

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**ESTUDIO EN MODELO FÍSICO DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA  
AGUAS ABAJO DE LOS VERTEDEROS DE EXCESOS Y  
DESAGÜES DE FONDO DE LA PRESA TOACHI EN EL  
PROYECTO HIDROELÉCTRICO TOACHI PILATÓN**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**CRISTINA ALEXANDRA VELASCO AYALA**

**criss\_velasco@hotmail.com**

**PABLO ALBERTO VERA ROMERO**

**pavlovera@hotmail.com**

**DIRECTORA: ING. XIMENA HIDALGO BUSTAMANTE**

**ximena.hidalgob@gmail.com**

**Quito, Julio 2012**

## **DECLARACIÓN**

Nosotros, Cristina Alexandra Velasco Ayala y Pablo Alberto Vera Romero declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la Normatividad Institucional vigente.

---

**CRISTINA VELASCO AYALA**

---

**PABLO VERA ROMERO**

## **CERTIFICACIÓN**

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Cristina Alexandra Velasco Ayala y Pablo Alberto Vera Romero, bajo mi supervisión.

---

**ING. XIMENA HIDALGO BUSTAMANTE**  
**DIRECTORA DEL PROYECTO**

## AGRADECIMIENTO

A mi buen Dios por su infinito amor, por la salud, la fuerza y por haberme permitido cumplir una meta más en mi vida.

A mi mamita hermosa Marianita, a mi Arielito y a mi ñañoito Diego por ser el motor de mi vida, por alegrarme con su amor y por confiar en mí, les amo mucho. A mi padre Gilberto por su apoyo durante toda mi vida estudiantil. A mis hermanitos Vicen, Hugui y Mechi y a mi abuelita Mary por su apoyo y cariño desinteresado. A toda mi familia, por estar pendientes de mí, sin ustedes no lo hubiera logrado.

A mis amigos Ruth, Cris, Caty, Jorge y Javier por haberme permitido compartir con ustedes muchos momentos buenos y malos, y por estar siempre ahí para escuchar mis locuras y apoyarme en mis tristezas. A mis amigas Gabys, Nachis, Vero, Chabe y Mayris porque pese a la distancia nuestra amistad sigue intacta.

A Pavlo porque logramos esta meta juntos, por ser un apoyo incondicional durante toda la carrera y por todo lo compartido. Te deseo toda la felicidad del mundo, que alcances todas las metas que te propongas y que Dios te bendiga.

A la Ing. Ximena Hidalgo y al Dr. Marco Castro por transmitirnos su experiencia y conocimientos durante la carrera y el proyecto, y por ser una guía en la realización de este trabajo, al Ing. Héctor Fuel por su gran apoyo.

A los docentes y trabajadores de la FICA, especialmente a las Señoras Soñita, Ceci, Ligia, al Sr. Marcelito y al Ing. Gustavo Barahona por su apreciada amistad.

A mis ex-compañeras de equipo y entrenadores, con quienes compartí gratos momentos y logramos dejar el nombre de la gloriosa Facultad de Ingeniería Civil en alto. A mis ex-compañeros de carrera y a los Toachi Pilatón, por las experiencias compartidas, les deseo lo mejor.

*Cristina Velasco Ayala*

## AGRADECIMIENTO

A Dios por haberme bendecido con una familia extraordinaria. A mis padres, Gonzalo Vera y María Romero por ser mi ejemplo y sustento durante la realización del proyecto de titulación, pues se todo el esfuerzo y sacrificio que de manera ejemplar nos han brindado a mí y mis hermanos y esta es una humilde manera de retribuirlo. A Wilmer y Cristian por el apoyo sincero e incondicional, por estar pendientes de mi bienestar, por sus consejos, por ser justa y exactamente eso, mis hermanos.

A mis profesores por brindar su conocimiento y de manera especial a la Ing. Ximena Hidalgo y el Dr. Marco Castro, por haber depositado su confianza y ser el soporte fundamental durante la investigación. Al Ing. Héctor Fuel quien como docente y luego como parte del tribunal examinador supo brindar su consejo y experiencia.

A Cristina Velasco quien desde los primeros semestres en la Carrera me brindo su amistad y luego siendo mi compañera en la realización de este proyecto de titulación, ha demostrado una vez más, como lo hizo cuando consiguió tantos triunfos deportivos a favor de nuestra querida Facultad de Ingeniería Civil, que tiene la capacidad física, mental y espiritual para enfrentar nuevos desafíos y salir siempre adelante, Criss, eres una triunfadora y de corazón te agradezco por todo, se que serás una excelente profesional, pues te conozco y sé que eres una persona única y especial.

A mis amigos de la Facultad, Darío Pallares, Jonathan Rivas, Fausto Escobar, Lenin Maldonado, Carmen Díaz, Jaime Sánchez, Belén Arboleda, Ricardo Pérez, Marco Manzano y de manera especial a mi pana del alma Javier Castillo. A Patricio Ortega, Pablo Paredes, Marcelo Angulo. A las Sras. Ligia Carvajal, Cecilia Dután y Sonia Almeida, por su amistad, paciencia y ayuda durante toda la carrera.

*Pavlo*

## DEDICATORIA

A mi buen Dios por estar conmigo en cada momento de mi vida y por dejarme cumplir esta meta.

A mi mamita Mariana, a mi Arielito y a mi ñaño Diego, porque juntos lo logramos, porque con su presencia, apoyo, amor y paciencia me impulsan a seguir luchando.

*Cristina Velasco Ayala*

## DEDICATORIA

A mis padres y mis hermanos.

A la memoria de mi tía Paty.

## CONTENIDO

DECLARACIÓN .....	II
CERTIFICACIÓN .....	III
AGRADECIMIENTO .....	IV
AGRADECIMIENTO .....	V
DEDICATORIA .....	VI
DEDICATORIA .....	VII
CONTENIDO .....	VIII
RESUMEN .....	XXII
ABSTRACT .....	XXIII
PRESENTACIÓN .....	XXIV
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES .....	1
1.1 ANTECEDENTES .....	1
1.2 BREVE DESCRIPCIÓN DE LA PRESA TOACHI Y SUS OBRAS COMPLEMENTARIAS .....	3
1.3 OBJETIVOS Y ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL....	7
1.3.1 OBJETIVO GENERAL .....	7
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	8
1.3.3 ALCANCE .....	8
CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN DE LOS FENÓMENOS FÍSICOS Y ANÁLISIS TEÓRICO .....	9
2.1 DISIPACIÓN DE ENERGÍA .....	9
2.1.1 INTRODUCCIÓN .....	9
2.1.2 MECANISMO DE DISIPACIÓN .....	9
2.1.3 LÍMITES DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA .....	10
2.1.4 DISIPACIÓN DE ENERGÍA POR LA DIFUSIÓN DEL CHORRO .....	10
2.2 SALTO EN ESQUÍ .....	11
2.2.1 INTRODUCCIÓN .....	11
2.2.2 CUCHARÓN DEL SALTO EN ESQUÍ .....	12
2.2.3 DESINTEGRACIÓN DEL CHORRO EN EL AIRE .....	13
2.2.4 TRAYECTORIA DEL CHORRO. ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL .....	14
2.3 CUENCO AMORTIGUADOR .....	19
2.3.1 INTRODUCCIÓN .....	19
2.3.2 SOCAVACION EN EL CUENCO AMORTIGUADOR .....	20
2.3.3 ZONAS DE RECIRCULACIÓN EN EL CUENCO AMORTIGUADOR ... .....	26
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS DIMENSIONAL Y MODELACIÓN FÍSICA .....	27
3.1 BREVE INTRODUCCIÓN ACERCA DE LOS MODELOS HIDRÁULICOS .....	27
3.1.1 CLASIFICACIÓN DE LOS MODELOS .....	27
3.2 TEORÍA DE SEMEJANZA MECÁNICA .....	28
3.2.1 SIMILITUD MECÁNICA .....	28
3.2.2 SEMEJANZA HIDRÁULICA .....	30
3.3 SIMILITUD DINÁMICA RESTRINGIDA .....	30
3.3.1 SIMILITUD DINÁMICA RESTRINGIDA DE FROUDE .....	31
3.3.2 EFECTOS DE LA VISCOSIDAD Y LA TENSIÓN SUPERFICIAL .....	33



3.4	ANÁLISIS DIMENSIONAL .....	34
3.4.1	PARÁMETROS ADIMENSIONALES CARACTERÍSTICOS.....	34
3.5	SELECCIÓN DE LA ESCALA.....	37
3.5.1	CRITERIOS DE LA SELECCIÓN DE ESCALA.....	37
3.5.2	SELECCIÓN DE LA ESCALA GEOMÉTRICA DEL MODELO.....	38
3.6	FASES DE INVESTIGACIÓN .....	39
3.7	PLAN DE PRUEBAS .....	40
CAPÍTULO 4: CONSTRUCCIÓN, INSTRUMENTACIÓN Y CALIBRACIÓN DEL MODELO CON DISEÑO ORIGINAL .....		42
4.1	CONSTRUCCIÓN DEL MODELO .....	42
4.1.1	ZONA DE INGRESO (TANQUE DE ABASTECIMIENTO).....	43
4.1.2	MODELO (EMBALSE, PRESA Y CUENCO DE DISIPACIÓN).....	44
4.1.3	ZONA DE SALIDA (TANQUE Y CANAL DE DESCARGA).....	56
4.2	INSTRUMENTACIÓN DEL MODELO .....	57
4.2.1	VERTEDERO TRIANGULAR DE PARED DELGADA $\theta = 90^\circ$ .....	57
4.2.2	SONDA ULTRASÓNICA .....	58
4.2.3	MICROMOLINETE .....	59
4.2.4	LIMNÍMETRO .....	59
4.2.5	REGLAS Y CINTAS DE MEDIDA.....	60
4.2.6	PROBETA .....	60
4.3	CALIBRACIÓN DEL MODELO .....	61
4.3.1	VERIFICACIÓN DE LA SIMILITUD GEOMÉTRICA.....	61
4.3.2	VERIFICACIÓN DE LA SIMILITUD RESTRINGIDA .....	62
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL DISEÑO ORIGINAL.....		65
5.1	ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LAS ESTRUCTURAS DE DESCARGA... ..	65
5.1.1	VERTEDEROS DE EXCESOS.....	65
5.1.2	VERTEDEROS DE EXCESOS CON CLAPETA.....	68
5.1.3	DESAGÜES DE FONDO.....	72
5.2	ANÁLISIS DEL SALTO EN ESQUÍ .....	78
5.2.1	VERTEDEROS DE EXCESOS.....	78
5.2.2	DESAGÜES DE FONDO.....	79
5.3	ANÁLISIS DEL CHORRO DE SALIDA.....	79
5.3.1	VERTEDEROS DE EXCESOS CON CLAPETA ABATIDA.....	80
5.3.2	VERTEDEROS DE EXCESOS CON CLAPETA.....	83
5.3.3	DESAGÜES DE FONDO.....	86
5.4	DIMENSIONES DEL CUENCO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	92
5.4.1	RESPECTO A LOS VERTEDEROS DE EXCESOS .....	92
5.4.2	RESPECTO A LOS DESAGÜES DE FONDO .....	93
5.5	RECOMENDACIONES .....	94
CAPÍTULO 6: ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LAS MODIFICACIONES PROPUESTAS .....		96
6.1	MODIFICACIONES PROPUESTAS.....	96
6.1.1	DESCRIPCIÓN DE LAS MODIFICACIONES PROPUESTAS .....	96
6.2	ANÁLISIS EXPERIMENTAL .....	99
6.2.1	EFICIENCIA DEL CUENCO DE DISIPACIÓN .....	99
6.2.2	CÁLCULO DE LA PROFUNDIDAD MÁXIMA DE SOCAVACIÓN ...	100
6.2.3	CÁLCULO DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA .....	121

CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	129
7.1 CONCLUSIONES ACERCA DE LA CALIBRACIÓN DEL MODELO ....	129
7.2 CONCLUSIONES ACERCA DEL ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL DISEÑO ORIGINAL.....	129
7.2.1 ACERCA DE LOS VERTEDEROS DE EXCESOS .....	129
7.2.2 ACERCA DE LOS DESAGÜES DE FONDO .....	130
7.3 CONCLUSIONES SOBRE EL SALTO EN ESQUÍ Y ALCANCES DE LOS CHORROS .....	131
7.3.1 ACERCA DE LOS VERTEDEROS DE EXCESOS OPERADOS CON COMPUERTA DE CLAPETA ABATIDA.....	131
7.3.2 ACERCA DE LOS VERTEDEROS DE EXCESOS OPERADOS CON COMPUERTA DE CLAPETA EN LOS NIVELES 963 msnm Y 965 msnm..	132
7.3.3 ACERCA DE LOS DESAGÜES DE FONDO OPERADOS CON COMPUERTA RADIAL .....	133
7.3.4 ACERCA DE LAS DIMENSIONES DEL CUENCO DE DISIPACIÓN ....	135
7.4 CONCLUSIONES DEL ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LAS MODIFICACIONES PROPUESTAS .....	135
7.4.1 ACERCA DE LOS CUENCOS DE SOCAVACIÓN .....	135
7.4.2 ACERCA DEL CUENCO DE DISIPACIÓN .....	138
7.4.3 ACERCA DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA .....	139
7.5 CONCLUSIONES ACERCA DE LA MODELACIÓN HIDRÁULICA .....	141
7.6 RECOMENDACIONES GENERALES .....	142
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	144
ANEXOS.....	145
ANEXO No. 1: CONSTRUCCIÓN DEL MODELO .....	146
ANEXO No. 2: REGISTRO FOTOGRÁFICO DE PRUEBAS CON DISEÑO ORIGINAL.....	154
ANEXO No. 3: REGISTRO FOTOGRÁFICO DE PRUEBAS CON MODIFICACIONES .....	167
ANEXO No. 4: PLANOS .....	172

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico No. 4.1: Curva de descarga de los vertederos triangulares. Modelos Toachi Pilatón .....	58
Gráfico No. 5.1: Curva Experimental de descarga y Curva Teórica de diseño original de los Vertederos de Excesos .....	67
Gráfico No. 5.2: Curvas experimentales de descarga y Curvas Teóricas de diseño original de la Clapeta sobre el vertedero de excesos derecho para posiciones 963 msnm y 965 msnm.....	70
Gráfico No. 5.3: Curva Experimental de descarga y Curva Teórica de diseño original de los Desagües de fondo con apertura 100% .....	74
Gráfico No. 5.4: Curva Experimental de descarga y Curva Teórica de diseño original de los Desagües de fondo con apertura 50% .....	76
Gráfico No. 5.5: Curva Experimental de descarga y Curva Teórica de diseño original de los Desagües de fondo apertura 20% .....	77
Gráfico No. 5.6: Caudal vs. Alcance, para el caso de los deflectores ( $\theta=37^\circ$ ) .....	82
Gráfico No. 5.7: Caudal vs. Alcance, para el caso del cucharón ( $\theta=12^\circ$ ).....	83
Gráfico No. 5.8: Caudal vs. Alcance, para el caso de los deflectores ( $\theta=37^\circ$ ) cuando se opera el Vertedero con Clapeta en los niveles 963 msnm y 965 msnm .....	84
Gráfico No. 5.9: Caudal vs. Alcance, para el caso del cucharón ( $\theta=12^\circ$ ) cuando se opera el Vertedero con Clapeta en los niveles 963 msnm y 965 msnm .....	85
Gráfico No. 5.10: Caudal vs. Alcance, para los desagües de fondo con apertura de compuerta radial al 100% (8 m) .....	88
Gráfico No. 5.11: Caudal vs. Alcance, para los desagües de fondo con apertura de compuerta radial al 50% (4 m) .....	90
Gráfico No. 5.12: Caudal vs. Alcance, para los desagües de fondo con apertura de compuerta radial al 20% (1.6 m) .....	91
Gráfico No. 6.1: Curva granulométrica del material pétreo de relleno en el cuenco de disipación (modelo) .....	99
Gráfico No. 6.2: Caudal vs. Profundidad de socavación para las pruebas H1–H3 del Plan de pruebas .....	102
Gráfico No. 6.3: Caudal vs. Profundidad de socavación para las pruebas I1–I3 del Plan de pruebas .....	110
Gráfico No. 6.4: Caudal vs. Profundidad de socavación para las pruebas K del Plan de pruebas .....	118

## LISTA DE CUADROS

Cuadro No. 2.1: Características de los tipos de cuencos amortiguadores .....	20
Cuadro No. 3.1: Parámetros adimensionales .....	31
Cuadro No. 3.2: Escalas de magnitudes según criterio de Froude (agua) .....	32
Cuadro No. 3.3: Selección de la escala del modelo .....	38
Cuadro No. 3.4: Magnitudes según criterio de Froude con escala 1:50 .....	39
Cuadro No. 3.5: Plan de pruebas Primera Fase (Diseño Original) .....	40
Cuadro No. 3.6: Plan de pruebas Segunda Fase (Modificaciones) .....	41
Cuadro No. 4.1: Características del Embalse y ataguía .....	47
Cuadro No. 4.2: Características de Vertederos de excesos y sus componentes ..	50
Cuadro No. 4.3: Características de Desagües de fondo y sus componentes .....	52
Cuadro No. 4.4: Características del Vertedero Sarapullo .....	53
Cuadro No. 4.5: Características del Cuenco de disipación .....	55
Cuadro No. 4.6: Dimensiones medidas en el modelo construido y su relación con el prototipo .....	61
Cuadro No. 4.7: Cotas en el modelo construido referenciadas a la cresta del desagüe izquierdo .....	62
Cuadro No. 4.8: Cálculo de valores de Reynolds y Weber para Vertederos .....	63
Cuadro No. 4.9: Cálculo de valores de Reynolds y Weber para Desagües .....	64
Cuadro No. 5.1: Valores de caudal y nivel de embalse registrados para las pruebas A del Plan de pruebas .....	66
Cuadro No. 5.2: Valores del coeficiente de descarga experimental para los vertederos de excesos .....	68
Cuadro No. 5.3: Valores de caudal y nivel de embalse registrados para las pruebas B y C del Plan de pruebas .....	69
Cuadro No. 5.4: Valores del coeficiente de descarga experimental para los vertederos de excesos con clapeta .....	71
Cuadro No. 5.5: Valores registrados y Coeficientes de contracción calculados para las pruebas D del Plan de pruebas .....	73
Cuadro No. 5.6: Valores registrados y Coeficientes de contracción calculados para las pruebas E del Plan de pruebas .....	75
Cuadro No. 5.7: Valores registrados y Coeficientes de contracción calculados para las pruebas F del Plan de pruebas .....	77
Cuadro No. 5.8: Alcances de chorros en vertederos de excesos .....	81
Cuadro No. 5.9: Alcances de chorros en vertederos de excesos con compuerta de clapeta en los niveles 963 msnm y 965 msnm .....	84
Cuadro No. 5.10: Alcances de chorros en desagües de fondo con apertura de compuerta radial al 100% (8 m) .....	87
Cuadro No. 5.11: Alcances de chorros en desagües de fondo con apertura de compuerta radial al 50% (4 m) .....	89
Cuadro No. 5.12: Alcances de chorros en desagües de fondo con apertura de compuerta radial al 20% (1.6 m). .....	91
Cuadro No. 5.13: Alcances máximos de chorros experimentales .....	92
Cuadro No. 6.1: Resumen de modificaciones .....	96
Cuadro No. 6.2: Dimensiones del cuenco recomendado .....	97

Cuadro No. 6.3: Coordenadas de los puntos extremos del cuenco recomendado (prototipo) .....	97
Cuadro No. 6.4: Valores registrados para las pruebas H1–H3 del Plan de pruebas .....	101
Cuadro No. 6.5: Valores experimentales y calculados de la profundidad de socavación para las pruebas H1–H3 del Plan de pruebas .....	101
Cuadro No. 6.6: Resumen de las dimensiones experimentales de los cuencos de socavación para las pruebas H1–H3 del Plan de pruebas .....	105
Cuadro No. 6.7: Valores registrados para la prueba H4 del Plan de pruebas.....	106
Cuadro No. 6.8: Valores experimental y calculados de la profundidad de socavación para la prueba H4 del Plan de pruebas .....	106
Cuadro No. 6.9: Resumen de las dimensiones experimentales del cuenco de socavación para la prueba H4 del Plan de pruebas .....	108
Cuadro No. 6.10: Valores registrados para las pruebas I1–I3 del Plan de pruebas .....	109
Cuadro No. 6.11: Valores experimentales y calculados de la profundidad de socavación para las pruebas I1–I3 del Plan de pruebas .....	110
Cuadro No. 6.12: Resumen de las dimensiones experimentales de los cuencos de socavación para las pruebas I1–I3 del Plan de pruebas .....	114
Cuadro No. 6.13: Valores registrados para la prueba J1 del Plan de pruebas ...	114
Cuadro No. 6.14: Valores experimental y calculados de la profundidad de socavación para la prueba J1 del Plan de pruebas .....	115
Cuadro No. 6.15: Resumen de las dimensiones experimentales del cuenco de socavación para la prueba J1 del Plan de pruebas .....	116
Cuadro No. 6.16: Valores registrados para las pruebas K del Plan de pruebas .	117
Cuadro No. 6.17: Valores experimentales y calculados de la profundidad de socavación para las pruebas K del Plan de pruebas .....	117
Cuadro No. 6.18: Resumen de las dimensiones experimentales de los cuencos de socavación para las pruebas K del Plan de pruebas .....	120
Cuadro No. 6.19: Cálculo de la disipación de energía con la operación del desagüe de fondo derecho (Pruebas H1 – H3) .....	123
Cuadro No. 6.20: Cálculo de la disipación de energía con la operación del desagüe de fondo izquierdo (Prueba H4) .....	124
Cuadro No. 6.21: Cálculo de la disipación de energía con la operación en conjunto de los desagües de fondo (Pruebas I).....	124
Cuadro No. 6.22: Cálculo de la disipación de energía con la operación en conjunto de los vertederos de excesos (Prueba J1) .....	126
Cuadro No. 6.23: Cálculo de la disipación de energía con la operación del vertedero de excesos derecho (Pruebas K) .....	127

