



ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD Y DISEÑOS DEFINITIVOS DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO SANTIAGO

EVENTO DE SERVICIO No. 74

INFORME EJECUTIVO DE DISEÑOS DEFINITIVOS



 COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD	ETAPA: DISEÑOS DEFINITIVOS		
	INFORME EJECUTIVO DE DISEÑOS DEFINITIVOS		
	CÓDIGO: LX-SAN-44-14-JPY-IE-002	EMISIÓN: Septiembre de 2016	VERSIÓN: 2

NOMBRE DE LA ENTIDAD O CLIENTE: **CELEC EP - HIDROPAUTE**

NOMBRE DEL PROYECTO: **ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD Y DISEÑOS DEFINITIVOS DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO SANTIAGO**

DIRECTOR DEL PROYECTO:


Ing. Jesús González y Denetro

JEFE DE DISEÑO (DISEÑOS DEFINITIVOS):


Msc. Ing. Alfredo Luna

CONTROL DE CAMBIOS SOLICITADOS POR EL CLIENTE			
REVISIÓN No.	No. OFICIO	FECHA DE OFICIO	OBSERVACIONES
0	-	-	Entregado el 31-03-16, mediante oficio No. CFE-S-6420-429.
1	CELEC-EP-HPA-2016-0540-OFI	12-05-16	Entregado el 24-06-16, mediante oficio No. CFE-S-6482-429.
2	CELEC-EP-HPA-2016-0769-OFI	11-07-16	Entregado el 01-08-16, mediante oficio No. CFE-S-6518-429 y aprobado por CELEC EP el 06-09-16, mediante oficio No. CELEC-EP-HPA-2016-0968-OFI.

EDICIÓN – VERIFICACIÓN – VALIDACIÓN				
REVISIÓN No.		0	1	2
AUTOR	Nombre	Ing. Luis Chiapa Hernández	Ing. Luis Chiapa Hernández	Ing. Luis Chiapa Hernández
	Firma			
	Fecha	31-03-16	24-06-16	01-08-16
RESPONSABLE DE LA VERIFICACIÓN	Nombre	Msc. Ing. Alfredo Luna	Msc. Ing. Alfredo Luna	Msc. Ing. Alfredo Luna
	Firma			
	Fecha	31-03-16	24-06-16	01-08-16

LISTADO DE DISTRIBUCIÓN				
	No.	Recibe	Entidad	Cargo
IMPRESIÓN ORIGINAL				
COPIAS DEL DOCUMENTO				

Los procesos de la Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos (CPH): Estudios de Planeación, Ingeniería de Proyectos, Licitación y Construcción y Supervisión de la Construcción, son desarrollados con base en los requisitos establecidos en el Sistema de Gestión Integrado de la CPH, certificado en cumplimiento con las normas; para la gestión de la calidad ISO 9001:2008, gestión ambiental ISO 14001: 2004 y gestión de la seguridad y salud en el trabajo NMX-SAST-001-IMNC-2008. Registros: RSGC 150, RSGA 024 y RSAST 020



ESTUDIO DE FACTIBILIDAD Y DISEÑOS DEFINITIVOS DEL PROYECTO
HIDROELÉCTRICO SANTIAGO, EN LA REPÚBLICA DEL ECUADOR

EVENTO DE SERVICIO No. 74
INFORME EJECUTIVO DE DISEÑOS DEFINITIVOS
LX-SAN-44-14-JPY-IE-002

Elaboró: Ing. Cesar Dumas González
Ing. Edgar Sánchez Álvaro
Ing. Enrique Domínguez García
M. I. Haydeé Ruiz Silva
M. I. Ignacio Romero Castro
Ing. Jorge Rodríguez Pérez
Ing. Juan Carlos Espinal González
Ing. Juan de Dios Alemán Velázquez
Ing. Julio Cesar Romero Cervantes
Ing. Luis Humberto Ruiz Tiznado
Ing. Mario Montero Catalán
Ing. Reginaldo Hernández Romero
Dr. Sadoth Fabián Huerta Loera
Ing. Valentín Castellanos Pedroza
Ing. Vicente Páez Juárez

Revisó y Supervisó: M. I. Alfredo Luna González
Ing. Luis Chiapa Hernández

Aprobado por: Ing. Jesús González y Denetro
DIRECTOR DE PROYECTO

CONTROL DE CAMBIOS	
Rev. 0	Emisión original entregada mediante Oficio No. CFE-S-6420-429 de fecha 31 de marzo de 2016
Rev. 01	Entregado el 24 de junio de 2016, mediante oficio No. CFE-S-6482-429 con atención a observaciones del oficio No. CELEC-EP-HPA-2016-0540-OFI, del 12 de mayo de 2016
Rev. 02	Entregado 01 de agosto de 2016, mediante oficio No. CFE-S-6518-429 con atención a observaciones del oficio No. CELEC-EP-HPA-2016-0769-OFI, del 11 de julio de 2016

CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Generalidades.....	1
1.2	Localización y acceso	1
1.3	Objetivos.....	2
2	ENTORNO HIDROLÓGICO.....	3
3	SEDIMENTOLOGÍA.....	5
4	ENTORNO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	7
4.1	Litología	7
4.2	Geología Estructural	7
4.3	Condiciones de Permeabilidad.....	8
5	ANÁLISIS HIDROENERGÉTICO.....	8
6	ESTUDIOS AMBIENTALES Y SOCIALES.....	10
7	DISEÑOS DEFINITIVOS DEL PROYECTO.....	10
7.1	Obra de Desvío.....	10
7.2	Obra de Contención.....	11
7.3	Obra de Excedencias.....	13
7.4	Obra de Desagüe de Fondo.....	13
7.5	Obras de Generación.....	14
7.6	Sistema de Auscultación.....	16
7.7	Obras Complementarias	17
8	PRESUPUESTO, PROGRAMA DE OBRA Y PARTICIPACIÓN ECUATORIANA	19
9	EVALUACIÓN ECONÓMICA Y FINANCIERA	22
10	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	23

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Localización del P.H. Santiago	1
Figura 2 Acceso al sitio de proyecto desde la Ciudad de Cuenca.....	2
Figura 3 Esquema de la hidrografía de la cuenca del río Santiago	3
Figura 4 Volumen medio mensual de escurrimiento en el sitio del P.H. Santiago.....	4
Figura 5 Cambio morfológico a 50 años (Meyer Peter & Muller), para el río Zamora y Santiago	6
Figura 6 Cambio morfológico a 50 años (Meyer Peter & Muller), para el río Namangoza y Santiago	6
Figura 7 Límites por falla de los bloques que segmentan al macizo rocoso en la zona de estudio.....	8
Figura 8 Esquema general de obras del P.H. Santiago	10
Figura 9 Programa general de obra del P.H. Santiago.....	21

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Permanencia de caudales al sitio del P.H. Santiago	4
Tabla 2 Caudales asociados a distintos periodos de retorno	5
Tabla 3 Resumen de resultados	9
Tabla 4 Parámetros de diseño P.H. Santiago	9
Tabla 5 Presupuesto General del P.H. Santiago, en millones de dólares	19

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

El Proyecto Hidroeléctrico (P.H.) Santiago se enmarca en los ejes de soberanía y eficiencia energética de la República del Ecuador, con objetivo de contribuir a la cobertura energética del sistema eléctrico nacional en el mediano y largo plazo. Forma parte del Sistema Hidroeléctrico Zamora – Santiago, cuyo potencial hidroenergético es de aproximadamente 6 000 MW, con una generación media anual de aproximadamente 26 000 GWh, de los cuales de 3 630 MW y del orden de 15 000 GWh, respectivamente, corresponden al P.H. Santiago

1.2 Localización y acceso

El sitio de estudio se encuentra ubicado aguas abajo de la confluencia de los ríos Zamora y Namangoza sobre el río Santiago, que se localiza en el sureste de la república de Ecuador, dentro de la Región Hidrográfica del Amazonas. El embalse involucra a los cantones de Tiwintza, Limón Indanza y Santiago de Méndez y los ríos Santiago, Zamora, Namangoza, Upano, Paute y Negro. (Figura 1).

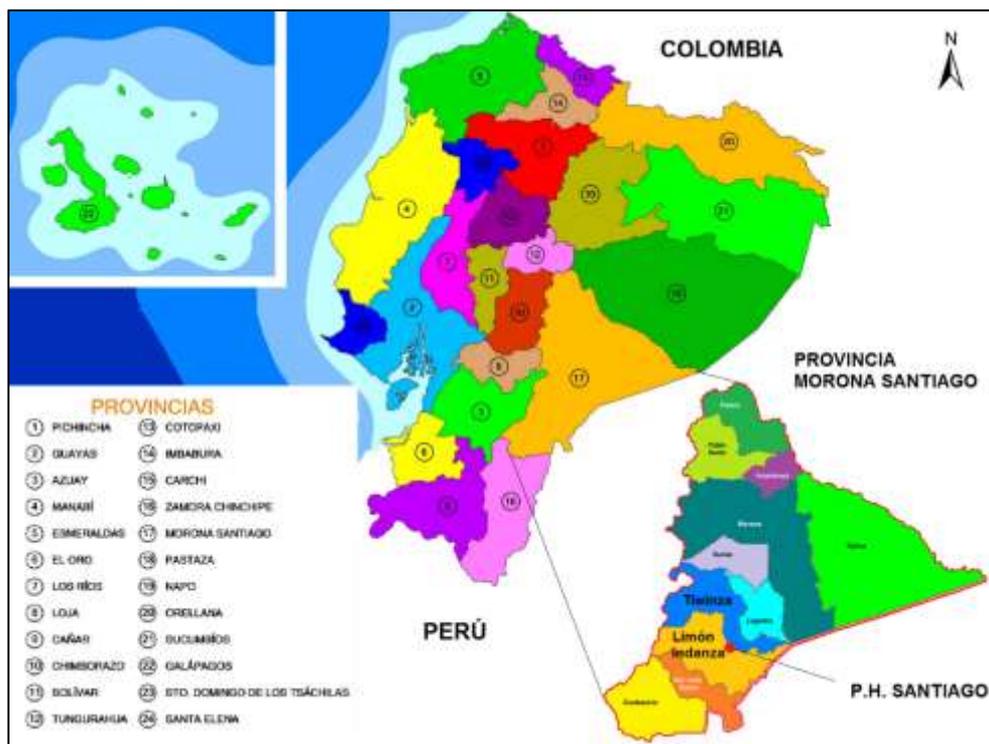


Figura 1 Localización del P.H. Santiago

El eje de presa se localiza en las coordenadas cartesianas UTM X = 809 378 m Y = 9' 665 812 m (Datum *SIRGAS Ecuador* Época 1995, Zona 17 Sur).

El acceso principal al sitio del proyecto se realiza a partir de la ciudad de Cuenca por la autopista Cuenca – Azogues; después de un recorrido de 11 km se continua hacia Gualaceo; el último tramo del trayecto se efectúa a través de una terracería de 95 km que conduce a la comunidad de Plan de Milagro; entroncando con la carretera E45 Macas-Zamora se sigue por la izquierda hacia los poblados de Limón y Bella Unión; 3 km después de este último sitio

se toma la desviación hacia Patuca (vía Interoceánica) y se continúa hacia Twintza por un tramo de 40 km aproximadamente hasta llegar a Yukiantza (Figura 2). El tiempo total del recorrido desde la ciudad de Cuenca hasta este punto es de aproximadamente 4 horas.

