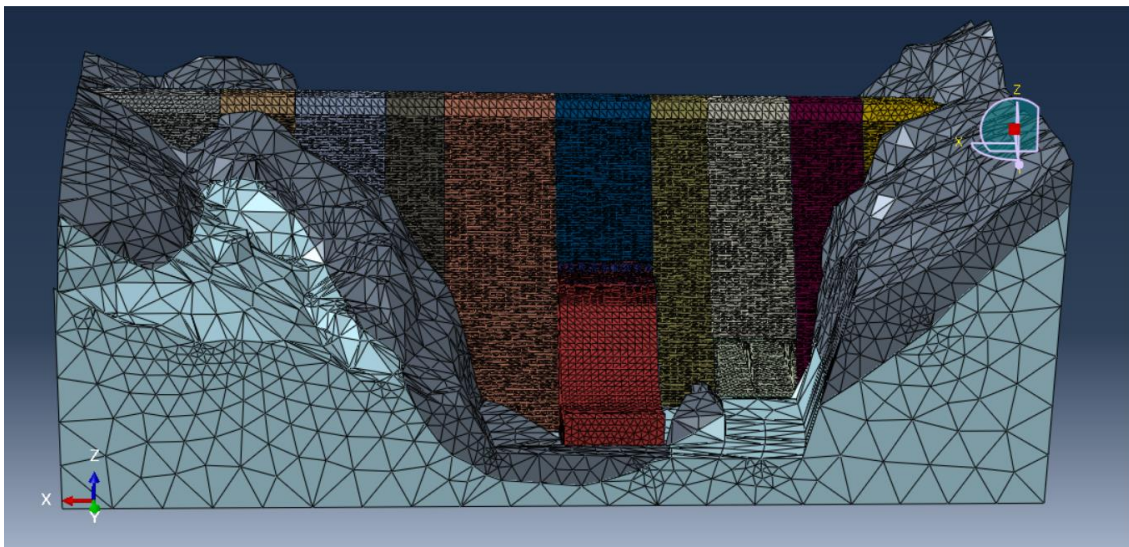


Figura 4-34. Mallado con elementos cuadráticos de segundo orden en la cortina de la presa Pilares en la etapa 1 de construcción, en la elevación 231.23 msnm.

Como resultado de la construcción de la malla de elementos finitos, el número de elementos y nodos resultantes se presentan en las tablas siguientes.

Tabla 4-4. Datos de la malla de elementos finitos para la modelación de la etapa 5 de construcción de la cortina, en la elevación 192.90 msnm.

NUMBER OF ELEMENTS IS	510031
NUMBER OF ELEMENTS DEFINED BY THE USER AND *TIE	493485
NUMBER OF INTERNAL ELEMENTS GENERATED FOR CONTACT	16546
NUMBER OF NODES IS	136778
NUMBER OF NODES DEFINED BY THE USER	103686
NUMBER OF INTERNAL NODES GENERATED BY THE PROGRAM	33092
TOTAL NUMBER OF VARIABLES IN THE MODEL	360696

Tabla 4-5. Datos de la malla de elementos finitos para la modelación de la etapa 6 de construcción de la cortina, en la elevación 200.00 msnm.

NUMBER OF ELEMENTS IS	357524
NUMBER OF ELEMENTS DEFINED BY THE USER AND *TIE	345453
NUMBER OF INTERNAL ELEMENTS GENERATED FOR CONTACT	12071
NUMBER OF NODES IS	99493
NUMBER OF NODES DEFINED BY THE USER	75351
NUMBER OF INTERNAL NODES GENERATED BY THE PROGRAM	24142
TOTAL NUMBER OF VARIABLES IN THE MODEL	262266

Tabla 4-6. Datos de la malla de elementos finitos para la modelación de la etapa 7 de construcción de la cortina, en la elevación 210.00 msnm.

NUMBER OF ELEMENTS IS	445066
NUMBER OF ELEMENTS DEFINED BY THE USER AND *TIE	430695

NUMBER OF INTERNAL ELEMENTS GENERATED FOR CONTACT	14371
NUMBER OF NODES IS	121514
NUMBER OF NODES DEFINED BY THE USER	92772
NUMBER OF INTERNAL NODES GENERATED BY THE PROGRAM	28742
TOTAL NUMBER OF VARIABLES IN THE MODEL	321429

Tabla 4-7. Datos de la malla de elementos finitos para la modelación de la etapa 8 de construcción de la cortina, en la elevación 220.00 msnm.

NUMBER OF ELEMENTS IS	537321
NUMBER OF ELEMENTS DEFINED BY THE USER AND *TIE	521243
NUMBER OF INTERNAL ELEMENTS GENERATED FOR CONTACT	16078
NUMBER OF NODES IS	143877
NUMBER OF NODES DEFINED BY THE USER	111721
NUMBER OF INTERNAL NODES GENERATED BY THE PROGRAM	32156
TOTAL NUMBER OF VARIABLES IN THE MODEL	383397

Tabla 4-8. Datos de la malla de elementos finitos para la modelación de la etapa final de construcción de la cortina, en la elevación 231.23 msnm.

NUMBER OF ELEMENTS IS	278168
NUMBER OF ELEMENTS DEFINED BY THE USER AND *TIE	270939
NUMBER OF INTERNAL ELEMENTS GENERATED FOR CONTACT	7229
NUMBER OF NODES IS	74228
NUMBER OF NODES DEFINED BY THE USER	59770
NUMBER OF INTERNAL NODES GENERATED BY THE PROGRAM	14458
TOTAL NUMBER OF VARIABLES IN THE MODEL	200997

4.6 *Análisis con elementos finitos.*

4.6.1 Estado inicial de esfuerzos.

El estado inicial de esfuerzos que se presenta a continuación tiene por objetivo verificar que los resultados calculados con el método de elementos finitos sean congruentes con la configuración topográfica de la boquilla y que tengan órdenes de magnitud verificables en función de la densidad de la roca y la profundidad de algunos puntos de referencia.

Primero, conviene mencionar que la condición de frontera impuesta en las caras exteriores de la geometría de la roca de cimentación es una condición de fronteras absorbentes con rigideces y amortiguadores en las caras exteriores, tal y como se muestra en la figura siguiente. En la base del modelo se supuso una condición de apoyo simple para la determinación de estados de esfuerzos estáticos y, en su caso, las aceleraciones de las historias de tiempo de movimientos sísmicos aplicadas uniformemente sobre ella.

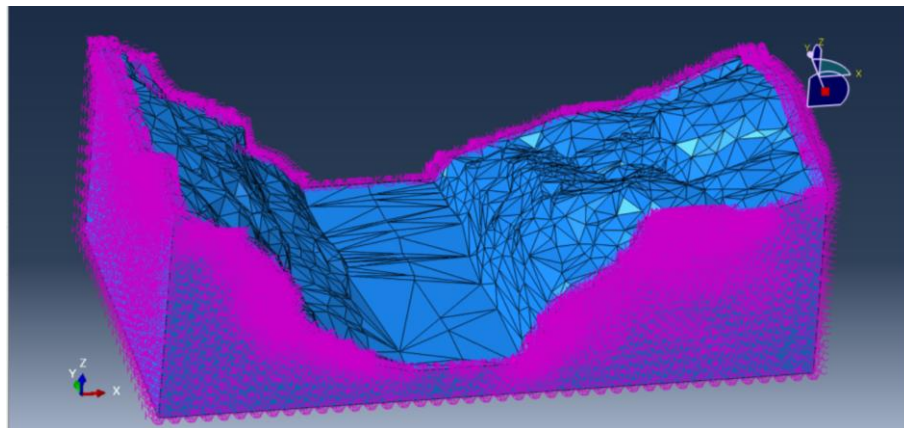


Figura 4-35. Condición de frontera absorbente aplicada en las caras exteriores del dominio del modelo de la boquilla.

Como puede apreciarse en la figura siguiente, los esfuerzos verticales son congruentes con la configuración topográfica de la boquilla.

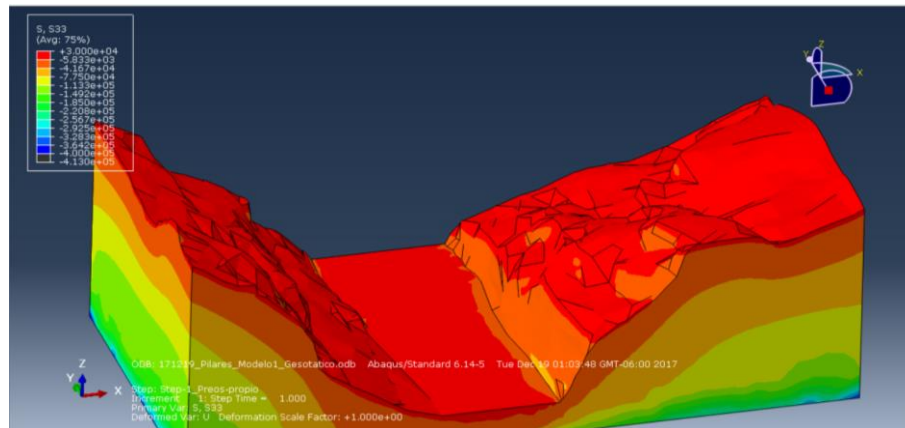


Figura 4-36. Esfuerzos verticales en el dominio de la modelación de la roca de cimentación, bajo una condición geostática.

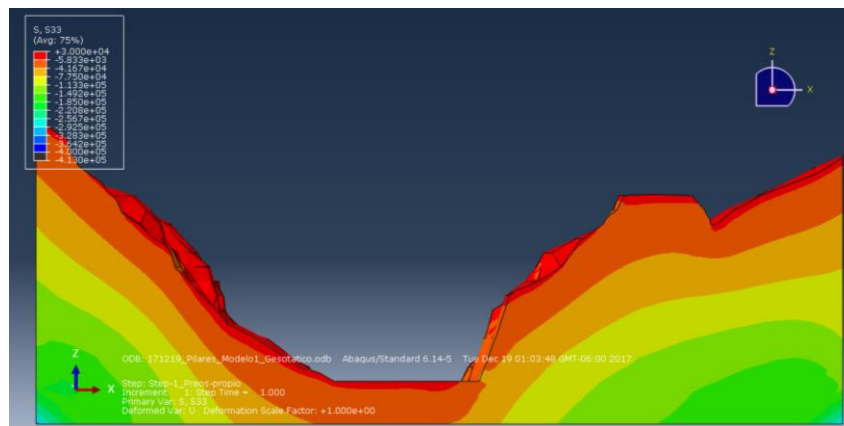


Figura 4-37. Corte transversal para observar el estado de esfuerzos iniciales en el eje de la boquilla bajo una condición geostática.

4.6.1.1 Etapas de excavaciones para desplante.

Las excavaciones para el desplante de la cortina se obtuvieron con base en el levantamiento topográfico proporcionado por la empresa Canoras. En la figura siguiente se muestran fotografías de la margen izquierda, con los cortes y limpieas efectuadas.

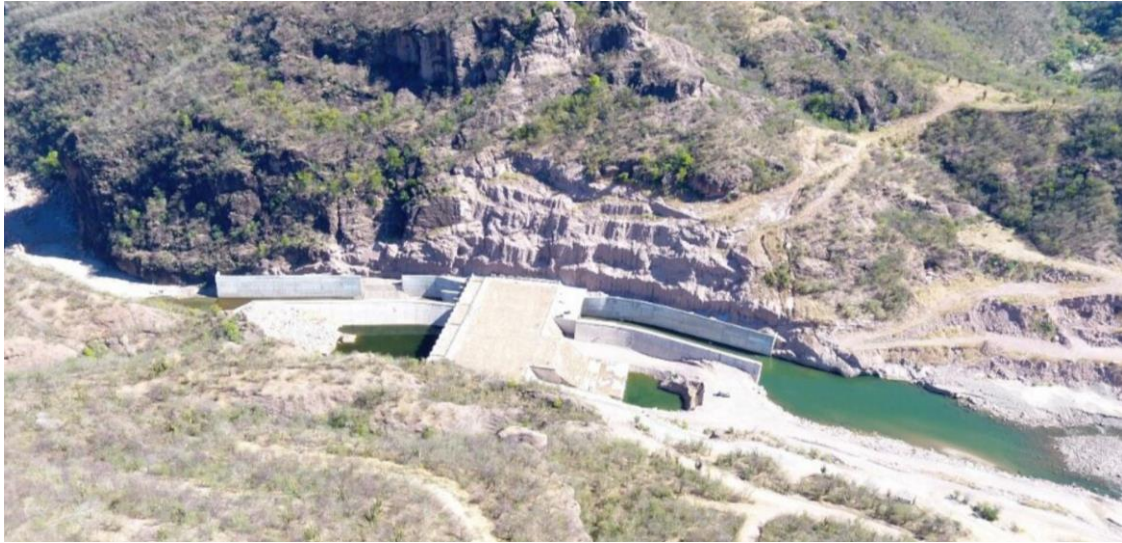


Figura 4-38. Trabajos de limpia sobre margen izquierda.

La configuración topográfica del desplante de la cortina, conforme a la información proporcionada por la empresa Canoras puede observarse en la figura siguiente.

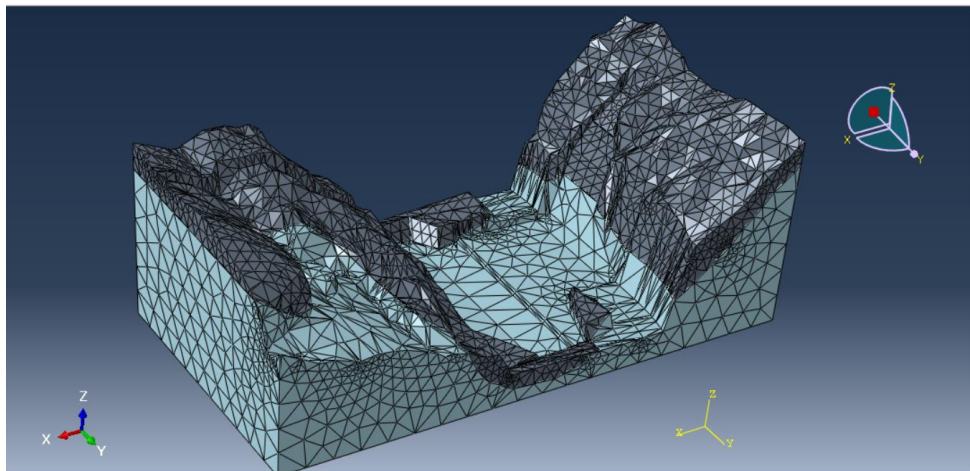


Figura 4-39. Configuración topográfica de las excavaciones de desplante de la cortina.

Con base en las excavaciones mostradas en la figura anterior se obtuvieron los esfuerzos que se presentan en la figura siguiente en todo el dominio de la modelación.

Con el fin de verificar los esfuerzos principales en la unidad geológica deformable no sobrepasan los esfuerzos resistentes, en la figura siguiente se muestra el contorno de esfuerzos, así como los valores máximos alcanzados en esta unidad. Se pueden apreciar

esfuerzos de compresión de hasta 16 kg/cm^2 sobre margen izquierda y de 9 kg/cm^2 sobre margen derecha. Los esfuerzos resistentes, para el módulo de deformación considerado, son de alrededor de 75 kg/cm^2 .

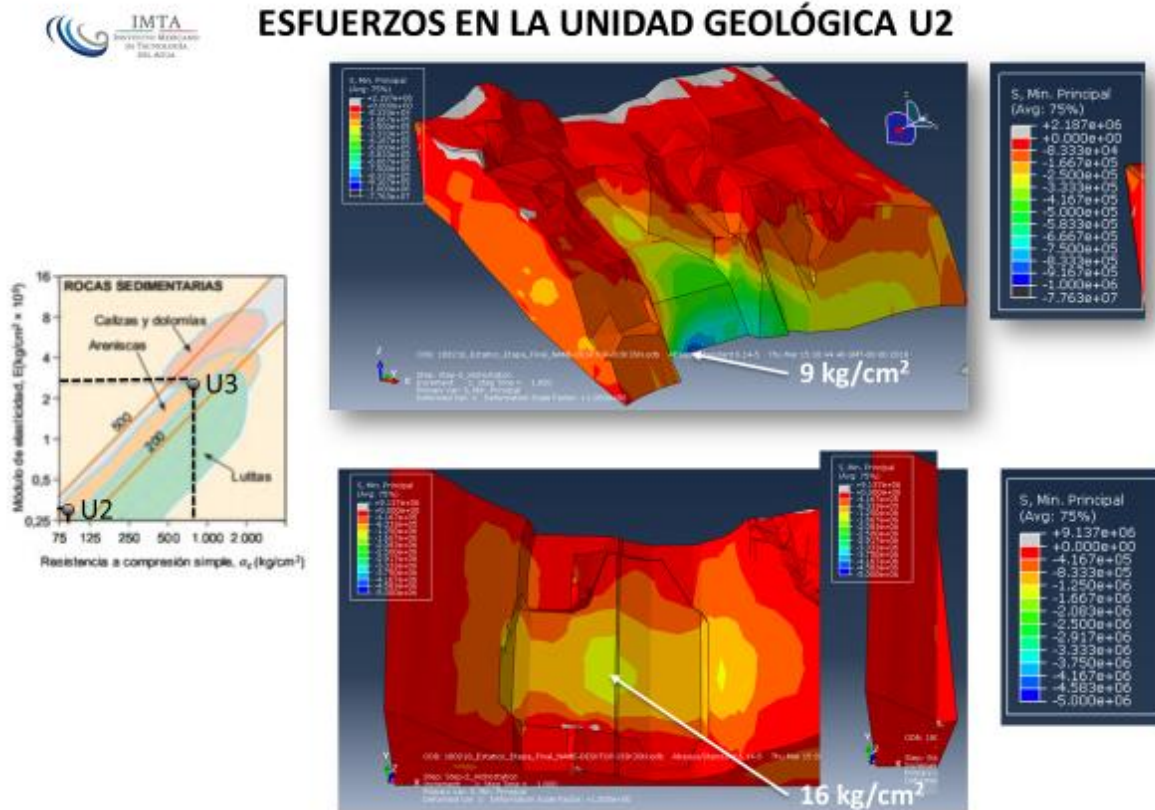


Figura 4-40. Esfuerzos verticales obtenidos en el eje de la boquilla para la condición de excavaciones para el desplante.