## LISTA DE FIGURAS

Figura No. 1.1: Ubicación del Proyecto .....	2
Figura No. 1.2: Vista en planta - Presa Toachi, subdivisión de bloques .....	3
Figura No. 1.3: Vista aguas abajo - Presa Toachi, subdivisión de bloques.....	3
Figura No. 1.4: Vista aguas arriba - Presa Toachi, subdivisión de bloques .....	4
Figura No. 1.5: Vista en corte - Vertedero de excesos - Presa Toachi .....	4
Figura No. 1.6: Vista en corte - Desagüe de fondo - Presa Toachi.....	5
Figura No. 1.7: Vista en corte - Canal lateral de toma - Presa Toachi .....	6
Figura No. 1.8: Vista en corte - Vertedero Sarapullo - Presa Toachi .....	6
Figura No. 1.9: Vista en planta - Cuenco de disipación - Presa Toachi .....	7
Figura No. 2.1: Vertedero con salto en esquí .....	11
Figura No. 2.2: Salto en esquí (a) Vista Lateral, (b) Distribución transversal .....	12
Figura No. 2.3: Agua rociada por el salto en esquí (1) Esparcida, (2) Tormenta (Lluvia), (3) Atomización por lluvia, (4) Atomización por viento .....	14
Figura No. 2.4: Definición unidimensional de la trayectoria del chorro .....	15
Figura No. 2.5: Trayectoria del chorro según Elevatorsky .....	16
Figura No. 2.6: Trayectoria del chorro según Kawakami .....	17
Figura No. 2.7: Trayectoria del chorro según U.S.A. Corps of Engineers .....	18
Figura No. 2.8: Configuración del cuenco de socavación .....	22
Figura No. 2.9: Ángulo de impacto del chorro en el cuenco de disipación .....	24
Figura No. 3.1: Parámetros característicos para el cálculo de la profundidad de socavación $d_s$ .....	35
Figura No. 4.1: Implantación general del modelo en el C.I.E.R.H.I. ....	42
Figura No. 4.2: Vista en planta – Tanque de Abastecimiento, canal de aproximación y cámara de uniformización .....	44
Figura No. 4.3: Modelo a escala 1:50 de la presa Toachi.....	45
Figura No. 4.4: Vista en corte - Vertedero de excesos (Diseño original).....	50
Figura No. 4.5: Vista en corte - Desagüe de fondo (Diseño original) .....	52
Figura No. 4.6: Vista en corte - Vertedero Sarapullo (Diseño original) .....	54
Figura No. 4.7: Vista en planta - Cuenco de disipación (Diseño original) .....	56
Figura No. 6.1: Implantación del cuenco modificado .....	98
Figura No. 6.2: Configuración del cuenco de socavación con operación del desagüe de fondo derecho con caudal $354.47 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	103
Figura No. 6.3: Configuración del cuenco de socavación con operación del desagüe de fondo derecho con caudal $533.13 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	104
Figura No. 6.4: Configuración del cuenco de socavación con operación del desagüe de fondo derecho con caudal $575.09 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	105
Figura No. 6.5: Configuración del cuenco de socavación con operación del desagüe de fondo izquierdo con caudal $565.39 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	107
Figura No. 6.6: Configuración del cuenco de socavación con operación en conjunto de los desagües de fondo con caudal $750.48 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	111
Figura No. 6.7: Configuración del cuenco de socavación con operación en conjunto de los desagües de fondo con caudal $661.13 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	112
Figura No. 6.8: Configuración del cuenco de socavación con operación en conjunto de los desagües de fondo con caudal $694.77 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	113

Figura No. 6.9: Configuración del cuenco de socavación con operación en conjunto de los vertederos de excesos con caudal $1099.69 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	116
Figura No. 6.10: Configuración del cuenco de socavación con operación del vertedero de excesos derecho con caudal $398.10 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	119
Figura No. 6.11: Configuración del cuenco de socavación con operación del vertedero de excesos derecho con caudal $594.85 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	120
Figura No. 6.12: Secciones en el embalse (1) y aguas abajo del umbral (2) para el cálculo de la disipación de energía .....	121

## LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía No. 4.1: Tanque de Abastecimiento. Toma de agua (recuadro). .....	43
Fotografía No. 4.2: Canal de aproximación con pantalla uniformizadora y vertedero triangular (I). Cámara de uniformización (II). .....	43
Fotografía No. 4.3: Embalse y ataguía (recuadro) del modelo. ....	46
Fotografía No. 4.4: Canal lateral de toma en el modelo. ....	47
Fotografía No. 4.5: Presa Toachi (centro), embalse (arriba) y cuenco de disipación de energía (abajo) en modelo. ....	48
Fotografía No. 4.6: Presa Toachi desde aguas arriba en modelo. Pilas semi-circulares en vertederos de excesos (arriba) y desagües de fondo (abajo). ....	48
Fotografía No. 4.7: Vertedero de excesos derecho en modelo que incluye compuerta de clapeta (arriba) y deflectores en el salto de esquí (abajo). ....	49
Fotografía No. 4.8: Desagües de fondo en modelo que incluyen compuertas radiales (centro) y saltos de esquí (abajo). ....	51
Fotografía No. 4.9: Vertedero Sarapullo en modelo. ....	53
Fotografía No. 4.10: Cuenco de disipación en modelo. ....	55
Fotografía No. 4.11: Zona de salida en el modelo. ....	56
Fotografía No. 4.12: Vertedero triangular de aforo al ingreso con limnómetro y malla uniformizadora (I). Vertedero triangular a la salida del modelo (II). ....	57
Fotografía No. 4.13: Medidor de la sonda (I). Sensor sobre el embalse (II). ....	58
Fotografía No. 4.14: Medidor del micromolinetete (I). Medición de velocidad (II). ...	59
Fotografía No. 4.15: Limnómetro instalado en canal de ingreso (I). Detalle del limnómetro (II). Disposición de los limnómetros en el modelo (III). ....	59
Fotografía No. 4.16: Regla metálica para medición de apertura de compuerta radial (I). Cinta de medida en el embalse (II). Cinta de medida en el cuenco de disipación para registrar el alcance de los chorros de las descargas (III). ....	60
Fotografía No. 4.17: Probeta de un litro de capacidad durante el aforo del vertedero triangular en el modelo (I y II). ....	60
Fotografía No. 5.1: Flujo de aproximación a los vertederos de excesos. Vista lateral vertedero derecho con 382.01 m <sup>3</sup> /s (I), Vista en planta vertedero izquierdo con 549.42 m <sup>3</sup> /s (II). ....	66
Fotografía No. 5.2: Chorros de salida en el vertedero de excesos derecho con clapeta en la posición 963 msnm. Vista frontal con 241.48 m <sup>3</sup> /s (I), Vista en planta con 419.31 m <sup>3</sup> /s (II). ....	71
Fotografía No. 5.3: Flujo de aproximación hacia los desagües de fondo apertura 100%. Vista lateral desagüe izquierdo con 940.81 m <sup>3</sup> /s (I), Vista lateral desagüe derecho con 1070.38 m <sup>3</sup> /s (II). ....	72
Fotografía No. 5.4: Chorros de salida en el vertedero de excesos. Vista frontal (I), lateral (II) y superior (III). ....	78
Fotografía No. 5.5: Chorro de salida en el desagüe de fondo. Vistas frontal (I), lateral (II) y superior (III). ....	79
Fotografía No. 5.6: Alcance del chorro a la salida del vertedero de excesos izquierdo. Vistas superior (I), y lateral (II). ....	81
Fotografía No. 5.7: Impacto de la lámina de agua vertiente desde la clapeta. Vista lateral de la lámina (I). Impacto sobre los deflectores y el cucharón (II). ....	86



Fotografía No. 5.8: Alcance del chorro a la salida del desagüe de fondo derecho. Vistas lateral (I), y superior (II). .....	88
Fotografía No. 5.9: Impacto del chorro a la salida de los vertederos de excesos en la margen derecha del cuenco de disipación (I). Socavación producida por el chorro a la salida del vertedero de excesos (II). .....	93
Fotografía No. 5.10: Impacto del chorro a la salida del desagüe de fondo en el cuenco de disipación (I). Socavación producida por el chorro a la salida del desagüe de fondo (II). .....	94
Fotografía No. 6.1: Modificación de las dimensiones del cuenco de disipación (II Fase). (I) Vista frontal desde aguas abajo. (II) Vista lateral margen izquierda. ....	98
Fotografía No. 6.2: Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación del desagüe de fondo derecho con caudal 354.47 m <sup>3</sup> /s..	102
Fotografía No. 6.3: Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación del desagüe de fondo derecho con caudal 533.13 m <sup>3</sup> /s..	103
Fotografía No. 6.4: Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación del desagüe de fondo derecho con caudal 575.09 m <sup>3</sup> /s..	104
Fotografía No. 6.5: Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con la operación del desagüe de fondo izquierdo con caudal 565.39 m <sup>3</sup> /s .....	107
Fotografía No. 6.6: Comportamiento del desagüe de fondo derecho. Vista en planta con caudal 750.48 m <sup>3</sup> /s (I). Vista frontal con caudal 694.77 m <sup>3</sup> /s. ....	109
Fotografía No. 6.7: Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación en conjunto de los desagües de fondo con caudal 750.48 m <sup>3</sup> /s.....	111
Fotografía No. 6.8: Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación en conjunto de los desagües de fondo con caudal 661.13 m <sup>3</sup> /s.....	112
Fotografía No. 6.9: Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación en conjunto de los desagües de fondo con caudal 694.77 m <sup>3</sup> /s.....	113
Fotografía No. 6.10: Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación en conjunto de los vertederos de excesos con caudal 1099.69 m <sup>3</sup> /s.....	115
Fotografía No. 6.11: Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación del vertedero de excesos derecho con caudal 398.10 m <sup>3</sup> /s .....	118
Fotografía No. 6.12: Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación del vertedero de excesos derecho con caudal 594.85 m <sup>3</sup> /s .....	119
Fotografía No. 6.13: Vista frontal desde aguas abajo de la descarga del desagüe de fondo derecho con caudal 533.13 m <sup>3</sup> /s .....	123
Fotografía No. 6.14: Vista frontal desde aguas abajo de la descarga de los desagües de fondo con caudal 661.13 m <sup>3</sup> /s (I) y con caudal 2846.29 m <sup>3</sup> /s (II)...	125
Fotografía No. 6.15: Vista frontal desde aguas abajo de la descarga de los vertederos de excesos con caudal 1099.69 m <sup>3</sup> /s. ....	126
Fotografía No. 6.16: Vista frontal desde aguas abajo de la descarga del vertedero de excesos con caudal 594.85 m <sup>3</sup> /s. ....	127

**LISTA DE PLANOS**

PLANO 1: IMPLANTACIÓN GENERAL DE LOS MODELOS 1, 2 Y 3 EN EL CIERHI.....	173
PLANO 2: IMPLANTACIÓN DEL MODELO.....	174
PLANO 3: LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO – DIMENSIONES.....	175
PLANO 4: LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO – NIVELES.....	176
PLANO 5: CUENCO DE SOCAVACIÓN. OPERACIÓN DESAGÜE DE FONDO DERECHO. PRUEBA H1.....	177
PLANO 6: CUENCO DE SOCAVACIÓN. OPERACIÓN DESAGÜE DE FONDO DERECHO. PRUEBA H2.....	178
PLANO 7: CUENCO DE SOCAVACIÓN. OPERACIÓN DESAGÜE DE FONDO DERECHO. PRUEBA H3.....	179
PLANO 8: CUENCO DE SOCAVACIÓN. OPERACIÓN DESAGÜE DE FONDO IZQUIERDO. PRUEBA H4.....	180
PLANO 9: CUENCO DE SOCAVACIÓN. OPERACIÓN EN CONJUNTO DESAGÜES DE FONDO. PRUEBA I1.....	181
PLANO 10: CUENCO DE SOCAVACIÓN. OPERACIÓN EN CONJUNTO DESAGÜES DE FONDO. PRUEBA I2.....	182
PLANO 11: CUENCO DE SOCAVACIÓN. OPERACIÓN EN CONJUNTO DESAGÜES DE FONDO. PRUEBA I3.....	183
PLANO 12: CUENCO DE SOCAVACIÓN. OPERACIÓN EN CONJUNTO VERTEDEROS DE EXCESOS. PRUEBA J1.....	184
PLANO 13: CUENCO DE SOCAVACIÓN. OPERACIÓN VERTEDERO DE EXCESOS DERECHO. PRUEBA K1.....	185
PLANO 14: CUENCO DE SOCAVACIÓN. OPERACIÓN VERTEDERO DE EXCESOS DERECHO. PRUEBA K2.....	186

## SIMBOLOGÍA

$R_b$	radio del cucharón de un salto en esquí
$\alpha_j$	ángulo de salida del salto en esquí
$H_o$	carga de energía en la aproximación
$p_M$	presión máxima sobre el cucharón
$t_b$	espesor de la lámina de agua
$g$	aceleración de la gravedad
$\bar{q}$	valor adimensional
$q$	caudal específico o unitario
$z$	componente vertical del chorro
$x$	componente horizontal del chorro
$V_j$	velocidad en la salida del salto en esquí
$H_j$	carga de velocidad a la salida del salto en esquí
$x_M$	coordenada horizontal de la ubicación máxima del chorro
$z_M$	coordenada vertical de la ubicación máxima del chorro
$L_t$	longitud de trayectoria o alcance del chorro
$z_i$	altura relativa de impacto a la salida del salto en esquí
$\beta_j$	expansión transversal del chorro
$L_s$	longitud del vertedero
$z_b$	distancia entre el labio del deflector y la superficie libre en la aproximación
$H$	carga hidráulica entre el fondo del río y el nivel aguas arriba del vertedero
$h$	carga hidráulica entre el fondo del cucharón y el nivel aguas arriba del vertedero
$\emptyset$	ángulo a la salida del deflector
$y$	componente vertical del chorro

$L_0$	alcance del chorro
$V_0$	velocidad en la salida del salto de esquí
$L_1$	alcance considerando la resistencia del aire
$X$	alcance del chorro
$H_v$	carga de velocidad en el labio
$\theta$	ángulo de salida
$Y$	distancia entre el labio y la superficie libre de la descarga
$\delta$	ángulo de salida
$v$	velocidad en la salida del salto en esquí
$d_s$	máxima profundidad de socavación
$h_0$	carga entre el nivel del embalse hasta el labio superior del cucharón
$A$	constante con valor entre 2.4 a 4.5 para la última socavación
$z_e$	máxima profundidad de socavación
$H_t$	diferencia de nivel entre carga en el embalse y nivel en el cuenco
$\alpha$	ángulo de entrada del chorro en el cuenco
$H_0$	carga entre el nivel en el embalse y el nivel en el cuenco
$h_u$	profundidad de agua en el cuenco sobre el nivel inicial del material
$d_m$	diámetro promedio del material del lecho
$t$	profundidad del cuenco de socavación
$h_1$	calado del nivel de agua en el cuenco amortiguador
$E$	diferencia de carga desde el nivel de agua en el embalse al punto más bajo del salto en esquí
$F_r$	parámetro adimensional de Froude
$\gamma$	peso específico del fluido
$L$	longitud característica

$\lambda$	coeficiente de pérdida por fricción
$R_h$	radio hidráulico
$Re$	parámetro adimensional de Reynolds
$We$	parámetro adimensional de Weber
$\mu$	viscosidad dinámica
$\nu$	viscosidad cinemática
$\rho$	densidad
$\sigma$	tensión superficial
$C_d$	coeficiente experimental de descarga
$Q$	caudal
$B_{eff}$	ancho efectivo
$B$	ancho de la estructura de descarga
$H$	carga sobre las estructuras de descarga
$k_p$	coeficiente de contracción en pilas
$C_c$	coeficiente de contracción
$a$	altura de la apertura
$b$	ancho del desagüe
$A$	área total del desagüe
$k$	coeficiente de pérdida entre la entrada y la sección de la compuerta
$E_1$	energía en la sección 1, en el embalse
$E_2$	energía en la sección 2, en un punto inmediato aguas abajo del umbral
$z_1, z_2$	cargas de posición en las secciones 1 y 2 medidas desde el nivel de referencia
$p/\gamma$	carga de presión
$V^2/2g$	carga de velocidad

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo principal el análisis de la disipación de energía en el cuenco de disipación aguas abajo de los vertederos de excesos y desagües de fondo de la presa Toachi en el Proyecto Hidroeléctrico Toachi Pilatón.

Para la investigación experimental se construyó un modelo a escala 1:50. Las obras que constituyen la presa Toachi son: el embalse de aproximación, el cuerpo de la presa y sus estructuras hidráulicas (vertederos de excesos, desagües de fondo y vertedero Sarapullo), el cuenco de disipación, la transición y una pequeña parte del río 200 m aguas abajo del eje de la presa.

El análisis experimental se centra en los vertederos de excesos, desagües de fondo y cuenco de disipación, con el fin de reproducir y evaluar su comportamiento hidráulico y verificar así su diseño.

En la primera fase de investigación se analiza el modelo con diseño original obteniendo la capacidad de descarga de las estructuras, el alcance y forma de los chorros descargados desde los vertederos y desagües, se verifica cualitativamente el comportamiento del cuenco y se recomienda modificaciones para optimizar el diseño. En la segunda fase se analiza experimentalmente las modificaciones propuestas, se obtienen cualitativamente la forma, ubicación y profundidad de los cuencos de socavación y se cuantifica la disipación de energía en porcentaje.

Con los resultados obtenidos se concluye que la disipación de energía con la operación de los vertederos de excesos sobrepasa el 80% porcentaje que indica la eficiencia de los deflectores, mientras que para los desagües de fondo los porcentajes están en un rango del 48 al 62% con una variación mínima en función del caudal, indicando que en esta estructura el salto en esquí tiene una deficiente participación como estructura de disipación debido a su descarga parcialmente ahogada, determinando así el papel importante que juega el nivel de agua en el cuenco para el proceso de disipación.

## ABSTRACT

The present research has as main objective the analysis of energy dissipation in the stilling basin downstream of Toachi's Dam spillways and bottom outlets in the Hydroelectric Project Toachi Pilatón.

For experimental research built a 1:50 scale model. The works that are the Toachi dam including: the reservoir approach, the body of the dam and its hydraulic structures (spillways, bottom outlets and Sarapullo spillway), the stilling basin, transition and a small river's part 200 m downstream to dam's center line.

The experimental analysis is focused on the spillways, bottom outlets and stilling basin, in order to replicate and evaluate hydraulic performance and verify its design.

In the first phase of research analyzes the original design model obtaining the discharge capacity of the structures, the scope and form of the jets discharged from spillways and outlets, is verified qualitatively the performance of basin and recommends changes to optimize design. In the second phase is analyzed experimentally the proposed changes, are obtained qualitatively the form, the location and depth of scour holes and quantifies the energy dissipation rate.

With the results obtained is concluded that the energy dissipation to the operation of the spillways exceeds 80%, percentage which indicates the efficiency of deflectors, whereas for the bottom outlets percentages are in the range from 48% to 62% with minimal variation according to the flow rate, indicating that ski jump in this structure is deficient participation as dissipation structure due to discharge partially drowned, thus determining the role played by water level in the basin for the dissipation process.

## PRESENTACIÓN

La modelación hidráulica es una herramienta que permite visualizar y evaluar el comportamiento de las estructuras utilizando un modelo a escala que representa su funcionamiento debido al efecto del agua que es el medio en el cual se lleva a cabo la investigación.

El estudio en modelo físico de la disipación de energía aguas abajo de los vertederos de excesos y desagües de fondo sirve para determinar la manera como se comportan las estructuras frente a la operación de los caudales con los cuales se han diseñado. De esta manera se asegura un control de las crecidas sin afectar la integridad estructural, se reduce los efectos de la erosión en el cauce del río, se eliminan los problemas de la cavitación que pueden existir en las estructuras, etc.

Con el fin de alcanzar los objetivos de la investigación se establece un marco teórico para determinar valores numéricos que se comparan con los resultados obtenidos en el laboratorio, así se consigue determinar tendencias y evaluar errores relativos durante la investigación. Se utiliza una serie de instrumentos de precisión para medir velocidades, caudales, calados, longitudes, volúmenes que minimicen los errores durante los registros y brinden un mayor grado de exactitud en los resultados obtenidos.

Se inicia la investigación con el análisis de las estructuras con diseño original a fin de evaluarlas y caracterizarlas, luego se procede a recomendar los cambios que se realizan en el modelo y se analizan en la etapa de modificaciones, de esta forma se asegura el funcionamiento adecuado de las estructuras hidráulicas diseñadas, se optimiza o corrige defectos o problemas que durante la etapa de diseño son desconocidos pero que durante la experimentación se pueden presentar y de manera práctica se justifica el uso de modelos físicos como apoyo, para la realización de un proyecto.



# CAPÍTULO 1

## GENERALIDADES

### 1.1 ANTECEDENTES <sup>1</sup>

El Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón se desarrolla en las cuencas de los ríos Pilatón y Toachi, que nacen en la cordillera occidental de los Andes y forman parte de la hoya del río Esmeraldas, vertiente de drenaje al Océano Pacífico, en la costa norte del país.

Está ubicado al sur-oeste de Quito, junto a la vía Alóag-Santo Domingo de los Tsáchilas, en los límites de las provincias de Pichincha, Santo Domingo de los Tsáchilas y Cotopaxi.

El Proyecto comprende dos aprovechamientos en cascada, llamados Pilatón-Sarapullo y Toachi-Alluriquín. La potencia instalada en la casa de máquinas de Sarapullo es 49 MW para un caudal máximo de 40 m<sup>3</sup>/s y la potencia instalada en la casa de máquinas de Alluriquín es 204 MW para un caudal de 100 m<sup>3</sup>/s, generando en conjunto 1100 GWH anualmente. Adicionalmente, se contempla una mini central al pie de la presa del Toachi, de 1.4 MW, que turbinas en forma constante el caudal ecológico de 4.14 m<sup>3</sup>/s.

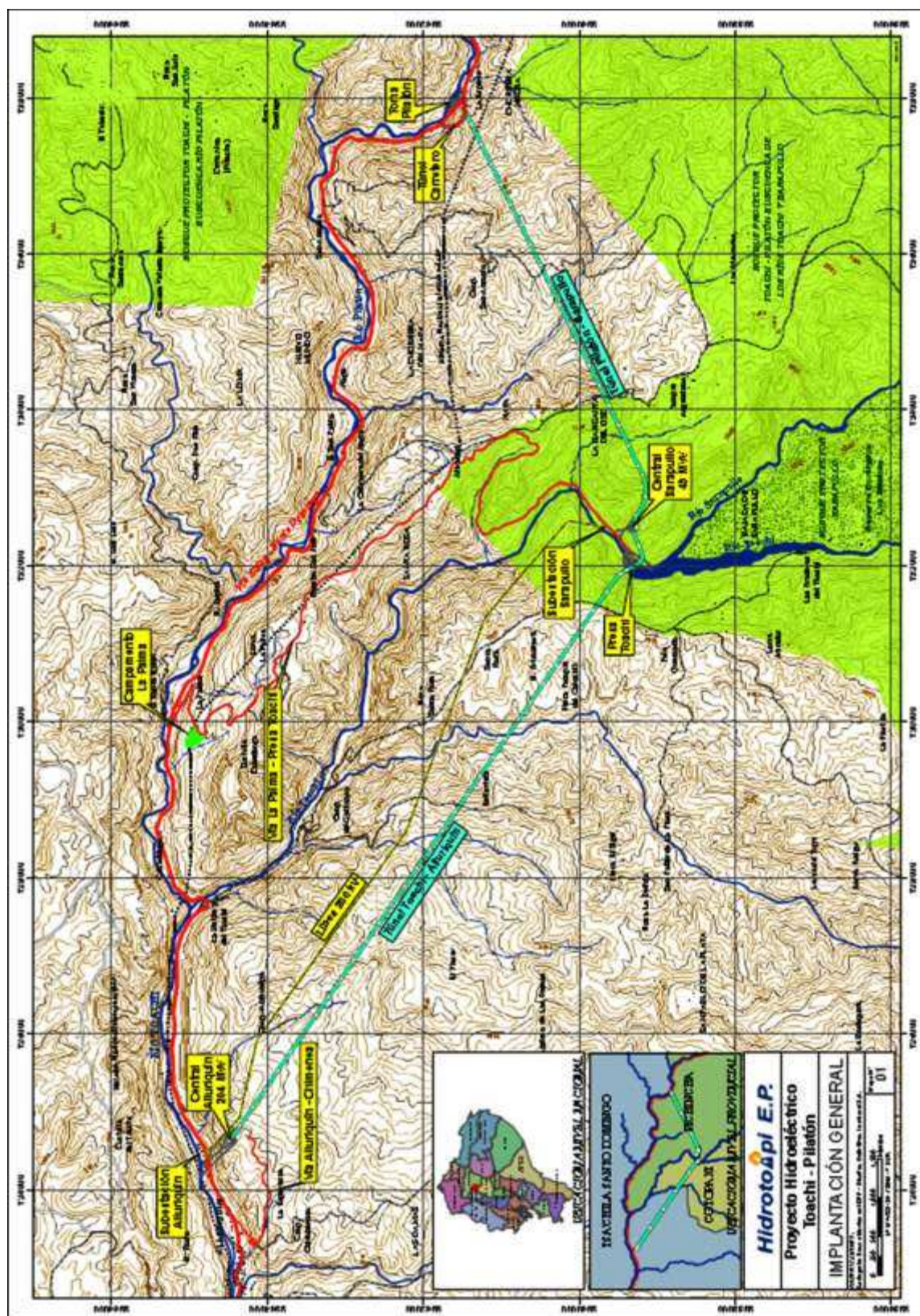
La cuenca del río Toachi hasta el sitio de presa (cota 914 msnm), que está inmediatamente aguas abajo de recibir a su río afluente Sarapullo, se extiende sobre una longitud de 85 Km y un ancho medio de 20 Km, con una superficie de drenaje de 1476 Km<sup>2</sup>.