A partir de la vía Interoceánica a la altura del poblado de Yukiantza, el ingreso a la zona de obras se puede realizar por tierra o por agua. En el ingreso por tierra el recorrido es de aproximadamente 6 km a través de una trocha por la margen izquierda del río Santiago; por vía acuática se recorren aproximadamente 2,4 km hacia aguas abajo por el río Namangoza hasta su confluencia con el río Zamora, punto donde el río toma el nombre de Santiago, continuando hacia aguas abajo aproximadamente 4,4 km hasta el eje del proyecto.



Figura 2 Acceso al sitio de proyecto desde la Ciudad de Cuenca

Otro acceso partiendo de la ciudad de Cuenca, se realiza a través de la autopista Cuenca-Azogues, se continúa por la vía pavimentada Cuenca – Paute – Guarumales - Méndez, recorriendo una distancia de 123,5 km, posteriormente se continúa hasta la comunidad de Bella Unión, de aquí en adelante se accede de la manera descrita anteriormente.

También se puede llegar al área de estudio, a partir de la ciudad de Sucúa, transitando por la carretera E45 con dirección a Santiago de Méndez, recorriendo una distancia aproximada de 48,0 km hasta llegar a la desviación que comunica con la parroquia de Patuca, a partir de este punto el acceso se realiza de la forma descrita anteriormente

1.3 Objetivos

El objetivo del estudio de diseños definitivos del P.H. Santiago consiste en validar y confirmar los estudios y conclusiones de la fase de factibilidad y efectuar las investigaciones adicionales que sean necesarias para obtener los documentos de los diseños definitivos del proyecto Hidroeléctrico, así como las especificaciones técnicas y pliegos para que CELEC EP lleve a cabo la licitación de la construcción del proyecto y su correspondiente ingeniería de detalle.

2 ENTORNO HIDROLÓGICO

La cuenca del río Santiago es la segunda cuenca más grande del oriente ecuatoriano. Se trata de una cuenca de montaña de respuesta hidrológica muy rápida. Nace de la unión de los ríos Namangoza y Zamora. El primero recibe las aguas del río Paute y el río Upano, y el segundo se forma en la provincia de Loja, sus principales afluentes son los ríos Nangaritza, Yacuambi y Bomboiza. La subcuenca del río Zamora nace en el extremo sureste del país, en las alturas de las cordilleras Central de los Andes y del Cóndor (ésta última límite con Perú) y fluye hacia el Norte, mientras que la cuenca del río Namangoza nace en la cordillera Central y fluye en dirección Este y luego hacia el Sur, hasta unirse con el río Zamora para formar el río Santiago, que fluye hacia el Este y es afluente del río Marañón en territorio Peruano, que a su vez desemboca en el río Amazonas. En la siguiente figura se presenta de manera esquemática la hidrografía de la cuenca en estudio.

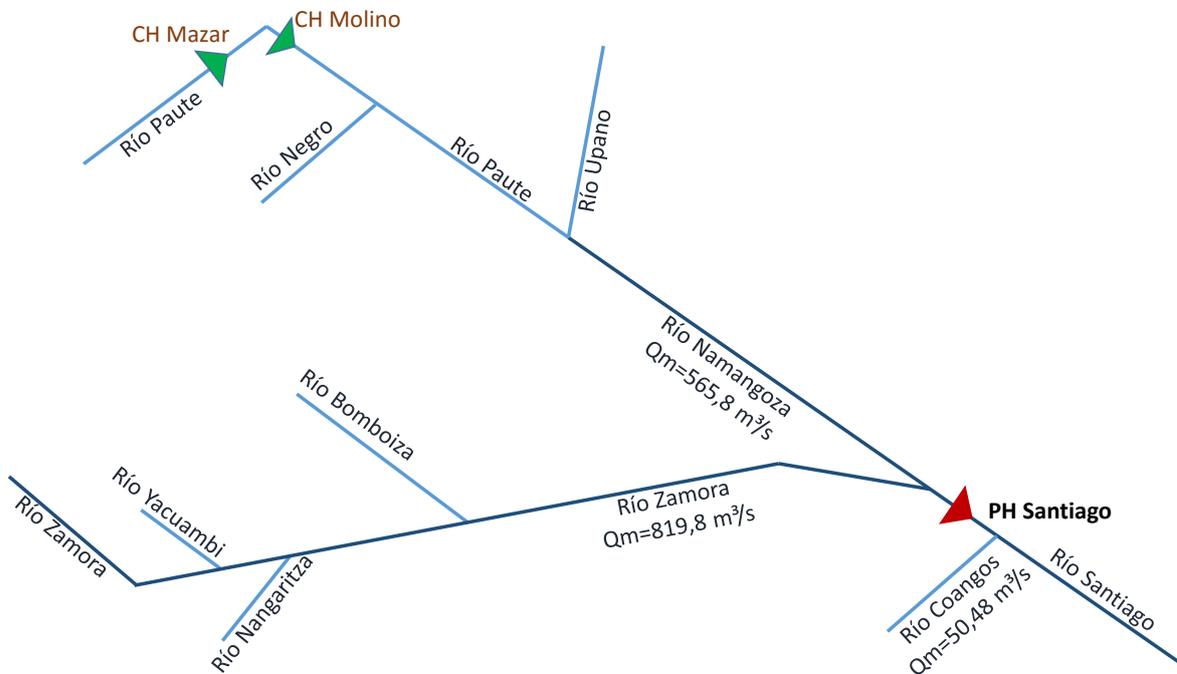


Figura 3 Esquema de la hidrografía de la cuenca del río Santiago

Los parámetros hidrológicos más importantes hasta el sitio del proyecto son los siguientes:

- Área de la cuenca de aporte: 22 259 km²
- Pendiente media de la cuenca: 12,99 %
- Caudal medio: 1 385 m³/s
- Escurrimiento medio anual: 43 722 hm³
- Escurrimiento medio mensual: 3 643 hm³
- Periodo de análisis de información hidrológica: 1984-2012
- Temporada de estiaje: agosto a marzo

Es de resaltar la firmeza con que cuenta el promedio anual de escurrimientos del río Santiago (Figura 4), lo cual se traduce en un bloque de generación hidroeléctrica primordialmente firme durante todo el año. Los caudales asociados a distintos porcentajes de permanencia se presentan en la Tabla 1 y en la Tabla 2 se presentan las crecientes asociadas a diferentes periodos de retorno.

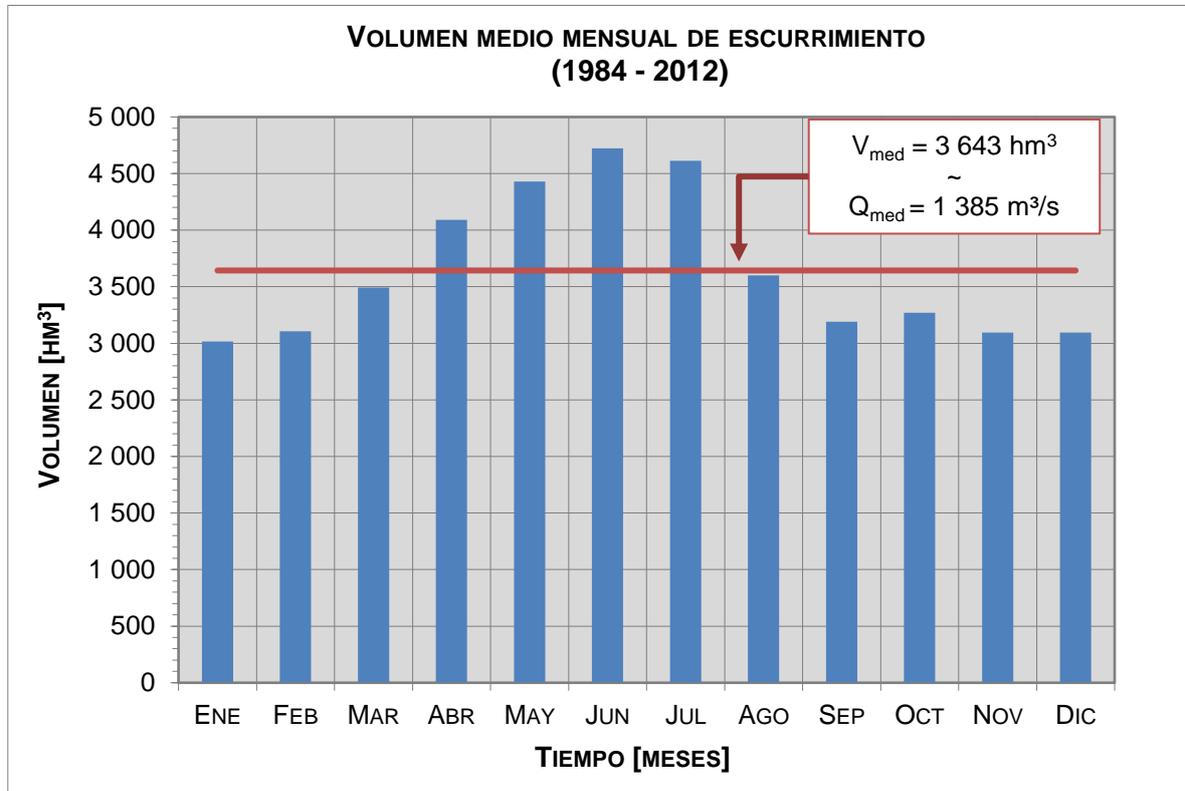


Figura 4 Volumen medio mensual de escurrimiento en el sitio del P.H. Santiago.

Tabla 1 Permanencia de caudales al sitio del P.H. Santiago

Permanencia %	Caudal m³/s	Permanencia %	Caudal m³/s
5	2 444,95	55	1 224,40
10	2 040,77	60	1 175,63
15	1 832,51	65	1 127,36
20	1 700,30	70	1 077,78
25	1 594,49	75	1 027,14
30	1 509,71	80	974,53
35	1 441,93	85	908,93
40	1 382,27	90	834,19
45	1 329,88	95	715,32
50	1 277,80	100	378,23

Tabla 2 Caudales asociados a distintos periodos de retorno

Periodo de retorno años	Caudal m ³ /s
2	6 109
5	8 019
10	9 283
20	10 495
50	12 065
100	13 241
200	14 413
500	15 960
1 000	17 128
2 000	18 296
5 000	19 841
10 000	21 009

3 SEDIMENTOLOGÍA

El ingreso promedio total de sedimentos al embalse de 13,6 hm³/año, analizados para condiciones medias de caudal. El mayor aporte es proporcionado por el río Zamora con un promedio de 10,3 hm³/año; el río Namangoza tiene un aporte de 3,3 hm³. Con esto se estima un ingreso de material de 680 hm³ para la vida útil de la obra de 50 años.

En las figuras 5 y 6 se muestran, respectivamente, los cambios morfológicos de los cauces Zamora y Namangoza. Puede apreciarse un azolvamiento del orden del 95% de la longitud del embalse por el río Zamora y del 60% en el caso del río Namangoza.

Las diferencias de azolvamiento indicadas se deben a la distribución del ingreso de agua por los ríos Zamora (60%) y Namangoza (40%) y a la mayor aportación de sólidos del río Zamora (75%) con respecto al río Namangoza (25%).