4.6.1.2 Esfuerzos por cargas gravitacionales durante las etapas de construcción.

Los esfuerzos principales que actúan durante cada etapa de construcción de la presa Pilares se muestran esquemáticamente en las figuras siguientes, relacionados con esfuerzos de compresión tanto en el CCR como en el concreto convencional. En ningún caso se supera la resistencia a compresión.

4.6.1.2.1 Etapa 5.

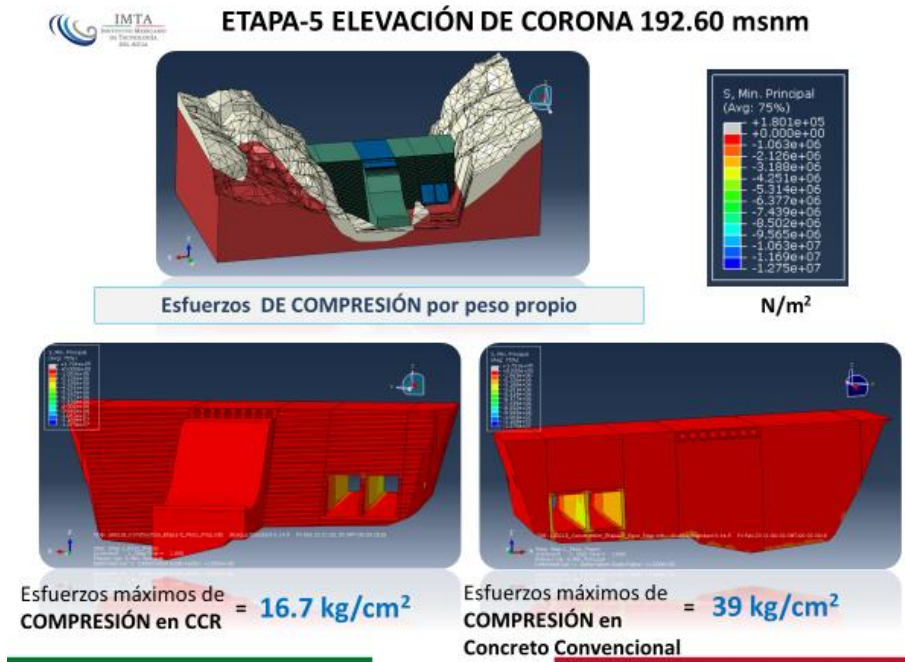


Figura 4-41. Esfuerzos de compresión calculados para la etapa 5 de construcción.

4.6.1.2.2 Etapa 6.

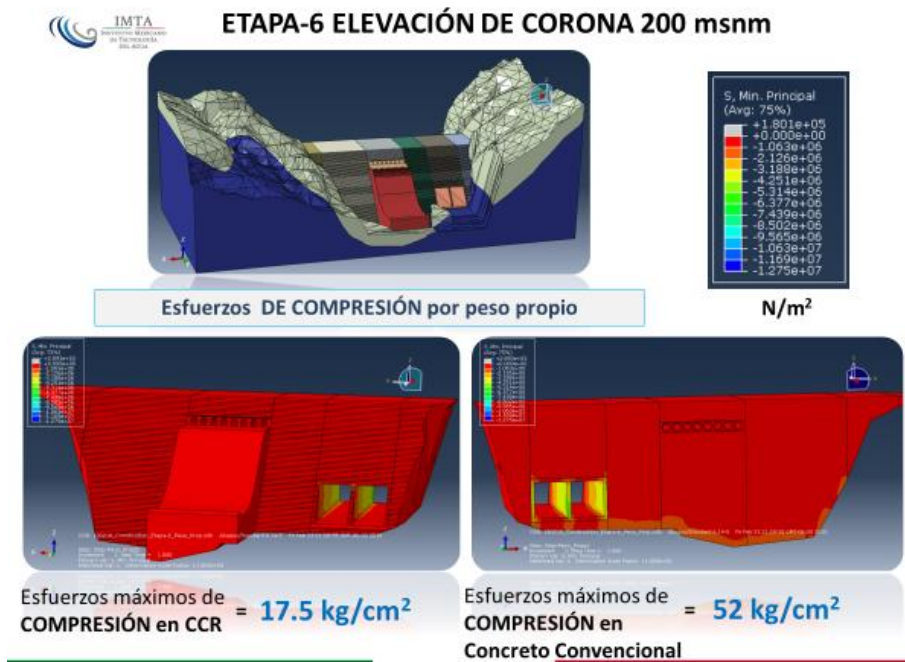


Figura 4-42. Esfuerzos de compresión calculados para la etapa 6 de construcción.

4.6.1.2.3 Etapa 7.

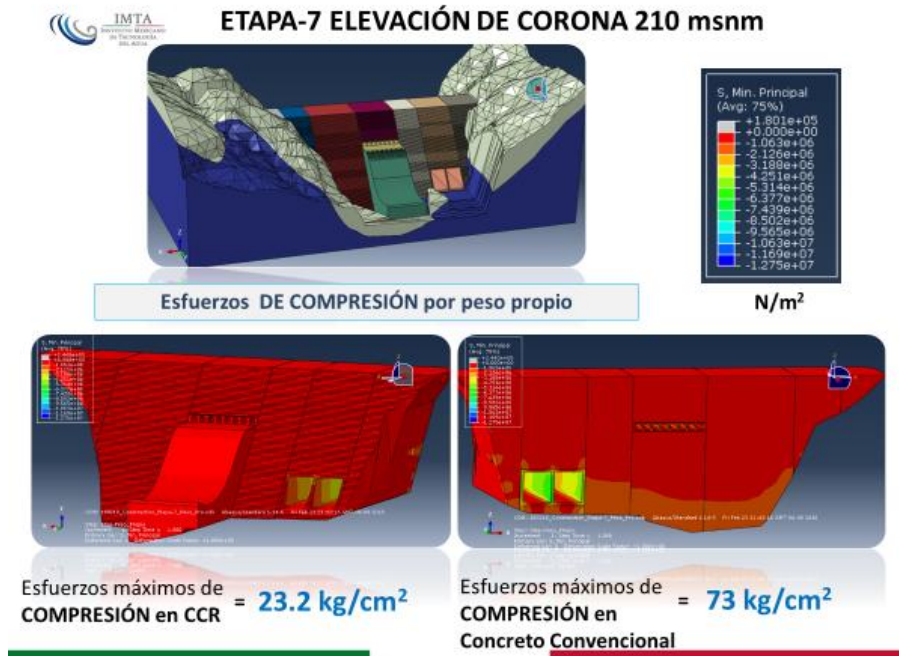


Figura 4-43. Esfuerzos de compresión calculados para la etapa 7 de construcción.

4.6.1.2.4 Etapa 8.

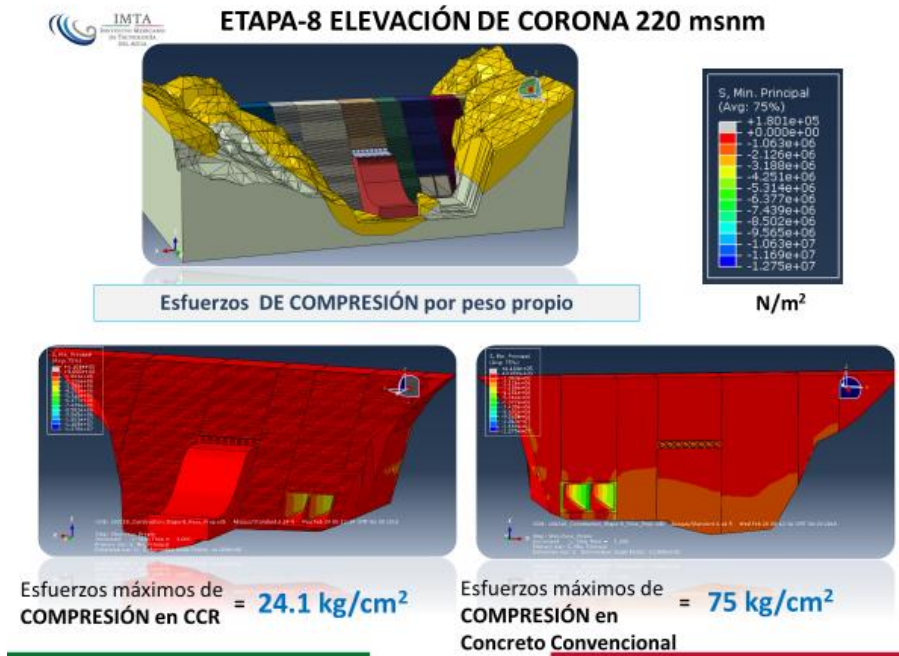


Figura 4-44. Esfuerzos de compresión calculados para la etapa 8 de construcción.

4.6.1.2.5 Etapa Final.

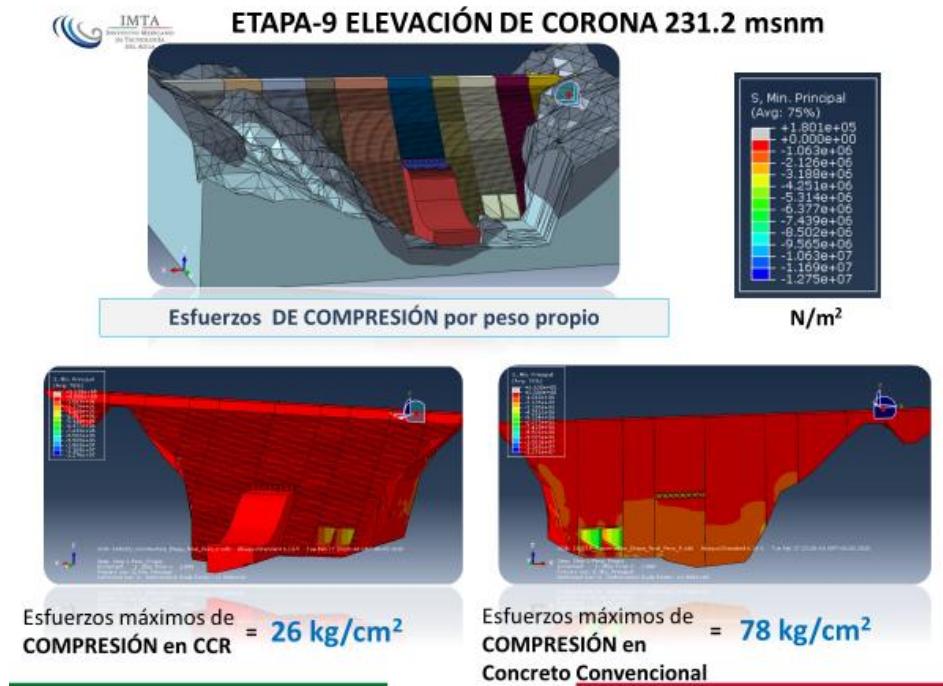
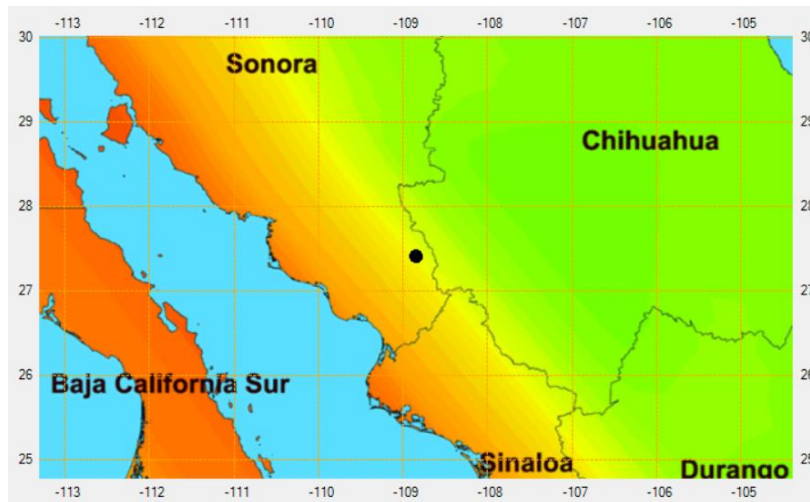


Figura 4-45. Esfuerzos de compresión calculados para la etapa 5 de construcción.

4.6.1.3 Fuerzas sísmicas y efectos hidrodinámicos.

De acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la CFE, para determinar la aceleración máxima del terreno en la localidad geográfica de la presa se hace uso del programa PRODISIS. El espectro corresponde al nivel de prevención de colapso en estructuras del grupo B. Este espectro se multiplica por el factor de 1.5 para tomar en cuenta la importancia de las presas ya que, por su seguridad, se consideran dentro del grupo A. Para el nivel de servicio, también llamado de operación, el espectro de prevención de colapso se divide por el factor de 5.5. El programa PRODISIS arrojó, para la ubicación de la cortina a gravedad, una aceleración de 85 gales para el sismo de prevención de colapso.



Longitud = 104.5714 O	Aceleración = 71 gals	Tr = 30000 años	Última ubicación:	Longitud = 108.8605 O	Aceleración = 85 gals	Tr = 30000 años
Latitud = 28.9757 N	Velocidad = 6 cm/s	Desplazamiento = 3 cm		Latitud = 27.4207 N	Velocidad = 11 cm/s	Desplazamiento = 5 cm

Figura 4-46. Aceleración máxima en roca en el sitio de la cortina Pilares.

Los espectros de diseño correspondientes a los sismos máximos de diseño y al sismo base de operación se muestran en la figura siguiente.

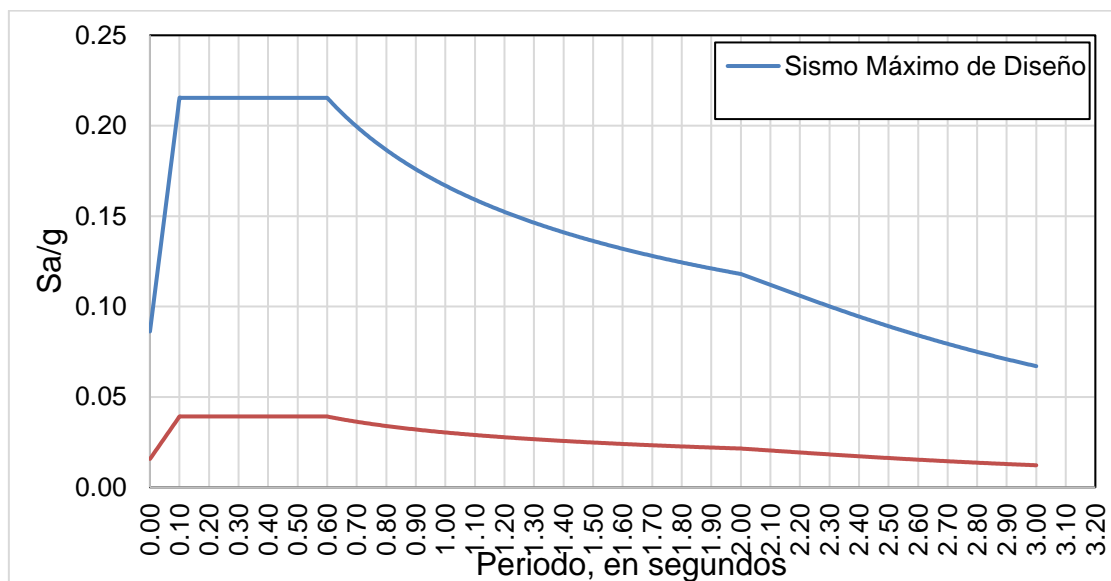


Figura 4-47. Espectros de diseño en roca para la presa Pilares. Fuente: PRODISIS.

El nivel de servicio (sismo base de operación) está relacionado fundamentalmente con el funcionamiento de la presa. Para este nivel corresponden las acciones sísmicas que pueden

provocar movimientos importantes en el sitio de la presa, a nivel de terreno rocoso, sin que ésta presente problemas de operación. Con el nivel de prevención del colapso (sismo máximo de diseño) se definen las acciones sísmicas con que se diseñan las presas. En este caso, el diseño puede permitir que las presas puedan sufrir daños estructurales importantes o pérdidas económicas cuantiosas, pero sin consecuencias catastróficas tales como la ruptura total o la evacuación descontrolada del vaso.

Ahora bien, de acuerdo con la clasificación del sitio de la presa según la sismicidad, conforme a la clasificación del manual de obras civiles, la presa Pilares se encuentra en una zona de sismicidad baja, pues la aceleración máxima en roca es menor que 0.1 g, siendo este valor el límite entre la sismicidad baja y media. En relación con la altura de la cortina, la presa se considera alta, pues supera los 30 m de altura, mientras que en términos del daño potencial aguas abajo ante la eventual ruptura de la cortina, la presa se clasifica con un daño potencial bajo, pues juzgando con base en las imágenes de Google Earth se prevén pérdidas económicas mínimas que corresponden a daños moderados en la agricultura y caminos vecinales, así como daños mínimos en los recursos naturales. Considerando las clasificaciones anteriores y tomando en cuenta la Tabla 4-9 la presa Pilares puede revisarse utilizando el método simplificado de análisis que considera el cálculo de la respuesta dinámica con el método del espectro de respuesta.

Tabla 4-9. Selección del método de análisis sísmico para las presas de acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la CFE.

				Material					
				Sin pérdida de resistencia			Con pérdida de resistencia		
				Altura					
				Baja	Media	Alta	Baja	Media	Alta
Sismicidad	Baja	Daño potencial	Bajo	S	S	S	D	D	D
			Medio	S	S	D	D	D	C
			Alto	S	D	D	D	C	C
	Media		Bajo	S	S	D	D	D	C
			Medio	S	D	D	D	C	C
			Alto	D	D	C	C	C	C
	Alta		Bajo	S	D	D	D	C	C
			Medio	D	D	C	C	C	C
			Alto	D	C	C	C	C	C

S = Análisis simplificado, D = Análisis detallado, C = Análisis completo

4.6.1.3.1 Periodos de vibración de la estructura.

Se determinaron los periodos de vibración de la cortina, comparando los periodos de vibración con y sin la interacción del vaso en la cortina, así como con la influencia de la deformación de la cimentación. La interacción vaso-cortina fue tomada considerando masas adheridas al paramento aguas arriba según la expresión desarrollada por Westergaard. La expresión de Westergaard es más precisa cuando el paramento aguas arriba es vertical, como es el caso de la presa Pilares. Esta expresión tiene la forma siguiente:

$$ph(y) = \frac{7}{8} \alpha \sqrt{H \cdot y}$$

Donde ph es la presión hidrodinámica a una profundidad y , H es el nivel máximo de agua en el vaso y α es la aceleración del sismo como fracción de la gravedad. Cuando se realizan análisis de estabilidad, la expresión de Westergaard se toma como un diagrama de presiones, adicional a la presión hidrostática. Para el caso de los análisis dinámicos a través de elementos finitos o para verificar la influencia del vaso en la cortina de la presa es conveniente que la expresión de Westergaard sea tomada como masas adheridas, a cada nodo considerado en el paramento aguas arriba. Para lograr estos fines, se desarrolló un algoritmo en el lenguaje de programación Fortran, mismo que permite la adición de masas en cada nodo de la malla de elementos finitos con una masa igual a la que resulta de aplicar la expresión de Westergaard. En la Tabla 4-10 se presentan los periodos de vibración para los primeros 5 modos con y sin los efectos hidrodinámicos por la interacción del vaso.