La dirección general del valle es de Sur a Norte y abarca alturas comprendidas entre 4500 y 910 msnm. La cuenca está flanqueada al Este por el Corazón y los Illinizas (5250 m), al Sur por el Era Urcu (4473 m), que forma parte de la cordillera de Angamarca, y el Oeste por la Cordillera de Chugchilán (3663 m). Hacia el Oeste la cuenca se abre sobre el valle del río Pilatón.

---

<sup>1</sup> Hidrotoapi E.P. “*Descripción del proyecto hidroeléctrico Toachi-Pilatón*”. Quito. 2011.

Figura No. 1.1: Ubicación del Proyecto

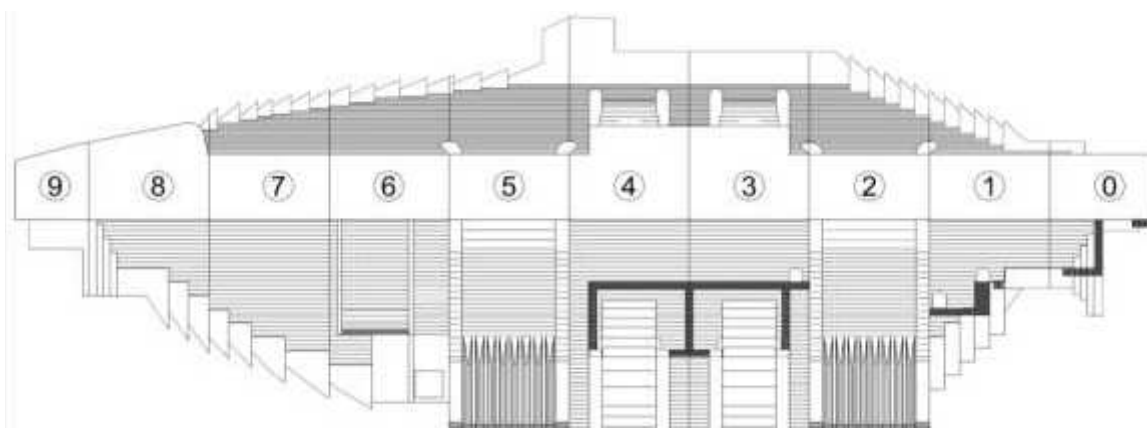


Fuente: Hidrotoapi E.P. "Descripción del proyecto hidroeléctrico Toachi-Pilatón". Quito. 2011.

## 1.2 BREVE DESCRIPCIÓN DE LA PRESA TOACHI Y SUS OBRAS COMPLEMENTARIAS <sup>2</sup>

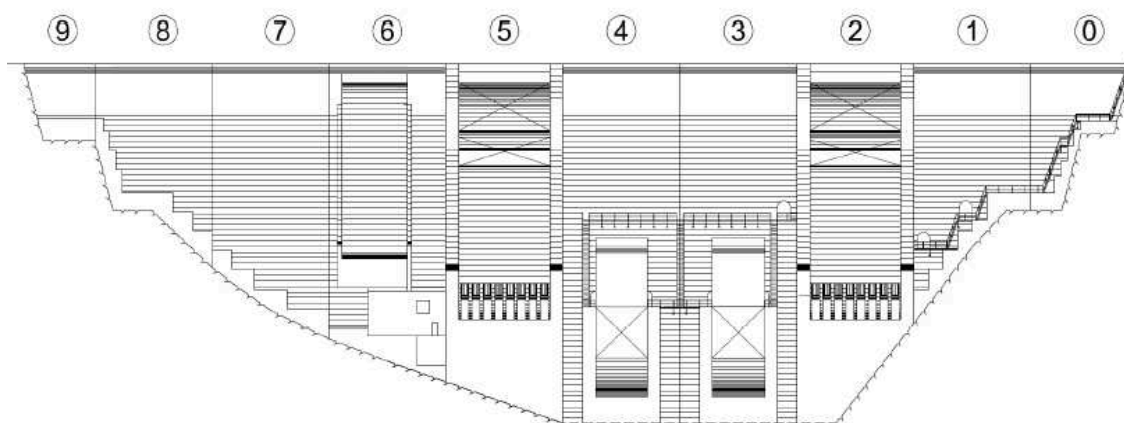
La presa es de hormigón, está compuesta por 10 bloques, tiene 59 m de altura, la corona mide 170.5 m de longitud por 10 m de ancho. Incluye dos vertederos de excesos ubicados en los bloques No. 2 y 5, dos desagües de fondo en los bloques No. 3 y 4 y el vertedero Sarapullo que se encuentra en el bloque No. 6.

**Figura No. 1.2:** Vista en planta - Presa Toachi, subdivisión de bloques



**Fuente:** Hidrotoapi E.P. “*Proyecto hidroeléctrico Toachi-Pilatón. Presa Toachi. Hidráulica. Memoria de cálculo*”. Quito. 2009.

**Figura No. 1.3:** Vista aguas abajo - Presa Toachi, subdivisión de bloques

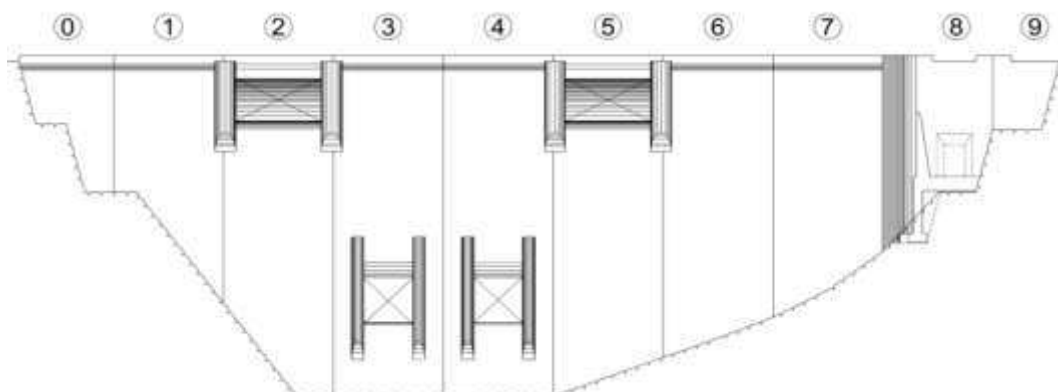


**Fuente:** Hidrotoapi E.P. “*Proyecto hidroeléctrico Toachi-Pilatón. Presa Toachi. Hidráulica. Memoria de cálculo*”. Quito. 2009.

<sup>2</sup> Hidrotoapi E.P. “*Proyecto hidroeléctrico Toachi-Pilatón. Presa Toachi. Hidráulica. Memoria de cálculo*”. Quito. 2009.



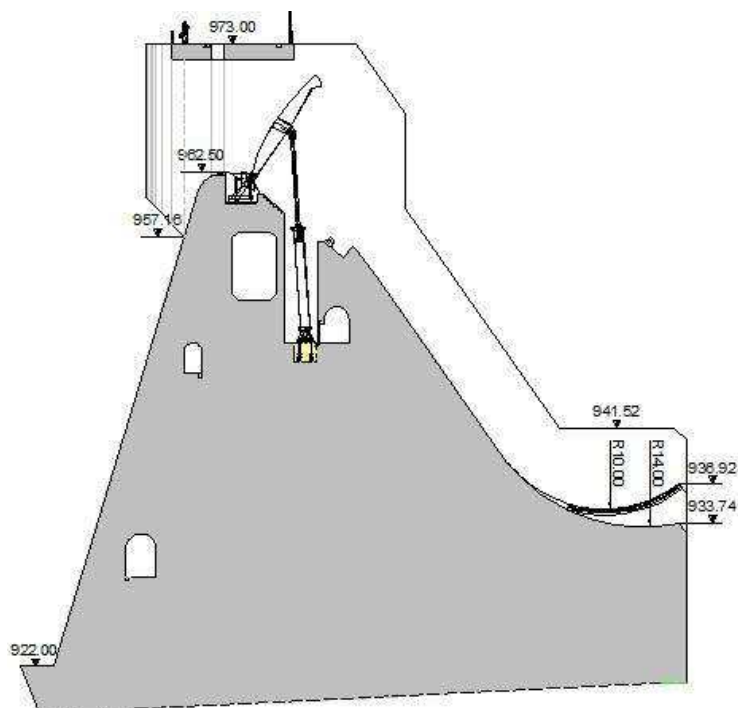
**Figura No. 1.4:** Vista aguas arriba - Presa Toachi, subdivisión de bloques



**Fuente:** Hidrotoapi E.P. "Proyecto hidroeléctrico Toachi-Pilatón. Presa Toachi. Hidráulica. Memoria de cálculo". Quito. 2009.

Los vertederos de excesos tienen un ancho de 14 m con cresta ubicada en la cota 962.5 msnm. La geometría del perfil es tipo Creager diseñada para 7.5 m de carga hidráulica y caudal total de  $1196 \text{ m}^3/\text{s}$ . Están provistos con compuerta de clapeta de 17 m de radio con borde superior en la cota 970.4 msnm para regular el nivel del embalse en la cota 970 msnm.

**Figura No. 1.5:** Vista en corte - Vertedero de excesos - Presa Toachi



**Fuente:** Hidrotoapi E.P., Lombardi S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi-Pilatón. Presa Toachi y obras anexas. Cortes bloques 2 y 3. TA-TPO-007". Quito. 2009.

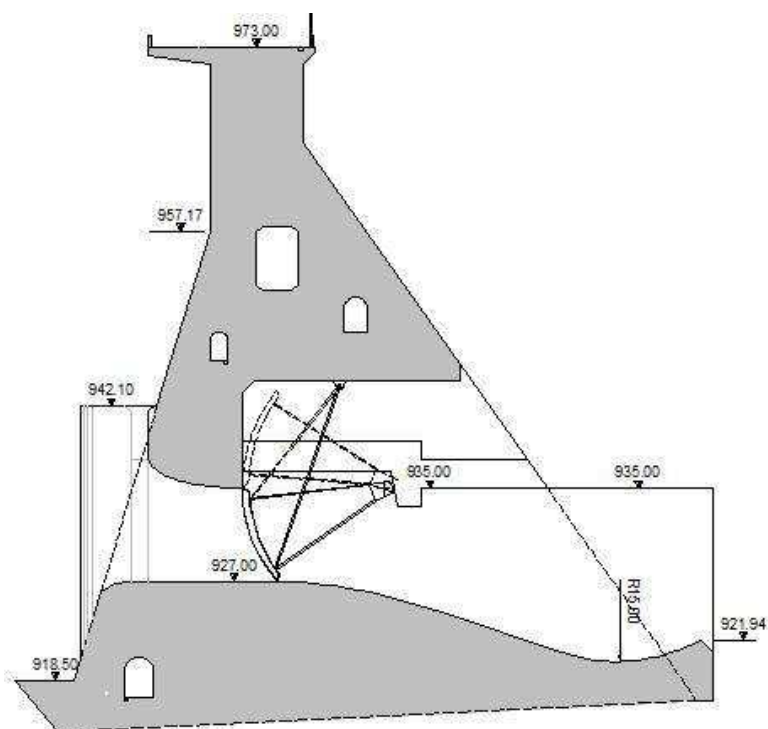
Las pilas son de sección semicircular ubicadas en el paramento aguas arriba de la presa (Figura No. 1.4). Al final de la rápida se halla el salto en esquí con ángulo de salida a  $12^\circ$  respecto de la horizontal y labio superior en la cota 933.74 msnm.

En la base del salto de esquí se encuentran 8 deflectores de 3.2 m de alto por 1.25 m de ancho, con el labio superior en la cota 936.92 msnm y con ángulo de salida a  $37^\circ$  respecto de la horizontal.

Los desagües de fondo localizados en la cota 927 msnm tienen una sección de 8 m de ancho y 8 m de alto, a la entrada de los mismos se ubican pilas de sección semicircular. Están provistos de compuerta radial con borde superior en la cota 935 msnm. La forma del perfil es tipo Creager. La estructura se diseña para 43 m de carga hidráulica y llega a descargar individualmente hasta  $1600 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Al final del perfil se halla un salto en esquí con 15 m de radio y labio superior en la cota 921.94 msnm, con ángulo de salida a  $29^\circ$  respecto de la horizontal que permite la salida del caudal en forma de chorro el cual impacta aguas abajo de la presa en la zona del cuenco de disipación.

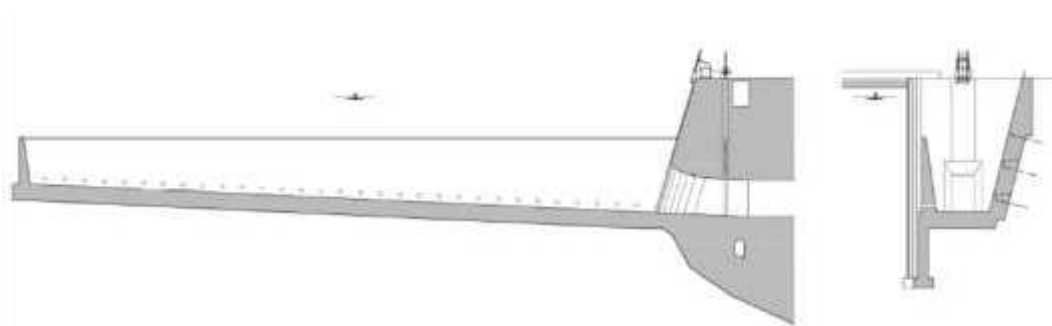
**Figura No. 1.6:** Vista en corte - Desagüe de fondo - Presa Toachi



**Fuente:** Hidrotoapi E.P., Lombardi S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi-Pilatón. Presa Toachi y obras anexas. Cortes bloques 2 y 3. TA-TPO-007". Quito. 2009.

Sobre la margen derecha del cauce en la zona del embalse se encuentra un canal lateral de 100 m de longitud y 10 m de ancho, con cresta del vertedero en la cota 964 msnm. La bocatoma tiene una sección de 5.75 m por 7.85 m y permite la interconexión con la galería de descarga de la casa de máquinas de Sarapullo.

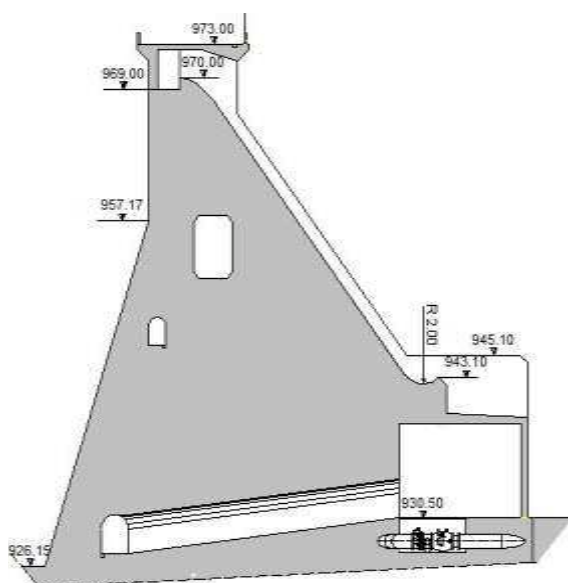
**Figura No. 1.7:** Vista en corte - Canal lateral de toma - Presa Toachi



**Fuente:** Hidrotoapi E.P. "Proyecto hidroeléctrico Toachi-Pilatón. Presa Toachi. Hidráulica. Memoria de cálculo". Quito. 2009.

El vertedero que descarga las aguas turbinadas en Sarapullo tiene 10 m de ancho y su geometría es la de un perfil tipo Creager con cresta en la cota 970 msnm. Diseñado para descargar hasta  $40 \text{ m}^3/\text{s}$  de caudal, cuenta al final de la rápida con salto en esquí de 2 m de radio cuyo labio superior está en la cota 943.1 msnm con ángulo de salida a  $45^\circ$  respecto de la horizontal.

**Figura No. 1.8:** Vista en corte - Vertedero Sarapullo - Presa Toachi



**Fuente:** Hidrotoapi E.P., Lombardi S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi-Pilatón. Presa Toachi y obras anexas. Cortes bloques 6 y 7. TA-TPO-009". Quito. 2009.

Aguas abajo de la presa se localiza el cuenco de disipación de energía relleno de material pétreo hasta la cota 918.5 msnm. Sus dimensiones son 68 m de ancho por 75 m de longitud, los 10 primeros metros conforman una escollera de piedra para protección del pie de la presa.

Al final del cuenco existe un dique de escollera encementada (umbral) con el mismo ancho del cuenco y 10 m de longitud cuya cresta se encuentra en la cota 922 msnm. Tiene una abertura que descarga los caudales al canal de transición de unos 85 m de largo y cota inicial en 921 msnm. La transición disminuye hasta alcanzar un ancho de 17.5 m y se une con el río Toachi en la cota 918.50 msnm manteniendo una pendiente del 3.12%.

**Figura No. 1.9:** Vista en planta - Cuenco de disipación - Presa Toachi



**Fuente:** Hidrotoapi E.P., Lombardi S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi-Pilatón. Presa Toachi y obras anexas. Planta General. TA-TPO-002". Quito. 2009.

## 1.3 OBJETIVOS Y ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

### 1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar en modelo físico la disipación de energía aguas abajo de los vertederos

de excesos y desagües de fondo de la presa Toachi en el proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón.

### **1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Verificar y caracterizar el desempeño hidráulico en vertederos de excesos y desagües de fondo de la presa Toachi.
- Definir de manera cualitativa el comportamiento del cuenco de disipación aguas abajo de la presa Toachi y cuantificar en porcentaje la disipación de energía.
- Recomendar modificaciones geométricas que permitan garantizar el funcionamiento hidráulico de las estructuras de disipación de energía en la presa Toachi.

### **1.3.3 ALCANCE**

La presente investigación en modelo físico de la Presa Toachi busca determinar experimentalmente el porcentaje de disipación de energía producida por los saltos en esquí de los vertederos de excesos y desagües de fondo al operar caudales mínimos, medios y de diseño. Además se analizarán los chorros descargados y el impacto de éstos en el cuenco de disipación de energía, para con esta información verificar y de ser necesario recomendar modificaciones geométricas del dimensionamiento original que garanticen una operación adecuada de las obras de descarga, evitando de esta forma problemas de socavación de taludes y estabilidad al pie de la presa.



## CAPÍTULO 2

### DESCRIPCIÓN DE LOS FENÓMENOS FÍSICOS Y ANÁLISIS TEÓRICO

#### 2.1 DISIPACIÓN DE ENERGÍA <sup>3</sup>

##### 2.1.1 INTRODUCCIÓN

En ingeniería hidráulica numerosos dispositivos son utilizados como disipadores de energía entre ellos cuencos amortiguadores, deflectores, etc. La presente investigación se basa en el estudio de los dos dispositivos antes mencionados. Los disipadores son necesarios cuando el exceso de energía hidráulica puede causar graves daños como: erosión aguas abajo de una estructura, abrasión de estructuras hidráulicas, generación de ondas o socavación excesiva.

##### 2.1.2 MECANISMO DE DISIPACIÓN

Los disipadores de energía provocan que cada partícula de fluido en movimiento o caída de agua pierdan parte de su energía cinética a lo largo de su trayectoria como resultado de la oposición que presentan las fuerzas de fricción o arrastre, relacionadas con la producción de turbulencia.

El proceso de disipación puede producirse de dos formas:

1. Partículas de agua dentro de una corriente de agua, y
2. Gotas de agua en una corriente de aire

En el primer caso, la disipación de energía se relaciona con remolinos que consumen energía debido a la turbulencia, tales remolinos se generan en zonas de importantes gradientes de velocidad. Para alcanzar una considerable pérdida de energía es importante la generación de zonas de alta turbulencia. En el segundo caso la disipación de energía se debe a la resistencia del aire ejercida sobre cada gota de agua. La disipación es grande si las gotas son pequeñas y la velocidad relativa entre las gotas y el aire circundante es alta.

---

<sup>3</sup> Vischer, D., Hager, W. "Energy Dissipators". 1995. I.A.H.R.

Un dissipador de energía económico es diseñado para producir una disipación eficiente mediante la perturbación de la corriente de agua ya sea aumentando su turbulencia o su difusión en el aire, en un área relativamente pequeña. Este proceso se busca en los dissipadores de salto en esquí.

### **2.1.3 LÍMITES DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA**

La disipación de energía se logra mediante la perturbación fuerte o por la difusión efectiva del chorro teniendo como consecuencia la existencia de pulsaciones, vibraciones, erosión, abrasión o cavitación, efectos que deben tomarse en cuenta en el diseño de los dissipadores los mismos que deben ser capaces de soportarlos. Desafortunadamente, no existe ningún material que soporte la cavitación permanente, o la abrasión en el flujo que contiene mucho sedimento. El cuenco de disipación debe ser capaz de soportar la turbulencia que se genera sin afectar la estabilidad de la presa ni de los taludes laterales.