La longitud del delta de sedimentos es de 23,5 km por el río Zamora (95% de su longitud) y de 31,5 km por el río Namangoza (60% de su longitud). Por su parte, el pie del talud del delta de sedimentos, se encuentra prácticamente en la presa en el río Zamora y a 17,5 km en el río Namangoza.

El material que se estima alcanzará la obra de toma y de excedencias será primordialmente material fino (limos y arcillas), pero de acuerdo con los resultados petrográficos éstos están compuestos principalmente por minerales abrasivos. El ingreso promedio de material en suspensión se estima de 6,0 kg/s que corresponde a un total de sedimento turbinado anual de 189 200 ton/año.

**50 años de simulación
Meyer Peter & Muller**

$V_{total} = 680 \text{ hm}^3$
 $V_{Zamora} = 515 \text{ hm}^3$
 Ingreso promedio anual = 13.6 hm^3
 Ingreso promedio anual $_{Zamora} = 10.3 \text{ hm}^3$

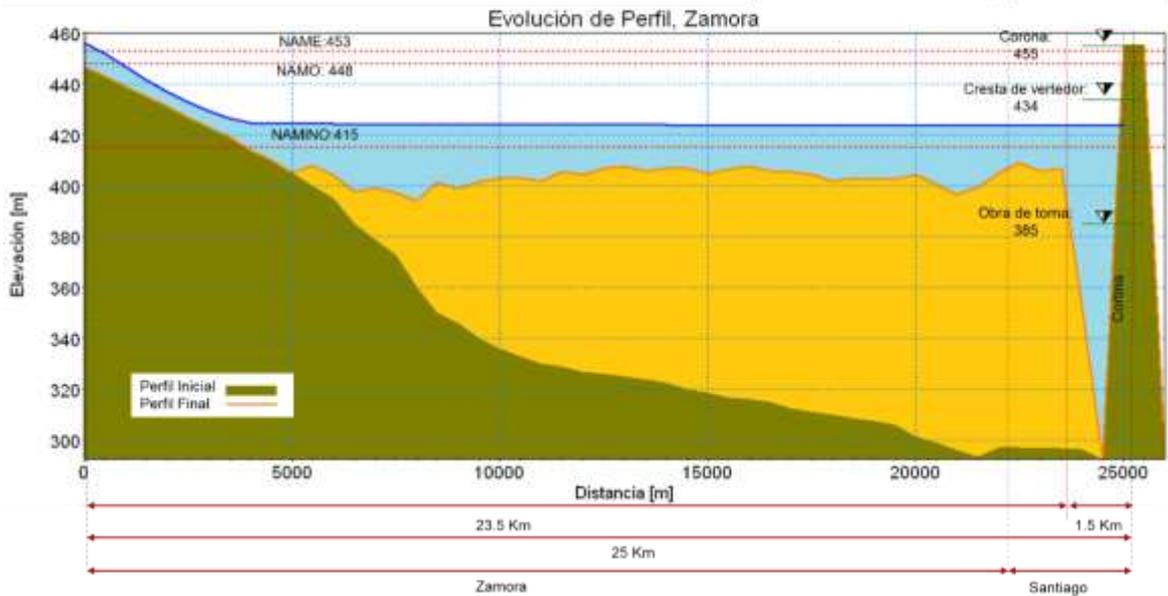
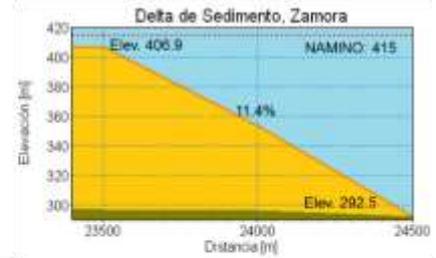


Figura 5 Cambio morfológico a 50 años (Meyer Peter & Muller), para el río Zamora y Santiago

**50 años de simulación
Meyer Peter & Muller**

$V_{total} = 680 \text{ hm}^3$
 $V_{Namangoza} = 165 \text{ hm}^3$
 Ingreso promedio anual = 13.6 hm^3
 Ingreso promedio anual $_{Namangoza} = 3.3 \text{ hm}^3$

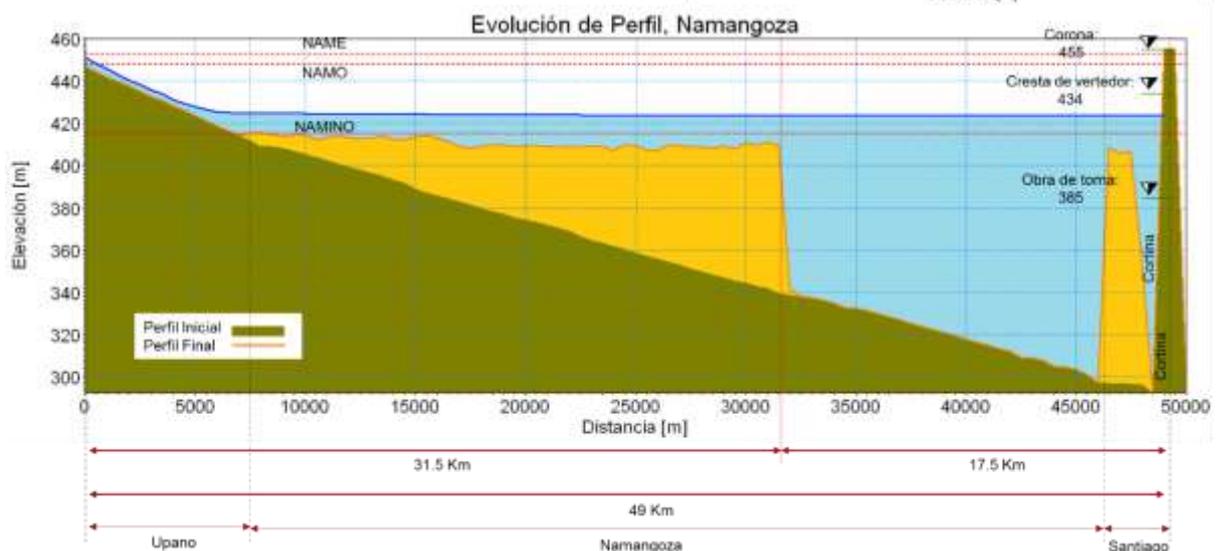
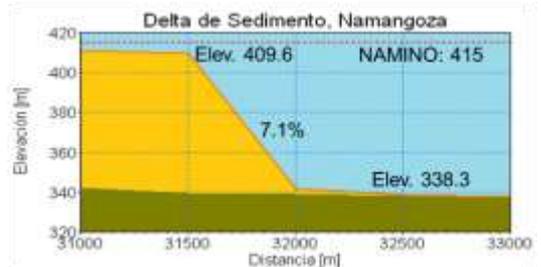


Figura 6 Cambio morfológico a 50 años (Meyer Peter & Muller), para el río Namangoza y Santiago

4 ENTORNO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

4.1 Litología

El sitio en estudio está constituido litológicamente por rocas vulcanosedimentarias, ígneas intrusivas, depósitos de lahar y depósitos recientes no consolidados; todo este conjunto litológico con edades que van del Jurásico Inferior al Cuaternario.

La Formación Santiago es la unidad de roca más antigua (edad Jurásico), está formada por un miembro vulcanosedimentario hacia la base y por un paquete calcáreo hacia la cima. En el primero se identifica una alternancia de paquetes de rocas estratificadas con paquetes de rocas masivos, los estratificados consisten en areniscas, limolitas y areniscas tobáceas con estratificación delgada < 0,15 m de espesor. Los paquetes masivos consisten en arenisca brechoide y brecha vulcanosedimentaria; con espesor de 2,0 a 8,0 m y hasta 30,55 m.

Se determinó que unos 200 m bajo el nivel del cauce del río (hasta la elevación 100 msnm) no existen paquetes calcáreos y en consecuencia no hay *carst*, lo que define buenas condiciones de estanqueidad. Desde la elevación 100 hasta la parte alta del cañón, elevaciones 520 a 530 msnm, el macizo rocoso consiste exclusivamente en rocas vulcanosedimentarias. En la parte alta de las laderas se encuentra el miembro calcáreo (fuera de la zona de influencia de las obras del proyecto), conformado por areniscas y brechas calcáreas afectadas por un avanzado proceso de disolución (*carst*).

Las rocas antes mencionadas están intrusionadas por diques y dique-estratos de diorita de edad Terciario; el contacto con la roca encajonante no tiene alteración.

Cubriendo a la Formación Santiago, desde el cauce del río hasta aproximadamente la cota 380 m, se encuentra Formación Mera compuesta por materiales volcánicos andesíticos semiconsolidados de tipo lahar de edad pleistocénica, formados por fragmentos angulosos a subangulosos y en ocasiones redondeados con tamaños desde 1,0 a 40,0 cm empacados en una matriz arenosa. Tiene espesores de hasta 70,0 m en la zona del anfiteatro.

Depósitos de suelo residual y de talud se encuentran ampliamente expuestos cubriendo a rocas antes descritas, con espesores de hasta 22,0 m.

4.2 Geología Estructural

Dentro del contexto tectónico, el área en estudio se encuentra dentro del sistema de discontinuidades con orientación NNE-SSW que corresponden a la dirección que actualmente manifiesta la zona de subducción de la Placa de Nazca y el cabalgamiento y plegamiento trasarco de la Zona Subandina, asociado tectónicamente con la Cordillera de los Andes. En general las fallas y litologías expuestas en la zona de estudio se extienden como franjas alargadas en dirección NNE-SSW, similar a la trayectoria que guarda la Cordillera Andina y las principales estructuras que la afectan.

Las estructuras geológicas mayores de la zona segmentaron al macizo rocoso en tres grandes bloques. El bloque B2 se encuentra acotado por la falla Santiago al Norte y al Sur por la falla I, es el que presenta menor influencia de estructuras, por lo que se considera adecuada la ubicación del eje de presa en este bloque. El bloque B3, está determinado por

la fallas I al norte y VIII al sur, estructuralmente es el más afectado, evidenciado en la margen derecha del río por un circo geomorfológico que se denominó "zona del anfiteatro", resultado de un deslizamiento antiguo; en el subsuelo, la falla base está caracterizada por material de brecha y arcillas plásticas con espesor de hasta 14,0 m. Este sitio tiene condiciones desfavorables para construir obras civiles del proyecto, ya que con ellas se podría generar la reactivación del proceso de ladera en una zona actualmente estable.



Figura 7 Límites por falla de los bloques que segmentan al macizo rocoso en la zona de estudio.

4.3 Condiciones de Permeabilidad

En el sitio del proyecto, la roca tiene baja permeabilidad, con algunas zonas puntuales permeables a muy permeables identificadas principalmente en el cauce del lado de la margen derecha. El flujo subterráneo se da en un medio de sistemas de fracturas poco continuas no del todo conectadas entre sí; por lo que no todas las fracturas son conductos de agua y el tirante de agua detectado en los piezómetros no representa un espesor saturado homogéneo del medio geológico. Debido a que la profundidad del nivel del agua subterránea (nivel piezométrico) registra en ambas márgenes, una distribución congruente con la topografía del sitio, los caudales a interceptar en las obras subterráneas del proyecto disminuirán conforme se aproximen a las laderas del río, por la reducción de la carga hidráulica.