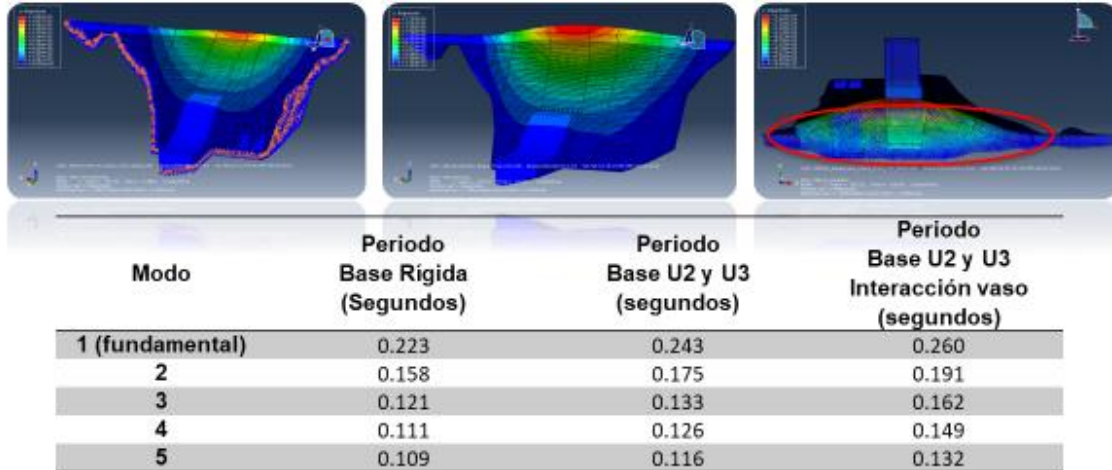
En la Figura 4-48 se presentan los periodos de vibración de la cortina para los primeros 6 modos, destacando que el periodo fundamental es de 0.22 s considerando base rígida y despreciando la interacción del vaso, de 0.24 s si se considera la flexibilidad de la cimentación y de 0.26 s si se considera tanto la flexibilidad de la cimentación como la interacción del vaso. En la Tabla 4-10 se presentan la configuración deformada del periodo fundamental para los tres casos considerados, así como la aplicación de expresiones simplificadas para el cálculo del periodo fundamental.

Tabla 4-10. Periodos de vibración de la cortina para los 5 primeros modos.

Modo	Periodo Base Rígida (Segundos)	Periodo Base U2 y U3 (segundos)	Periodo Base U2 y U3, Interacción vaso (segundos)
1 (fundamental)	0.223	0.243	0.260
2	0.158	0.175	0.191
3	0.121	0.133	0.162
4	0.111	0.126	0.149
5	0.109	0.116	0.132

ETAPA-FINAL ELEVACIÓN DE CORONA 231.23 msnm.

Periodos de Vibración de la Cortina



MOC (2008), para base rígida:

$$C1 = 6 \frac{H}{B} = 6 \frac{71 \text{ m}}{62 \text{ m}} = 6.87$$

$$T1 = C1 \frac{H}{\sqrt{E/\rho}} = 6.87 \frac{71 \text{ m}}{\sqrt{\left(\frac{8.74 \times 10^9 \text{ N/m}^2}{2378 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}\right)}} = 0.25 \text{ s}$$

USACE (1989) para base rígida:

$$T1 = 1.4 \frac{H}{\sqrt{E}} = 1.4 \frac{232.93 \text{ ft}}{\sqrt{(1267299 \text{ psi})}} = 0.29 \text{ s}$$

Figura 4-48. Periodo fundamental de vibración de la cortina. Nota: Las deformaciones están exageradas 20 veces para apreciar los patrones de deformación.

4.6.1.3.2 Análisis modal espectral durante las etapas de construcción.

Se llevó a cabo un análisis dinámico modal espectral para evaluar los esfuerzos presentados por acciones sísmicas, representadas por el espectro correspondiente al nivel base de operación, considerando las etapas siguientes de construcción:

1. Elevación 192.90 msnm.
2. Elevación 200.00 msnm.
3. Elevación 210.00 msnm.
4. Elevación 220.00 msnm.
5. Elevación 231.23 msnm.

El espectro corresponde al nivel base de operación, conforme a la Figura 4-47. En las figuras siguientes se muestra la respuesta máxima de la cortina correspondiente a ese espectro, en términos de esfuerzos de tensión para cada etapa constructiva. En cada una de estas etapas se considera que la presa se encuentra vacía. Se hace la distinción entre las tensiones presentadas en el CCR como en el concreto convencional.



Figura 4-49. Respuesta máxima de la cortina para el sismo correspondiente al nivel base de operación cuando la cortina se encuentra construida hasta el nivel 192.60 msnm.

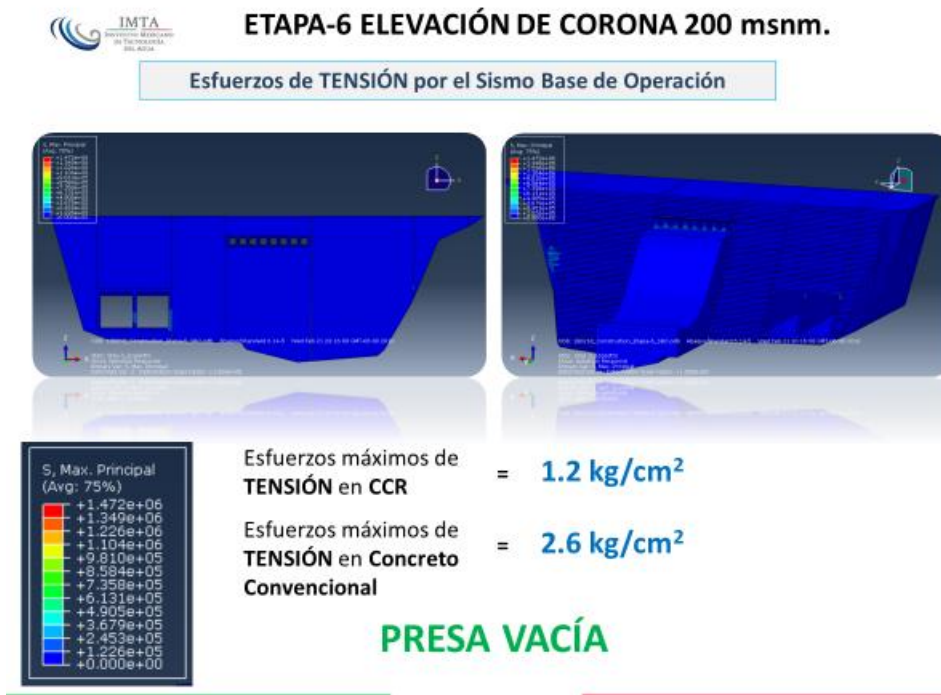


Figura 4-50. Respuesta máxima de la cortina para el sismo correspondiente al nivel base de operación cuando la cortina se encuentra construida hasta el nivel 200.00 msnm.



ETAPA-7 ELEVACIÓN DE CORONA 210 msnm.

Esfuerzos de TENSIÓN por el Sismo Base de Operación

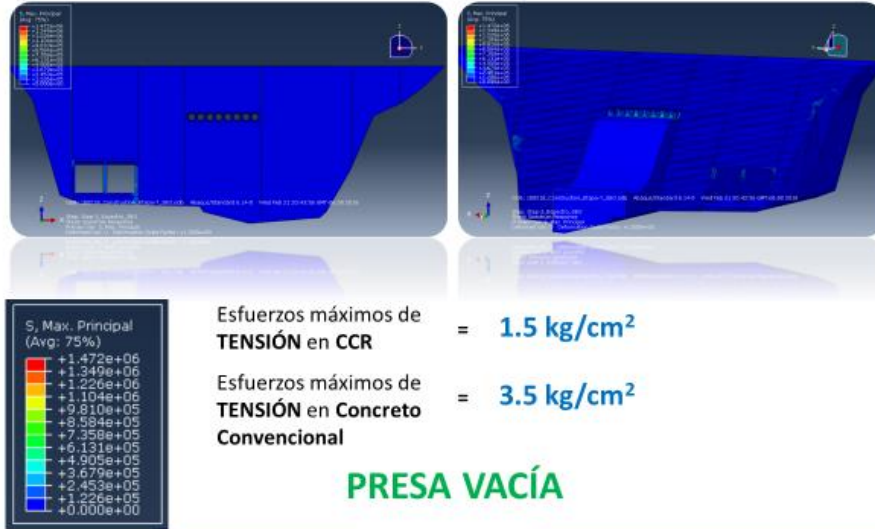


Figura 4-51. Respuesta máxima de la cortina para el sismo correspondiente al nivel base de operación cuando la cortina se encuentra construida hasta el nivel 210.00 msnm.



ETAPA-8 ELEVACIÓN DE CORONA 220 msnm.

Esfuerzos de TENSIÓN por el Sismo Base de Operación

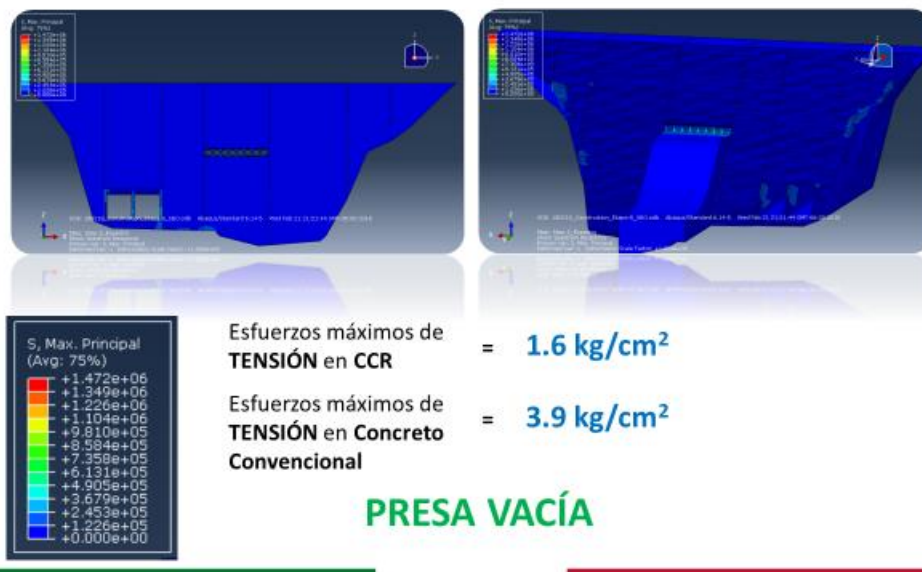


Figura 4-52. Respuesta máxima de la cortina para el sismo correspondiente al nivel base de operación cuando la cortina se encuentra construida hasta el nivel 220.00 msnm.



ETAPA-9 ELEVACIÓN DE CORONA 231.2 msnm.

Esfuerzos de TENSIÓN por el Sismo Base de Operación

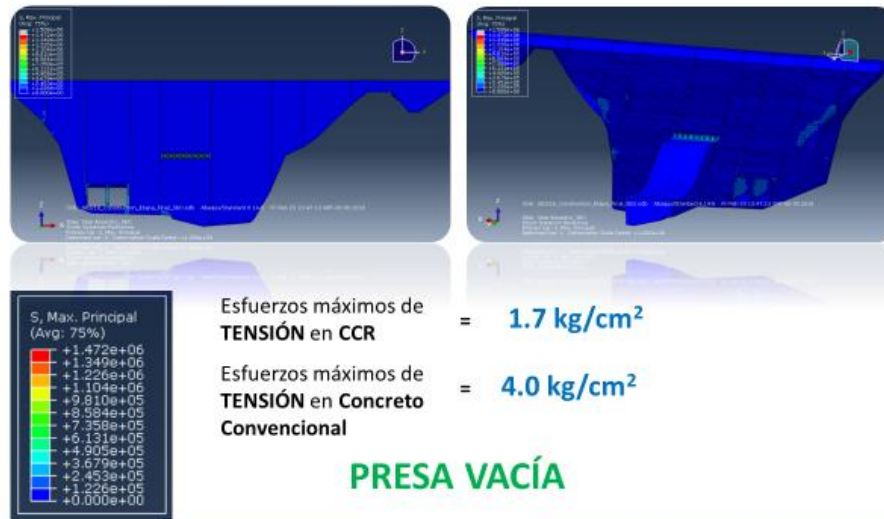


Figura 4-53. Respuesta máxima de la cortina para el sismo correspondiente al nivel base de operación cuando la cortina se encuentra construida hasta el nivel 231 msnm.

Considerando las figuras anteriores es posible notar que la cortina alcanza esfuerzos de tensión de 1.7 kg/cm² en el CCR, específicamente en el paramento aguas arriba y de 4.0 kg/cm² en el concreto convencional de la obra de desvío, mismos que son menores que la resistencia media a tensión, que resultó de las pruebas al concreto.

4.6.1.3.3 Análisis modal espectral para el nivel de prevención de colapso.

El análisis modal espectral se desarrolló considerando el espectro correspondiente al nivel de prevención de colapso, tal y como se describió en el apartado 4.6.1.3 de este informe.

Los resultados se presentan a continuación, para los esfuerzos presentados en el CCR así como en el concreto convencional.

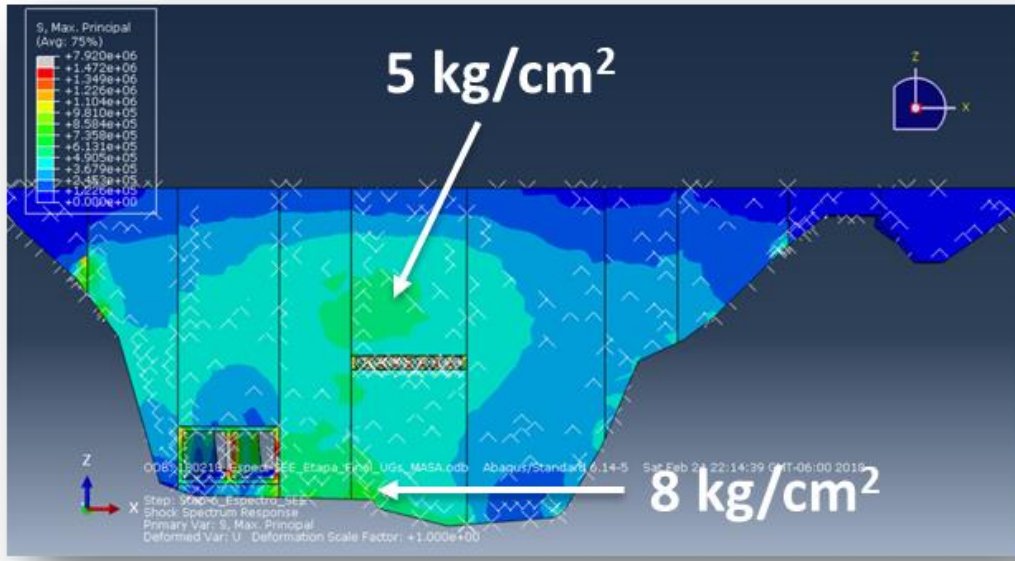


Figura 4-54. Respuesta máxima de la cortina para el sismo correspondiente al nivel de prevención de colapso para la altura final de la cortina y el nivel del vaso en el NAMO.

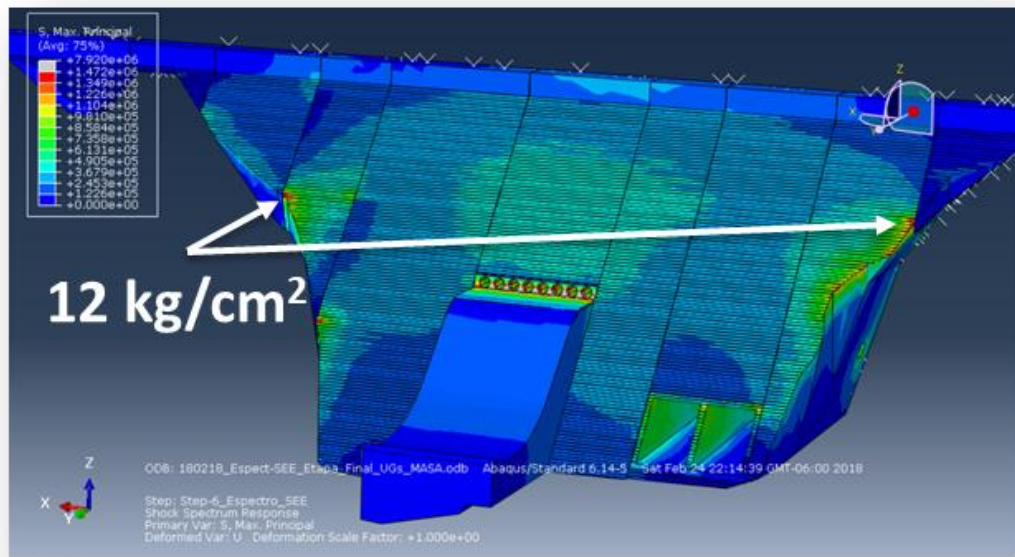


Figura 4-55. Respuesta máxima de la cortina para el sismo correspondiente al nivel de prevención de colapso para la altura final de la cortina y el nivel del vaso en el NAMO.