### **2.1.4 DISIPACIÓN DE ENERGÍA POR LA DIFUSIÓN DEL CHORRO**

El proceso de disipación de energía mediante la difusión del chorro se da en principio debido a la inclusión de aire. Si ésta alcanza un grado donde la corriente se transforma en una pulverización la disipación puede ser significativa. Dicha disipación se debe a la transformación del medio de agua incluyendo burbujas de aire en una nube con gotas de agua en el aire. Estas gotas se ven afectadas por la resistencia del aire, especialmente si son pequeñas y se mueven con una velocidad alta en relación al aire circundante.

En los vertederos de presas, los deflectores pueden servir como generadores de la pulverización del chorro, sin embargo su éxito como dissipadores por lo general es sólo parcial porque las láminas vertientes son muy gruesas para ser completamente dispersas durante sus trayectorias, las láminas vertientes mantienen el núcleo de agua compacto por lo tanto una región de energía sin disipar. Para efectivizar la difusión se ha procedido a colocar divisores en los cucharones provocando largas trayectorias con un área de impacto aguas abajo tan lejos del pie de presa como sea posible.

El chorro ingresa en la masa de agua del cuenco de disipación, aún con un

porcentaje de energía sin disipar, energía que se consume al producir turbulencia en el cuenco y finalizando así el proceso de disipación. Sin embargo el impacto directo del chorro sobre el lecho rocoso provoca fracturas en la roca formando un cuenco de socavación y acumulando material aguas abajo, que pueden poner en riesgo la estabilidad de la presa y de los taludes por la recirculación del flujo. Se realiza estudios en modelo para estimar la profundidad de dicho cuenco para proceder a la pre-excavación y así asegurar el ingreso del chorro en la masa de agua.

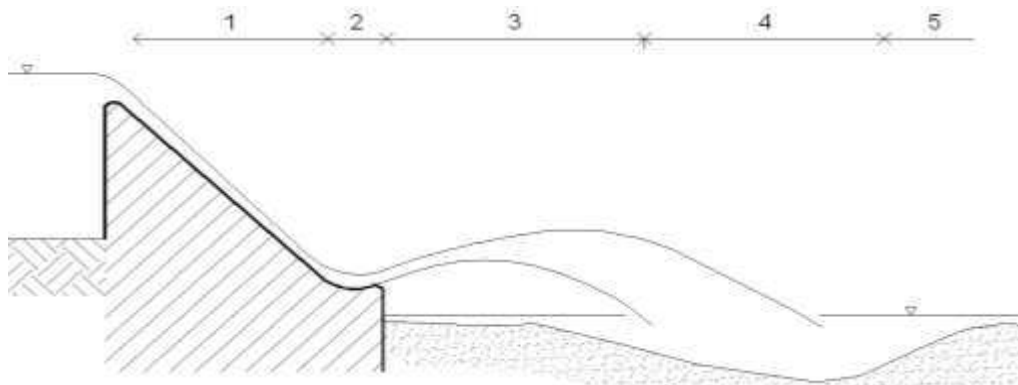
## 2.2 SALTO EN ESQUÍ

### 2.2.1 INTRODUCCIÓN <sup>4</sup>

La estructura hidráulica conocida como salto en esquí tiene la función principal de disipar la energía mediante la dispersión a través de un chorro de agua lanzado en el aire, dicho proceso puede disipar una porción significativa de la energía hidrodinámica total logrando que el impacto en el cuenco de disipación produzca la turbulencia suficiente para disipar la energía restante. El salto en esquí puede ser eficaz cuando el nivel aguas abajo es pequeño pero impredecible por lo que una excavación profunda sería necesaria para estabilizar el impacto del chorro.

El sistema consta de un vertedero recto de ancho constante que termina en un cucharón de salida que generalmente presenta una geometría de forma circular o semicircular. Como se muestra en la figura No. 2.1.

**Figura No. 2.1:** Vertedero con salto en esquí



**Fuente:** Vischer, D., Hager, W. "Dam Hydraulics". 1998. Pág. 178.

<sup>4</sup> Vischer, D., Hager, W. "Dam Hydraulics". 1998.

Se observan las siguientes partes: 1. Vertedero de excesos, 2. Deflector de salida o salto en esquí, 3. Chorro lanzado, 4. Cuenco pre-excavado, 5. Zona de salida o restitución.

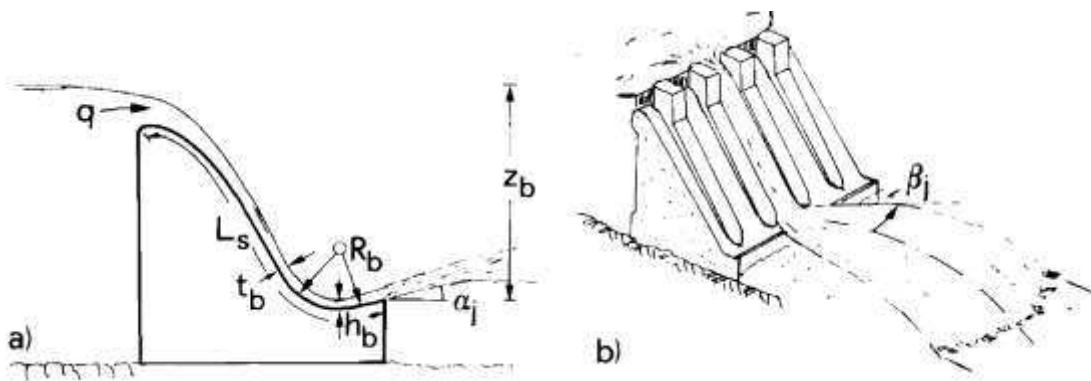
### 2.2.2 CUCHARÓN DEL SALTO EN ESQUÍ <sup>5</sup>

El cucharón de un salto en esquí desvía el flujo de agua en el aire proyectándolo hasta una zona de impacto adecuada. Este elemento debe operar para todos los caudales y soportar cargas de presión estáticas y dinámicas.

La forma comúnmente es un arco circular de radio  $R_b$  de 10 m a 20 m, ángulo de salida  $\alpha_j$  entre 20 y 40 grados y la pendiente de aproximación debe ser menor que 4:1. Si el radio es muy pequeño podría producirse excesiva salpicadura, vibraciones o superficies de agua con trayectoria errática.

Si el nivel de salida es alto, la velocidad que alcanza no es la suficiente para lograr la dispersión del chorro y el alcance es muy corto. Cuando se operan caudales relativamente pequeños existe el riesgo de provocar un efecto abrasivo en el cucharón del salto en esquí debido al constante reingreso de agua dentro de la estructura.

**Figura No. 2.2:** Salto en esquí (a) Vista Lateral, (b) Distribución transversal



**Fuente:** Vischer, D., Hager, W. "Dam Hydraulics". 1998. Pág. 179.

Damle y el U.S.B.R. plantean que, si se asume la carga de energía en la aproximación como  $H_o = V_o^2/2g$ , la presión máxima como  $p_M$  y el calado de aproximación  $t_b$ , el radio  $R_b$  del cucharón sea:

<sup>5</sup> Vischer, D., Hager, W. "Dam Hydraulics". 1998.

$$\frac{R_b}{t_b} = \left(\frac{H_0}{t_b}\right)^{\frac{1}{2}} ; \quad \frac{R_b}{t_b} = \left(\frac{V_0^2}{\frac{2PM}{\rho}}\right) \quad (2.1)$$

Según Elevatorsky (1958) cuando se asume  $H_0$  como la carga vertical desde la cresta del vertedero hasta el punto más bajo del cucharón, la relación entre  $t_b$  y el radio  $R_b$  de la ecuación (2.1) debe estar entre 0.10 y 0.125.

La altura del labio del cucharón debe ser suficiente para dirigir el chorro lejos de la estructura. El nivel del labio del cucharón siempre debe estar por encima del nivel máximo de agua en la zona de descarga (aguas abajo) de la estructura para evitar que el material ingrese empezando un proceso de desgaste, y prevenir la cavitación debida a fluctuaciones de sumergencia.

Un mal diseño del cucharón lleva a:

- Insuficiente disipación de energía por dispersión si el ángulo de despegue es muy pequeño,
- Ubicación inadecuada del impacto, tal como impactar contra una margen lateral del lecho del río, y
- Falla estructural del cucharón debido a la carga de presión.

Para una mejor dispersión del chorro en el salto en esquí se colocan divisores espaciados de forma uniforme que se denominan *deflectores*, los cuales son capaces de romper la parte inferior del flujo compacto de aproximación y así promover una mejor difusión del chorro. Se caracterizan por:

- Mejorar el desempeño hidráulico del salto en esquí, y
- Mejorar la acción de dispersión

La salida del chorro con deflectores en los saltos en esquí son más efectivos aunque las presiones dinámicas correspondientes son más grandes.<sup>6</sup>

### 2.2.3 DESINTEGRACIÓN DEL CHORRO EN EL AIRE <sup>7</sup>

Para conseguir la disipación de energía se necesita la formación de un chorro que

<sup>6</sup> Vischer, D., Hager, W. "Energy Dissipators". 1995. I.A.H.R.

<sup>7</sup> Vischer, D., Hager, W. "Dam Hydraulics". 1998.

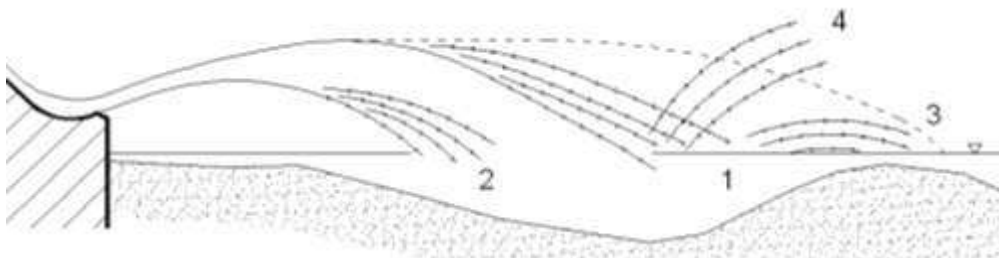
se desintegre considerablemente en el aire. El flujo de aproximación que desciende por el vertedero es lanzado hacia el aire por el cucharón y una gran cantidad de agua pulverizada cae en el cuenco pre-excavado.

El lanzamiento del chorro está influenciado por la geometría del cucharón, curvatura, turbulencia en la aproximación, acción del viento y las características del flujo.

La gran cantidad de parámetros que influyen en el proceso de la desintegración del chorro líquido en contacto con el aire hacen que se disponga de poca información teórica, sin embargo existen varias recomendaciones para el diseño como:

- La sección transversal del chorro no debe ser circular para evitar la concentración del chorro,
- La transición desde la rápida hacia el cucharón debe ser abrupta para no estrechar el chorro en el aire,
- La turbulencia deber ser mejorada haciendo rugoso el cucharón de despegue, pero considerando el riesgo de cavitación, y
- Se debe asegurar el ingreso de aire al chorro y la creación de mezcla aire-agua en la descarga

**Figura No. 2.3:** Agua rociada por el salto en esquí (1) Esparcida, (2) Tormenta (Lluvia), (3) Atomización por lluvia, (4) Atomización por viento



**Fuente:** Vischer, D., Hager, W. "Dam Hydraulics". 1998. Pág. 181.

## 2.2.4 TRAYECTORIA DEL CHORRO. ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL <sup>8</sup>

La geometría de la trayectoria del chorro se asemeja a una parábola que tiene

<sup>8</sup> Vischer, D., Hager, W. "Dam Hydraulics". 1998.

como origen el labio del deflector con las coordenadas  $(x, z)$ , se cumple la ecuación:

$$z = \tan\alpha_j x - (gx^2/2V_j^2 \cos^2\alpha_j) \quad (2.2)$$

donde:

$z$ : componente vertical

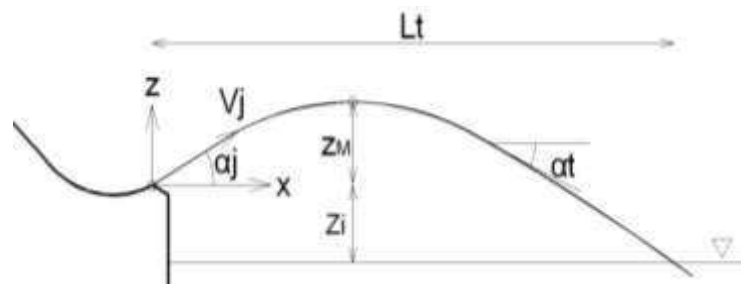
$\alpha_j$ : ángulo de salida

$x$ : componente horizontal

$g$ : aceleración de la gravedad

$V_j$ : velocidad en la salida del salto en esquí

**Figura No. 2.4:** Definición unidimensional de la trayectoria del chorro



**Fuente:** Vischer, D., Hager, W. "Dam Hydraulics". 1998. Pág. 183.

Si se considera  $H_j = V_j^2/2g$  como carga de velocidad a la salida, con  $V_j$  siendo la velocidad a la salida del cucharón, las coordenadas  $x_M$  y  $z_M$  de la ubicación de la altura máxima son:

$$x_M/H_j = 2\text{sen}\alpha_j\text{cos}\alpha_j \quad (2.3)$$

$$z_M/H_j = \text{sen}^2\alpha_j \quad (2.4)$$

La longitud de trayectoria o alcance del chorro  $L_t$  es:

$$\frac{L_t}{H_j} = 2\text{sen}\alpha_j\text{cos}\alpha_j \left[ 1 + \left( 1 + (z_i/H_j\text{sen}^2\alpha_j) \right)^{1/2} \right] \quad (2.5)$$

Para valores pequeños de  $z_i/H_j$  y ángulos grandes, la ecuación (2.5) se simplifica a la siguiente expresión:

$$L_t = 2x_M + (z_i/\tan\alpha_j) \quad (2.6)$$

donde:

$z_i$ : altura relativa de impacto a la salida del salto en esquí.

La expansión transversal del chorro  $\beta_j$  varía entre  $5^\circ$  y  $10^\circ$  y se define como:

$$\tan \beta_j \cong 1.05(h_b/z_b)^{1/2}/\tanh(6\bar{q}^{1/3}) \quad (2.7)$$

$$\bar{q} = q/(gL_s^3)^{1/2} \quad (2.8)$$

donde:

$\bar{q}$ : valor adimensional

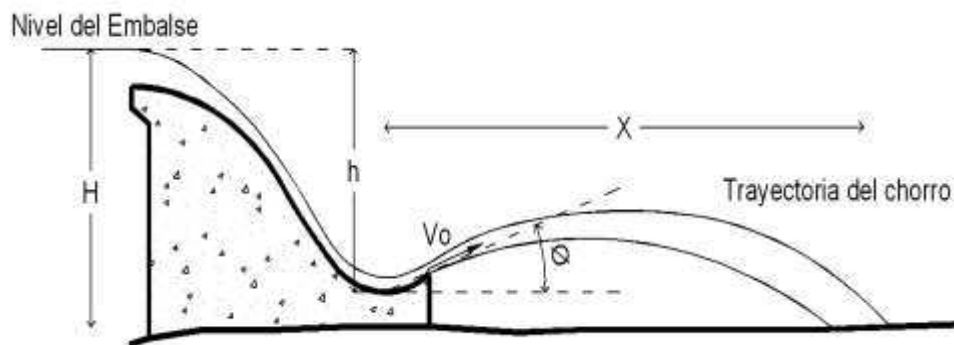
$q$ : caudal unitario [ $m^3/s.m$ ]

$L_s$ : longitud del vertedero [ $m$ ]

$z_b$ : distancia entre el labio del deflector y la superficie libre en la aproximación [ $m$ ]

#### 2.2.4.1 Trayectoria del chorro según Elevatorsky

**Figura No. 2.5:** Trayectoria del chorro según Elevatorsky



**Fuente:** Elevatorsky, E. "Hydraulic energy dissipators". 1959. Pág. 178

Para compensar la reducción de velocidad y la pérdida de energía del chorro durante el vuelo, el alcance horizontal se calcula con la siguiente expresión:

$$X/H = 1.9(h/H)\text{sen}2\theta \quad (2.9)$$

donde:

$X$ : alcance del chorro en la dirección horizontal [ $m$ ]



H: carga hidráulica entre el fondo del río y el nivel aguas arriba del vertedero [m]

h: carga hidráulica entre el fondo del cucharón y el nivel aguas arriba del vertedero [m]

$\emptyset$ : ángulo a la salida del deflector

El salto en esquí se diseña para ángulos comprendidos entre 20 y 40 grados respecto de la horizontal. Sí el ángulo es mayor que 40 grados durante la operación de pequeños caudales se produce la formación de estancamiento del flujo en el deflector, generando ondas repetitivas de carácter abrasivo.

Para determinar la componente vertical “y” (altura del chorro), si se desprecia la resistencia del aire y la desintegración del chorro se usa la expresión:

$$y/h = \text{sen}^2\emptyset \quad (2.10)$$

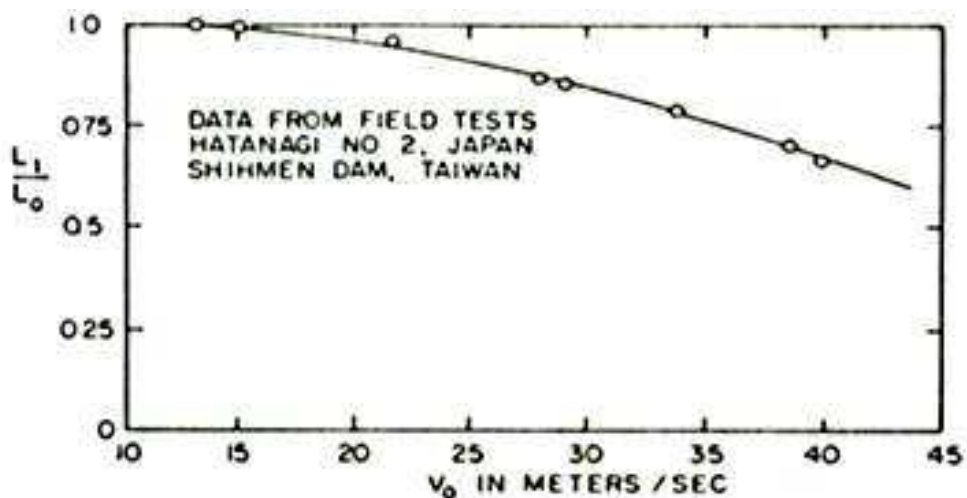
#### 2.2.4.2 Trayectoria del chorro según Kawakami

Según Kawakami, el alcance  $L_0$  si se desprecia la resistencia del aire es:

$$L_0 = (V_0^2/g)\text{sen}2\emptyset \quad (2.11)$$

Para determinar el alcance considerando la resistencia del aire  $L_1$  se emplea el diagrama mostrado en la figura No. 2.6.

**Figura No. 2.6:** Trayectoria del chorro según Kawakami



**Fuente:** Novak, P. “Developments in hydraulic engineering”. 1984.

donde:

$L_0$ : alcance del chorro [m]

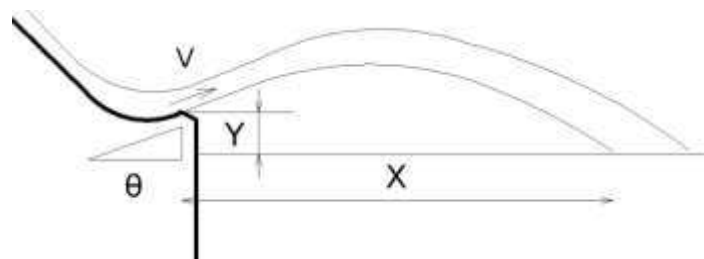
$V_0$ : velocidad en la salida del salto de esquí [m/s]

$g$ : aceleración de la gravedad [ $m/s^2$ ]

$L_1$ : alcance considerando la resistencia del aire [m]

### 2.2.4.3 Trayectoria del chorro según el U.S.A. Corps of Engineers

**Figura No. 2.7:** Trayectoria del chorro según U.S.A. Corps of Engineers



**Fuente:** U.S.A. Corps of engineers. "Hydraulic design criteria". Sheet 112-8.

El alcance del chorro se calcula como:

$$X/H_v = \text{sen}2\theta + 2\text{cos}\theta \sqrt{(\text{sen}^2\theta + (Y/H_v))} \quad (2.12)$$

donde:

$X$ : alcance del chorro [pies]

$H_v$ : carga de velocidad en el labio [pies]

$\theta$ : ángulo de salida

$Y$ : Distancia entre el labio y la superficie libre de la descarga [pies]

### 2.2.4.4 Diseño Original (Hidrotoapi E.P.)

Según lo dispuesto en la memoria hidráulica de cálculo de la presa Toachi del proyecto hidroeléctrico Toachi-Pilatón, el alcance del chorro se define como:

$$z = \text{tan}\delta x - (g x^2 / 2v^2 \text{cos}^2\delta) \quad (2.13)$$

donde

$z$ : componente vertical [m]

$\delta$ : ángulo de salida

x: componente horizontal [m]

g: aceleración de la gravedad [ $\text{m/s}^2$ ]

v: velocidad en la salida del salto en esquí [m/s]

## 2.3 CUENCO AMORTIGUADOR

### 2.3.1 INTRODUCCIÓN <sup>9</sup>

Cuando el nivel de agua en la zona de descarga aguas abajo de las estructuras de descarga no presenta condiciones adecuadas para recibir el flujo se usa un cuenco amortiguador o de disipación de energía.

Se presenta gran efectividad en la disipación cuando el chorro proveniente de la descarga se sumerge ya que se produce una longitud de confinamiento y se disminuye la formación de ondas regresivas desde el fondo. Se distinguen varios tipos de cuencos amortiguadores:

- Cuencos de roca,
- Cuencos de resalto hidráulico,
- Cuencos con deflectores, y
- Cuencos de trayectoria libre

Los cuencos de roca se deben utilizar para caídas netas inferiores a 30 m, ya que se pueden producir profundidades máximas superiores a lo disponible que puede producirse con formaciones rocosas.

Los cuencos de resalto hidráulico se aplican para cargas de aproximación menores a 10 m o para cargas entre 30 m y 50 m.

Los cuencos con deflectores son efectivos para cargas intermedias de 10m a 30 m, donde los efectos de cavitación y turbulencia son pequeños.

Los cuencos de trayectoria son útiles si el caudal en [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] es menor que  $250(H - H_0)$  en [m], donde  $H_0 = 8$  m, de lo contrario la descarga es muy grande para que el flujo se extienda sobre un área suficientemente grande.

---

<sup>9</sup> Vischer, D., Hager, W. *“Energy Dissipators”*. 1995. I.A.H.R.

En el cuadro No. 2.1 se presenta un resumen de las características más importantes de los tipos de cuencos mencionados.