5 ANÁLISIS HIDROENERGÉTICO

El P.H. Santiago permitirá aprovechar un volumen de escurrimiento medio anual de 43 310 hm³. Con ello, para un factor de planta promedio anual de 0,47, la central tendrá un caudal equipado de 2 970 m³/s y una potencia instalada total de 3 630 MW.

El escenario de análisis de la simulación del funcionamiento de vaso se realizó, considerando que una de las unidades operará con un factor de planta muy cercano a 1,0, con el objeto de aprovechar y entregar el caudal comprometido ecológicamente en todo momento, siendo su demanda diaria de 42,76 hm³ (495 m³/s) para un déficit del 0,0 %, según las necesidades ecológicas establecidas en el estudio de caudal ecológico. Las cinco unidades restantes

operarán para satisfacer la demanda de energía eléctrica en el sistema, mediante el ajuste de la demanda diaria garantizando el 5 % de déficit. A continuación se presenta el resumen de los resultados de la simulación.

Tabla 3 Resumen de resultados

Mes	Unidad Ecológica		5 Unidades (5% Déficit)		Conjunto (5%)	
	Energía UE GWh	FP	Energía 5U GWh	FP	Energía Total GWh	FP
ENE	448,16	1	556,97	0,25	1 005,13	0,37
FEB	408,74	1	581,70	0,29	990,44	0,40
MAR	448,17	1	704,91	0,32	1 153,08	0,43
ABR	433,67	1	917,54	0,42	1 351,21	0,52
MAY	448,17	1	1 068,59	0,48	1 516,76	0,57
JUN	433,68	1	1 174,41	0,54	1 608,09	0,62
JUL	448,25	1	1 136,17	0,51	1 584,42	0,59
AGO	448,21	1	842,55	0,38	1 290,76	0,48
SEP	433,71	1	681,68	0,32	1 115,39	0,43
OCT	448,20	1	665,55	0,30	1 113,74	0,42
NOV	433,72	1	622,87	0,29	1 056,59	0,41
DIC	448,19	1	575,54	0,26	1 023,72	0,38
Anual	5 280,87	1	9 528,46	0,36	14 809,33	0,47

Bajo este escenario se estima una generación media anual de 14 809,33 GWh/año, de los cuales 12 786,55 GWh/año corresponden a generación firme y 2 022,78 GWh/año a generación secundaria. De lo anterior, los parámetros de diseño de la Central Hidroeléctrica, quedan definidos como sigue:

Tabla 4 Parámetros de diseño P.H. Santiago

CONCEPTO	NOMENCLATURA	CANTIDAD	UNIDAD
ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL	VEMA	43 721,68	hm ³
CAUDAL MEDIO (365,25 DÍAS)	Q _{med}	1 385,45	m ³ /s
FACTOR DE PLANTA (U ecológica)	FP _{UE}	1,00	-
FACTOR DE PLANTA (5 U, 5 % Déf)	FP _{5U5%}	0,36	-
FACTOR DE PLANTA	FP _{TOTAL5%}	0,47	-
CAUDAL DE DISEÑO TOTAL		2 970,00	m ³ /s
NUMERO DE UNIDADES		6,00	-
NAME		453,00	msnm
NAMO		448,00	msnm
NAMINO		415,00	msnm
Ndiseño	Ndis	443,33	msnm
CAUDAL POR UNIDAD	Qdis	495,00	m ³ /s
ELEV. NIVEL EN DESFOGUE PARA 6 UNIDADES	Ndesf6o	306,05	msnm
ELEV. NIVEL EN DESFOGUE PARA 1 UNIDAD	Ndesf1o	301,07	msnm
CARGA BRUTA DE DISEÑO	Hbdis	137,28	m
CARGA NETA DE DISEÑO = Hbdis-Hfd	Hn	133,40	m
EFICIENCIA TOTAL	$\eta_t = \eta^* \eta_g^* \eta_h$	0,9102	-

6 ESTUDIOS AMBIENTALES Y SOCIALES

Se concluyó el Estudio de Impacto Ambiental Definitivo, con los correspondientes planes de manejo de construcción y operación, en el marco del Acuerdo Ministerial 006 (MAE) para proyectos categoría IV.

CELEC EP obtuvo oportunamente todos los permisos, autorizaciones y documentos habilitantes pertinentes para la ejecución del Estudio de Impacto Ambiental Definitivo:

- Prospección Arqueológica Proyecto Hidroeléctrico Santiago, ante el Instituto Nacional de Patrimonio Cultural.
- Certificado de Intersección con Áreas Protegidas, ante el Ministerio del Ambiente.
- Investigación Científica en el área del proyecto, ante el Ministerio del Ambiente Regional.

Por su parte, los trabajos de socialización continuaron con objetivos estratégicos y bien definidos, cuyo éxito se plasma en la aceptación del proyecto por parte de las comunidades.

7 DISEÑOS DEFINITIVOS DEL PROYECTO

El esquema general de obras (Figura 8) está conformado por una presa tipo arco-gravedad de hormigón compactado con rodillo de 205 m de altura con vertedero y descargas de fondo integradas al cuerpo de la presa; obra de desvío con tres túneles ubicados en la margen derecha y obra de generación subterránea equipada con seis equipos turbogeneradores tipo Francis en la margen izquierda.

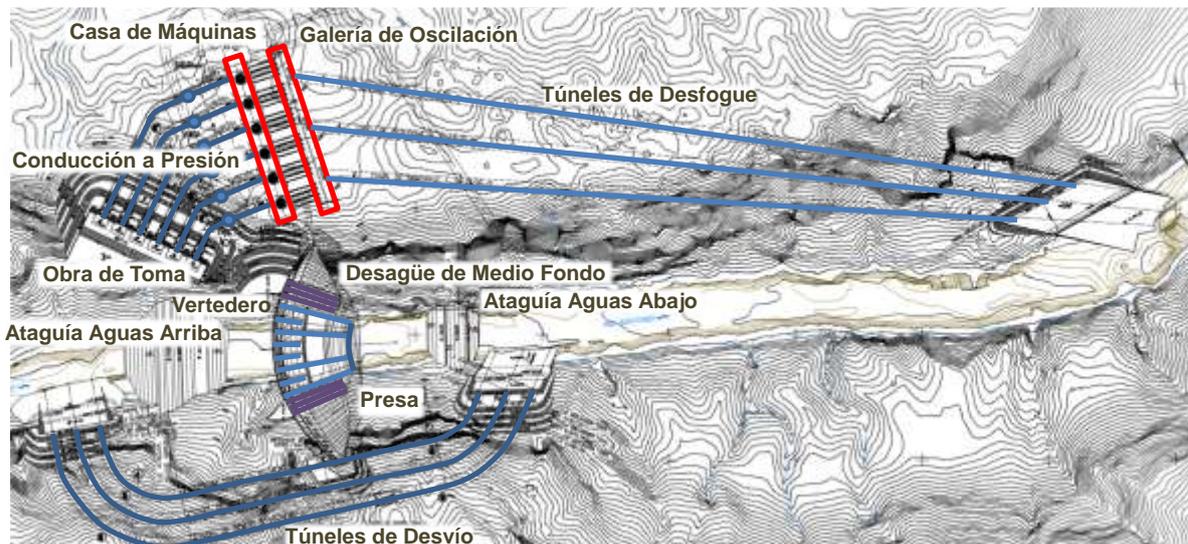


Figura 8 Esquema general de obras del P.H. Santiago

7.1 Obra de Desvío

El caudal de diseño es de 12,065 m³/s, considerando una avenida máxima con periodo de retorno (Tr) de 50 años.

Está integrada por ataguías ubicadas aguas arriba y aguas abajo del eje de la presa; tres túneles localizados en la margen derecha, con sus correspondientes portales de entrada y salida; lumbreras de cierre provisional y cierre final y sus plataformas de operación.

Las obras de desvío se excavarán en paquetes de rocas masivas intercaladas con paquetes de rocas estratificadas.

Las dos ataguías se componen de materiales graduados con núcleo impermeable compactado y un sistema de tratamientos de impermeabilización, consistentes en pantalla impermeable con Jet Grouting, pantalla de inyecciones de manguitos e inyección de contacto roca-pantalla por medio de barrenos.

La ataguía aguas arriba cuenta con una altura total de 48,0 m y corona de 184,0 m de longitud a la elevación 343,0 msnm. Su volumen es de 538 700 m³. Durante la etapa de construcción de la pantalla impermeable de esta ataguía se habrá construido un bordo de roca (preataguía) con corona a la elevación 322,0 msnm capaz de contener una avenida de 5 000 m³/s y que posteriormente y hasta el cierre del desvío formará parte de los materiales graduados, núcleo y pantalla impermeables que se integrarán a la ataguía.

La ataguía de aguas abajo tiene un volumen de 152 500 m³, una altura de 25 m y la corona de 122 m de longitud a la elevación 320,0 msnm. La obra queda empotrada en la margen izquierda en rocas masivas de buena calidad, cubiertas parcialmente por depósitos de talud; mientras que la margen derecha está cubierta por la Fm. Mera con espesores de 35,0 m. La corona de la preataguía está proyectada a la elevación 308 msnm, lo que permitirá la construcción de la pantalla impermeable de la ataguía aguas abajo.

Los túneles de desvío en su conjunto son capaces de manejar adecuadamente crecidas máximas anuales de 12 065 m³/s, pudiendo desalojar hasta 11 293 m³/s con velocidades a la salida que no superan los 8 m/s. Son de sección portal de 18,80 x 18,80 m; sus longitudes son 714,30 m (túnel 1), 829,46 m (túnel 2) y 944,62 m (túnel 3) y sus pendientes -0,0014 (túnel 1), -0,001206 (túnel 2) y -0,001059 (túnel 3).

En la entrada y salida de los tres túneles se excavarán lumbreras de cierre provisional equipadas con compuertas rodantes seccionadas. La lumbrera de cierre definitivo se ubicará en el túnel no.1. El cierre final se realizará mediante un minucioso proceso que contempla cerrar de forma provisional con los obturadores aguas arriba y aguas abajo y de forma definitiva mediante un tapón de hormigón rodeado de una pantalla impermeable primero el túnel 3, posteriormente el túnel 2 y finalizando con la instalación de la compuerta de cierre final y su posterior encofrado de tapón de hormigón e inyectado de pantalla impermeable en túnel 1, para comenzar el llenado controlado del embalse mediante los desagües ubicados en el cuerpo de la presa. Al realizar en modelo físico el cierre para un caudal de 5 000 m³/s, considerado como el evento más desfavorable, se determinó que se requiere material con tamaños máximos de 2,25 m para el cierre del río Santiago.

7.2 Obra de Contención

La obra de contención está configurada como una presa de tipo arco gravedad, la cual debido a la búsqueda de un arreglo más compacto del proyecto general, integra sobre la presa a la obra de excedencia.

La presa se considera continua en todo su desarrollo, pero está estructurada por 5 bloques que se dividen en un bloque central y cuatro bloques en las alas:

- El bloque central tiene una longitud aproximada de 150 m.

- Las alas se conforman por 2 bloques en margen izquierda y 2 bloques en margen derecha. En estos bloques se integran 6 descargadores de medio, los cuales se sitúan 3 sobre margen izquierda y 3 sobre margen derecha los cuales tienen su piso en la cota 345 msnm.