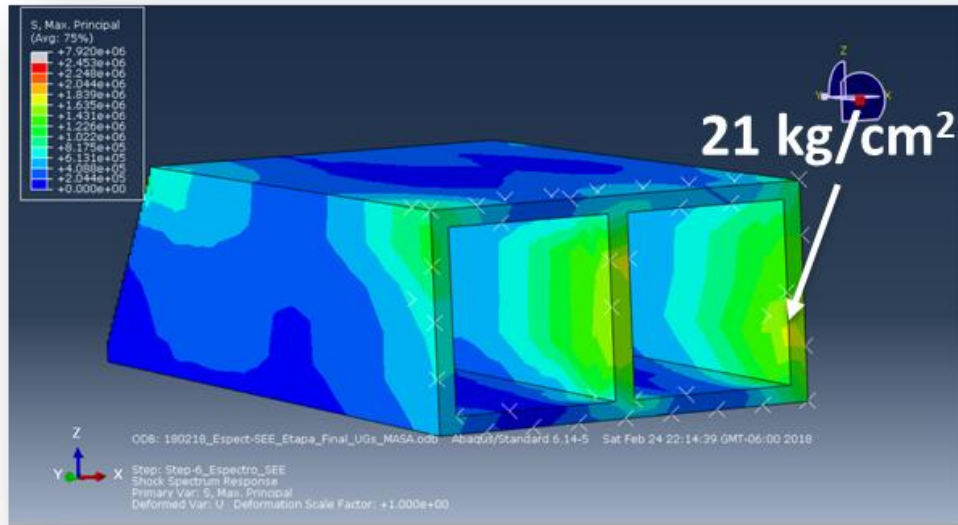


Figura 4-56. Respuesta máxima de la obra de desvío para el sismo correspondiente al nivel de prevención de colapso para la altura final de la cortina y el nivel del vaso en el NAMO.

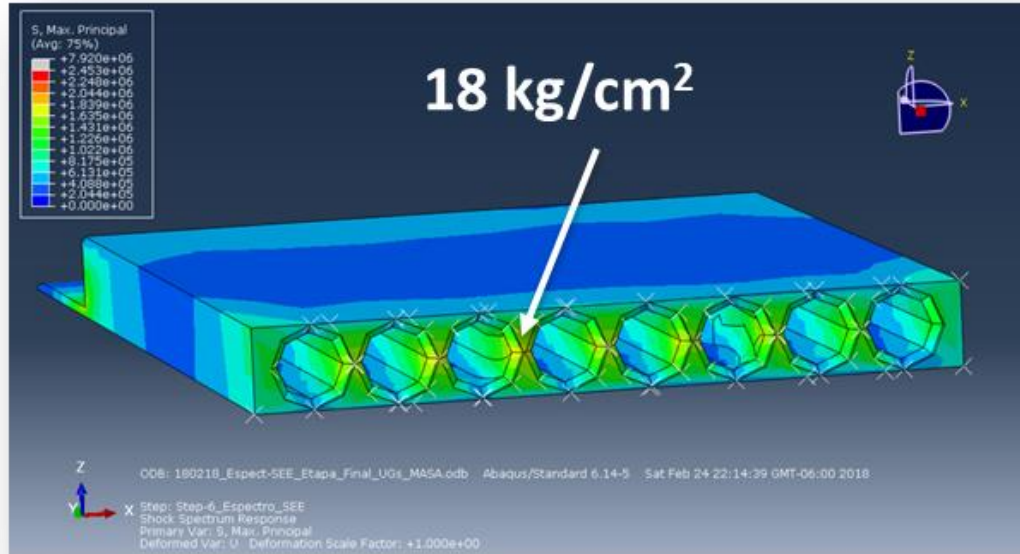


Figura 4-57. Respuesta máxima de los conductos del vertedor para el sismo correspondiente al nivel de prevención de colapso para la altura final de la cortina y el nivel del vaso en el NAMO.

4.6.1.4 Superposición de efectos térmicos.

La superposición de efectos térmicos se llevó a cabo considerando las propiedades térmicas del concreto mencionadas anteriormente y considerando la función de generación de calor que se presenta en la figura siguiente.

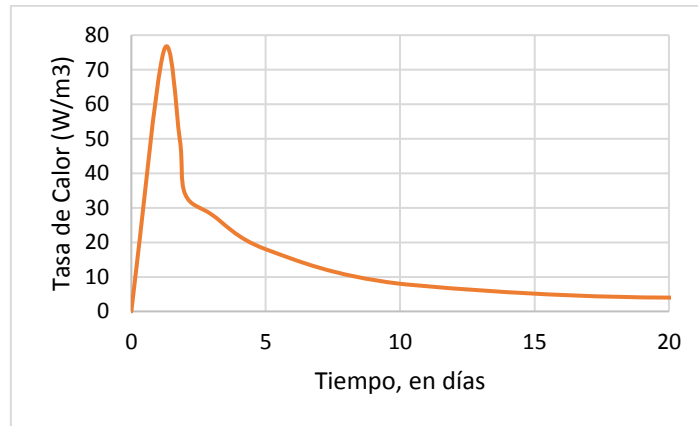


Figura 4-58. Función de generación de calor del CCR de la presa Pilares.

Cabe mencionar que la función de generación de calor anterior fue obtenida a través de un proceso de calibración, pues se tienen lecturas de termómetros en distintos puntos de la cortina. La función de generación de calor mostrada en la figura anterior es la que logra una semejanza entre las lecturas de los termómetros y las temperaturas calculadas por el modelo numérico en esa misma ubicación, además de que produce un incremento de temperatura de alrededor de 13°C a 28 días en el centro de la cortina (ver Figura 4-59).

A 28 días se calculó un incremento de temperatura de 13° (en condiciones casi adiabáticas), en lugar de 10° reportados por CEMEX.

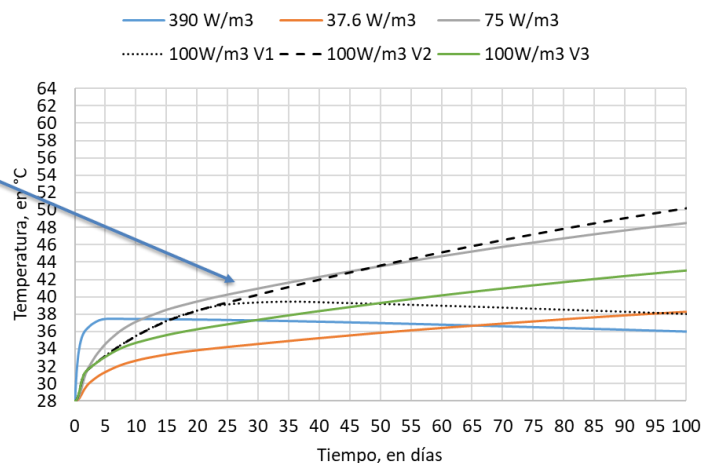


Figura 4-59. Incremento de temperatura en el centro de la cortina, en condiciones aproximadas a las adiabáticas.

La comparación entre las lecturas de los termómetros y los resultados del modelo se presenta en las gráficas siguientes.

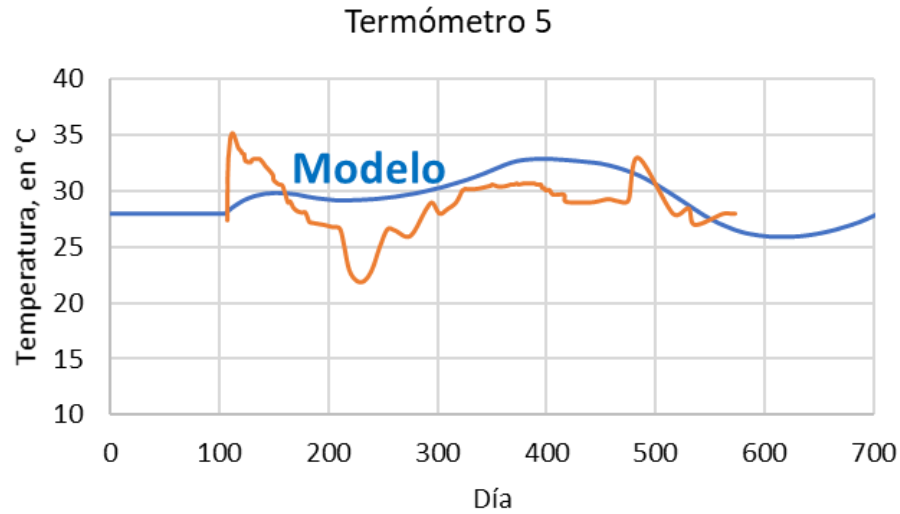


Figura 4-60. Comparación de las temperaturas calculadas con el modelo numérico y las lecturas del termómetro 5.

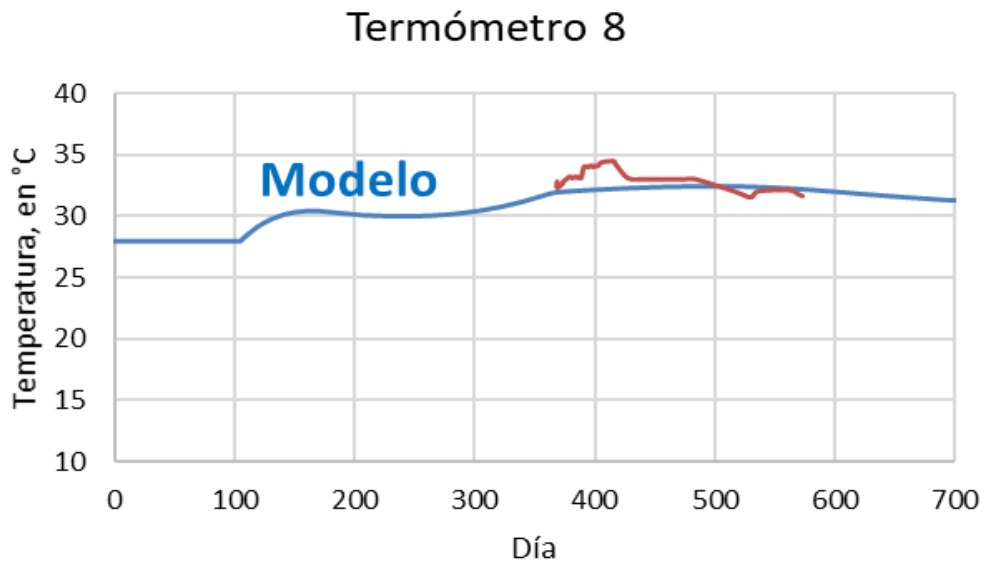


Figura 4-61. Comparación de las temperaturas calculadas con el modelo numérico y las lecturas del termómetro 8.

Termómetro 9

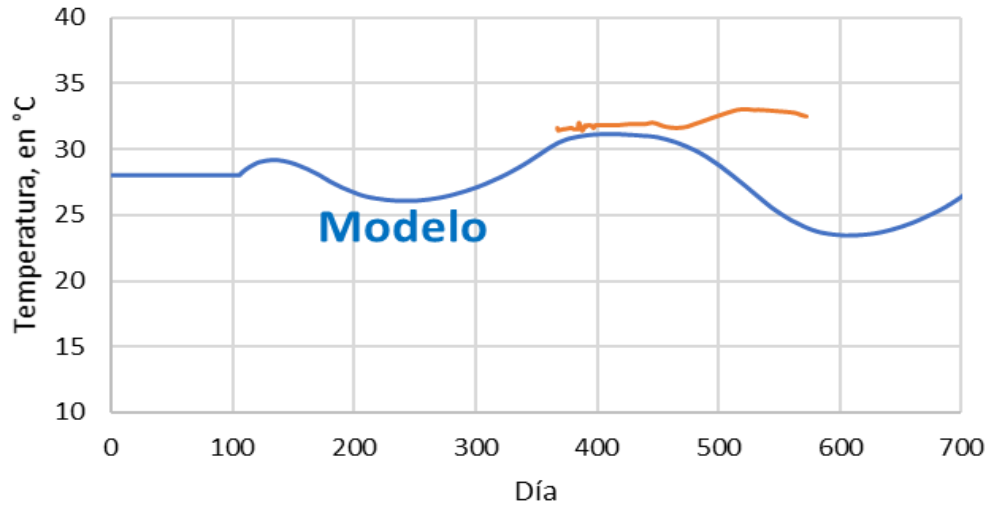


Figura 4-62. Comparación de las temperaturas calculadas con el modelo numérico y las lecturas del termómetro 5.

Termómetro 10

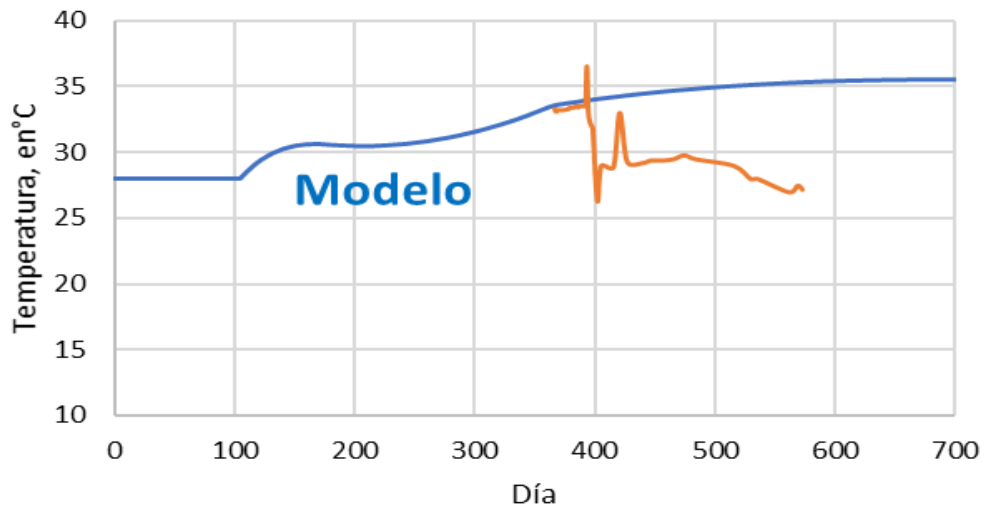


Figura 4-63. Comparación de las temperaturas calculadas con el modelo numérico y las lecturas del termómetro 5.

Termómetro 11

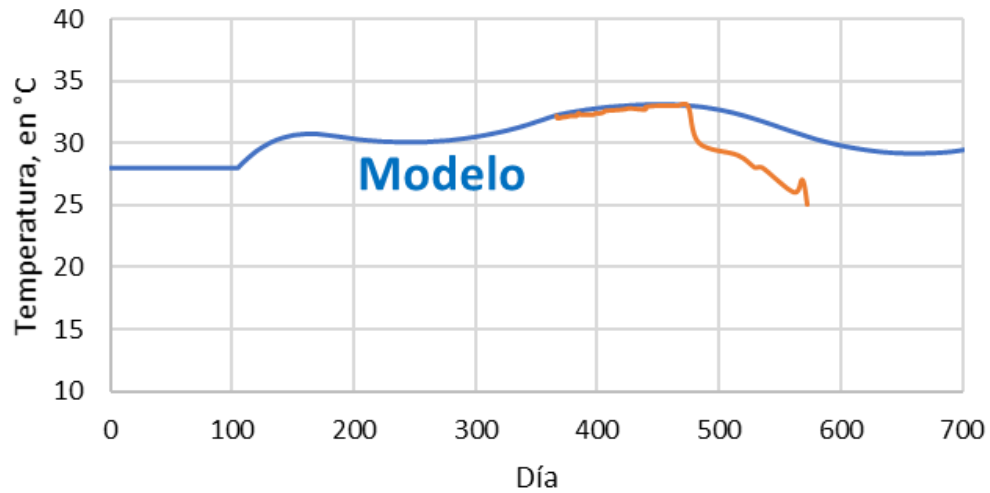


Figura 4-64. Comparación de las temperaturas calculadas con el modelo numérico y las lecturas del termómetro 5.

Termómetro 12

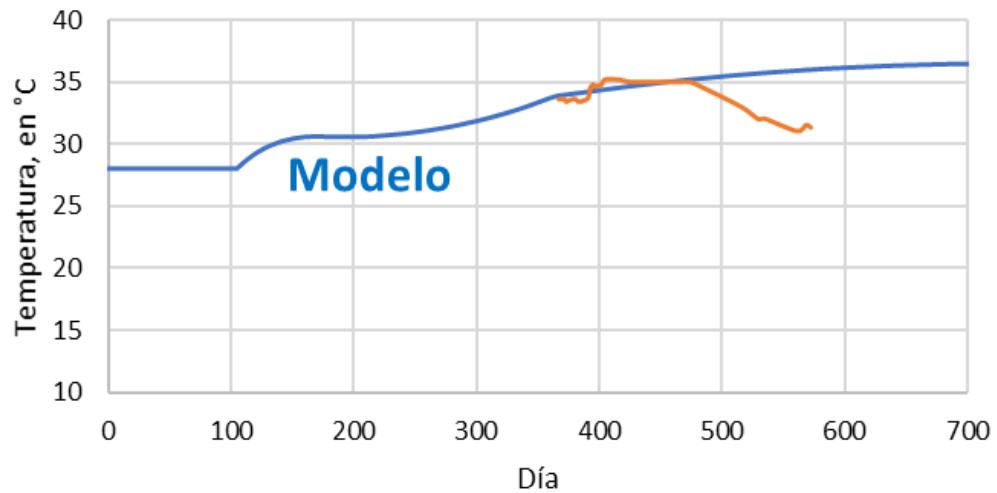


Figura 4-65. Comparación de las temperaturas calculadas con el modelo numérico y las lecturas del termómetro 5.