**Cuadro No. 2.1:** Características de los tipos de cuencos amortiguadores

Tipo	Carga de aproximación	Ventajas	Desventajas
Resalto simple	$H < 10 \text{ m}$ $30 \text{ m} < H < 50 \text{ m}$	Simplicidad, mantenimiento de seguridad, conocimiento, experiencia	Estructura larga, erosión, asimetría, limitar el $Fr_1$ para la estabilidad
Cuenco deflector	$10 \text{ m} < H < 30 \text{ m}$	Sin pulverización, compacto, estabilidad del resalto	Daño por cavitación, unidad de descarga limitada
Cuenco de trayectoria	$H > 30 \text{ a } 50 \text{ m}$	Sin problemas al pie de presa, independiente del nivel aguas abajo	Impacto de la erosión, pulverización, necesidad de espacio, protección contra la socavación para descargas pequeñas

**Fuente:** Vischer, D., Hager, W. *“Energy Dissipators”*. 1995. I.A.H.R.

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

La selección del cuenco depende de varios factores:

- Condiciones hidráulicas de aproximación como: el caudal unitario, la velocidad de aproximación y el tipo de salida,
- Condiciones aguas abajo, incluyendo la curva de gasto, la topografía y la sedimentología, y
- Naturaleza del lecho rocoso y las condiciones de socavación

En base a las características mencionadas en el cuadro No. 2.1, el cuenco de análisis del presente trabajo se comporta como un cuenco de trayectoria, debido a que recibe el chorro de trayectoria lanzado desde los saltos en esquí de los desagües de fondo y vertederos de excesos.

El análisis de la socavación es fundamental debido a los efectos que el impacto del chorro puede provocar en la zona del cuenco y en el tramo inferior del cauce, y más aún a las estructuras circundantes.

### 2.3.2 SOCAVACION EN EL CUENCO AMORTIGUADOR

El funcionamiento adecuado del salto en esquí está directamente relacionado con

la calidad de la zona de impacto, es por este motivo que las características geológicas del cuenco de disipación son relevantes durante la etapa de diseño.

La disipación de energía del chorro es parcial mientras es lanzado en el aire y se completa en el cuenco de disipación, por lo tanto la socavación resultante del impacto sobre el lecho del cuenco aguas abajo de la presa es un factor determinante para la seguridad del pie de presa y la estabilidad de los taludes laterales.

El proceso de socavación producido por el impacto del chorro empieza con la fase de desintegración en la cual el lecho rocoso es fracturado debido a la acción de la presión dinámica, y termina con la fase de transporte donde las rocas son levantadas y arrastradas por el flujo y depositadas en las márgenes del área de socavación.

#### **2.3.2.1 Profundidad de Socavación**<sup>10</sup>

La profundidad máxima esperada depende de las características hidráulicas del chorro, entre ellas: el caudal unitario, la velocidad de impacto, el ángulo de impacto, la aireación; y de las características del material en el cuenco como: el diámetro característico y la geología.

El análisis experimental reportado en la literatura técnica muestra que el chorro que se sumerge en el cuenco no impacta en el lecho rocoso cuando el calado es mayor a la profundidad de disturbio del chorro y los materiales del lecho serían excavados cuando el calado es menor a la profundidad de disturbio, la suma de este calado y del cuenco de socavación se denomina profundidad de socavación.

*Profundidad de disturbio* se denomina a la profundidad a la que se sumerge el chorro aireado descargado desde el salto en esquí, donde las fuerzas de flotabilidad cambian de dirección y se refractan a la superficie provocando que las burbujas de aire contenidas en el chorro se liberen formándose un torbellino debajo de ellas.

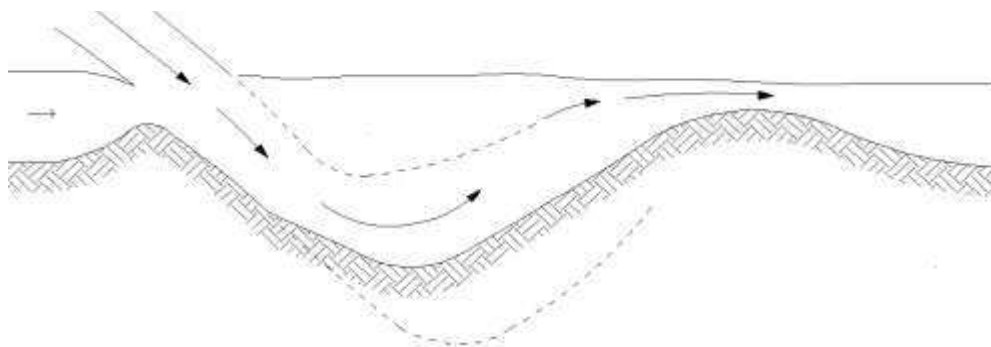
---

<sup>10</sup> Argüello, W. "Estudio experimental sobre el chorro de salida y la eficiencia del cuenco amortiguador al pie de un salto en esquí y su aplicación al proyecto Misbaque". Quito. 1991. Tesis de grado. Facultad de Ingeniería Civil. Escuela Politécnica Nacional.

En el proceso de socavación del lecho provocado por el chorro sumergido, las partículas sólidas son removidas hacia aguas abajo. Cuando la acumulación es demasiado grande, la pendiente es muy pronunciada y al fallar esta pendiente, las partículas colapsadas rellenan nuevamente el cuenco de socavación. Una vez más serán llevadas aguas abajo, acumuladas y colapsarán de nuevo. Debido a este proceso cíclico el cuenco de socavación es inestable hasta alcanzar un punto en el que ningún material es removido, llamado equilibrio cinético.

Cuando el calado es pequeño el cuenco de socavación es más profundo, la acumulación de material es mayor, la longitud de acumulación es más larga y tiende a ser de forma trapezoidal como se indica en la figura No. 2.8.

**Figura No. 2.8:** Configuración del cuenco de socavación



**Fuente:** Argüello, W. "Estudio experimental sobre el chorro de salida y la eficiencia del cuenco amortiguador al pie de un salto en esquí y su aplicación al proyecto Misbaque". Quito. 1991. Tesis de grado. Facultad de Ingeniería Civil. Escuela Politécnica Nacional. Pág. 23.

### 2.3.2.2 Cálculo de la profundidad máxima del cuenco de socavación

A partir de pruebas en modelos hidráulicos y mediciones en prototipos, varios investigadores han propuesto fórmulas para determinar la profundidad teórica máxima del cuenco de socavación, medida desde la superficie libre del agua en el cuenco de disipación.

Las fórmulas reportadas en la literatura técnica presentadas a continuación indican una aproximación de la profundidad máxima debido a las limitaciones del análisis experimental principalmente relacionadas con las características del material rocoso del cuenco de disipación representado en el modelo y el real del

prototipo.

### 2.3.2.2.1 *Fórmula de Damle*<sup>11</sup>

Damle (1966), a partir de los resultados obtenidos de los estudios realizados en modelos, y comprobados con datos de varios prototipos, ha llegado a una fórmula con resultados confiables para determinar la profundidad de socavación:

$$d_s = A(qh_0/\sqrt{g})^{0.4} \quad (2.14)$$

donde

$d_s$ : máxima profundidad de socavación [m]

$q$ : caudal unitario [ $m^3/s.m$ ]

$h_0$ : carga desde el nivel del embalse hasta el labio superior del cucharón [m]

$A$ : constante con valor entre 2.4 a 4.5 para la última socavación

### 2.3.2.2.2 *Fórmula de Coleman*<sup>12</sup>

Coleman (1982) correlaciona las profundidades de socavación causadas por un chorro de trayectoria con el ángulo de impacto  $\alpha$ :

$$z_e = 1.9H_t^{0.225}q^{0.54}\text{sen}\alpha \quad (2.15)$$

donde

$z_e$ : máxima profundidad de socavación [m]

$H_t$ : diferencia de nivel entre carga en el embalse y nivel en el cuenco [m]

$q$ : caudal específico [ $m^3/s.m$ ]

$\alpha$ : ángulo de entrada del chorro en el cuenco [radianes]

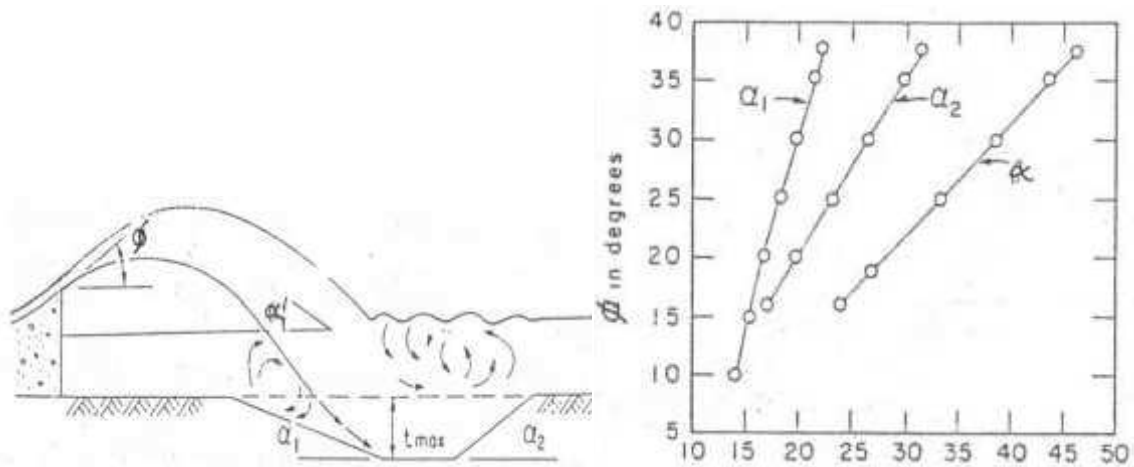
Esta es una extensión de la fórmula clásica de Veronese, en la que se incluye el ángulo de impacto del chorro en la masa de agua tranquila del cuenco de disipación.

El ángulo de impacto se puede obtener de la figura No. 2.9.

<sup>11</sup> Khatsuria, R.M. "Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators", Nueva York. 2005. Pág. 468

<sup>12</sup> Vischer, D., Hager, W. "Energy Dissipators". 1995. I.A.H.R.

**Figura No. 2.9:** Ángulo de impacto del chorro en el cuenco de disipación



**Fuente:** Argüello, W. "Estudio experimental sobre el chorro de salida y la eficiencia del cuenco amortiguador al pie de un salto en esquí y su aplicación al proyecto Misbaque". Quito. 1991. Tesis de grado. Facultad de Ingeniería Civil. Escuela Politécnica Nacional. Pág. 98.

### 2.3.2.2.3 Fórmula de Mason y Arumugan<sup>13</sup>

Mason y Arumugan (1985) presentaron estudios tanto para modelo y prototipo, con varios tipos de estructuras de salida y varios materiales de roca. Los ángulos de impacto variaron de 20° a 85°.

La mejor fórmula resultante tomando en cuenta la Ley de similitud de Froude es:

$$z_e + h_u = K_s (q^{\varepsilon_1} H_0^{\varepsilon_2} h_u^{\varepsilon_3} / g^{\varepsilon_4} d_m^{\varepsilon_5}) \quad (2.16)$$

donde:

$z_e + h_u$ : máxima profundidad de socavación [m]

$H_0$ : carga entre el nivel en el embalse y el nivel en el cuenco [m]

$h_u$ : profundidad de agua en el cuenco sobre el nivel inicial del material [m]

$q$ : caudal unitario [ $m^3/s \cdot m$ ]

$g$ : gravedad [ $m/s^2$ ]

$d_m$ : diámetro promedio del material del lecho [m]

En modelos a escala  $K_s = 3.27$ , los exponentes  $\varepsilon_1 = 0.6$ ,  $\varepsilon_2 = 0.05$ ,  $\varepsilon_3 = 0.15$ ,

<sup>13</sup> Vischer, D., Hager, W. "Energy Dissipators". 1995. I.A.H.R.



$\varepsilon_4 = 0.3, \varepsilon_5 = 0.1$ , mientras que para prototipo con unidades en metros:

$$K_s = 6.42 - 3.10h_u^{0.10} \quad (2.17)$$

$$\varepsilon_1 = 0.6 - (H_0/300) \quad (2.18)$$

$$\varepsilon_2 = 0.15 - (H_0/200) \quad (2.19)$$

El efecto de la resistencia de la roca a la socavación y su condición de fractura no están contenidos en la fórmula, ni el grado de desintegración del chorro.

#### 2.3.2.2.4 Fórmulas especiales para saltos en esquí<sup>14</sup>

Las fórmulas son utilizadas especialmente para saltos en esquí, las mismas que no toman en cuenta el diámetro del material del cuenco.

$$d_s = t + h_1 \quad (2.20)$$

- Fórmula de Chian Min Wu:

$$d_s = 1.18q^{0.50}H_0^{0.235} \quad (2.21)$$

- Fórmula de Martins – B:

$$d_s = 1.50q^{0.60}E^{0.10} \quad (2.22)$$

- Fórmula de Taraimovich:

$$d_s = 0.633q^{0.67}H_0^{0.25} \quad (2.23)$$

donde:

$d_s$ : profundidad máxima de socavación [m]

$t$ : profundidad del cuenco de socavación [m]

$h_1$ : calado del nivel de agua en el cuenco amortiguador [m]

$q$ : caudal unitario [ $m^3/s.m$ ]

$H_0$ : carga desde el nivel de agua en el embalse al nivel de agua en el cuenco amortiguador [m]

---

<sup>14</sup> SoheilaTabeli. "Stability of an arch gravity dam under special consideration of scour due to spillway operation".

E: diferencia de carga desde el nivel de agua en el embalse al punto más bajo del salto en esquí [m]

### **2.3.3 ZONAS DE RECIRCULACIÓN EN EL CUENCO AMORTIGUADOR**

La acción del chorro que incide sobre el cuenco amortiguador provoca una sobre-elevación del nivel aguas abajo por efecto de la turbulencia y aguas arriba del punto de impacto una disminución del nivel por efecto de la succión, por lo que se originan zonas de recirculación y zonas de fluctuación que pueden afectar de forma erosiva al pie de la estructura así como a las márgenes del cuenco.

La forma de evitar la recirculación sería que el chorro impacte en una gran masa de agua, y esto se logra con una geometría adecuada del cuenco así como del cucharón de salida.

## CAPÍTULO 3

### ANÁLISIS DIMENSIONAL Y MODELACIÓN FÍSICA

#### 3.1 BREVE INTRODUCCIÓN ACERCA DE LOS MODELOS HIDRÁULICOS <sup>15</sup>

El estudio de los fenómenos hidráulicos demanda la consideración de un número considerable de variables o parámetros que permiten establecer resultados, los mismos que deben ser interpretados adecuadamente, es entonces necesario emplear un proceso de investigación ordenado y metódico.

El método investigativo en este campo de la ingeniería se basa en la “Teoría de semejanza” a través de la similitud mecánica, la cual permite: *“Establecer sistemas, movimientos o fenómenos mecánicamente semejantes, el primero se estudia o analiza en el laboratorio (modelo) con el objetivo de establecer leyes o relaciones funcionales que le gobiernan para luego deducir magnitudes físicas homólogas en el segundo sistema, movimiento o fenómeno mecánicamente semejante (prototipo)”*.

La herramienta de trabajo para conseguir el objetivo de la modelación hidráulica es el análisis dimensional que hace posible llevar a cabo un proceso ordenado, establece relaciones funcionales, ecuaciones y aún leyes particulares o generales establecidas durante la investigación en laboratorio, siendo en esta etapa donde se pueden comprobar las leyes planteadas por el desarrollo teórico.

##### 3.1.1 CLASIFICACIÓN DE LOS MODELOS

Tradicionalmente se distinguen dos tipos de modelos:

- Físicos
- Matemáticos

---

<sup>15</sup> Hidalgo, M. “Introducción a la teoría de modelos hidráulicos y aplicaciones básicas”. Quito. Departamento de Hidráulica. Escuela Politécnica Nacional.

El presente proyecto de titulación plantea el análisis en modelo físico de las estructuras de disipación de la Presa Toachi, por lo que se explicará la teoría para modelos físicos.

### 3.1.1.1 Modelos Físicos

Son la representación reducida de los sistemas prototipos que en el campo de la hidráulica comprenden a estructuras como presas, vertederos, desagües, captaciones, conducciones, etc. Se clasifican en:

Modelos con geometría similar (no distorsionados), donde todas las dimensiones del modelo corresponden a la misma escala, en relación con las dimensiones homólogas del prototipo. Son los más apropiados para el análisis experimental de estructuras hidráulicas.

Modelos distorsionados, cuando el modelo tiene diferentes relaciones de escala, así la relación de longitudes es diferente a la de profundidades entre los dos sistemas modelo y prototipo.

Modelos disímiles, en los que no hay semejanza física entre ambos sistemas.

## 3.2 TEORÍA DE SEMEJANZA MECÁNICA <sup>16</sup>

En el presente estudio esta teoría se aplica al medio continuo agua y el campo físico de la hidráulica, siendo los conceptos básicos aplicables al medio estructural, geológico, etc. y sus respectivos campos físicos.

### 3.2.1 SIMILITUD MECÁNICA

Establece que: *“Dos sistemas son mecánicamente semejantes cuando a más de serlo geoméricamente, las magnitudes físicas referentes a puntos homólogos están en relaciones fijas y acordes”*.

#### 3.2.1.1 Similitud Geométrica

La similitud geométrica se cumple cuando existe proporción entre las magnitudes

---

<sup>16</sup> Hidalgo, M. *“Introducción a la teoría de modelos hidráulicos y aplicaciones básicas”*. Quito. Departamento de Hidráulica. Escuela Politécnica Nacional.

geométricas homólogas del modelo y prototipo, establece el coeficiente de similitud geométrico  $e_L$  llamado escala de longitud o de modelo:

$$e_L = \frac{l_p}{l_m} = \frac{\text{longitud en prototipo}}{\text{longitud en modelo}} \quad (3.1)$$

### 3.2.1.2 Similitud Cinemática

La similitud cinemática se cumple cuando los patrones y trayectorias del movimiento son geoméricamente similares y además las velocidades guardan una proporción constante a través de todo el campo de flujo tanto en modelo como en prototipo. Esta relación se representa con la escala de velocidad  $e_V$ :

$$e_V = \frac{v_p}{v_m} = \frac{\text{velocidad en prototipo}}{\text{velocidad en modelo}} \quad (3.2)$$

$$e_V = \frac{l_p/t_p}{l_m/t_m} = \frac{e_L}{e_T} \quad (3.3)$$

De manera similar se puede derivar las escalas de tiempo  $e_T$  y aceleración  $e_a$ :

$$e_T = \frac{t_p}{t_m} \quad (3.4)$$

$$e_a = \frac{l_p/t_p^2}{l_m/t_m^2} = \frac{e_L}{e_T^2} \quad (3.5)$$

donde:

$t_p, t_m$  tiempo en prototipo y modelo respectivamente.

### 3.2.1.3 Similitud Dinámica

La similitud dinámica se verifica cuando todas las fuerzas que inciden o intervienen en el estado inercial del flujo están en la misma relación o escala de fuerzas inerciales en los dos sistemas prototipo y modelo. Se obtiene la relación o escala de fuerzas  $e_F$ , basado en el principio físico que la fuerza es igual a la masa por la aceleración de la gravedad:

$$e_F = e_m (e_L/e_T^2) \quad (3.6)$$

### 3.2.2 SEMEJANZA HIDRÁULICA

El fenómeno hidráulico estudiado con la ayuda del análisis dimensional cuenta con variables o magnitudes físicas que están relacionadas a través de relaciones funcionales y que matemáticamente se expresa como:

$$V = \Phi \left( \frac{d}{a}, \frac{d}{b}, \frac{d}{c}, F_r^2, R_e, W_e^2, M_a^2 \right) \sqrt{\Delta_p / \rho} \quad (3.7)$$

Ecuación que indica los parámetros adimensionales característicos del fluido y que se cumple en el fenómeno hidráulico tanto en un sistema prototipo como en un sistema modelo, la cual satisface la Teoría de semejanza mecánica y permite establecer entre ambos sistemas las relaciones entre magnitudes físicas o escalas:

$$e_L, e_M, e_F, e_T, e_V, e_a, etc.$$

La semejanza hidráulica de un fenómeno solo se alcanza plenamente en el prototipo, por lo tanto el único modelo mecánicamente semejante al prototipo solo puede ser el mismo prototipo que tiene una semejanza perfecta.

En la práctica, no se puede tener la semejanza perfecta entre modelo y prototipo, por tanto la teoría de modelos hidráulicos se encarga de que las desviaciones o efectos de escala en la semejanza hidráulica sean relativamente pequeñas o despreciables, es decir no afecten los resultados y se ocupa además en definir las fuerzas suficientes, mínimas e indispensables, predominantes en el modelo para representar correctamente al prototipo.

### 3.3 SIMILITUD DINÁMICA RESTRINGIDA

En el intento de representar las fuerzas que intervienen en el prototipo se debe identificar a la fuerza más importante que condiciona el fenómeno hidráulico en el prototipo y representarla en el modelo utilizando uno solo de los parámetros adimensionales conocidos ya sea Froude, Reynolds, Euler, Weber, Mach, etc.

Es así que se trata de alcanzar una similitud dinámica restringida o particular al definir qué parámetro es el adecuado para el fenómeno analizado, se puede establecer en principio los siguientes:

**Cuadro No. 3.1:** Parámetros adimensionales

Fuerza Predominante	Identidad	Similitud Restringida	Tipo de modelo
Gravedad	Fr	Froude	Froudiano
Viscosidad	Re	Reynolds	Viscoso
Tensión Superficial	We	Weber	-
Elasticidad	Ma	Mach	Elástico
Gravedad y viscosidad	Fr y Re	Froude y Reynolds	Grávico - viscoso

**Fuente:** Hidalgo, M. "Introducción a la teoría de modelos hidráulicos y aplicaciones básicas". Quito. Departamento de Hidráulica. Escuela Politécnica Nacional. Pág. 33.

### 3.3.1 SIMILITUD DINÁMICA RESTRINGIDA DE FROUDE

Se define al número de Froude como la relación entre la velocidad del flujo y la velocidad de propagación de una onda de gravedad:

$$F_r = \frac{\text{fuerza de inercia}}{\text{fuerza de gravedad}} = \frac{V}{\sqrt{(\gamma/\rho)L}} = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (3.8)$$

Donde  $F_r$  es el número de Froude,  $V$  la velocidad media,  $\gamma$  el peso específico del fluido,  $\rho$  la densidad,  $g$  la aceleración de la gravedad y  $L$  la longitud característica.

El estudio en modelo hidráulico del flujo a superficie libre, es decir un movimiento en el que las fuerzas dominantes corresponden a las fuerzas de gravedad, está representado por el número adimensional de Froude, el mismo que debe ser igual tanto en modelo como en prototipo.