Tiene una altura de 205 m; su nivel de desplante se sitúa en la cota 250 msnm; tiene un ancho máximo en la base a lo largo del río de 109,5 m; su corona tiene un ancho de 10,5 m, una longitud de cresta de 457,4 m y está en la elevación 455 msnm. El volumen estimado de hormigón compactado con rodillo es de 3,2 millones de metros cúbicos y un volumen de 196 000 metros cúbicos de hormigón convencional para las obras que comprenden al vertedero y los desagües de medio fondo.

La presa está situada en un valle relativamente estrecho, con paredes altas y escarpadas, con pendientes entre 45° y 70° para margen izquierda y pendientes entre 35° y 63° para margen derecha, lo cual aporta una ventaja para la construcción de una presa estructurada en forma de arco.

En la excavación de los soportes de la presa en ambas laderas, se estima que los primeros 10,0 m en promedio corresponden a roca descomprimida y alterada, mejorando la calidad hacia el interior del macizo rocoso. La margen derecha presenta en la parte baja y media, material de relleno de la Fm. Mera, que junto con la roca descomprimida, suman espesores de hasta 50,0 m, los cuales tendrán que ser removidos. Por debajo de este material la roca tiene buenas condiciones geomecánicas.

En el cauce del río los materiales aluviales y la Fm. Mera, tienen espesores en la zona de desplante de la presa de 35,0 a 40,0 m. El desplante se determinó para garantizar las mejores condiciones geológicas, geotécnicas y geométricas de las obras y quedará sobre la cima de un delgado horizonte de 6,0 m de espesor de arenisca brechoide.

La geometría de la presa se diseñó para garantizar la estabilidad de la estructura y obtener niveles de esfuerzos adecuados en el HCR ante las acciones usuales, inusuales y extremas considerando una vida útil de al menos 100 años.

Se consideró el efecto de interacción de las estructuras del vertedero (pilas, muros, losas y trabes), de los desagües de medio fondo y de las galerías que integran la presa.

El diseño de la presa lo rigió la condición por sismo, que se revisó para dos condiciones; el sismo base de operación (SBO) cuyo periodo de retorno es de 144 años, y fue la condición que rigió el diseño, ya que para esta condición la presa debe permanecer sin daños, así como el sismo de evaluación de la seguridad o sismo máximo creíble (SMC), que corresponde al máximo evento sísmico que puede afectar a la presa, calculado para un percentil del 84%, sismo para el cual la estructura podría presentar la mayor demanda, debe mantener la estabilidad y evitar un desalojo descontrolado del agua.

De acuerdo con los resultados de los análisis térmicos y mecánicos detallados no será necesario el post-enfriamiento del HCR.

Los análisis mecánicos demostraron que la presa siempre mantendrá el efecto de arco, incluso cuando ésta se haya enfriado totalmente (después de 50 años de construida).

Durante la construcción de la presa se deberá asegurar que el HCR alcance los parámetros considerados en el diseño.

7.3 Obra de Excedencias

La obra de excedencias es de tipo controlada y se ubica al centro del cauce, sobre la obra de contención; se compone de manera general por: estructura de control, canal de descarga y estructura terminal. Está diseñada para un caudal máximo de entrada de 21 009 m³/s, correspondiente a un periodo de retorno de 10 000 años; el volumen de la avenida de diseño es de 6 904 hm³.

La estructura de control está conformada por cimacio, pilas, muros laterales, compuertas, puente de maniobras, vigas testeras y mecanismos de izaje. Cuenta con siete vanos de 16,0 m de ancho por 19,3 m de alto; el cimacio es tipo Creager y tiene un longitud total 112,0 m con elevación de cresta 434,0 msnm y nivel de diseño (NAME) 453,0 msnm.

El control de los volúmenes excedentes se realiza mediante siete compuertas radiales de 15,50 x 19,66 m, con 2 servomotores por compuerta como mecanismo de izaje. El cierre temporal para mantenimiento de las compuertas radiales se hará mediante compuertas auxiliares tipo aguja de 15,50 x 16,59 compuestas de 7 secciones y accionadas mediante grúa pórtico y viga pescadora.

La descarga se divide en tres canales de sección rectangular con rápida de pendiente de 0,6:1, muros, losas y aireadores que corren de extremo a extremo de los muros laterales, conectados cada extremo con una lumbrera de aireación. Los anchos de plantilla de los canales derecho e izquierdo van de 30,42 a 20,30 m y los del canal central van de 49,01 a 32,72 m en promedio. La capacidad de descarga de los canales laterales es de 5 677,14 m³/s cada uno y la del canal central es de 8 515,71 m³/s. Los tres canales en conjunto tienen capacidad de desalojar 19 870 m³/s.

La cubeta deflectora de la estructura terminal se compone de muros laterales, muro central y losa construidos a base de hormigón convencional armado. La elevación de descarga de las tres cubetas es la 325,0 msnm y tienen diferentes ángulos de salida (15,0°, 20,0° y 10,0° para el canal izquierdo, derecho y central, respectivamente). Este diseño procura descargar el flujo lo suficientemente alejado del pie de aguas abajo de la presa y dirigir los chorros de manera adecuada para tratar de reducir al máximo el efecto de socavación.

En modelo físico se verificó que el patrón de flujo hacia el vertedero presenta un funcionamiento aceptable y que el nivel del embalse para el caudal de diseño es muy similar al teórico. También se representó con fondo móvil el efecto de la socavación ante las descargas del vertedero, concluyéndose que no es necesaria la pre excavación de un cuenco de amortiguamiento en su totalidad. Para minimizar la erosión regresiva, así como la degradación de los taludes al pie de la presa a largo plazo se contempla el retiro de materiales y tratamiento de taludes en zonas accesibles durante la etapa de construcción.

7.4 Obra de Desagüe de Fondo

Está conformada por 6 conducciones con elevación de umbral de entrada a la 345,0 msnm y sección rectangular con blindaje de acero de 5 m de ancho por 7,2 m de altura, con una longitud promedio de 60,6 (de compuerta a compuerta) y pendiente nula. La estructura está controlada por compuertas planas deslizantes colocadas aguas abajo del conducto, operadas

por servomotores y con compuertas auxiliares planas rodantes en el inicio de la conducción operada con la grúa viajera de la obra de excedencias.

El caudal máximo de descarga total al NAMinO (elevación 415 msnm) es 6 381,49 m³/s con una carga de 66,40 m y velocidad de 29,54 m/s. La estructura de descarga aguas abajo de la compuerta de servicio es una cubeta deflectora con un ángulo de salida de 15 grados y una elevación del labio 346,50 msnm. Al igual que la cubeta deflectora de la obra de excedencias, tiene el objetivo de provocar la menor socavación en el cauce y que la posible socavación regresiva no afecte el pie de la presa.

Los descargadores de fondo se pondrán en funcionamiento durante el llenado del embalse funcionando a superficie libre y posteriormente durante la operación normal de la central, funcionando a presión, para elevaciones superiores a la cota 390,0 msnm para evitar cavitación y preferentemente inferiores al NAMinO. Esto en concordancia con la política de desalojo de avenidas por el vertedero y en caso de requerirse niveles inferiores en el embalse, evacuarlos a través de la operación de las unidades y finalmente deben proceder con la operación de los desagües de fondo.

Por el tipo de estructura de control (compuerta plana) y con base en la política de operación de la compuerta que es operar totalmente abierta se considera innecesaria la colocación de rejillas. Los conductos están proyectados con un blindaje metálico para protegerlos de la erosión que pudiera provocar el material arrastrado cuando se descarguen sedimentos abrasivos.

7.5 Obras de Generación

La obra de generación es de tipo subterránea y se ubica en la margen izquierda del río Santiago. Comprende la obra de toma, seis conducciones de alta presión, galería de transformadores, casa de máquinas, galería de oscilación y tres túneles de desfogue.

El canal de llamada de la obra se ubica en la cota 377,0 msnm y tiene un ancho promedio de 205,6 m y taludes de 0,25:1 hasta la berma 545,0 m y por arriba de ésta de 0,75 y 1,50:1; en general las bermas se harán a cada 30,0 m a partir de la plataforma de la cota 455,0 m.

Las bocatomas, diseñadas a base hormigón hidráulico reforzado, están adosadas al talud excavado en el portal de entrada; cuentan con una estructura de rejillas con forma elíptica, compuertas de servicio tipo vagón y compuerta auxiliar que podrá colocarse en cualquiera de las bocatomas mediante una grúa pórtico controlada desde una caseta de control oleodinámica en la plataforma operativa ubicada en la elevación 455,0 msnm.

El sitio donde se pretende excavar la obra de toma presenta buenas condiciones geológicas. Los tratamientos previstos incluyen drenaje largo sistemático, anclaje de fricción, hormigón lanzado simple o con malla electro soldada, obras de drenaje y geomanta tridimensional con malla triple torsión.

Las conducciones a presión están formadas por dos ramas en horizontal (superior e inferior) y una rama vertical, unidas por dos codos verticales. La sección transversal de la conducción, después de la transición, será de forma circular, manteniendo un diámetro interno de 11,50

m hasta la boquilla de reducción gradual, terminando con un diámetro interior de 7,64 m en su unión con la carcasa espiral. La conducción estará revestida de hormigón reforzado en el primer tramo horizontal hasta la pantalla impermeable y después con blindaje metálico.

Las longitudes de los conductos varían de 230,43 (tubería 1) hasta los 373,66 m (tubería 6), medidas desde el inicio de la bocatoma y hasta el paño exterior de la casa de máquinas. La estructura metálica de los conductos a presión estará revestida de hormigón hidráulico simple y será tratada mediante inyecciones de consolidación y contacto hormigón-placa en la zona de blindaje. La excavación de las seis tuberías a presión se realizará en roca de la formación Santiago, con tratamientos de estabilización y sistemas de soporte compuestos por anclajes de fricción, hormigón lanzado simple o reforzado con fibras, drenaje sistemático y marcos metálicos.

La galería de transformadores es una caverna de 249,0 m de largo por 23,1 m de ancho interno por 22,97 m de altura interna; la clave de la bóveda se ubica a la elevación 329,17 msnm y el desplante quedará en la cota 306,20 m. Se excavará plenamente en un potente paquete de areniscas brechoides y brechas vulcanosedimentarias con un espesor promedio de 35,0 m. En el extremo sur de la clave de la excavación de la galería de transformadores se ubica la lumbrera de cables, con un diámetro de 4,0 m y una altura de excavación de 241,13 m.

El recinto de la casa de máquinas mide 306,00 de largo por 27,10 m de ancho por 63,15 m de altura. Se excavará en cuatro horizontes masivos conformados principalmente por areniscas brechoides y brechas vulcanosedimentarias. El caudal turbinado descarga en 6 túneles de aspiración conformado cada túnel de aspiración por tres vanos de 6.00x11.70 m (2 por unidad), y posteriormente pasa a la galería de oscilación. Los túneles de aspiración, se excavarán principalmente en horizontes masivos de areniscas brechoides, en su parte central y con tendencia hacia la clave se mostrarán los paquetes estratificados de areniscas tobáceas y hacia la cima en una alternancia de areniscas brechoides y brechas vulcanosedimentarias. El equipamiento electromecánico de la casa de máquinas comprende de manera general: turbinas, generadores, sistemas auxiliares y sistemas generales. La potencia nominal de cada turbina hidráulicas tipo Francis de eje vertical es de 614 MW, con una carga neta de diseño de 133,43 m y un caudal de diseño de 495 m³/s y velocidad síncrona de 112,5 rpm. La potencia unitaria en terminales de generador es de 605 MW.