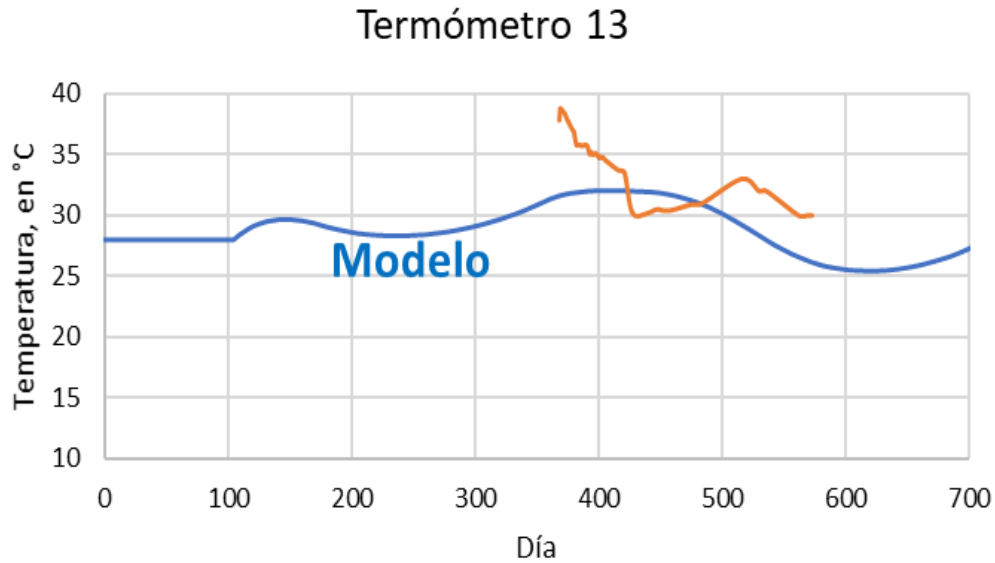


Figura 4-66. Comparación de las temperaturas calculadas con el modelo numérico y las lecturas del termómetro 5.

En las figuras siguientes se muestran los contornos de temperatura en la cortina, para distintos tiempos, considerando un corte transversal al centro del monolito 5-

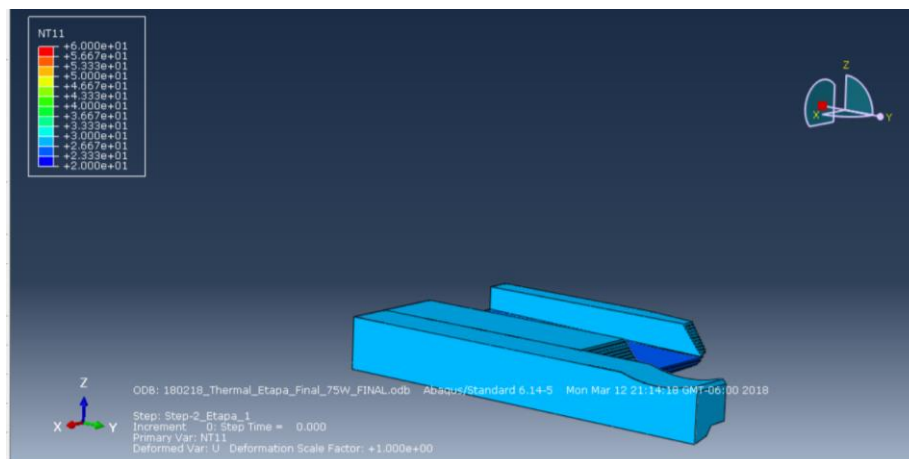


Figura 4-67. Temperatura en el CCR al inicio de la construcción de la cortina.

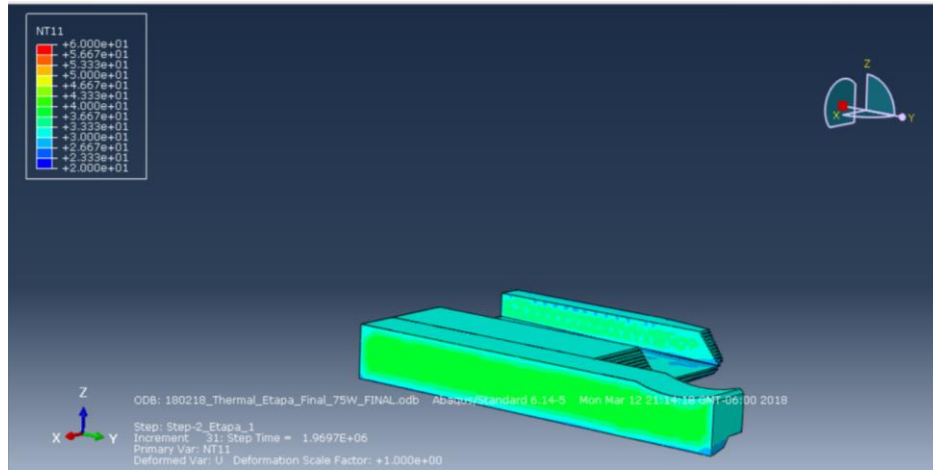


Figura 4-68. Temperatura en el CCR a los 20 días después del inicio de la construcción de la cortina.

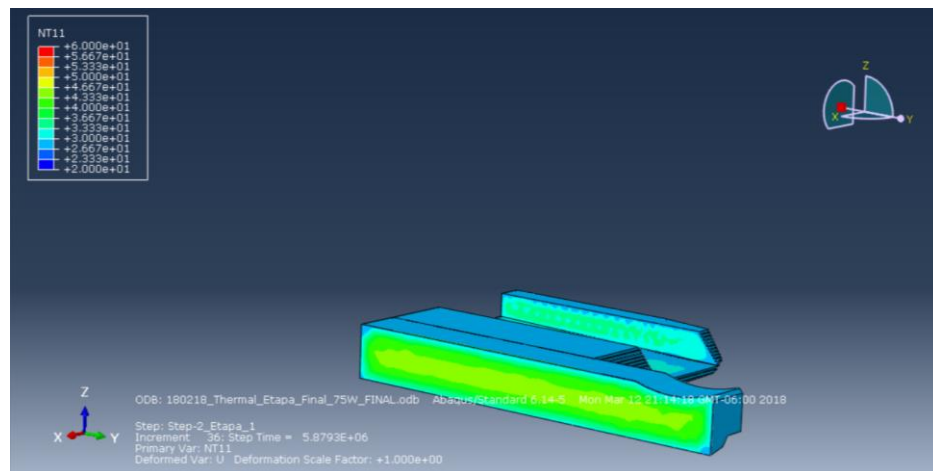


Figura 4-69. Temperatura en el CCR a los 60 días después del inicio de la construcción de la cortina.

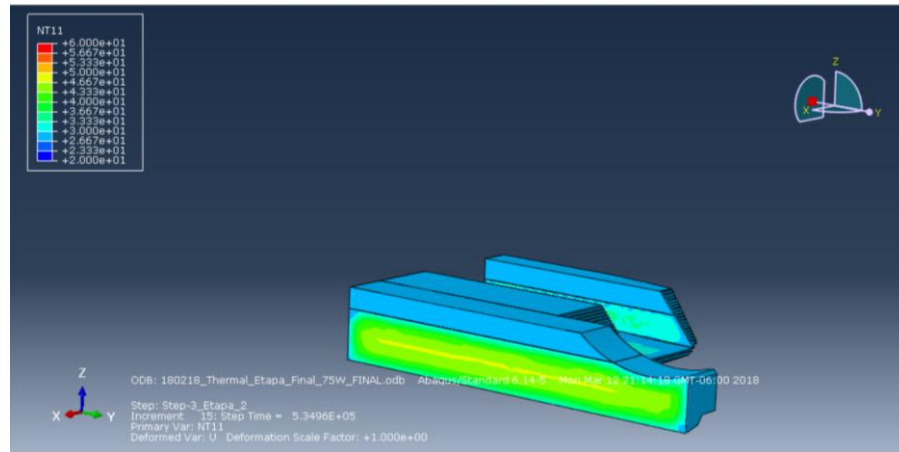


Figura 4-70. Temperatura en el CCR a los 90 días después del inicio de la construcción de la cortina.

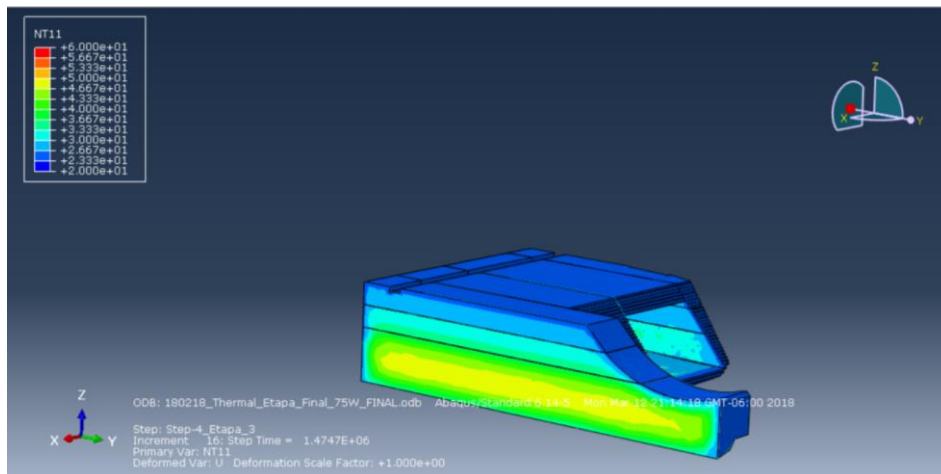


Figura 4-71. Temperatura en el CCR a los 4 meses después del inicio de la construcción de la cortina.

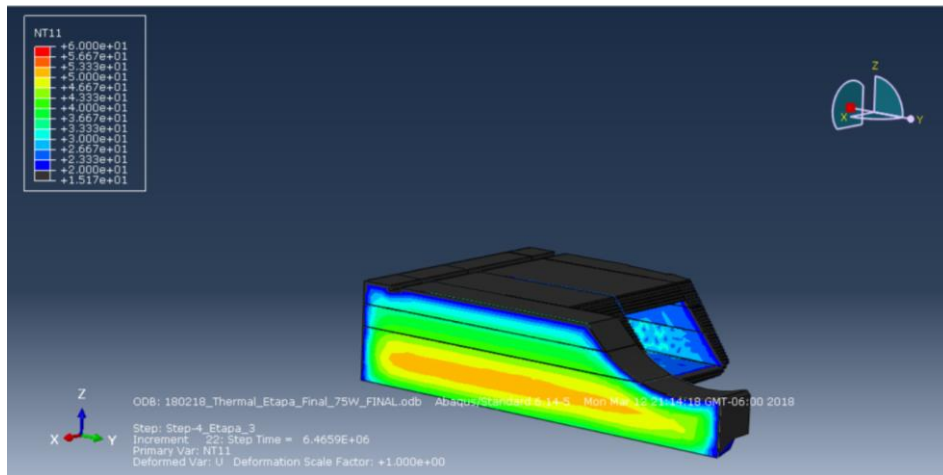


Figura 4-72. Temperatura en el CCR a los 6 meses después del inicio de la construcción de la cortina.

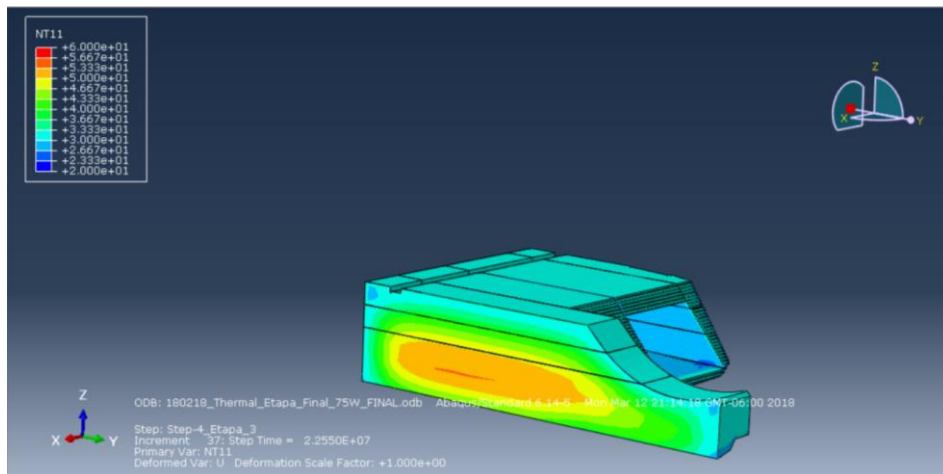


Figura 4-73. Temperatura en el CCR al año después del inicio de la construcción de la cortina.

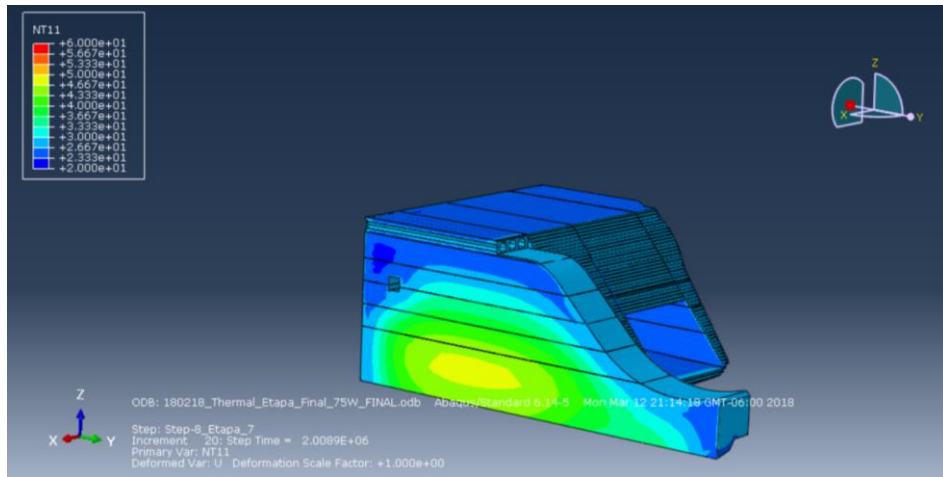


Figura 4-74. Temperatura en el CCR a los 2 años después del inicio de la construcción de la cortina.

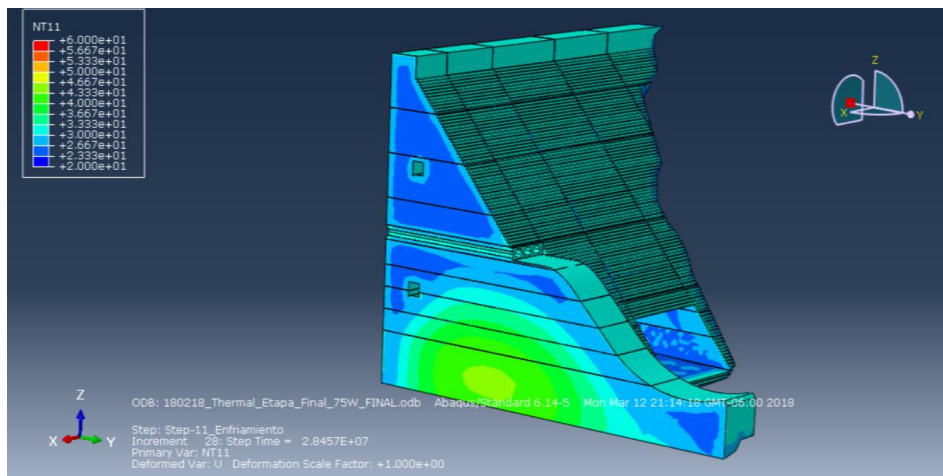


Figura 4-75. Temperatura en el CCR a los 3 años después del inicio de la construcción de la cortina.

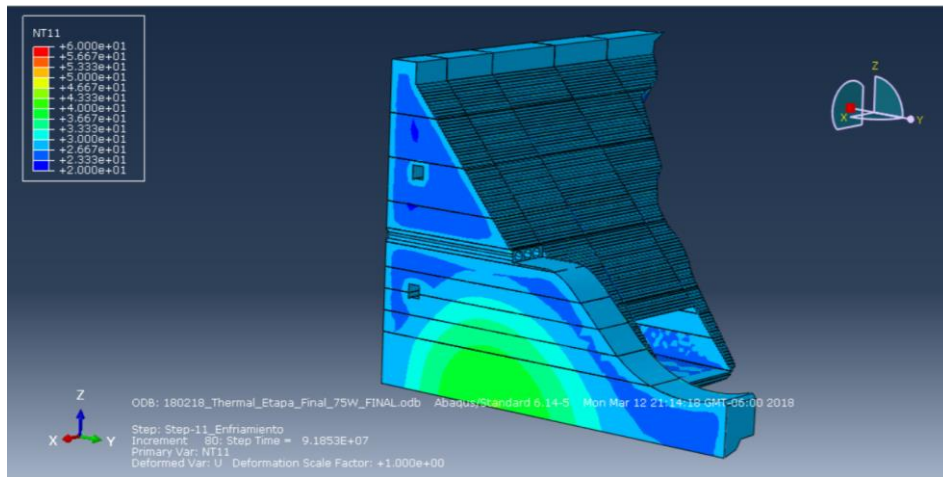


Figura 4-76. Temperatura en el CCR a los 5 años después del inicio de la construcción de la cortina.

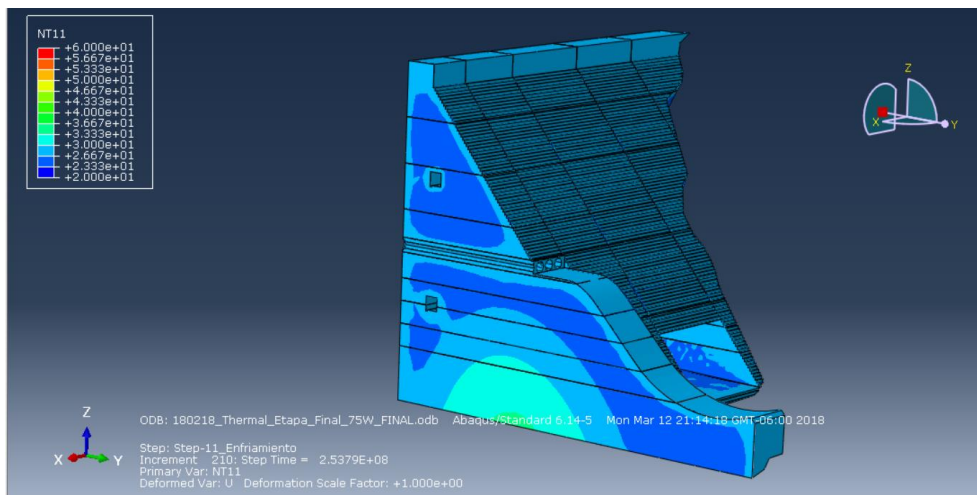


Figura 4-77. Temperatura en el CCR a los 10 años después del inicio de la construcción de la cortina.

Como resultado de la superposición de los efectos térmicos se presenta la figura siguiente, en donde se aprecian zonas de tensión en el paramento aguas debajo de la cortina. Estos esfuerzos de tensión se presentan de manera superficial, en una profundidad de 0.50 m.