Considerando que el modelo utiliza el mismo fluido que el prototipo, es decir el agua, se plantea que  $\rho_p = \rho_m$ , además se ejecuta en el campo gravitatorio de la tierra con lo que  $g_p = g_m$  y por tanto  $\gamma_p = \gamma_m$ , así la escala de tiempo se expresa como:

$$e_T = \frac{e_L^{1/2}}{(e_\gamma/e_\rho)^{1/2}} \quad (3.9)$$

La cual se simplifica debido a lo explicado anteriormente y se expresa como:

$$e_T = e_L^{1/2} \quad (3.10)$$

Según el criterio de similitud de Froude para el fluido agua, las escalas de magnitudes más utilizadas son:

**Cuadro No. 3.2:** Escalas de magnitudes según criterio de Froude (agua)

Magnitud	Símbolo	Equivalencia
Longitud	$e_L$	$e_L$
Superficie	$e_A$	$e_L^2$
Velocidad	$e_V$	$e_L^{1/2}$
Tiempo	$e_T$	$e_L^{1/2}$
Caudal	$e_Q$	$e_L^{5/2}$
Fuerza	$e_F$	$e_L^3$
Presión	$e_P$	$e_L$

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. “Estudio en modelo hidráulico. Presa Toachi y sus obras complementarias. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

Para garantizar que las fuerzas de viscosidad y de tensión superficial no sean relevantes en los fenómenos analizados de flujo, como normalmente ocurre en el prototipo, es necesario asegurar que en el modelo se alcance un flujo turbulento totalmente desarrollado, manteniendo el mismo valor del factor de fricción  $\lambda$  tanto en modelo como en prototipo, y que las alturas y profundidades de agua sean mayores a 3 cm.

De esta forma se garantiza que la pendiente de la línea de energía sea igual en ambos y que se mantiene la ley de similitud de Froude con números de Reynolds en modelo menores a los de prototipo, lo que se alcanza construyendo el modelo hidráulicamente más liso que el prototipo.

$$\lambda = \frac{h_v}{L} \frac{8gR_h}{V^2} = \left(\frac{h_v}{L}\right) \frac{8}{Fr^2} \quad (3.11)$$

El diagrama que relaciona el coeficiente de pérdidas por fricción con el número de Reynolds y la rugosidad relativa es el Diagrama de Moody, el cual es válido para modelo y prototipo.

Un número de Reynolds en modelo mayor a  $2 \times 10^4$  garantiza un grado de



turbulencia totalmente desarrollado lo que significa que la resistencia al movimiento del agua, los puntos y zonas de separación del flujo principal son debidamente representados en el modelo a escala.

En consecuencia el modelo de la presa Toachi y sus Obras complementarias operará bajo el criterio de similitud de Froude, con una escala geométrica no distorsionada que garantice un flujo turbulento totalmente desarrollado y alcance un valor del factor de fricción muy similar al esperado en prototipo.

### 3.3.2 EFECTOS DE LA VISCOSIDAD Y LA TENSIÓN SUPERFICIAL<sup>17</sup>

Para garantizar la similitud dinámica restringida de Froude se debe verificar el efecto que la viscosidad y la tensión superficial ejerzan sobre el fluido en el modelo, es así que se tiene una relación que combina los parámetros adimensionales de Reynolds y Weber, la cual tiene que cumplirse para que los dos efectos antes mencionados sean despreciables.

Es así que se plantea que:

$$Re^{0,2} \times We^{0,6} > 900 \quad (3.12)$$

Si se define el número de Weber como:

$$We = V/\sqrt{\sigma/(\rho R_h)} \quad (3.13)$$

Y el de número de Reynolds como:

$$Re = \rho V R_h / \nu \quad (3.14)$$

donde:

Re: parámetro adimensional de Reynolds

We: parámetro adimensional de Weber

V: velocidad [m/s]

g: gravedad [m/s<sup>2</sup>]

R<sub>h</sub>: radio hidráulico [m]

μ: viscosidad dinámica [m<sup>2</sup>/s]

<sup>17</sup> Castro, M. "Análisis Dimensional y Modelación Física en Hidráulica". Quito. Departamento de Hidráulica. Escuela Politécnica Nacional.

$\nu$ : viscosidad cinemática [ $1,31 \times 10^3$  kg/ms]

$\rho$ : densidad del agua [ $1000$  kg/m<sup>3</sup>]

$\sigma$ : tensión superficial del agua [ $7,28 \times 10^{-5}$  kN/m]

### 3.4 ANÁLISIS DIMENSIONAL<sup>18</sup>

El análisis dimensional se lo realiza con el objetivo de determinar los parámetros apropiados que intervienen en el análisis de los fenómenos hidráulicos a ser simulados en el modelo físico, para lo cual se emplea el Teorema  $\pi$  de Buckingham. Para utilizar este Teorema es necesario conocer las variables más importantes del fenómeno y esto se logra con un buen entendimiento del problema y con un análisis físico.

#### 3.4.1 PARÁMETROS ADIMENSIONALES CARACTERÍSTICOS

En la presente investigación se plantea el análisis del cuenco amortiguador, es decir, su comportamiento ante el impacto de los chorros de agua lanzados desde los vertederos de excesos y desagües de fondo, por lo tanto el parámetro más importante a determinar en este análisis será la profundidad de socavación  $d_s$ .

En el análisis se debe tomar en cuenta que la profundidad de socavación no es posible determinarla cuantitativamente sino cualitativamente debido a que el material a utilizarse en el modelo es escalado geométricamente con relación al material del prototipo, sin embargo las propiedades dinámicas como el peso específico es imposible escalar.

Para el análisis dimensional se consideran las siguientes variables:

Variable Dependiente:

$$d_s = \text{profundidad de socavación [m]}$$

Variables Independientes:

- Variables Geométricas:

---

<sup>18</sup> Castro, M. "Análisis Dimensional y Modelación Física en Hidráulica". Quito. Departamento de Hidráulica. Escuela Politécnica Nacional.

$\alpha$  = ángulo de salida del chorro

$d$  = diámetro del material [m]

$H$  = diferencia de nivel entre el nivel de agua aguas arriba y el nivel aguas abajo [m]

- Variables Cinemáticas:

$q$  = caudal específico [ $m^3/s.m$ ]

- Variables Dinámicas:

$g$  = gravedad [ $m/s^2$ ]

$\gamma_s$  = peso específico del material [ $kg/m^3$ ]

$\gamma$  = peso específico del agua [ $kg/m^3$ ]

Reduciendo las variables a sus componentes dimensionales:

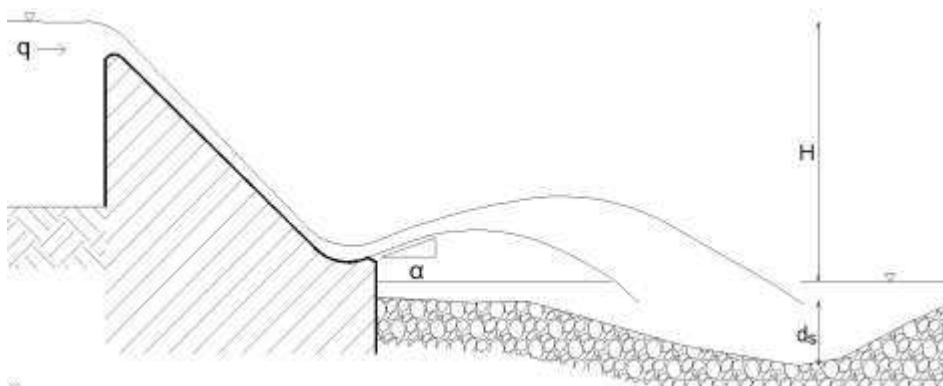
$\alpha = [-]$ ;  $d = [L]$ ;  $H = [L]$ ;  $d_s = [L]$ ;  $q = [L^2 T^{-1}]$ ;  $g = [LT^{-2}]$ ;  $\gamma_s = [ML^{-3}]$ ;  $\gamma = [ML^{-3}]$

Del análisis matemático se puede plantear:

$$d_s = f_1 (\alpha, d, H, q, g, \gamma_s, \gamma) \quad (3.15)$$

$$f_2 (d_s, \alpha, d, H, q, g, \gamma_s, \gamma) = 0 \quad (3.16)$$

**Figura No. 3.1:** Parámetros característicos para el cálculo de la profundidad de socavación  $d_s$



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

El Teorema  $\pi$  de Buckingham dice que si las dimensiones de las  $n$  variables de la ecuación (3.16) forman una matriz de orden  $k$ , se pueden definir entonces  $(n - k)$

parámetros adimensionales, denominados parámetros  $\pi$ . El valor de  $k$  está dado por el número de magnitudes fundamentales presentes en las variables, dentro del análisis tenemos M, L y T por lo tanto  $k = 3$ .

Entonces, dado que  $n = 8$  y  $k = 3$ , se tendrá 5 parámetros adimensionales  $\pi$ .

$$f_3 (\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5) = 0 \quad (3.17)$$

Para continuar con el análisis es preciso determinar las variables repetitivas que integrarán la matriz característica cuyo determinante debe ser diferente de cero, en este caso se escoge  $d$ ,  $g$  y  $\gamma$ .

La matriz de parámetros adimensionales se expresa por:

	<b>M</b>	<b>L</b>	<b>T</b>
<b>d</b>	0	1	0
<b>g</b>	0	1	-2
<b><math>\gamma</math></b>	1	-3	0
<b><math>d_s</math></b>	0	1	0
<b>q</b>	0	2	-1
<b>H</b>	0	1	0
<b><math>\gamma_s</math></b>	1	-3	0
<b><math>\alpha</math></b>	0	0	0

Se resuelve el sistema y se tiene:

$$f_1 \left( \frac{d_s}{d}, \frac{H}{d}, \frac{q}{d^{3/2}g^{1/2}}, \frac{\gamma_s}{\gamma}, \alpha \right) = 0 \quad (3.18)$$

La relación entre pesos específicos del material y del agua  $\gamma_s/\gamma$  y el ángulo de salida del salto en esquí  $\alpha$ , pueden eliminarse, el primero porque puede ser un valor constante dependiendo del material y el segundo porque su valor es fijo.

Es así que se obtiene la ecuación:

$$\frac{d_s}{d} = f \left( \frac{H}{d}, \frac{q}{d^{3/2}g^{1/2}} \right) \quad (3.19)$$

De la ecuación (3.19) se determina que la profundidad de socavación en el

cuenco estará en función de la carga  $H$ , del caudal específico  $q$  y del diámetro del material  $d$ .

### **3.5 SELECCIÓN DE LA ESCALA**

En consideración que el flujo de agua en el modelo de la Presa Toachi se mantiene a superficie libre y por lo tanto la fuerza predominante que actúa sobre el fluido es la gravedad, se mantiene que se seguirá la Ley de Similitud según Froude. Para lo cual se tomará en cuenta lo mencionado en el numeral 3.3.1.

#### **3.5.1 CRITERIOS DE LA SELECCIÓN DE ESCALA**

Un modelo debe ser construido de tal manera que cumpla con los requerimientos tanto de la ley de similitud escogida así como con la facilidad de operación, medición, observación, etc. y que no sea excesivamente costoso.

Un modelo demasiado grande si bien es cierto es afectado en menor medida por los efectos de escala y las mediciones se pueden hacer con mayor exactitud, sin embargo el costo de construcción, la operación así como el tiempo de observación son excesivos.

Es necesario en este punto establecer cuáles son los elementos del prototipo que se interesa reproducir para su respectivo estudio. En la investigación se requiere: el embalse, los vertederos de excesos, los desagües de fondo y el cuenco de disipación de energía.

Al tener definidos cuales son los elementos de interés, además de saber que es necesario que en estos se produzca una fiel reproducción de los fenómenos que se suscitarán en la naturaleza, se debe tomar en cuenta para seleccionar la escala adecuada, los siguientes aspectos:

1. El espacio físico o área disponible donde se va a construir el modelo
2. La capacidad del sistema de alimentación de caudal al modelo
3. La similitud que gobierna en el fenómeno
4. El efecto del número de Reynolds sobre el modelo, según la similitud de Froude el flujo debe ser turbulento totalmente desarrollado con  $Re_m > 2 \times 10^4$
5. El efecto de la tensión superficial, que es despreciable si los calados en el

modelo son mayores a 3 cm

6. Instrumentación disponible para realizar mediciones como: calados, presión, velocidad, etc.
7. Materiales con los cuales se va a representar el modelo, para el presente trabajo, el modelo debe ser hidráulicamente más liso que el prototipo
8. El factor económico

### 3.5.2 SELECCIÓN DE LA ESCALA GEOMÉTRICA DEL MODELO

En el cuadro No. 3.3 se comparan tres posibles escalas para escoger cuál es la más conveniente para la construcción del modelo.

**Cuadro No. 3.3:** Selección de la escala del modelo

DIMENSIONES	PROTOTIPO	MODELO		
		1:40	1:50	1:60
<b>CAUDAL</b>	<b>[m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>[m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>[m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>[m<sup>3</sup>/s]</b>
Desagües	3200	0,316	<b>0,181</b>	0,115
Vertederos	1182	0,117	<b>0,067</b>	0,042
Sarapullo	40	0,004	<b>0,002</b>	0,001
<b>LONGITUD</b>	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>
Altura	59	1,48	<b>1,18</b>	0,98
Ancho	170,5	4,26	<b>3,41</b>	2,84
<b>CARGA</b>	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>
Desagües	43	1,075	<b>0,860</b>	0,717
Vertederos	7,5	0,188	<b>0,150</b>	0,125
<b>DIÁMETRO</b>	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>
Roca cuenco	1	0,025	<b>0,020</b>	0,017

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

En base al análisis del cuadro No. 3.3, se descarta la escala 1:40 debido a la limitación de espacio en el CIERHI, ya que se construyen tres modelos de las obras del Proyecto Hidroeléctrico Toachi Pilatón.

En relación a las escalas 1:50 y 1:60, cuyos requerimientos de espacio y caudal

están dentro de los disponibles en el C.I.E.R.H.I., se escoge la escala 1:50 para representar el prototipo.

En el cuadro No. 3.4 se presentan la relación de magnitudes a utilizarse en el modelo siguiendo los parámetros de la similitud de Froude.

**Cuadro No. 3.4:** Magnitudes según criterio de Froude con escala 1:50

Magnitud	Símbolo	Equivalencia	Valor Numérico
Longitud	$e_L$	$e_L$	50
Superficie	$e_A$	$e_L^2$	2500
Velocidad	$e_V$	$e_L^{1/2}$	7,07
Tiempo	$e_T$	$e_L^{1/2}$	7,07
Caudal	$e_Q$	$e_L^{5/2}$	17667,7
Fuerza	$e_F$	$e_L^3$	125000
Presión	$e_P$	$e_L$	50

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. "Estudio en modelo hidráulico. Presa Toachi y sus obras complementarias. Informe Técnico Fase 1". Quito. 2012.

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

### 3.6 FASES DE INVESTIGACIÓN

En la primera fase de investigación se analizará el comportamiento hidráulico de las estructuras de disipación de energía de la Presa Toachi con el diseño original.

Como objetivos para esta fase se tiene:

- Verificar el cumplimiento de la similitud de Froude para el modelo construido con escala 1:50
- Obtener las curvas de descarga de los vertederos de excesos y desagües de fondo
- Observar y evaluar la calidad del flujo de salida y el alcance de los chorros de los saltos en esquí de los vertederos de excesos y desagües de fondo
- Evaluar cualitativamente el comportamiento hidráulico del cuenco de disipación ante el impacto de los chorros y la acumulación de material aguas

abajo

La segunda fase de investigación se realiza con el fin de evaluar las recomendaciones propuestas en la primera fase.

Los objetivos para la segunda fase son:

- Comprobar experimentalmente las recomendaciones propuestas en la primera fase de investigación
- Definir la forma y profundidad de los cuencos de socavación formados por el impacto de los chorros en el cuenco de disipación
- Cuantificar la disipación de energía en porcentaje

### 3.7 PLAN DE PRUEBAS

Los caudales con los que se opera en la primera fase de pruebas con diseño original se indican en el cuadro No. 3.5.

**Cuadro No. 3.5:** Plan de pruebas Primera Fase (Diseño Original)

Estructura		Caudal prototipo [m <sup>3</sup> /s]					Prueba
Vertedero de excesos derecho		283	116	444	391	595	A1 – A5
Vertedero de excesos izquierdo		234	300	465	560	595	A6 – A10
Vertedero de excesos derecho con clapeta	963 msnm	240	105	150	330	420-	B1 – B5
	965 msnm	95	150	200	260	320-	C1 – C5
Desagüe de fondo derecho	100%	900	1100	1250	1600	-	D6 – D9
	50%	300	400	620	-	-	E6 – E8
	20%	100	150	200	-	-	F6 – F8
Desagüe de fondo izquierdo	100%	940	1100	1250	1430	1600	D1 – D5
	50%	280	380	500	590	620	E1 – E5
	20%	95	120	140	180	190	F1 – F5

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico. Presa Toachi y sus obras complementarias. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero



Los caudales de operación para la segunda fase se indican en el cuadro No. 3.6.

**Cuadro No. 3.6:** Plan de pruebas Segunda Fase (Modificaciones)

Estructura	Caudal prototipo [m <sup>3</sup> /s]				Prueba
Desagüe de fondo derecho	350	530	570	-	H1 – H3
Desagüe de fondo izquierdo	570	-	-	-	H4
Desagües de fondo	660	700	750	2850	I1 – I4
Vertederos de excesos	1100	-	-	-	J1
Vertedero de excesos derecho	400	600	-	-	K1 – K2

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico. Presa Toachi y sus obras complementarias. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

## CAPÍTULO 4

### CONSTRUCCIÓN, INSTRUMENTACIÓN Y CALIBRACIÓN DEL MODELO CON DISEÑO ORIGINAL

#### 4.1 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

El modelo físico de la presa Toachi está ubicado en las instalaciones del Centro de Investigaciones y Estudios en Recursos Hídricos C.I.E.R.H.I. dentro del campus de la Escuela Politécnica Nacional. Ocupa una superficie de 37 m<sup>2</sup> como se muestra en la figura No. 4.1. El modelo está compuesto de 3 zonas: (1) Ingreso (Tanque de Abastecimiento), (2) Modelo (Embalse, Presa y Cuenco de disipación) y (3) Salida (Tanque de salida y canal de descarga)

**Figura No. 4.1:** Implantación general del modelo en el C.I.E.R.H.I.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico. Presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. PGP.PHC-01.dwg”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

#### 4.1.1 ZONA DE INGRESO (TANQUE DE ABASTECIMIENTO)

El tanque de abastecimiento del modelo construido en hormigón armado con capacidad de  $8 \text{ m}^3$ , suministra los caudales requeridos durante las pruebas en el modelo. El ingreso de agua al tanque es a través de 3 tuberías de 200 mm de diámetro interno de PVC-Presión, que se instalan desde las tomas existentes en el sistema de recirculación, alimentado por el sistema de bombeo del C.I.E.R.H.I.

**Fotografía No. 4.1:** Tanque de Abastecimiento. Toma de agua (recuadro).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

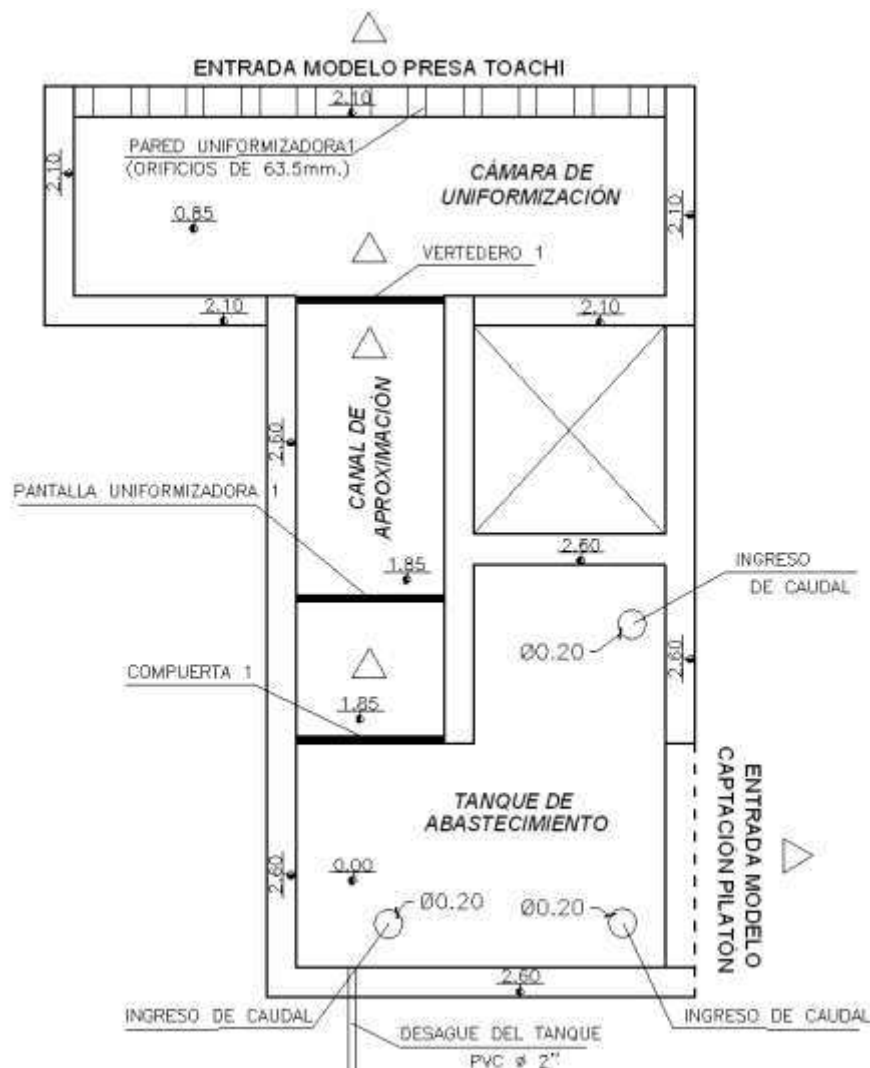
**Fotografía No. 4.2:** Canal de aproximación con pantalla uniformizadora y vertedero triangular (I). Cámara de uniformización (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

A continuación del tanque de abastecimiento se construye un canal de aproximación que incluye una compuerta plana, pantalla uniformizadora y vertedero triangular de aforo del caudal de entrada al modelo, finalmente se ubica la cámara de uniformización con pared de mampostería que tiene orificios de 63.5 mm de diámetro para uniformizar la distribución del flujo que ingresa hacia el embalse.