La galería de oscilación mide 250,0 m de largo por 23,00 de ancho por 79,18 m de altura. Se excavará entre las elevaciones 271,39 a 352,57 m, en cinco paquetes de brechas y de areniscas brechoides alternados con cuatro paquetes estratificados, representados por una intercalación de areniscas limolitas y areniscas tobáceas.

Se consideran tres túneles de desfogue trabajando a presión con una sección transversal tipo herradura de 18,0 x 18,0 m, a través de los cuales se restituye el líquido utilizado por las turbinas hacia el cauce. Sus longitudes son de 1 086,67 m (túnel 1), 1 169,36 (túnel 2) y 1 247,13 (túnel 3). Todos los túneles inician a la elevación 273,39 msnm en su unión con la galería de oscilaciones y terminan en la unión del portal de salida con el canal de desfogue a la elevación 282,00 msnm. Deberán ser recubiertos en su totalidad por hormigón hidráulico

convencional reforzado para evitar pérdidas de carga que afecten la potencia comprometida de la central además de un comportamiento aceptable ante los fenómenos transitorios.

La mayor parte de los túneles se excavarán sobre dos paquetes litológicos, el primero masivo compuesto por areniscas brechoides y brechas será el más frecuente a lo largo de los túneles; la presencia de los paquetes estratificados se observa en el piso del túnel, en la parte inicial y final. Los tratamientos previstos incluyen anclajes de fricción, hormigón lanzado, drenaje y marcos metálicos. El canal de desfogue tiene una sección transversal trapecial y un ancho de 148,0 en la base. La contrapendiente va de la elevación 282,00 a la elevación 292,50 generando un desnivel de 17,50 m, se llega a una losa horizontal a la elevación 299,50 msnm, la cual opera como sección de control para conservar la sumergencia necesaria en la central para cuando opere una unidad. Los taludes del portal de salida tendrán pendientes de $63,4 (0,5:1)^\circ$ y $76^\circ (0,25:1)$ con dos bermas ubicadas en la elevación 335,0 msnm y 365,0 msnm. Se prevén tratamientos mediante anclajes de fricción, hormigón lanzado, simple o reforzado con malla electrosoldada y drenaje.

7.6 Sistema de Auscultación

El Sistema de Auscultación propuesto para instrumentar las estructuras civiles del proyecto será en su mayor parte automatizado. El diseño considera instrumentar las obras de contención, excedencias, generación, desvío y laderas, además de excavaciones y zonas inestables identificadas.

Para las obras de contención y excedencias se cuantificarán los movimientos relativos entre los bloques de HCR de la presa, con el objetivo de evaluar su comportamiento durante la edad temprana del fraguado del Hormigón, y su estabilidad por el empuje del embalse y subpresión, y particularmente después de sismos de fuente cercana; como es probable que ocurran en el sitio del proyecto. Se medirán las temperaturas del hormigón durante construcción para conocer su efecto sobre la estructura; para discriminar los cambios volumétricos y desplazamientos debidos a esta variable respecto a los asociados al comportamiento y respuesta de la presa ante las sollicitaciones estáticas y dinámicas.

En la zona de la obra de excedencias, se medirán desplazamientos, esfuerzos y niveles piezométricos a nivel cimentación y en el contacto del HCR y hormigón convencional. A nivel de la cimentación y en la zona de la obra de excedencias, se medirá la magnitud de las presiones, los desplazamientos relativos y la subpresión; para cuantificar la estabilidad de la presa durante el primer llenado y su posterior operación, así como el movimiento relativo provocado por la subpresión y el empuje del embalse en condición estática, además del exceso de presión en la cimentación y el efecto hidrodinámico del embalse por la probable ocurrencia de sismos fuertes. Así mismo, se medirán los posibles movimientos entre el cuerpo de la presa y la roca de desplante, así como desplazamientos relativos entre bloques; ya que se espera movimiento de apertura y cierre de juntas constructivas durante la construcción, primer llenado y la etapa de operación.

Se medirá la deformación del HCR en el cuerpo de la presa a diferentes elevaciones, las deformaciones en las pilas del vertedero en la zona de las vigas testeras, las posibles

filtraciones a través del HCR y de las juntas constructiva durante su construcción, primer llenado y la etapa de operación.

En la obra de generación se evaluará la estabilidad de cortes y excavaciones en los portales, los desplazamientos de los bloques o cuñas de roca que las pudieran afectar, así como sitios específicos para evaluar el desempeño de los tratamientos de estabilización que se realicen. Para evaluar la estabilidad durante la excavación de las cavernas de casa de máquinas, galerías de oscilación y los túneles, incluyendo el de acceso a casa de máquinas, se medirán las convergencias durante los trabajos de construcción.

En la obra de desvío se evaluará la estabilidad de cortes y excavaciones en los portales, los desplazamientos de los bloques o cuñas de roca que las pudieran afectar, así como sitios específicos para evaluar el desempeño de los tratamientos de estabilización que se realicen.

En las laderas y excavaciones se evaluará la eficiencia del tratamiento de impermeabilización, así como las subpresiones que actúan en los bloques de roca y las estructuras, particularmente en las zonas con riesgo de inestabilidad y las estructuras geológicas principales, ya que la efectividad de los tratamientos de impermeabilización puede verse afectada en caso de la ocurrencia de sismos.

Se medirá el caudal de filtraciones a través de las laderas permitirá ubicar cambios en la permeabilidad de la roca, lo que pudiera estar asociado a destaponamientos, agrietamientos o desplazamientos de discontinuidades, todas ellas situaciones críticas para la seguridad de la obra.

Para evaluar la estabilidad de laderas, cortes y excavaciones sobre el eje de la presa y las requeridas para el encausamiento de las descargas, se medirán los desplazamientos de los bloques o cuñas de roca que las pudieran afectar, así como sitios específicos para evaluar el desempeño de los tratamientos de estabilización que se realicen.

En la zona del anfiteatro y las zonas potencialmente inestables identificadas en el embalse, se medirán los movimientos y niveles piezométricos para evaluar su estabilidad durante las etapas de construcción y llenado.

7.7 Obras Complementarias

En términos generales se tienen acceso hasta el sitio de la presa a través de la vía interoceánica en el tramo de Patuca hacia Tiwintza, por lo que los caminos parten desde esta vía. La red de vialidades requerida deberá interconectar los diversos frentes de trabajo de modo que se pueda atender adecuadamente las necesidades de construcción conforme a la planeación y programa de obra, dichas vialidades, deberán de ser diseñadas y construidas con características técnicas adecuadas como son ancho de rodamiento, pendientes, revestimiento y señalización, para la circulación de los equipos pesados de construcción. Estos datos deberán ser definidos en la propuesta del contratista que obtenga la licitación de la construcción, ya que dependen del procedimiento constructivo que el mismo establezca.

Para el suministro de materiales de construcción a emplear para enrocamientos, filtros y agregados para hormigón se estudiaron el “Banco Calcáreo” y “Banco Yukiantza”, ubicados

a una distancia al eje de presa de 0,4 y 6,0 km respectivamente Cualquiera de los bancos de materiales satisface el volumen para llevar a cabo la obra. Para el caso de enrocamientos y filtros de las ataguías también se podrán utilizar las areniscas brechoides y brechas vulcanosedimentarias (unidad masiva), producto de las excavaciones del proyecto. Cabe aclarar Las limolitas o areniscas tobáceas (unidad estratificada) presentes en el sitio no podrán utilizarse para construir las ataguías.

El material para el núcleo impermeable provendrá del banco Santiago, ubicado en la margen izquierda, muy cerca de la zona de obras.

La presa será la obra que requiera el mayor consumo de agregados para hormigón y conforme a los estudios y diseños de mezclas de hormigón realizados, se ha identificado que la fuente principal de suministro será el banco Calcáreo.

De acuerdo a los parámetros geotécnicos evaluados, el material de los bancos Calcáreo y Yukiantza, así como algunos estratos de los materiales producto de la excavación de obras (arenisca brechoide y brecha vulcanosedimentaria), presentan características adecuadas para ser empleados en la construcción de las ataguías como filtros y transiciones.

En lo que respecta a escombreras, se tienen previstos 12 sitios con capacidad total de 13,3 hm³. Para volúmenes de desperdicio excedentes, se recomienda hacer uso del área del banco de material que se utilice, conforme se vaya explotando el mismo.

8 PRESUPUESTO, PROGRAMA DE OBRA Y PARTICIPACIÓN ECUATORIANA

El importe total referencial estimado para la construcción de este aprovechamiento hidroeléctrico es de \$ 3 018 027 059,23 USD, y se contempla un plazo total de 67 meses para su construcción.

El “Estudio de Desagregación Tecnológica” muestra que para este proyecto, la participación ecuatoriana mínima es del 29,94 % del monto total del presupuesto de licitación.

Tabla 5 Presupuesto General del P.H. Santiago, en millones de dólares

PRESUPUESTO TOTAL PROYECTO PH SANTIAGO		3 018,03
1 LICITACIÓN PH SANTIAGO (Considera el 38,44% de Indirectos)		2 687,97
1	Licitación modalidad Precios Unitarios	1 592,30
1.1	Instrumentación para la Obra Civil	10,31
1.2	Obra Civil de Superestructuras	1 532,41
1.2.1	Obra de Desvío	234,16
1.2.2	Obra de Contención	464,79
1.2.3	Obra de Excedencias	136,22
1.2.4	OG-Obra de Toma y Tuberías de Presión	252,37
1.2.5	OG-Casa de Máquinas Subt y Obras Anexas	141,47
1.2.6	OG-Túneles de Aspiración - Galerías	295,21
1.2.7	OG-Subestación	8,18
1.3	Escombreras	19,30
1.4	Vialidad	30,28
1.4.1	Vía de acceso a la corona de la presa	12,03
1.4.2	Vía de acceso a CM, SE y DF (Inc. Túnel)	18,25
2	Licitación modalidad: Costo Fijo	1 095,67
2.1	Equipamiento Electromecánico	1 095,67
PARTIDAS INTERNAS DE CELEC EP		330,05
	Planes de Manejo Ambiental responsabilidad del promotor	67,36
	Reposición de Infraestructura	29,33
	Pago de tasas del Inventario Forestal	3,36
	Administración del Proyecto	40,00
	Gerenciamiento y Fiscalización	120,00
	Ingeniería de Detalle	70,00

Notas:

1. No se incluye el costo de la línea de transmisión para la evacuación de energía de la Central.

El programa contiene dos ramales en donde se distribuye la ruta crítica, el ramal 1 se inicia desde la movilización e instalación del contratista, cruce de equipo a la margen derecha, caminos de construcción a los portales de los túneles de desvío, destacándose como crítico el túnel 3, posteriormente a través de las ataguías en sus primeras etapas hasta llegar a la plataforma para la construcción de la pantalla impermeable en ambas ataguías, una vez concluidas se lleva a cabo la excavación del cauce, bombeo del recinto, tapete de consolidación, construcción de la presa HCR hasta las elevaciones que se requieren para el desplante de la obra de excedencias, construcción de la estructura de control e instalación de las compuertas radiales para todos los vanos del vertedero antes del llenado del embalse.