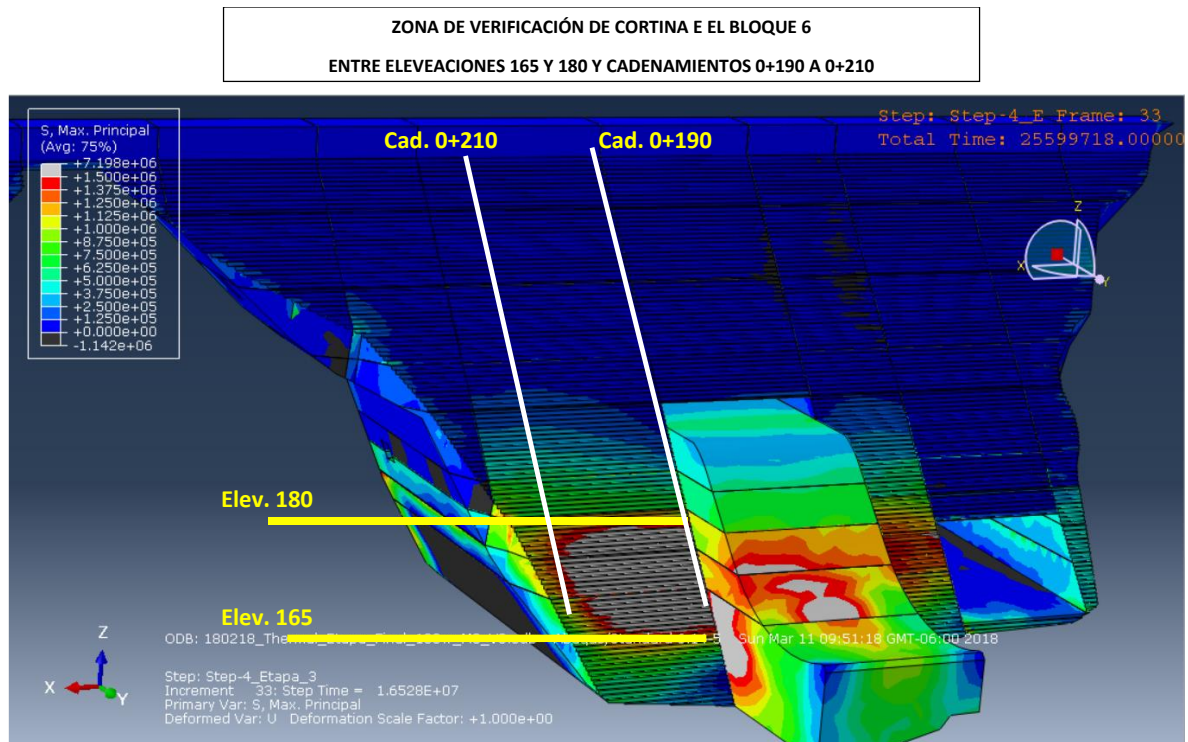


Figura 4-78. Esfuerzos de tensión producidos por los efectos térmicos del CCR en la cortina de la presa Pilares.

Considerando los esfuerzos de tensión calculados con el modelo numérico, se llevó a cabo una visita de inspección. El objetivo de la visita fue observar el estado actual de la cortina en la zona donde el modelo numérico arrojó zonas de tensión que superan la resistencia del concreto. El terraplén de acceso a la cortina fue retirado con el fin de observar el monolito 6. La cortina se observó sin agrietamientos. Se observó que existe una chapa de concreto convencional $f'c=150$ kg/cm² de 60 x 50 cm en la cara aguas abajo de la cortina. Esta chapa de concreto no está especificada en los planos recibidos. A continuación se presentan fotografías de la visita de inspección.



Figura 4-79. Zona de la cortina donde el modelo numérico arrojó esfuerzos de tensión que superan la resistencia.



Figura 4-80. Vista general del monolito 6, donde el modelo numérico arrojó zonas de tensión.



Figura 4-81. Vista general de la chapa de concreto $f'c=150$ kg/cm².

4.6.1.5 Análisis de sensibilidad.

El análisis de sensibilidad se llevó a cabo variando 10 propiedades del concreto, que son:

- Módulo de elasticidad.
- Resistencia a la compresión simple.
- Resistencia a la tensión.
- Relación de Poisson.
- Generación de calor.
- Conductividad térmica.
- Calor específico.
- Incremento de temperatura adiabática.
- Espesor de las etapas constructivas del concreto.
- Factor de convección.

Los resultados se muestran en la figura siguiente, en términos del incremento de temperatura en la base de la cortina, donde las condiciones se asemejan a las adiabáticas.

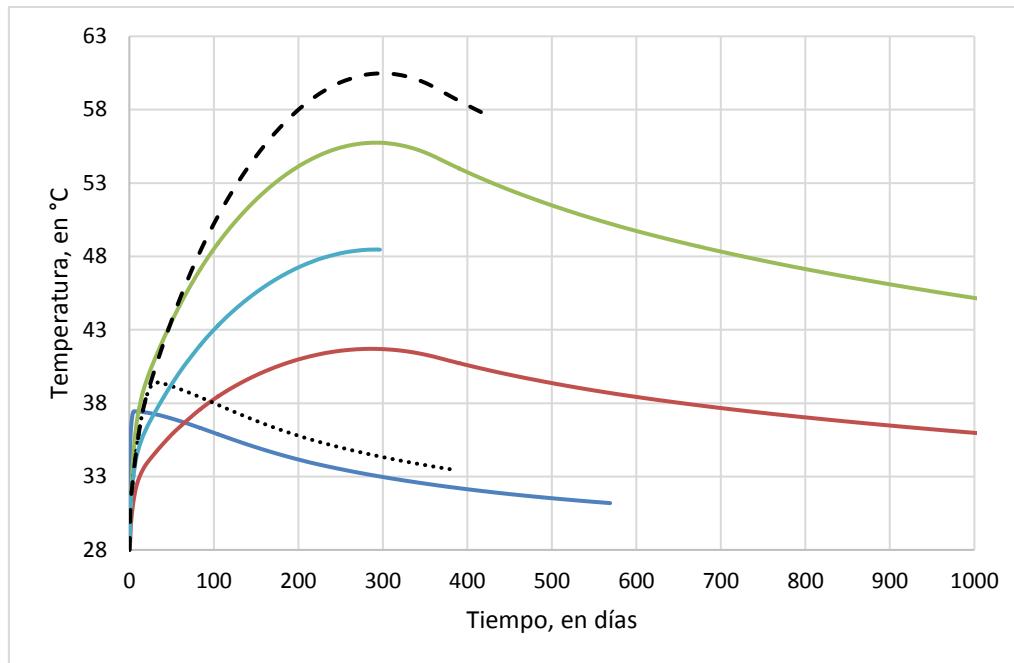


Figura 4-82. Comparación del incremento de temperatura como resultado del análisis de sensibilidad de los efectos térmicos de la cortina de la presa Pilares.

Con el fin de verificar el espesor de la etapa constructiva en los resultados de la modelación de los efectos térmicos, se llevó a cabo un análisis de sensibilidad considerando dos modelos. El primero de ellos considera un espesor de 10 m mientras que el segundo considera espesores de 5 m, como se muestra en la figura siguiente. El modelo corresponde a un bloque de concreto de 70 m x 140 m x 30 m.

En los dos modelos mencionados anteriormente se monitoreó la evolución de las temperaturas considerando la generación de calor del CCR, así como sus propiedades térmicas y mecánicas. Los puntos de monitoreo se localizan al centro del bloque, a alturas de 3, 8, 13, 18, 23 y 28 m.

La comparación de las temperaturas calculadas se muestra en la

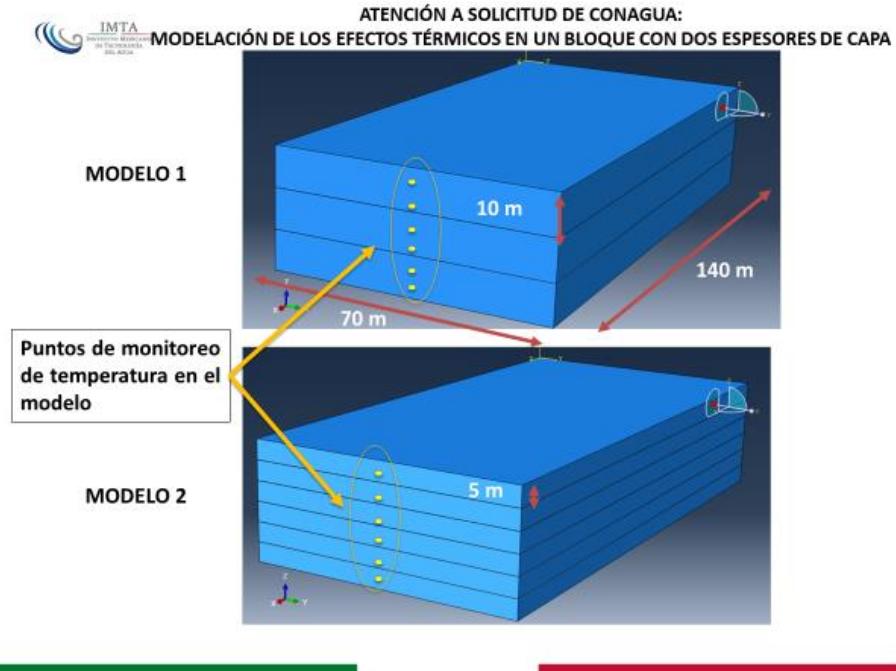


Figura 4-83. Modelos para el desarrollo del análisis de sensibilidad del espesor de la etapa constructiva.

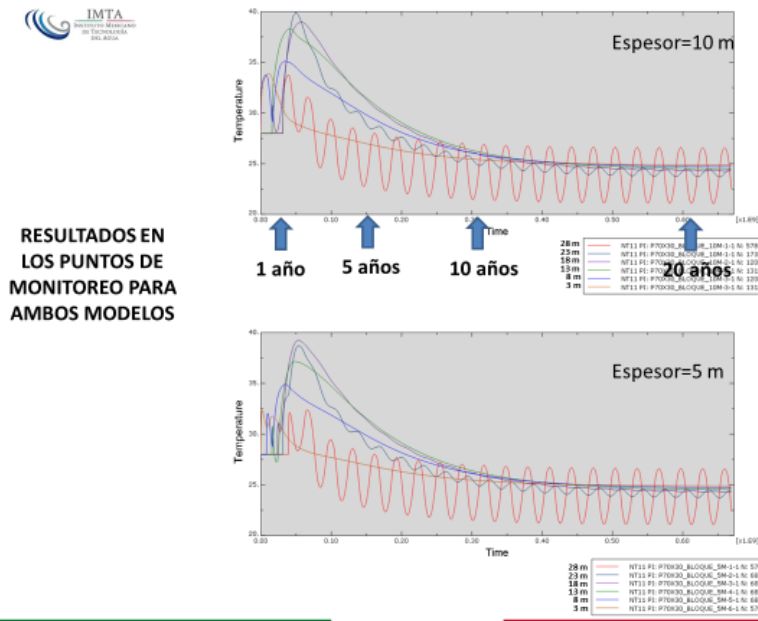


Figura 4-84. Evolución de las temperaturas en los puntos de monitoreo de los dos modelos para el desarrollo del análisis de sensibilidad ante el espesor de las etapas constructivas.

Los contornos de temperaturas calculadas para ambos modelos se muestran a continuación, para distintos tiempos.

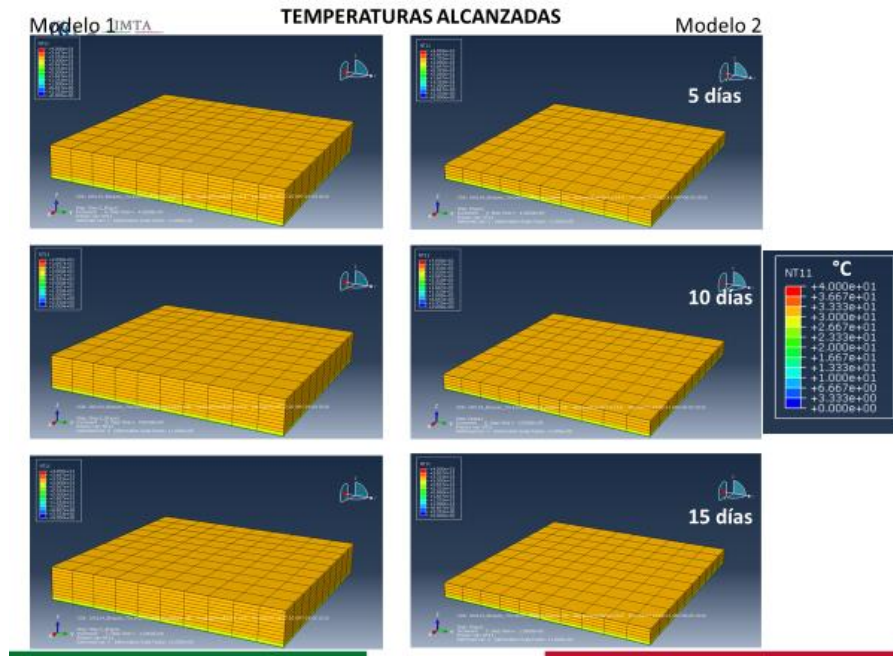


Figura 4-85. Contornos de temperatura calculados para los dos modelos con distinto espesor

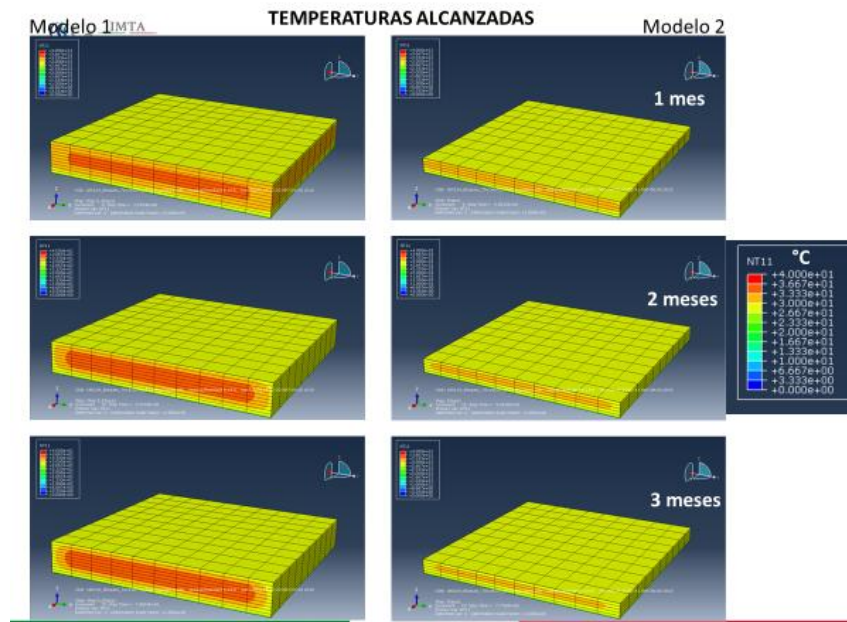


Figura 4-86. Contornos de temperatura calculados para los dos modelos con distinto espesor

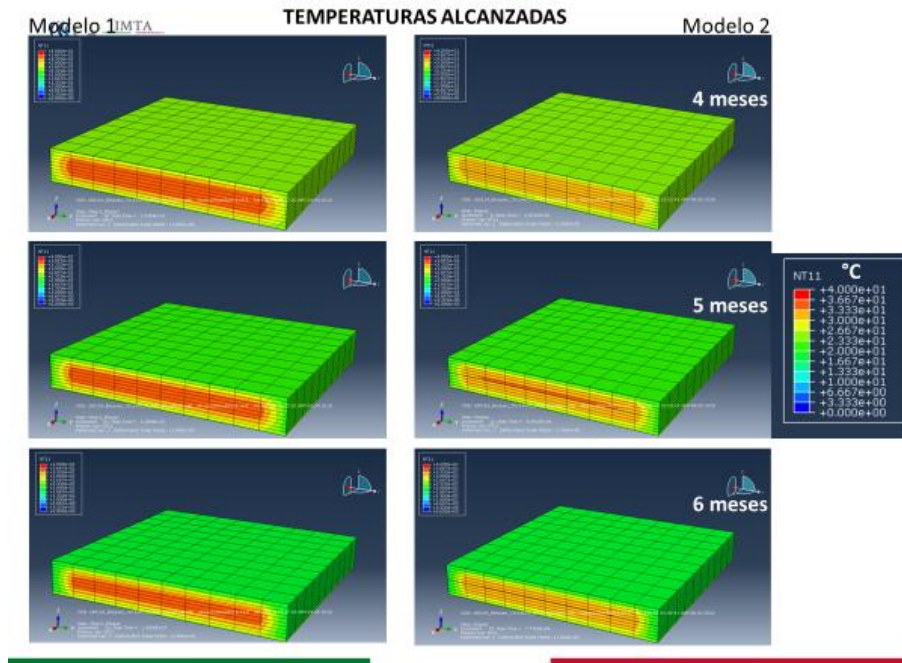


Figura 4-87. Contornos de temperatura calculados para los dos modelos con distinto espesor

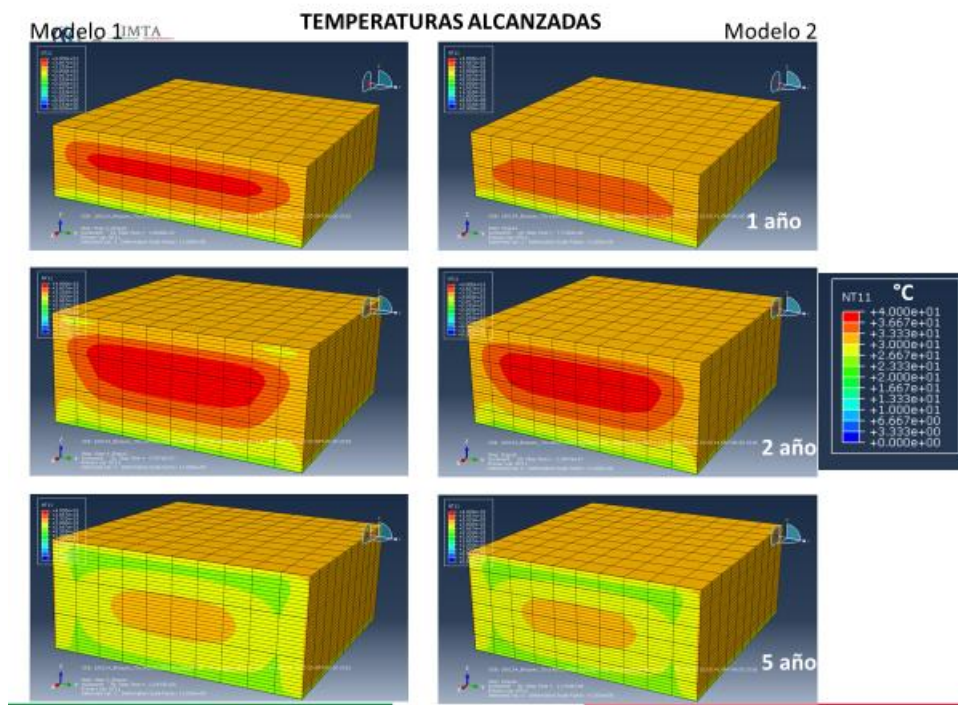


Figura 4-88. Contornos de temperatura calculados para los dos modelos con distinto espesor.