**Figura No. 4.2:** Vista en planta – Tanque de Abastecimiento, canal de aproximación y cámara de uniformización



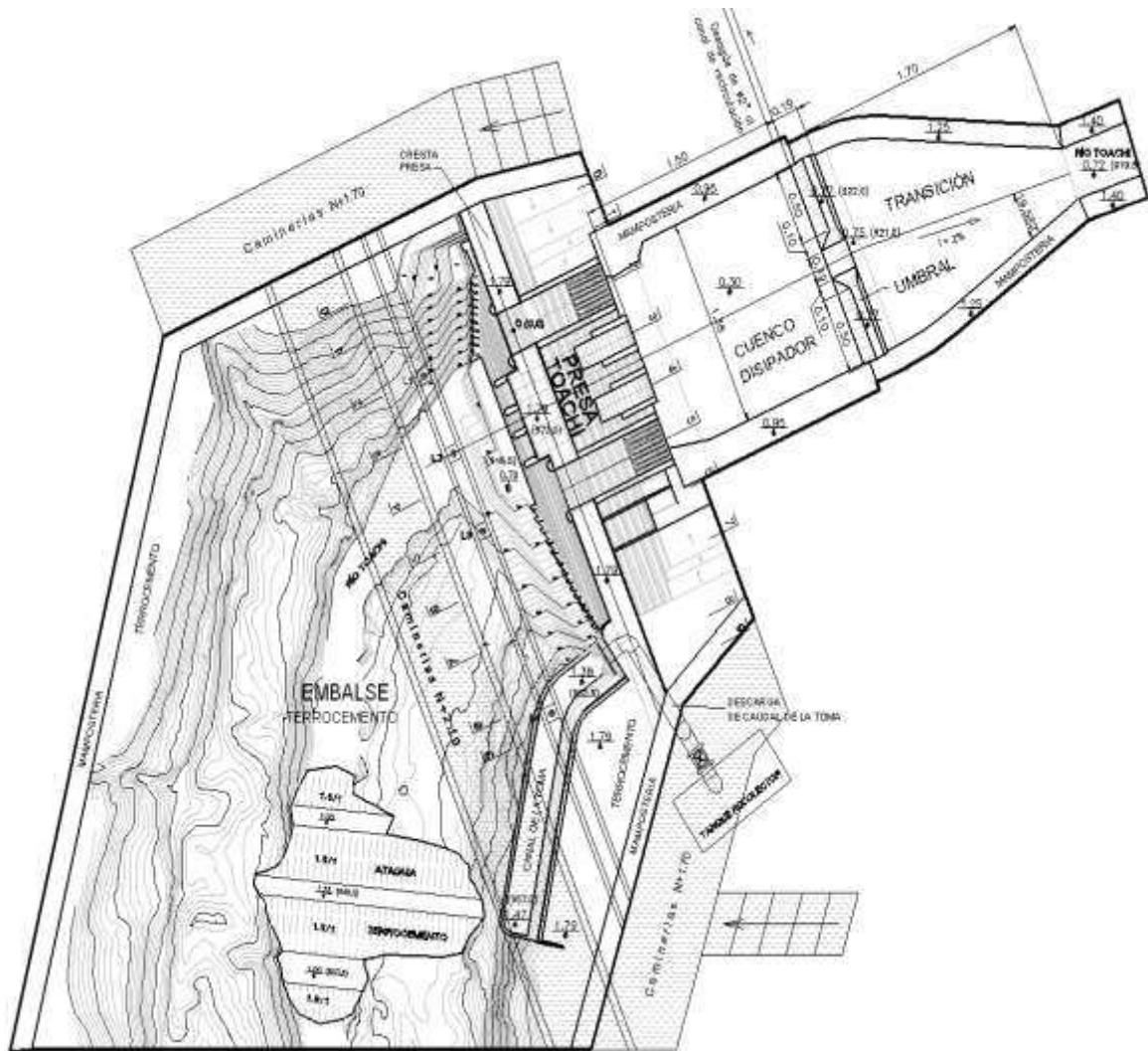
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. PGP.PHC-02.dwg”. Quito. 2012.

#### 4.1.2 MODELO (EMBALSE, PRESA Y CUENCO DE DISIPACIÓN)

El modelo inicia con la sección transversal del embalse que corresponde a 225 m

aguas arriba de la presa, el embalse contiene la ataguía y el canal lateral de toma, la presa Toachi con sus estructuras de descarga y aguas abajo el cuenco de disipación con el umbral y transición que termina en un tramo del río Toachi.

**Figura No. 4.3:** Modelo a escala 1:50 de la presa Toachi



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “*Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. MH2.PHC-01.dwg*”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

#### 4.1.2.1 Embalse

El tramo representado es 225 m (4.5 m en modelo) que además incluye una ataguía al inicio del embalse. Se modela la topografía de la zona de aproximación a la presa de acuerdo a la información topográfica como planos y batimetrías suministrados por Hidrotoapi E.P.

Para la representación del embalse se contruyeron secciones transversales hasta la cota 973 msnm (1.79 m en modelo referidos al suelo del C.I.E.R.H.I.) con separación de 12.5 m (0.25 m en modelo). La orientación de las secciones fue perpendicular al cauce principal del río Toachi.

**Fotografía No. 4.3:** Embalse y ataguía (recuadro) del modelo.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.

Se considera que la longitud escogida garantiza la correcta representación de la curvatura en la zona de aproximación así como los taludes laterales y el fondo del río.

En el cuadro No. 4.1 se presenta un resumen con las dimensiones tanto en prototipo como en modelo de las estructuras componentes del embalse en el modelo.

**Cuadro No. 4.1:** Características del Embalse y ataguía

ESTRUCTURA	UNIDAD	PROTOTIPO	MODELO
<b>EMBALSE (tramo representado en el modelo)</b>			
Volumen	m <sup>3</sup>	1.13x10 <sup>6</sup>	9
Pendiente de fondo	%	2.5	2.5
Cota máxima	msnm	970	
<b>ATAGUÍA</b>			
Volumen	m <sup>3</sup>	5.75x10 <sup>4</sup>	0.46
Longitud cresta	m	85.5	1.7
Ancho cresta	m	6.0	0.10
Cota cresta	msnm	945	
Longitud máxima de las plataformas	m	38.5	0.80
	m	32.5	0.70
Ancho de las plataformas	m	6.5	0.10
	m	10.0	0.20
Cota plataforma	msnm	933.5	

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

En la margen derecha del embalse se construye el canal lateral de toma de sección trapezoidal con 100 m de longitud (2 m en modelo) y 8 m de ancho en la base (0.16 m en modelo), con una pendiente de 4.5%, representando la sección de entrada de la toma y la cresta del vertedero en la cota 964 msnm.

**Fotografía No. 4.4:** Canal lateral de toma en el modelo.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1". Quito. 2012.

#### 4.1.2.2 Presa Toachi

La presa Toachi en prototipo consta de 10 bloques, en el modelo se construyen los 5 bloques que contienen a las estructuras de descarga (vertederos y desagües) en acrílico de 6 milímetros de espesor y los 5 bloques restantes son de mampostería y terrocemento.



**Fotografía No. 4.5:** Presa Toachi (centro), embalse (arriba) y cuenco de disipación de energía (abajo) en modelo.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.

Los bloques de prototipo que se consideran para el estudio en modelo hidráulico son los bloques 2 y 5 que contienen a los vertederos de excesos izquierdo y derecho, los bloques 3 y 4 que albergan los desagües de fondo izquierdo y derecho respectivamente y el bloque 6 que contiene el vertedero Sarapullo.

**Fotografía No. 4.6:** Presa Toachi desde aguas arriba en modelo. Pilas semi-circulares en vertederos de excesos (arriba) y desagües de fondo (abajo).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.



#### 4.1.2.2.1 *Vertederos de Excesos*

El caudal de diseño para la operación combinada de los vertederos de excesos corresponde al período de retorno de 1000 años y esta alrededor de  $1196 \text{ m}^3/\text{s}$  (67 l/s en modelo) cuando el nivel de la superficie libre del embalse llega al nivel 970 msnm.

**Fotografía No. 4.7:** Vertedero de excesos derecho en modelo que incluye compuerta de clapeta (arriba) y deflectores en el salto de esquí (abajo).



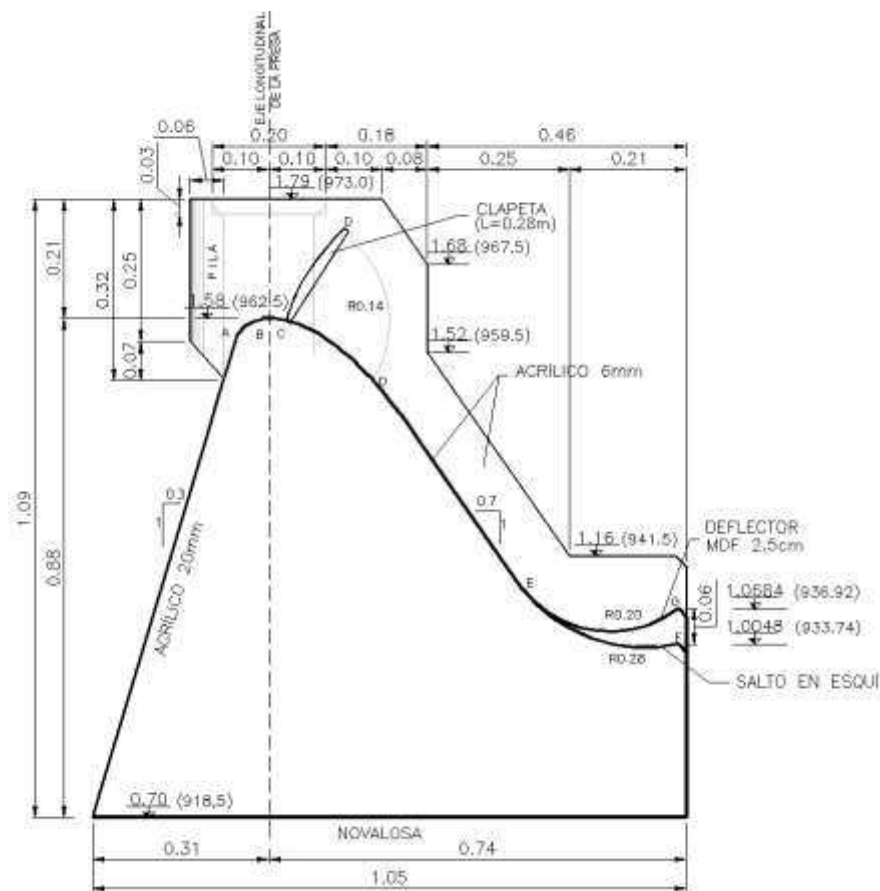
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.

El perfil tipo Creager del vertedero está fabricado en acrílico de 6 milímetros de espesor y termina en salto de esquí que está provisto de 8 deflectores que se fabrican en M.D.F. En la cresta del vertedero se ubica la compuerta de clapeta para la regulación de los niveles en el embalse, fabricada en acrílico. Conforme al diseño original se instalan dos pilas de sección semi-circular construidas en madera, a la entrada del vertedero, en el paramento aguas arriba de la presa.

**Cuadro No. 4.2:** Características de Vertederos de excesos y sus componentes

ESTRUCTURA	UNIDAD	PROTOTIPO	MODELO
<b>VERTEDEROS DE EXCESOS</b>			
Caudal de diseño	m <sup>3</sup> /s	1196	0.067
Ancho de bloque	m	18	0.36
Ancho de vertedero	m	14	0.28
Carga de diseño	m	7.5	0.15
Cota de la cresta	msnm	962.5	
<b>CLAPETAS</b>			
Radio	m	17	0.34
Cota borde superior	msnm	970.4	
<b>SALTO EN ESQUI</b>			
Ángulo de salida	°	12	12
Cota de la cresta	msnm	933.74	
<b>DEFLECTORES</b>			
Ángulo de salida	°	37	37
Cota de la cresta	msnm	936.92	

Elaborado por: Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

**Figura No. 4.4:** Vista en corte - Vertedero de excesos (Diseño original)

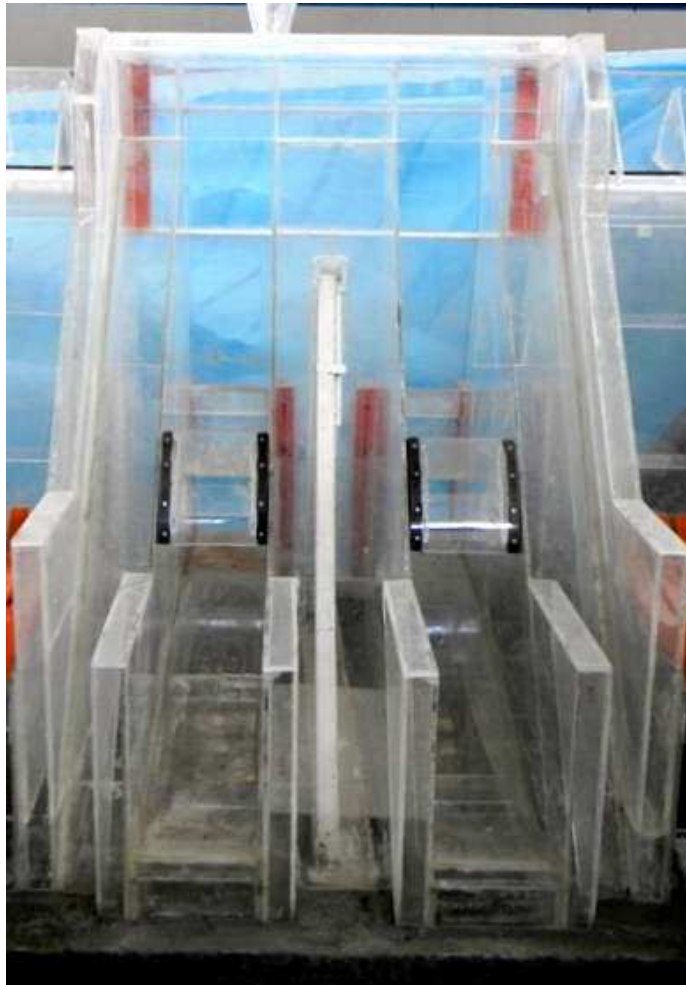
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. MH2.PHC-05.dwg”. Quito. 2012.

Elaborado por: Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

#### 4.1.2.2.2 Desagües de fondo

Los desagües de fondo descargan un caudal de  $3200 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $181 \text{ l/s}$  en modelo) cuando la cota de operación en el embalse es de  $970 \text{ msnm}$ .

**Fotografía No. 4.8:** Desagües de fondo en modelo que incluyen compuertas radiales (centro) y saltos de esquí (abajo).



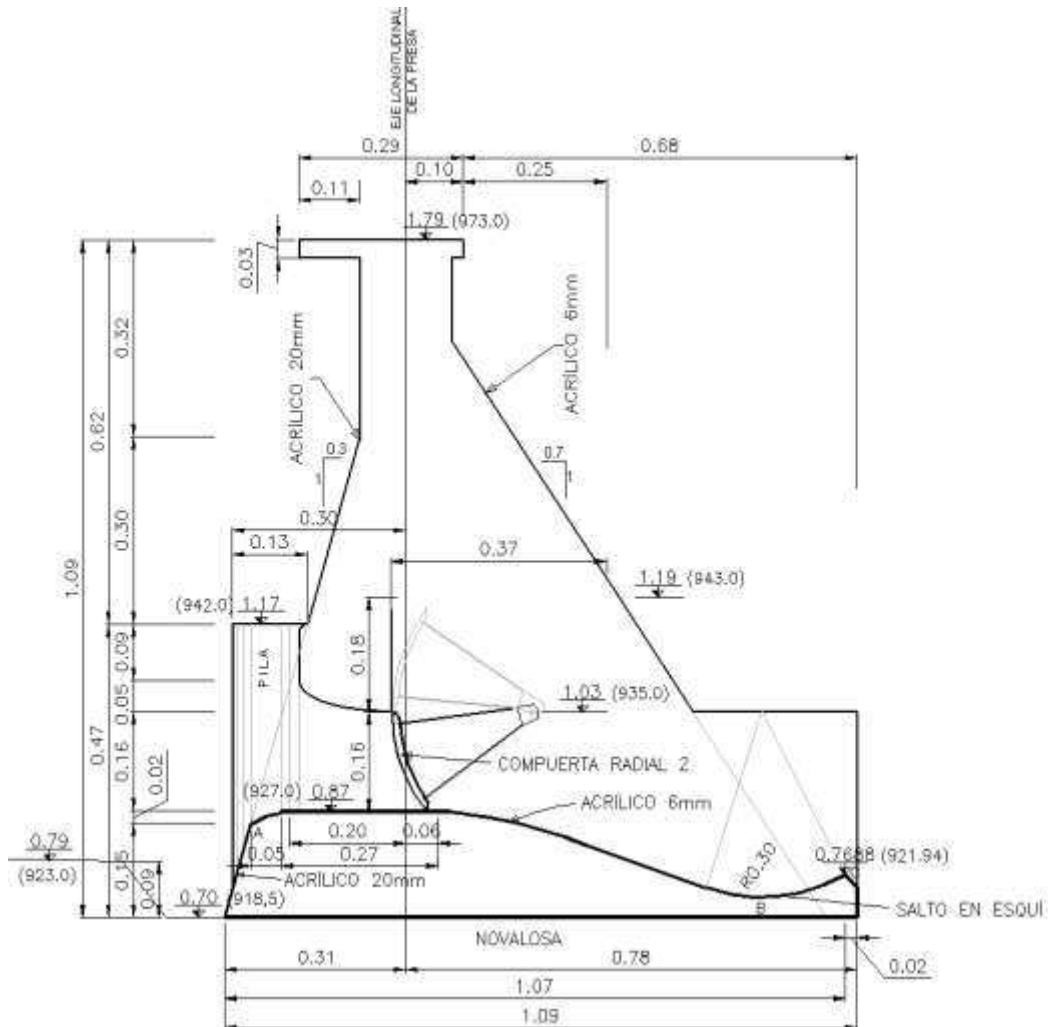
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.

En el modelo los desagües de fondo están fabricados en acrílico de 6 milímetros de espesor, el ingreso está conformado por el abocinado y dos pilas de sección semi-circular construidas en madera. La descarga es controlada por compuertas radiales construidas en acrílico a escala 1:50. De acuerdo al diseño en la parte final del perfil se tiene el salto en esquí con un ángulo de despegue a  $29^\circ$  que descarga al cuenco de disipación.

**Cuadro No. 4.3:** Características de Desagües de fondo y sus componentes

ESTRUCTURA	UNIDAD	PROTOTIPO	MODELO
<b>DESAGÜES DE FONDO</b>			
Caudal de diseño	m <sup>3</sup> /s	3200	0.181
Ancho de bloque	m	18	0.36
Sección de entrada	m	8 x 8	0.16 x 0.16
Cota de la cresta	msnm	927	
<b>COMPUERTA RADIAL</b>			
Radio	m	11.5	0.23
Cota borde superior	msnm	935	
<b>SALTO EN ESQUI</b>			
Ángulo de salida	°	29	29
Cota de la cresta	msnm	921.94	

Elaborado por: Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

**Figura No. 4.5:** Vista en corte - Desagüe de fondo (Diseño original)

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. MH2.PHC-06.dwg". Quito. 2012.

Elaborado por: Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

#### 4.1.2.2.3 Vertedero Sarapullo

El vertedero que descarga los caudales turbinados en la Central Sarapullo se ubica en el bloque 6 de la presa. Su representación en modelo ha sido construida en acrílico de 6 milímetros de espesor y termina con salto en esquí a 24.6 m (0.49 m en modelo) sobre el nivel del cuenco. El caudal con el que se realizan las pruebas es  $40 \text{ m}^3/\text{s}$  (2.26 l/s en modelo) el cual ingresa al vertedero a través de un orificio rectangular ubicado en el paramento aguas arriba de la presa.

**Fotografía No. 4.9:** Vertedero Sarapullo en modelo.



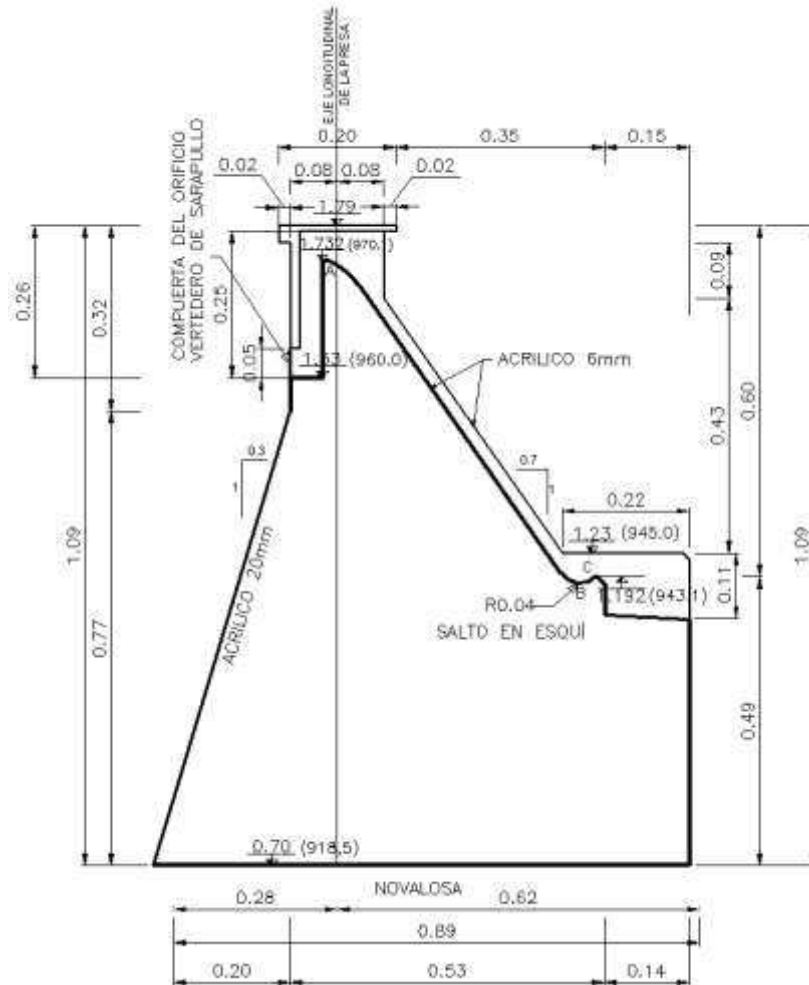
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

**Cuadro No. 4.4:** Características del Vertedero Sarapullo

ESTRUCTURA	UNIDAD	PROTOTIPO	MODELO
<b>VERTEDERO SARAPULLO</b>			
Caudal de diseño	$\text{m}^3/\text{s}$	40	0.0023
Ancho de bloque	m	18	0.36
Ancho de la cresta	m	10	0.20
Cota de la cresta	msnm	970	
<b>SALTO EN ESQUI</b>			
Ángulo de salida	°	45	29
Cota de la cresta	msnm	943.1	

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

**Figura No. 4.6:** Vista en corte - Vertedero Sarapullo (Diseño original)



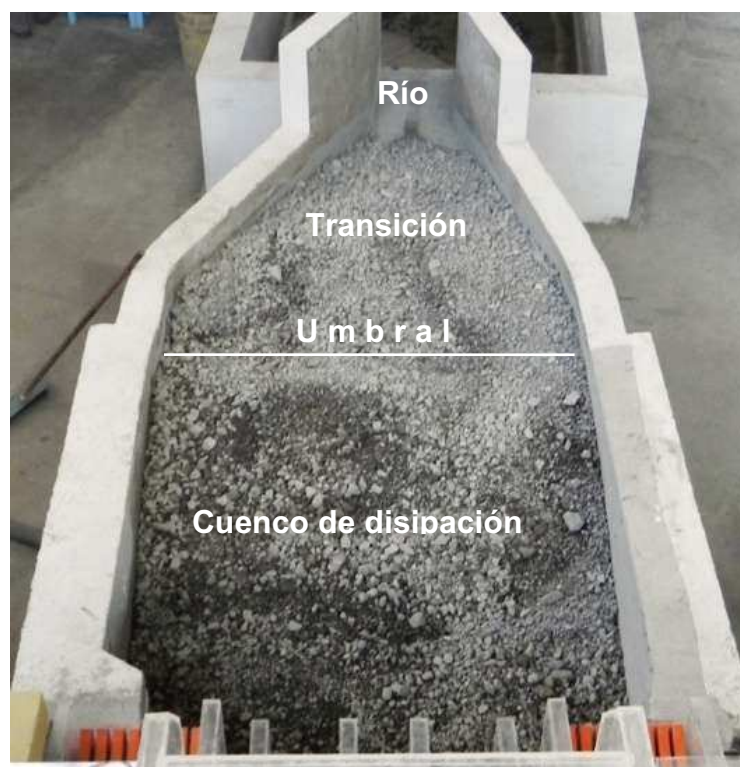
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. MH2.PHC-07.dwg”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

#### 4.1.2.3 Cuenco de disipación de energía y transición

La estructura de disipación de energía que recibe los chorros provenientes de las estructuras de descarga de la presa Toachi comprende el cuenco de disipación, representado con la construcción de un estanque de mampostería relleno de material pétreo que en prototipo esta alrededor de 1 m de diámetro (2 cm en modelo). Al final del cuenco de disipación y mediante un umbral de sección trapezoidal, perpendicular a la dirección del flujo, inicia la transición que en su parte final restituye las aguas al río Toachi.