El segundo ramal de la ruta crítica inicia con las actividades previas específicamente con la movilización e instalación del contratista así como la construcción del camino de construcción para ingresar al portal de acceso al túnel a casa de máquinas, continua con la excavación del portal y la construcción del túnel de acceso a ésta, excavación de la caverna de la casa de máquinas subterránea para alojar 6 unidades de generación, los primeros colados y posteriormente la Obra Electromecánica, que en este caso solo para los montajes turbina – generador de las unidades 4, 5 y 6, posteriormente una vez que se ha llenado el embalse, se vuelven críticas las actividades de pruebas sincronización y operación de las unidades de generación u1, u2, u3, u4, u5 y u6, están estrechamente ligadas al montaje de las unidades de generación, por esta razón esta actividades también se vuelven críticas en el programa de obra.

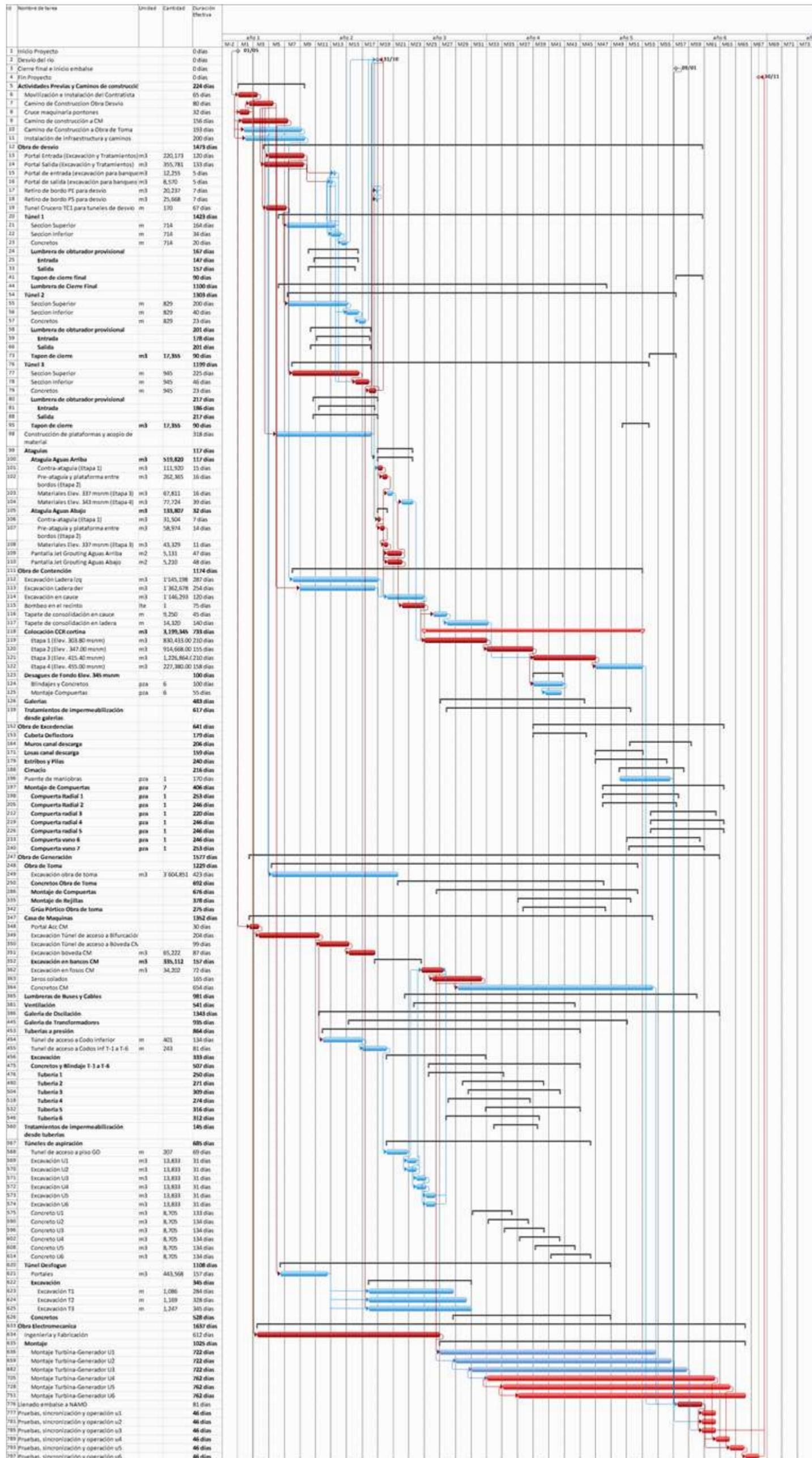


Figura 9 Programa general de obra del P.H. Santiago

9 EVALUACIÓN ECONÓMICA Y FINANCIERA

De acuerdo a la Evaluación Económica realizada, los principales indicadores de rentabilidad del proyecto son:

- Costo del kW instalable: \$ 831,38 USD
- Costo del kWh nivelado (con tasa de descuento del 8 %): \$ 2,23 ¢ USD
- Valor presente de inversiones: \$ 2 560,30 millones USD
- Valor presente de beneficios: \$ 6 279,22 millones USD
- Relación beneficio/costo: 2,45
- Valor presente neto: \$ 3 718,92 millones USD
- Valor anual equivalente: \$ 303,99 millones USD
- Años de recuperación del capital (método CFE): 12,25
- Años de recuperación del capital (solicitud LOMBARDI): 9,80
- Tasa interna de retorno: 16,58 %

La Evaluación Financiera del proyecto a lo largo del tiempo contempla los ingresos por venta de energía, así como los costos por uso del agua, operación y mantenimiento, gastos indirectos e impuesto sobre la renta.

Los resultados asociados al flujo neto de capital durante los 50 años de vida útil de la central hidroeléctrica son:

- Tasa interna de retorno del capital propio después de impuestos: 29,69 %
- Valor presente neto del capital propio, después de impuestos (al inicio de operación): \$ 671 770 miles USD
- Relación beneficio/costo: 1,41
- Tasa de descuento para el valor presente neto (costo de capital Modelo de Valoración de Activos Financieros "CAPM"): 21,82 %

10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La CFE durante esta etapa de estudio actualizó y profundizó todos los estudios de ingeniería, ambientales y sociales que fundamentan y dan sustento al esquema general de obras, siendo el objeto optimizar cada una de ellas, para esto se realizaron algunas modificaciones en beneficio del proyecto con respecto que se tenía contemplado en la etapa de factibilidad, siendo los aspectos más relevantes los siguientes:

Hidrología:

Producto de los eventos extraordinarios del mes de octubre del año 2014 y de abril del año 2015, se actualizó la serie histórica de caudales y realizó su correspondiente análisis de frecuencias.

Con base en dicha actualización se determinaron los caudales de diseño para la obras de desvío y de excedencias.

El estudio hidrológico de CFE ha privilegiado el uso de principios físicos fundamentales y metodologías que toman en cuenta la información disponible. Las estaciones hidrológicas instaladas durante este estudio en los ríos Zamora, Namangoza, Santiago y Coangos han sido de gran utilidad para la estimación de las crecidas de diseño. No obstante, es necesario ampliar y modernizar la red de estaciones meteorológicas para las subcuencas en donde existe un mayor déficit de mediciones como las de los ríos: Upano, Negro y Zamora y la cuenca propia del río Zamora, con el objeto de contar con un sistema de alerta temprana para la mitigación de los efectos de eventos extremos. Se recomienda también que las estaciones hidrológicas Zamora AJ Namangoza (en su nueva localización en el Sector Rancho Quemado) y Namangoza AJ Zamora continúen su operación durante la vida útil del proyecto, a fin de contar con datos aforados de caudales de entrada al embalse. Adicionalmente, se recomienda utilizar el método de hidrometría de dos secciones, para contar con estimaciones de caudales confiables aun cuando existan efectos de remanso o transitorios.

Sedimentología:

De los resultados de las simulaciones obtenidos para los diversos escenarios se puede comentar lo siguiente:

- El modelo numérico fue calibrado de acuerdo a los datos obtenidos en las campañas de medición, por lo que los escenarios de modelación correspondieron a condiciones actuales, considerando la operación de la presa y para tres eventos extraordinarios con periodo de retorno de 100 años.
- Existe concordancia de los perfiles hidráulicos calculados de los ríos Zamora - Namangoza - Santiago para condiciones actuales; así como de velocidades del flujo; transporte de sedimentos de fondo y en suspensión, comparados con mediciones.
- Para la operación del embalse por arriba del NAMINO el sedimento se distribuye llenando el embalse de la "cola" del embalse hacia la presa. La cota alcanzada por el sedimento en el delta tiende a ser la 408.0 a la 409.0 msnm en ambos ríos, conforme se va azolvando el embalse. Lo anterior mostró dependencia del nivel mínimo en el embalse que en las simulaciones fue el NAMINO de 415.0 msnm. Una menor cota del NAMINO

implicaría que la distribución del sedimento tuviera mayor avance hacia la zona cercana a la presa en menor tiempo, sin considerar la ocurrencia de avenidas extraordinarias.

- Para 50 años el sedimento transportado por los ríos no azolva hasta la presa, razón por la cual se extendió la simulación por un periodo más largo y se determinó que la colmatación del embalse podría ocurrir en un plazo de 51 años, lo cual concuerda con los resultados estimados en la etapa de factibilidad.

Es recomendable que previo, durante y después de la construcción de la presa se realice un monitoreo continuo y sistemático de la hidrometría de los afluentes al embalse, así como del comportamiento de los sedimentos, tanto de fondo como en suspensión para hacer las estimaciones y tomar las medidas correctivas necesarias para mitigar el azolvamiento del embalse.

También es recomendable en este caso equipar las estaciones hidrométricas con equipos que permitan registrar los niveles a intervalos de 5 a 10 minutos, lo cual permitiría caracterizar con mayor detalle las avenidas súbitas y extraordinarias.

Debido a las acciones del hombre, las cuencas suelen cambiar rápidamente por cuestiones de agricultura, urbanización, deforestación, entre otros, por lo cual no se garantiza que el comportamiento de los sedimentos y los escurrimientos sea similar durante la vida útil de los embalses, por lo que el monitoreo continuo y sistemático es plenamente justificado.

El modelo numérico suele ser una gran herramienta para predecir el comportamiento del azolvamiento del embalse y puede ser calibrado de forma más confiable si se realizan además levantamientos batimétricos del embalse cada año, a fin de observar con detalle el azolvamiento del embalse en el tiempo y mejorar los métodos existentes de cálculo para embalses similares o de la misma zona.

Riesgos geológico-geotécnicos:

Los riesgos de mayor impacto, clasificados como inaceptables o no deseables antes de la aplicación de medidas de mitigación incluyen:

- La caída de bloques en obras subterráneas por efectos de la geología estructural, lo cual es mitigado a partir de los tratamientos de refuerzo y soporte para cada una de las obras, así como los sistemas de seguimiento geológico-geotécnico e instrumentación definidos.
- Las condiciones de desplante de la presa en rocas de mala calidad o con sistemas de estratificación de baja resistencia, lo cual se mitigó con la optimización del diseño de la presa, las exploraciones adicionales en la zona del cauce y las modificaciones al proyecto de excavación.
- Los riesgos asociados con el daño y erosión de laderas durante la etapa de operación del proyecto, lo cual se mitigó mediante la revisión y optimización del vertedero y desfogue. Para los efectos de la descarga del vertedero se optimizaron las características del impacto de los chorros y se consideraron medidas de protección al pie de la presa y en los taludes cercanos a la zona de impacto, lo cual deberá evaluarse y optimizarse a partir de los resultados del modelo físico. Por otro lado, la descarga de los desfogues fue ubicada convenientemente para alejar la incidencia del flujo de la zona del Anfiteatro y mitigar el riesgo relacionado con la eventual obstrucción del cauce aguas abajo de la presa.