La comparación de la evolución de temperaturas en el mismo punto de monitoreo de ambos modelos se presenta a continuación.

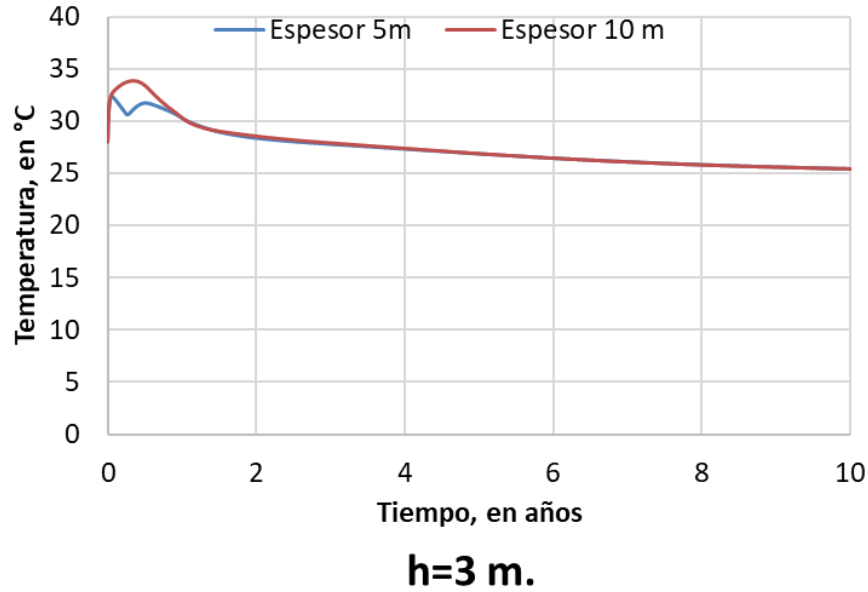


Figura 4-89. Evolución de temperaturas para el punto de monitoreo ubicado a 3 m de la base de ambos modelos.

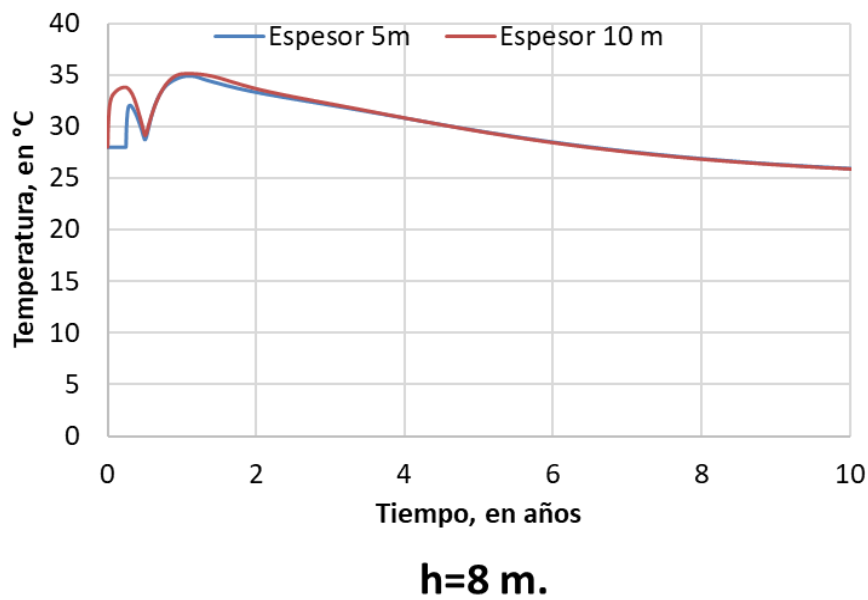


Figura 4-90. Evolución de temperaturas para el punto de monitoreo ubicado a 8 m de la base de ambos modelos.

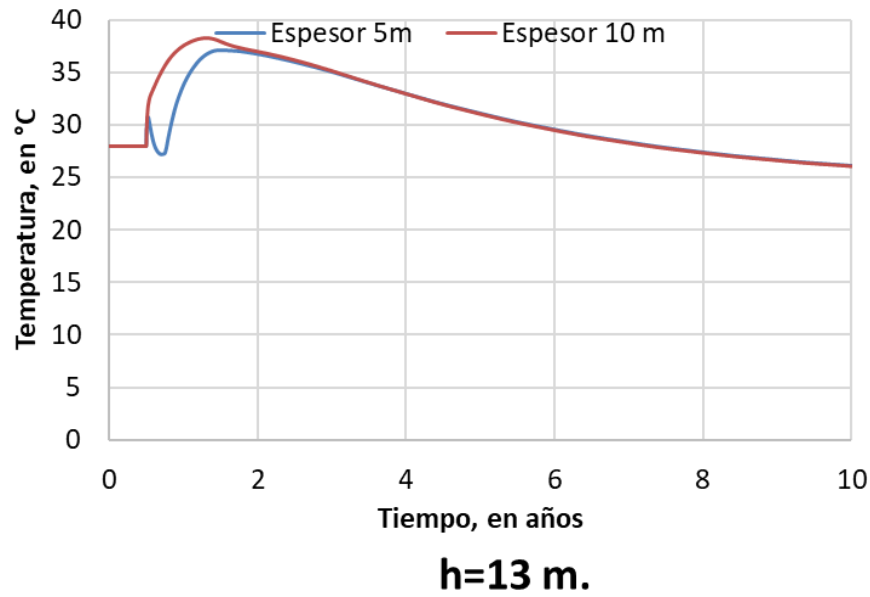


Figura 4-91. Evolución de temperaturas para el punto de monitoreo ubicado a 13 m de la base de ambos modelos.

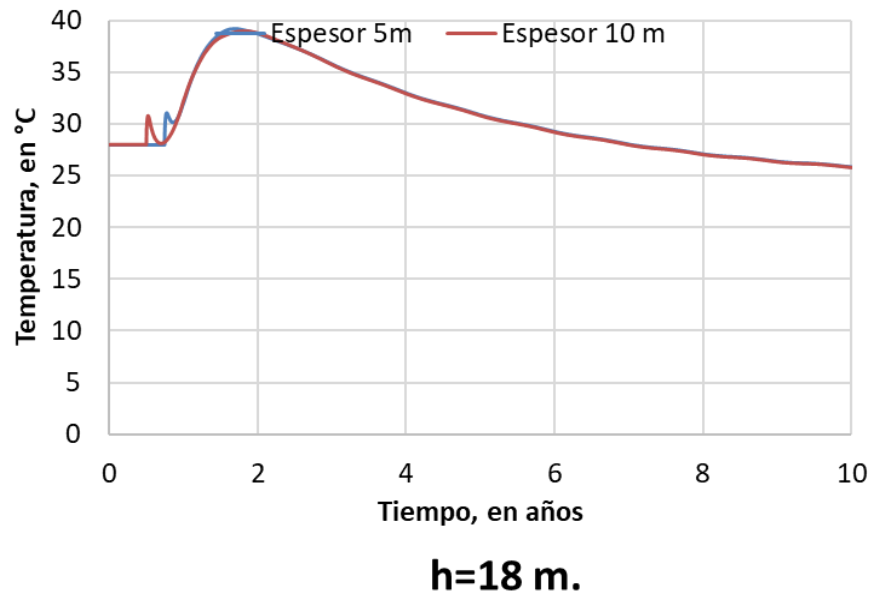
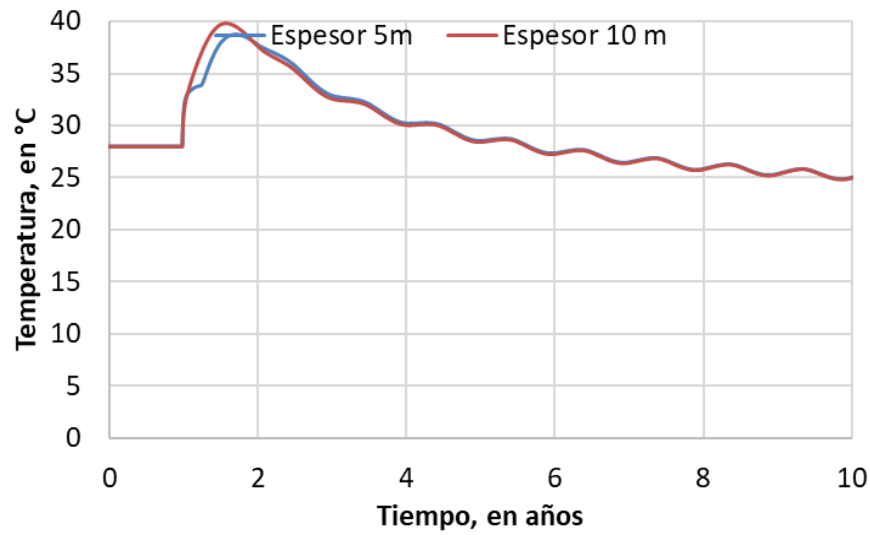
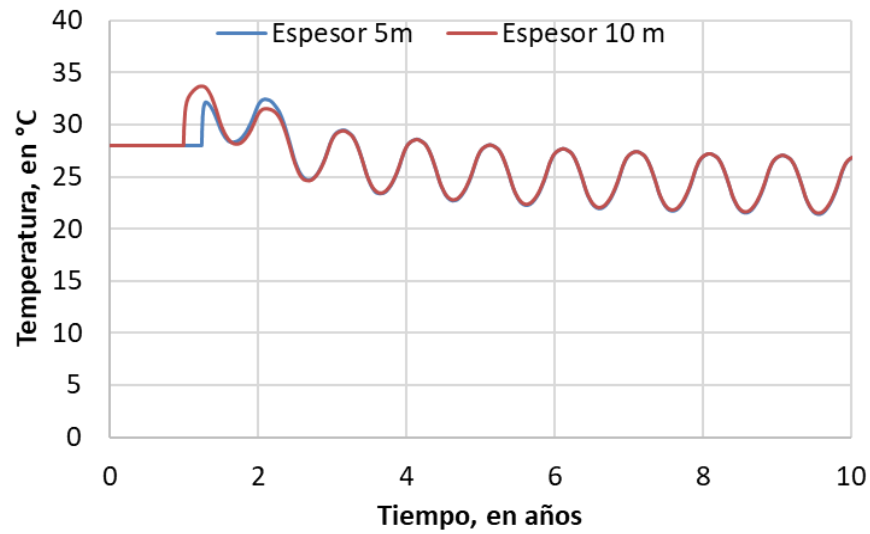


Figura 4-92. Evolución de temperaturas para el punto de monitoreo ubicado a 18 m de la base de ambos modelos.



h=23 m.

Figura 4-93. Evolución de temperaturas para el punto de monitoreo ubicado a 23 m de la base de ambos modelos.



h=28 m.

Figura 4-94. Evolución de temperaturas para el punto de monitoreo ubicado a 28 m de la base de ambos modelos.

4.6.1.6 Análisis paramétricos en función de los niveles de embalse.

El análisis paramétrico en función de los niveles del embalse se llevó a cabo considerando dos niveles característicos de la presa Pilares, a saber:

- El nivel de Aguas Máximas Ordinarias.
- El nivel de Aguas Máximas Extraordinarias.

Los resultados se presentan a continuación para los niveles característicos y un contorno de esfuerzos con límite de 130 kg/cm².

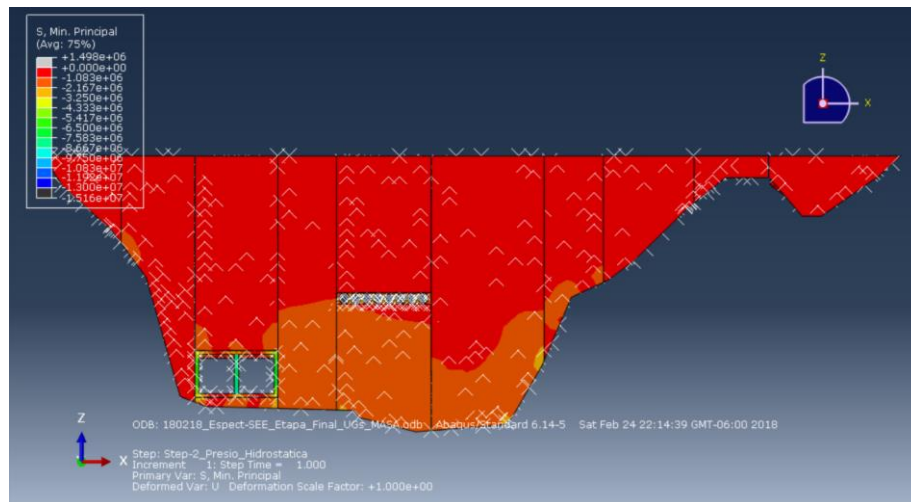


Figura 4-95. Esfuerzos de compresión en el paramento vertical aguas arriba de la cortina como resultado de la aplicación de la presión hidrostática al nivel del NAMO.

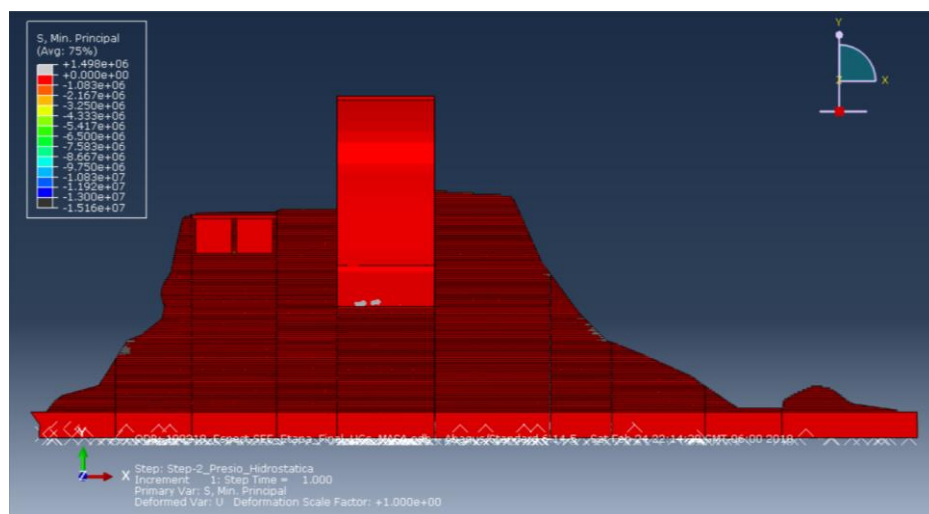


Figura 4-96. Esfuerzos de compresión en el paramento aguas abajo de la cortina como resultado de la aplicación de la presión hidrostática al nivel del NAMO.

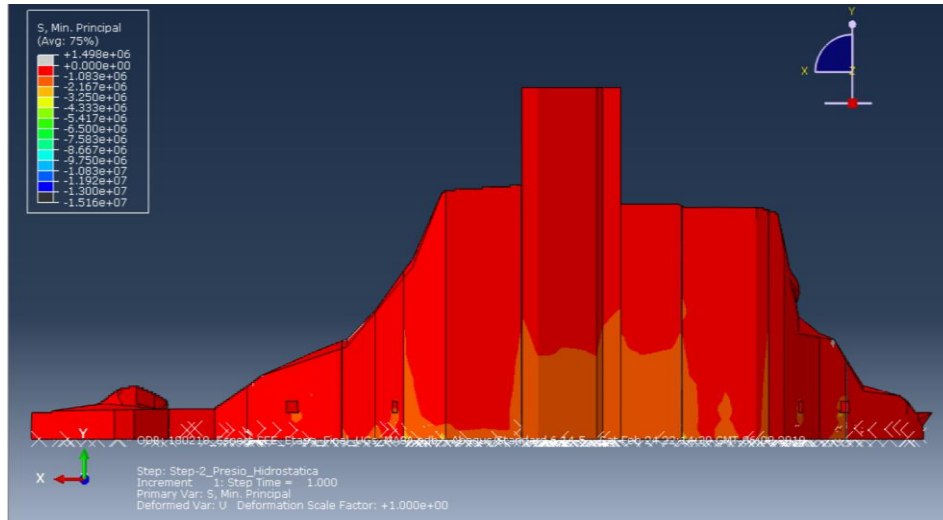


Figura 4-97. Esfuerzos de compresión en la base de la cortina como resultado de la aplicación de la presión hidrostática al nivel del NAMO.

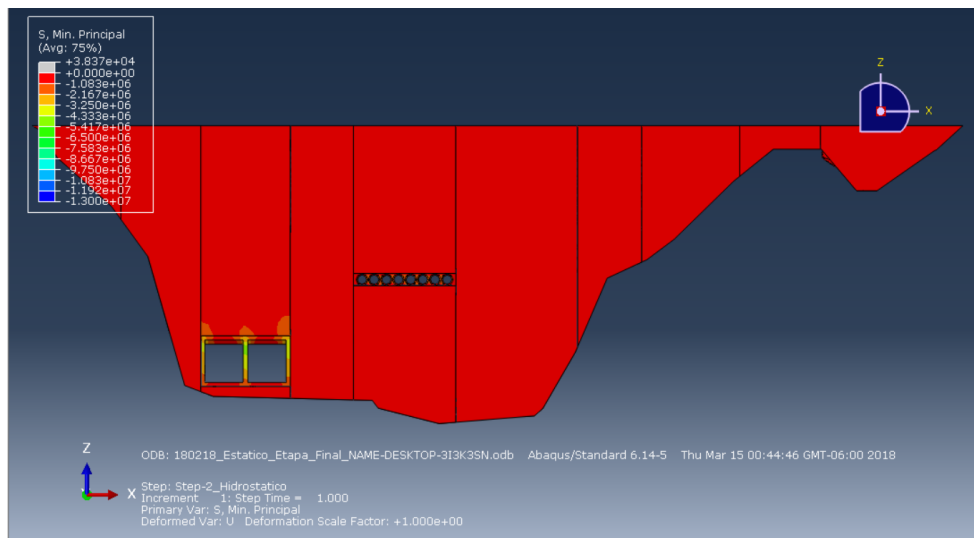


Figura 4-98. Esfuerzos de compresión en el paramento vertical aguas arriba de la cortina como resultado de la aplicación de la presión hidrostática al nivel del NAME.

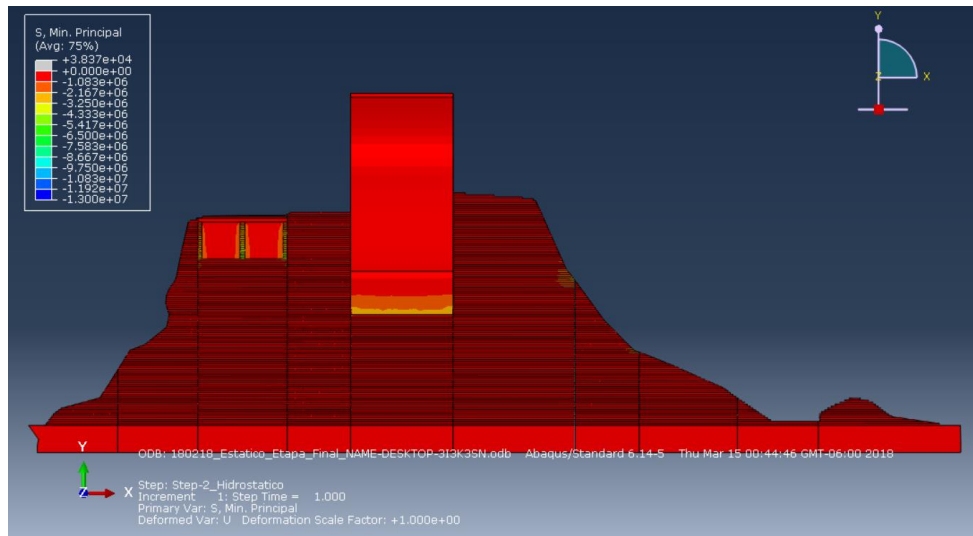


Figura 4-99. Esfuerzos de compresión en el paramento aguas abajo de la cortina como resultado de la aplicación de la presión hidrostática al nivel del NAME.

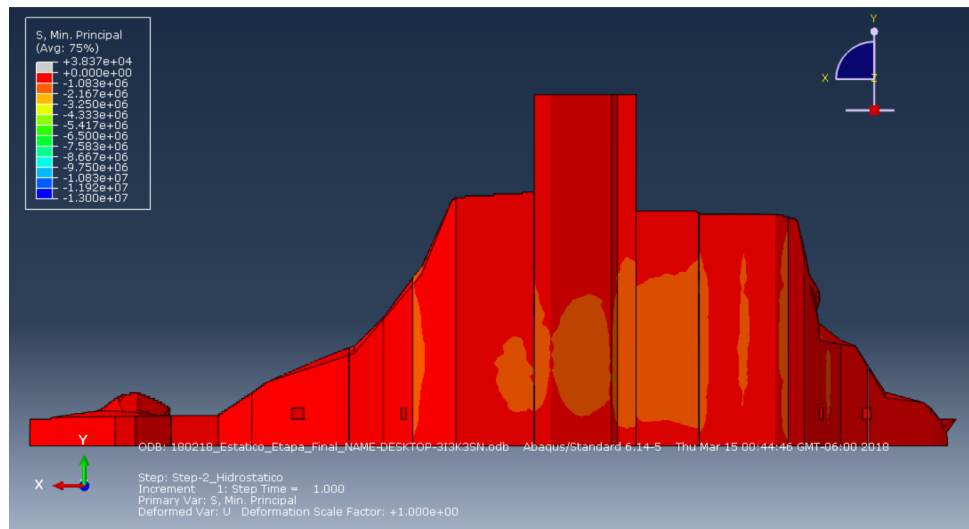


Figura 4-100. Esfuerzos de compresión en la base de la cortina como resultado de la aplicación de la presión hidrostática al nivel del NAME.

4.6.2 Evaluación e interpretación de los resultados de los análisis.

Con base en los resultados de la modelación con elementos finitos se concluye lo siguiente:

- Los esfuerzos de compresión en las distintas etapas constructivas no superan la resistencia a compresión del CCR.

- Los esfuerzos de tensión bajo un análisis modal espectral para el nivel de operación, considerando las distintas etapas constructivas no superan la resistencia media a tensión del concreto.
- La respuesta máxima de la cortina, obtenida a través de un análisis modal espectral, muestra que los esfuerzos presentados NO superan la resistencia media a tensión del CCR ni la del concreto $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ bajo el Sismo de Diseño.
- El análisis paramétrico en función de los niveles característicos del embalse (NAMO y NAME) mostró que no se superan la resistencia a compresión del concreto.
- El análisis de superposición de los efectos térmicos mostró esfuerzos de tensión en el paramento aguas abajo de la cortina, mismos que superan la resistencia media a tensión del CCR. Durante la visita de campo se observó que la empresa construyó una chapa de concreto convencional con $f'c=150 \text{ kg/cm}^2$ misma que favorece la resistencia a tensión en la zona donde el modelo arrojó esfuerzos de tensión. No se observaron agrietamientos.

Bajo las conclusiones listadas anteriormente, se dictan las recomendaciones siguientes con el fin de reducir los efectos térmicos, mismas que pueden ser aplicadas en la medida en que las condiciones prácticas de la obra lo permitan:

- Colar el concreto cuando las temperaturas exteriores bajan, es decir, ya entrada la tarde o de preferencia en la noche.
- Mantener en lo posible los agregados del concreto en la sombra.
- En la obra, estacionar las máquinas de transporte a la sombra.
- Procurar poner sombra en toda la zona de colado del concreto y protegerla contra el viento
- Reducir hasta donde sea posible, las distancias del transporte.
- No perder tiempo en descargar el concreto en la obra.
- Colar el concreto sobre un soporte tan fresco como sea posible.
- Emplear en la obra el mayor número de personas para la colocación y la compactación del concreto.
- Enfriamiento con agua de mezclado fría.
- Enfriamiento del concreto con hielo.
- Enfriamiento de los agregados gruesos con rociamiento de agua fría o con inundación.
- Monitorear continuamente las temperaturas de colocación del CCR, así como la evolución de dichas temperaturas.

5 CONCLUSIONES GENERALES

En el presente estudio se realizaron diversas actividades encaminadas a mejorar el comportamiento y funcionamiento hidráulico de la obra de excedencias y los conductos de descarga del proyecto Bicentenario. Los resultados más relevantes se resumen a continuación:

5.1 Revisión hidrológica

Con el desarrollo de esta actividad se obtuvo la avenida de diseño de la obra de excedencias de la presa Bicentenario (Pilares) para el periodo de retorno de 10,000 años mediante el análisis de gastos máximos anuales registrados en la estación hidrométrica San Bernardo y mediante la modelación del proceso lluvia escurrimiento. De acuerdo con los resultados obtenidos se concluye lo siguiente:

- a) El área de la cuenca de aportación hasta la presa Bicentenario resultó de 7,112.384 km². Además, se calculó la cuenca total hasta la estación hidrométrica San Bernardo resultando de 7,591.912 km², es decir un 6.74% más que la cuenca hasta la presa. Esto implica que la cuenca propia entre la presa y la EH es de 479.528 km².
- b) Se realizó un análisis de frecuencias de gastos máximos anuales registrados en la EH, la cual cuenta con información de 1960 a 2016. La función de distribución que mejor se ajustó a los registros fue la Gumbel Doble, resultando en el sitio de la Estación Hidrométrica un gasto para el periodo de retorno de 10,000 años de 7,501.536 m³/s, el cual es muy similar al obtenido por la CEA que fue de 7,657.54 m³/s.
- c) Se realizó el tránsito de la avenida correspondiente al periodo de retorno de 10,000 años donde se concluye que la presa es hidrológicamente segura al utilizar la avenida calculada con el análisis de frecuencias de los gastos máximos registrados en la EH San Bernardo ya que nivel máximo que alcanza el agua es menor al NAME. Sin embargo, de acuerdo con la avenida calculada con el modelo lluvia-escurrimiento (la cual resulta con un mayor volumen el nivel de la superficie libre del agua en el vaso resulta por arriba del NAME pero por debajo de la elevación de la corona de la cortina, con lo cual se descarta que el agua pueda verter sobre la cortina.
- d) No obstante que con los resultados del modelo lluvia escurrimiento la elevación de la superficie libre del agua resulta mayor al NAME, la presa se considera que es hidrológicamente segura, ya que el tiempo base del hidrograma calculado con el modelo lluvia escurrimiento resulta del orden de 3 días, mientras que el tiempo base de los hidrogramas máximos registrados es del orden de 2 días esto implica que el volumen de las avenidas es menor que el que resulta del modelo lluvia escurrimiento.

5.2 Modelo físico y simulación numérica de la obra de excedencias

El estudio en modelo físico del vertedor de la presa fue realizado mediante el criterio de similitud de Froude, escala de líneas $Le = 70$. En dicho modelo fue representado parte del vaso, la estructura vertedora y parte del canal de descarga.

Se reprodujeron las condiciones actuales de construcción del vertedor y se operó el modelo para diferentes gastos, detectándose principalmente que la zona considerada como tanque amortiguador no funciona correctamente, ya que no se disipa la energía al no generarse el cambio de régimen esperado.

Para resolver esta problemática, se ensayaron varias alternativas consistentes en generar el salto hidráulico dentro de la zona destinada para ello, seleccionándose el diseño y construcción de una hilera de 21 dados o dientes disipadores de dimensiones 7m X 4.9m X 4.9m, ubicados a una distancia de 28m a partir del final de la rápida del vertedor. Acompañando a esta propuesta, se dimensionaron los muros laterales considerando el nuevo tirante o profundidad del agua generado por el efecto de la presencia de los dientes y el bordo libre respectivo.

Respecto a la modelación numérica del vertedor, los resultados del campo de flujo fueron similares a los encontrados con los de la modelación física para la condición inicial o de diseño original, por lo que la propuesta de disipar la energía en la zona del tanque a través de la hilera de dientes disipadores ensayada en el modelo físico, fue fortalecida mediante la simulación numérica al tenerse resultados semejantes en ambos modelos. Como no fue posible medir velocidades en el modelo físico aguas arriba de la hilera de los dientes, se utilizaron los resultados de la modelación numérica para recomendar la velocidad más apropiada a considerar para el diseño dinámico estructural de los dientes.

5.3 Simulación numérica de los conductos de descarga

Con la revisión hidráulica de los conductos de descarga se detectó que el problema principal en el diseño, fue que al operar dichos conductos a presión, el agua no reconoce la geometría del canal de descarga, por lo que se procedió a rediseñar esta zona de la estructura de descarga. Se simuló parte de la cortina donde se tienen los 8 conductos con un diámetro de 2.44 m, también la rápida, el salto de esquí y el tanque amortiguador. Las modificaciones planteadas para mejorar el comportamiento hidráulico de esta estructura de descarga, se propusieron a partir del estado de avance de construcción de la cortina para no plantear u ocasionar algún ajuste a lo ya construido.

En principio se recomendó prolongar los conductos circulares más allá del cuerpo de la cortina, de tal forma que incluyera el cambio de dirección dicha prolongación y que el flujo se pegara sobre la plantilla del canal de descarga.

Después de analizar numéricamente varias alternativas, se optó por la prolongación de los conductos más allá del cambio de dirección conservando el diámetro de 2.44m, se disminuyó la pendiente de la rápida y se rediseño la cubeta o salto de esquí.

Para la condición máxima de descarga, nivel del agua al NAME, se determinó un gasto por conducto de $Q = 112.99 \text{ m}^3/\text{s}$, resultando en una descarga total de $Q = 903.95 \text{ m}^3/\text{s}$. La longitud máxima del chorro descargado alcanza una distancia de $L = 58 \text{ m}$, dicha longitud se consideró respecto al paño final de la cubeta deflectora.

5.4 Evaluación del estado de esfuerzos y deformaciones con efectos térmicos de la cortina CCR

Con respecto a esta actividad, con base en los resultados de la modelación con elementos finitos se concluye lo siguiente:

- Los esfuerzos de compresión en las distintas etapas constructivas no superan la resistencia a compresión del CCR.
- Los esfuerzos de tensión bajo un análisis modal espectral para el nivel de operación, considerando las distintas etapas constructivas no superan la resistencia media a tensión del concreto.
- La respuesta máxima de la cortina, obtenida a través de un análisis modal espectral, muestra que los esfuerzos presentados NO superan la resistencia media a tensión del CCR ni la del concreto $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ bajo el Sismo de Diseño.
- El análisis paramétrico en función de los niveles característicos del embalse (NAMO y NAME) mostró que no se superan la resistencia a compresión del concreto.
- El análisis de superposición de los efectos térmicos mostró esfuerzos de tensión en el paramento aguas abajo de la cortina, mismos que superan la resistencia media a tensión del CCR. Durante la visita de campo se observó que la empresa construyó una chapa de concreto convencional con $f'c=150 \text{ kg/cm}^2$ misma que favorece la resistencia a tensión en la zona donde el modelo arrojó esfuerzos de tensión. No se observaron agrietamientos.

Bajo las conclusiones listadas anteriormente, se dictan las recomendaciones siguientes con el fin de reducir los efectos térmicos, mismas que pueden ser aplicadas en la medida en que las condiciones prácticas de la obra lo permitan:

- Colar el concreto cuando las temperaturas exteriores bajan, es decir, ya entrada la tarde o de preferencia en la noche.
- Mantener en lo posible los agregados del concreto en la sombra.
- En la obra, estacionar las máquinas de transporte a la sombra.
- Procurar poner sombra en toda la zona de colado del concreto y protegerla contra el viento
- Reducir hasta donde sea posible, las distancias del transporte.
- No perder tiempo en descargar el concreto en la obra.
- Colar el concreto sobre un soporte tan fresco como sea posible.
- Emplear en la obra el mayor número de personas para la colocación y la compactación del concreto.
- Enfriamiento con agua de mezclado fría.
- Enfriamiento del concreto con hielo.
- Enfriamiento de los agregados gruesos con rociamiento de agua fría o con inundación.

- Monitorear continuamente las temperaturas de colocación del CCR, así como la evolución de dichas temperaturas.

REFERENCIAS

ACI 207.5R-11. Report on Roller-Compacted Mass Concrete. Reported by ACI Committee 207

ACI 207.2R-07. Report on Thermal and Volume Change Effects on Cracking of Mass Concrete. Reported by ACI Committee 207

Alegret-Breña E., Martínez-González Y. (2010). Estudio Integral del Aliviadero de Abanico o Mexicano. Tecnología y ciencias del Agua, vol. 1, num. 2, abril-junio, pp 37-57. México.

Aparicio, F. J. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Primera edición. México, D. F.: Editorial Limusa.

Campos, A. D. F. "Procesos del ciclo Hidrológico", Universitaria Potosina, 1998.

Chow V. T., Maidment D. R., Mays L. W., "Hidrología aplicada", Editorial Mc Graw Hill, México, 1994.

Comisión Estatal del Agua Proyecto Ejecutivo de la Presa Reguladora "Pilares" sobre el Río Mayo, Sonora. IV.-ESTUDIO HIDROLÓGICO. Sin Año

Comisión Nacional del Agua (Conagua), "Instructivo de hidrología para determinar la avenida máxima ordinaria", México, D.F. 1987.

Distrito de Riego del Río Mayo, S. de R.L de I.P. y C.V (DRRM), "Manifestación de Impacto Ambiental Modalidad Regional del Proyecto "Presa Bicentenario", Sonora, 2012

Empresa Inmobiliaria CANORAS S.A. de C.V. A. en P.

Echávez Adape Gabriel, Introducción a los Modelos Hidráulicos de Fondo Fijo y a la Ingeniería Experimental. UNAM, CNCT y AMH.

Escalante C. A., Reyes L., "Técnicas Estadísticas en Hidrología". División de Estudios de Posgrado. Departamento de Ingeniería Hidráulica. 2002.

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) "Manual de Análisis de Frecuencias en Hidrología". Primera edición 2011. ISBN: 978-607-7563-30-3

Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática
[e/continental/Descarga.aspx](http://inegi.org.mx/geo/contenidos/topografia/regiones_hidrograficas.aspx)

Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) "Red hidrográfica escala 1:50,000 edición 2.0" http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/topografia/regiones_hidrograficas.aspx

Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) "Información vectorial de Topografía escala 1:50,000" www.inegi.org.mx/geo/contenidos/topografia/default.aspx

Instituto Nacional de Estadística y Geografía "Información de Edafología Serie II, escala 1:250)". 2009 http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/reccat/edafologia/vectorial_serieii.aspx

Instituto Nacional de Estadística y Geografía "uso del suelo y vegetación Serie V, escala 1:250)". 2013. <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/reccat/ususuelo/Default.aspx>

Lozoya C. Julio. Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia- Hidráulica – Obras de Excedencia. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, UNAM.

Peñaloza, Xóchitl (2014). Tránsito de avenidas en vasos considerando la carga de velocidad de llegada y variación del coeficiente de descarga. XXIII Congreso Nacional de Hidráulica, Asociación Mexicana de Hidráulica.

Sotelo Ávila Gilberto (1997). Hidráulica General Vol. 1. Editorial LIMUSA, S.A. de C.V. México, D. F.

Sotelo Ávila Gilberto (2002). Hidráulica de canales. México, UNAM, Facultad de Ingeniería.

USBR (1980). Diseño de Presas Pequeñas. Novena Impresión. México: Compañía Editorial Continental D. F.

USACE (2000). Roller-Compacted Concrete. EM 1110-2-2006

USACE (1993). Structural Design using the Roller-compacted Concrete (RCC) Construction Process. ETL 1110-2-343. Technical Letter No. 1110-2-343 31 May.