- En los sitios de las ataguías, podrían encontrarse bloques de roca 1 a 3 m³ o mayores, que condicionen el procedimiento constructivo de las pantallas impermeables.

Otros riesgos geológico-geotécnicos de menor impacto fueron mitigados con medidas de soporte y refuerzo en los materiales involucrados.

La zona del Anfiteatro requerirá un monitoreo continuo durante la etapa de construcción y operación del proyecto, así como el análisis de imágenes satelitales para identificar si fuera el caso, posibles movimientos en este sector. Esta información permitirá generar retro análisis y actualizar las propiedades de los materiales involucrados.

La información presentada para los materiales ubicados en la zona del Anfiteatro, debe considerarse únicamente como referencia para definir los límites mínimos y máximos probables de resistencia, los cuales deberán ser verificados en etapas posteriores de estudio.

Hidroenergético:

El patrón de potencia propuesto garantiza la correcta operación de la central, cumpliendo con las necesidades ecológicas establecidas en el estudio para la determinación del régimen del caudal ecológico, así como un incremento gradual en la entrada y salida de operación de cada una de las turbinas durante 75% del periodo de tiempo analizado (1984 a 2012). Sin embargo, dicho patrón no representa una política de operación de la central, debido a que la operación real de la misma dependerá de diversos factores, tales como la disponibilidad de agua en el embalse y la demanda de generación en el sistema eléctrico interconectado.

Por otra parte, al disminuir la cota del NAMINO a la elevación 415,0 msnm, se obtiene una capacidad de regulación o volumen aprovechable (según sea el caso) de 371,58 hm³, con respecto a la cota 434,0 msnm establecido en la etapa de estudio de factibilidad.

Finalmente, a partir de las perspectivas hidroenergéticas del país, incluidas en su Plan Maestro de Electrificación, será necesario plantear la conveniencia de la incorporación del proyecto al Sistema Eléctrico Nacional, mediante el establecimiento de las potencias requeridas a través de distintas etapas de equipamiento, definiendo, por ejemplo, el arranque y puesta en marcha de la mitad de la capacidad instalada y la incorporación de las demás máquinas dependiendo de la demanda en potencia que solicite el sistema, a partir del plan de expansión energética del país.

Obra de Contención:

La presa se define como una estructura del tipo Arco Gravedad, lo cual favorece su comportamiento estructural, en el desplante y empotramientos.

Para el desplante de la presa es necesario retirar el material denominado “mera” en la margen derecha y el cauce.

Las mezclas propuestas para cumplir con el diseño, requieren contenidos cementicios de medios a altos, por lo cual es de especial importancia seleccionar los mejores materiales disponibles y que se tengan todos los cuidados necesarios que permitan reducir la generación de calor de las mezclas finales que se produzcan.

Se requiere para la construcción un gran volumen de hormigón compactado con rodillo (HCR), el cual debe ser colocado de manera que se logren los parámetros mecánicos y térmicos asumidos por el diseñador. Para lograr lo anterior, se deberá cuidar, entre otros, el diseño de las mezclas, el proceso de colocación (para asegurar que las capas de HCR forman juntas calientes), la temperatura máxima de colocación, etc. De acuerdo a los resultados de los análisis térmicos y mecánicos detallados no será necesario el post-enfriamiento del HCR.

Los análisis de la presa demostraron que la presa siempre mantendrá el efecto de arco, incluso cuando ésta se haya enfriado totalmente (después de 50 años de construida).

La construcción de la presa deberá realizarse en etapas, considerando mayor avance del bloque central respecto a los bloques de alas, para evitar la generación de esfuerzos horizontales entre dichos bloques. Por lo cual se contemplan 4 juntas constructivas, las cuales llevan llaves de cortante y un sistema de inyección preventivo. Además se consideran juntas parciales en ambas caras de la presa, para mitigar los efectos de los gradientes térmicos superficiales.

Obra de Excedencias:

Se hicieron adecuaciones a la obra de excedencias que mejoran el trabajo estructural de la misma y atienden los aspectos de la socavación generados por el impacto del chorro de la descarga del vertedero; se incluyeron aireadores y se ubicaron las cubetas a una misma elevación y se modificaron los ángulos de lanzamiento para alejar el chorro del pie de la presa y no generar una socavación regresiva, además de evitar impactar la zona del anfiteatro y disminuir el efecto de cavitación.

Descargas de Fondo:

La función fundamental de estas estructuras es la del control del llenado del embalse, debido a la rapidez en que éste se presentaría si se hace de manera continua (aproximadamente 7 días). También constituye una estructura auxiliar para vaciar el embalse a un nivel determinado.

Para mantener disponibles estas estructuras durante la vida útil del proyecto, es recomendable verificar su funcionamiento al menos dos veces por año.

Obra de Desvío:

Se modificó la trayectoria de los 3 túneles para disminuir su longitud total, se mejoraron las estructuras de entrada y salida para disminuir el volumen de excavación, además del abocinado logrando un mejor funcionamiento hidráulico. En la zona de las ataguías se logró determinar el nivel de desplante mediante la actualización de los estudios de Geología y Geotecnia en esta etapa.

Es necesario que el contratista que lleve a cabo la construcción cuente con amplia experiencia en el manejo de ríos similares al Santiago y disponga con anticipación de todo el equipo necesario para llevar a cabo exitosamente su desvío y trabajos complementarios, ya que constituye un evento crítico dentro del Programa de obra.

Obras de Generación:

Como resultado de las actualizaciones en la hidrología, de la modificación del NAMINO y la complementación de estudios geológicos y geotécnicos actualizados, se realizó la modificación en la orientación de las estructuras principales como son: casa de máquinas, obra de toma, túneles de aspiración y galería de oscilación para un mejor funcionamiento hidráulico e hidroenergético de mismas.

Ante el eventual riesgo de inestabilidad en la zona del “anfiteatro”, y para asegurar la generación de la central hidroeléctrica, se decidió cambiar de ubicación la estructura de salida de los túneles de desfogue.

Modelo Físico:

Se construyó un modelo hidráulico físico en 2 etapas, para verificar el funcionamiento de las obras de desvío (primera etapa) y de excedencias (segunda etapa). En la primera, mediante varias pruebas se simuló el procedimiento de construcción de la ataguía para el cierre del flujo en el cauce del río y se observó el comportamiento hidráulico en la entrada y salida de los túneles, conociendo los niveles y efectos de la corriente durante la fase de desvío del río, necesario para poder iniciar los trabajos en el recinto del sitio de presa. En el segundo se verificó el adecuado funcionamiento hidráulico de los canales de descarga y la estructura terminal de la obra de excedencias y los efectos de la socavación en el terreno por el impacto de la descarga del chorro.

Programa de Obra:

Se recomienda, como una medida de prevención y para darle mayor certeza y viabilidad constructiva, iniciar con los caminos de construcción para la casa de máquinas y para la obra de desvío antes de licitar el paquete completo del proyecto, o bien por lo menos la construcción de un puente provisional que cruce ambas márgenes.

También se recomienda la construcción de un puente Mabey mismo que servirá para conectar las márgenes durante la construcción del proyecto, el cual sería ideal que se instalará durante el proceso de licitación del contratista, lo cual le daría mucha flexibilidad y agilidad a la construcción de la obra de desvío para concluir en el tiempo planteado en el programa de obra. Sin embargo ésta es una decisión que el licitante debe establecer en su oferta como responsable de su planeación estratégica y procedimientos constructivos para la ejecución del proyecto.

Considerando que las ataguías son clave para que la limpieza del cauce y desplante de la presa se ejecuten de acuerdo al programa analizado, se requiere instaurar los mecanismos de licitación para que el futuro contratista disponga desde el inicio del proyecto de la infraestructura necesaria para la extracción de materiales para su construcción, trituración de materiales, fabricación de hormigones, caminos, construcción, pantalla impermeable, entre otros.

Es conveniente considerar hitos claves para la ejecución del proyecto, como puntos de control que permitan asegurar el cumplimiento del programa de obra y con ello el éxito de la construcción; estos hitos son:

- Inicio de obra.- lo cual implica la movilización e instalación del contratista, lo cual estamos dando en el programa un mes y medio.
- Caminos de construcción.- por la cuestión de la ubicación de la obra de desvío, que se encuentra en la margen derecha y el acceso al proyecto es en la margen izquierda, se requiere a la brevedad llegar al cauce para cruzar la maquinaria a ésta margen e iniciar los caminos para poder iniciar la excavación de portales, se ha planeado en el programa aproximadamente 3 meses y medio, lo cual es una actividad crítica que debe cuidarse desde un inicio.
- Desvío del río.- se debe terminar la construcción de los tres túneles de desvío y tener puesta en marcha las compuertas de obturadores provisionales de entrada y salida para la maniobra del desvío del río. Esta maniobra debe hacerse en los primeros meses de menor caudal para contar con el tiempo suficiente para la construcción de las ataguías antes de que incrementen los caudales.
- Construcción de pantallas impermeables.- hay que asegurar la entrada a las excavaciones en el cauce del río, por lo que es clave la construcción de las pantallas impermeables en las ataguías en el tiempo previsto, con ello podremos iniciar las excavaciones de desplante de la cortina y por ende su inicio.
- Construcción de la presa.- la presa se ira conformando desde la elevación más baja hacia arriba, es decir no se podrá iniciar hasta que las excavaciones en el cauce hayan terminado, por lo que será necesario darle prioridad al bloque que contendrá el vertedor, ya que se requiere un tiempo considerable para la construcción de pilas y estribos y el montaje de compuertas.
- Acceso a Casa de máquinas.- es importante que iniciando la obra, el contratista llegue por medio de un camino al portal de entrada del túnel que le dará acceso a la casa de máquinas, se ha previsto en el programa 2 meses desde el inicio de obra para empezar con el portal de entrada del mismo.
- Caverna casa de máquinas.- se requiere excavar la caverna lo más pronto posible para darle acceso a la obra electromecánica, la cual por las características del equipo de generación tomara más de 27 meses la puesta en marcha de cada unidad.
- Cierre final.- para llevar a cabo esta actividad se tiene que tener instaladas y operando las compuertas de obra toma y vertedor, a su vez se requiere que los desagües de medio fondo empiecen a operar durante la maniobra de cierre de túneles de desvío.

Presupuesto y Evaluación Económica y Financiera:

Se ratifica que el proyecto es sumamente atractivo al presentar indicadores de rentabilidad que están en un alto rango de competitividad con los mejores proyectos hidroeléctricos que se pueden tener actualmente en el entorno internacional.

Asimismo se observa que los beneficios por generación de energía hidroeléctrica que este proyecto produce son tan grandes, que las variaciones que se pudieran hacer a los parámetros más representativos dentro del análisis de sensibilidad, no afectan su viabilidad de ejecución, resultando aún más atractivo tener ingresos por certificados de energía limpia.