**Fotografía No. 4.10:** Cuenco de disipación en modelo.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

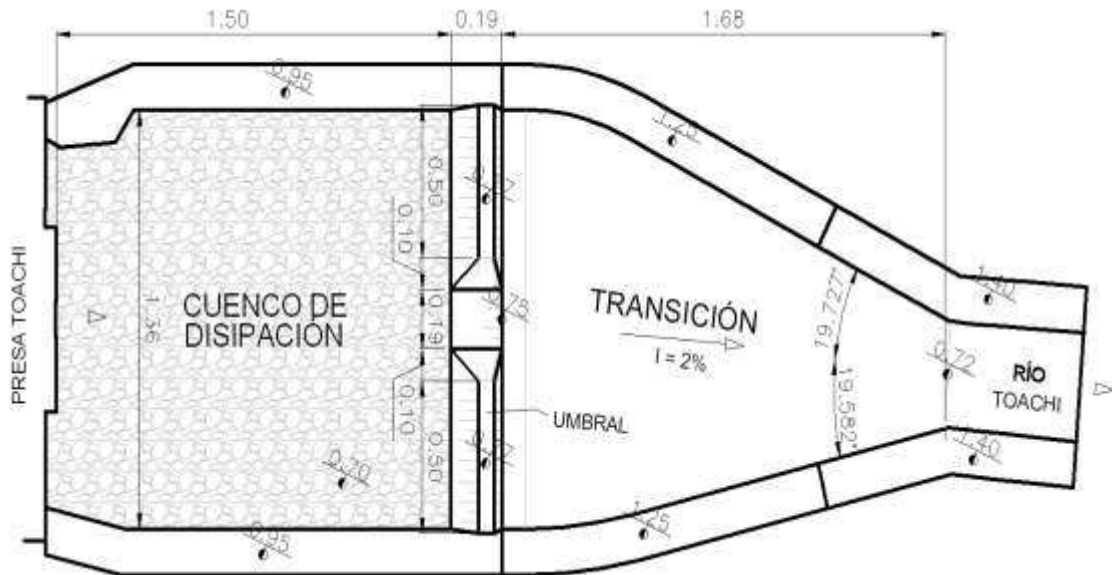
**Cuadro No. 4.5:** Características del Cuenco de disipación

ESTRUCTURA	UNIDAD	PROTOTIPO	MODELO
<b>CUENCO DE DISIPACIÓN</b>			
Ancho	m	68	1.36
Longitud	m	75	1.50
Profundidad relleno	m	20	0.40
Cota enrasado	msnm	918.5	
<b>UMBRAL</b>			
Ancho	m	68	1.36
Longitud	m	9.7	0.19
Cota de la cresta	msnm	922	
<b>TRANSICIÓN</b>			
Ángulo derecho	°	166.3	166.3
Ángulo izquierdo	°	155.5	155.5
Longitud	m	85	1.7
Ancho entrada	m	68	1.36
Ancho salida	m	17.5	0.35
Pendiente	%	3.12	3.12
<b>RÍO</b>			
Longitud	m	25	0.50
Ancho	m	17.5	0.35

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero



**Figura No. 4.7:** Vista en planta - Cuenco de disipación (Diseño original)



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. MH2.PHC-10.dwg”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

#### 4.1.3 ZONA DE SALIDA (TANQUE Y CANAL DE DESCARGA)

A la salida del modelo se construye un tanque de mampostería que recibe las aguas del mismo y las conduce hacia el canal de descarga.

**Fotografía No. 4.11:** Zona de salida en el modelo.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.



El canal de descarga está construido en mampostería, cuenta con una pantalla uniformizadora y una malla que permiten uniformizar la distribución del flujo de aproximación hacia la sección de aforo, en donde se ha instalado un vertedero triangular que descarga el flujo al canal de recirculación del C.I.E.R.H.I.

## 4.2 INSTRUMENTACIÓN DEL MODELO

### 4.2.1 VERTEDERO TRIANGULAR DE PARED DELGADA $\theta = 90^\circ$

Se utiliza para medir caudales de ingreso y salida, en el modelo se instalan dos vertederos triangulares de medida fabricados en madera de 18 milímetros de espesor de 1.0 y 1.2 m de ancho respectivamente, el ángulo central es  $90^\circ$  y la altura desde el vértice hasta el fondo del canal es 0.20 m.

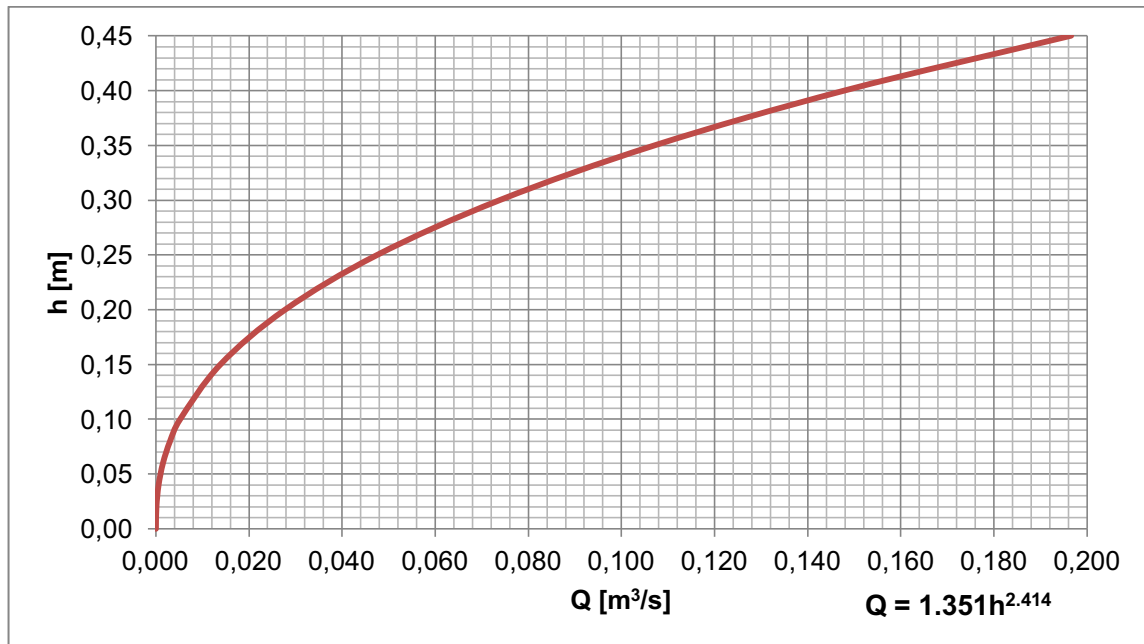
**Fotografía No. 4.12:** Vertedero triangular de aforo al ingreso con limnómetro y malla uniformizadora (I). Vertedero triangular a la salida del modelo (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.

Previo a la descarga de los caudales a través de los vertederos triangulares de aforo, se instalan estructuras de uniformización de flujo como mallas plásticas y pantallas con orificios, que facilitan las lecturas limnimétricas en los canales tanto de ingreso como de salida en el modelo. El rango de caudal para el cual se han diseñado los vertederos triangulares varía entre 1 a 181 l/s, la precisión es de 0.01 l/s. La curva de descarga para su operación se muestra en el gráfico No. 4.1.

**Gráfico No. 4.1:** Curva de descarga de los vertederos triangulares. Modelos Toachi Pilatón

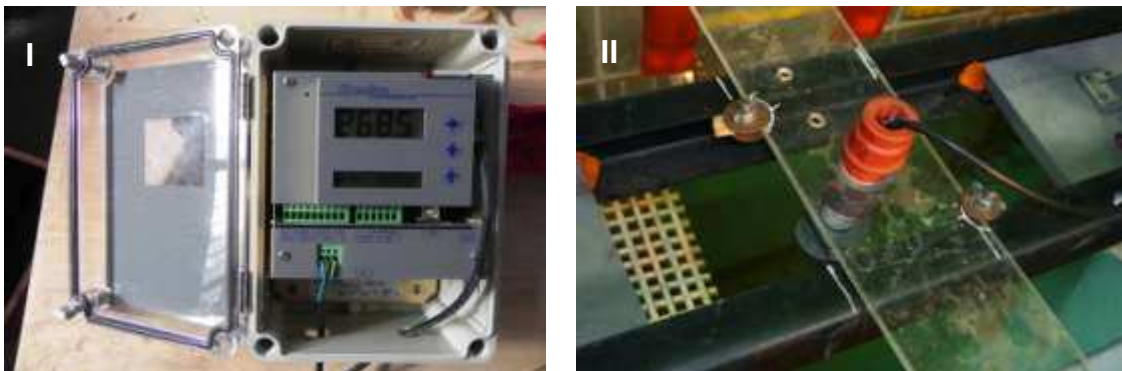


**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

#### 4.2.2 SONDA ULTRASÓNICA

Instrumento que funciona con el método de reflexión del sonido, mide el tiempo de retorno de un pulso de sonido que impacta en la superficie del agua y regresa hasta el sensor. La precisión es de 0.1 mm. El rango de profundidad es de 0.20 m hasta 3.66 m. El sensor de la sonda se ubicó paralelo al eje transversal de la presa sobre el embalse a 0.75 m desde la cresta del vertedero de excesos.

**Fotografía No. 4.13:** Medidor de la sonda (I). Sensor sobre el embalse (II).

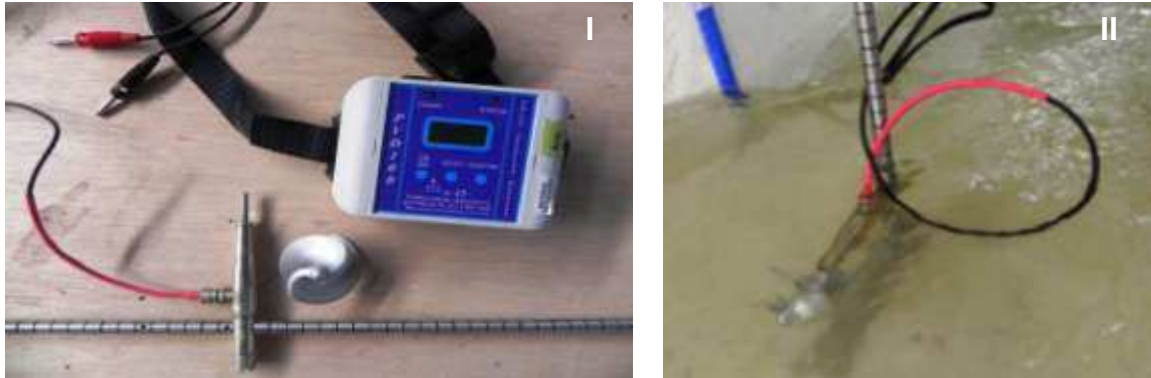


**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

### 4.2.3 MICROMOLINETE

Instrumento que permite la medición de velocidades puntuales. La hélice seleccionada es la No. 1-1014 (fotografía No. 4.14) que registra velocidades entre 0.025 a 2 m/s. La precisión es de 1mm/s.

**Fotografía No. 4.14:** Medidor del micromolinete (I). Medición de velocidad (II).

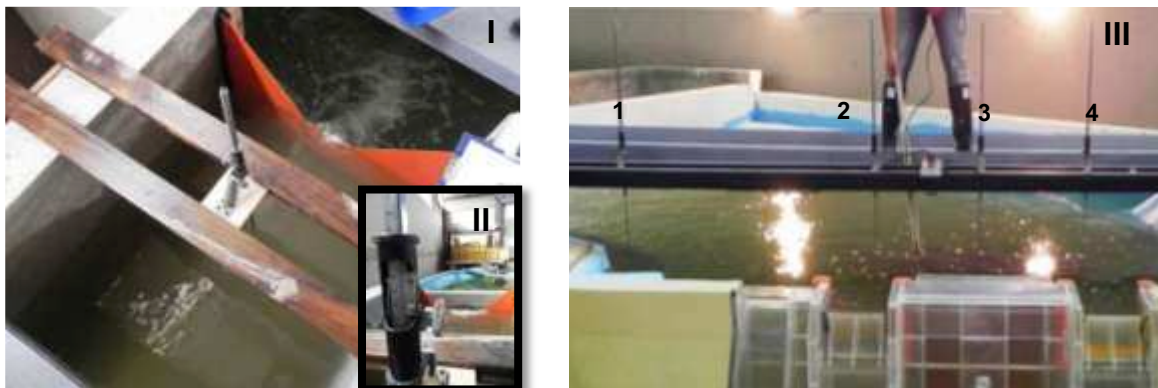


**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

### 4.2.4 LIMNÍMETRO

Este instrumento de medición de calado o altura, se instala en los canales de ingreso y salida del modelo y aguas arriba de las estructuras de descarga. El rango de alturas varía entre 0 y 600 mm. La precisión es de 0.1 mm.

**Fotografía No. 4.15:** Limnómetro instalado en canal de ingreso (I). Detalle del limnómetro (II). Disposición de los limnómetros en el modelo (III).

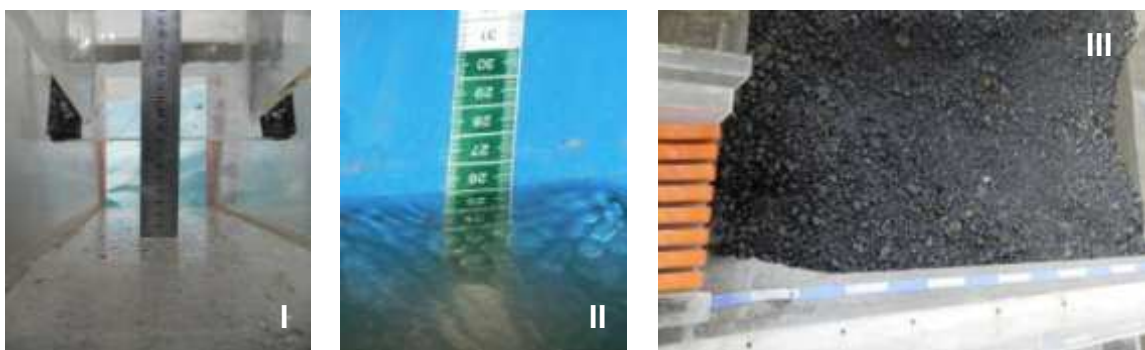


**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

#### 4.2.5 REGLAS Y CINTAS DE MEDIDA

Las reglas y cintas de medida son de utilidad para registrar calados en el embalse y en la zona aguas abajo de la presa, además mediciones longitudinales en el modelo como anchos, alturas, alcances de chorros con precisión de 1 mm, su rango de lectura varía desde 1 a 150 cm.

**Fotografía No. 4.16:** Regla metálica para medición de apertura de compuerta radial (I). Cinta de medida en el embalse (II). Cinta de medida en el cuenco de disipación para registrar el alcance de los chorros de las descargas (III).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

#### 4.2.6 PROBETA

La probeta es un instrumento que permite medir un volumen con precisión. Su aplicación en el modelo permitió la medición de pequeños caudales durante los aforos de los vertederos triangulares. La probeta utilizada es de 1 litro de capacidad y su precisión es de 1 mililitro.

**Fotografía No. 4.17:** Probeta de un litro de capacidad durante el aforo del vertedero triangular en el modelo (I y II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

### 4.3 CALIBRACIÓN DEL MODELO

La calibración del modelo se refiere a la verificación de la similitud geométrica entre las dimensiones del prototipo y el modelo físico, y al cumplimiento de las condiciones requeridas para garantizar la similitud restringida.

#### 4.3.1 VERIFICACIÓN DE LA SIMILITUD GEOMÉTRICA

La similitud geométrica en el modelo se verificó después de haber completado la construcción y el montaje de las estructuras, con el fin de garantizar que corresponden con la mayor precisión en forma y dimensiones a sus análogas en prototipo. Se realizó el levantamiento topográfico del modelo, los resultados se presentan en los planos No. 3 y No. 4 del Anexo Planos, en relación a dimensiones y cotas respectivamente.

En el cuadro No. 4.6 se muestra las dimensiones medidas en el modelo construido comparadas con el prototipo.

**Cuadro No. 4.6:** Dimensiones medidas en el modelo construido y su relación con el prototipo

<b>DIMENSIONES MEDIDAS EN MODELO</b>				
<b>DIMENSIÓN</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DISEÑO</b>	<b>CONSTRUCCIÓN</b>	<b>DESVIACIÓN</b>
<b>Vertedero derecho</b>				
Ancho en el ingreso	m	0,28	0,279	0,36%
Ancho en la salida	m	0,28	0,279	0,36%
Longitud	m	0,80	0,797	0,38%
<b>Vertedero izquierdo</b>				
Ancho en el ingreso	m	0,28	0,281	0,36%
Ancho en la salida	m	0,28	0,281	0,36%
Longitud	m	0,80	0,795	0,63%
<b>Desagüe de fondo derecho</b>				
Ancho en el ingreso	m	0,16	0,16	0,00%
Ancho en la salida	m	0,16	0,16	0,00%
Longitud	m	1,05	1,051	0,10%
<b>Desagüe de fondo izquierdo</b>				
Ancho en el ingreso	m	0,16	0,16	0,00%
Ancho en la salida	m	0,16	0,16	0,00%
Longitud	m	1,05	1,05	0,00%
<b>Vertedero de Sarapullo</b>				
Ancho en el ingreso	m	0,20	0,201	0,50%
Ancho en la salida	m	0,20	0,196	2,04%
Longitud	m	0,47	0,471	0,21%

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

La mayor desviación en cuanto a dimensiones se presenta para el ancho de la salida del vertedero de Sarapullo, en relación a los vertederos de excesos y desagües de fondo la desviación es inferior al 1%, por lo tanto los valores son aceptables y se comprueba la similitud geométrica.

En el cuadro No. 4.7 se muestran los niveles de las estructuras medidos en el modelo, referenciados a la cresta del perfil del desagüe de fondo izquierdo, comparadas con el prototipo.

**Cuadro No. 4.7:** Cotas en el modelo construido referenciadas a la cresta del desagüe izquierdo

<b>COTAS MEDIDAS EN MODELO</b>				
<b>DIMENSIÓN</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DISEÑO</b>	<b>CONSTRUCCIÓN</b>	<b>DESVIACIÓN</b>
<b>Desagüe de fondo derecho</b>				
Cota de la cresta	m	0,000	0,000	0,00%
Cota de la cresta del esquí	m	-0,101	-0,100	-1,00%
Cota superior de la pila	m	0,300	0,301	0,33%
<b>Desagüe de fondo izquierdo</b>				
Cota de la cresta	m	0,000	0,000	0,00%
Cota de la cresta del esquí	m	-0,101	-0,101	0,00%
Cota superior de la pila	m	0,300	0,301	0,33%
<b>Vertedero de excesos derecho</b>				
Cota de la cresta	m	0,710	0,710	0,00%
Cota de la cresta del esquí	m	0,198	0,204	2,94%
Cota superior de la pila	m	0,920	0,920	0,00%
<b>Vertedero de excesos izquierdo</b>				
Cota de la cresta	m	0,710	0,710	0,00%
Cota de la cresta del esquí	m	0,198	0,203	2,46%
Cota superior de la pila	m	0,920	0,918	-0,22%
<b>Vertedero de Sarapullo</b>				
Cota de la cresta	m	0,860	0,862	0,23%
Cota de la cresta del esquí	m	0,322	0,320	-0,63%

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Las cotas de las estructuras instaladas del modelo, presentan como máximo una desviación del 3% para el vertedero de excesos derecho en la cresta del salto en esquí, que se considera aceptable.

#### **4.3.2 VERIFICACIÓN DE LA SIMILITUD RESTRINGIDA**

En el modelo es necesario comprobar si se cumple la similitud restringida de Froude, de manera que los efectos de escala presentes en el modelo sean

despreciables, para obtener resultados de experimentación confiables.

Para despreciar los efectos de la viscosidad y la tensión superficial en modelo, se verifica si los valores de Reynolds son mayores a  $2 \times 10^4$  y si las cargas sobre las estructuras son mayores a 3 cm, respectivamente. Para verificar los efectos combinados se utiliza la relación manifestada en la ecuación (3.12):

$$Re^{0,2} \times We^{0,6} > 900$$

El rango de caudales para los vertederos está entre 110 y 610 m<sup>3</sup>/s, y para los desagües entre los 100 y 1700 m<sup>3</sup>/s, con operación individual de cada estructura.

**Cuadro No. 4.8:** Cálculo de valores de Reynolds y Weber para Vertederos

	Q <sub>m</sub>	H <sub>m</sub>	V <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	H <sub>p</sub>	V <sub>p</sub>	Re <sub>m</sub>	We <sub>m</sub>	Relación
	[l/s]	[cm]	[m/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m/s]			
Derecho	6,33	4,7	0,65	111,85	2,37	4,57	1,29E+04	351,89	224,00
	15,59	8,5	0,89	275,62	4,26	6,27	2,65E+04	576,77	347,81
	21,61	10,5	1,00	381,99	5,24	7,06	3,38E+04	680,60	403,22
	24,55	11,4	1,05	434,05	5,69	7,39	3,71E+04	725,71	426,80
	34,36	14,4	1,16	607,46	7,18	8,20	4,64E+04	865,83	496,35
Izquierdo	12,88	7,6	0,82	227,63	3,79	5,82	2,28E+04	523,09	318,10
	16,49	8,9	0,90	291,51	4,45	6,34	2,75E+04	596,44	357,35
	25,76	11,8	1,06	455,30	5,88	7,50	3,81E+04	743,18	435,44
	31,08	13,3	1,13	549,44	6,67	7,99	4,34E+04	817,62	473,17
	32,98	13,8	1,16	582,92	6,91	8,18	4,52E+04	839,88	484,88

\*Los subíndices m y p corresponden a modelo y prototipo respectivamente

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Del cuadro No. 4.8, se concluye que pese a que la relación mencionada anteriormente no se cumple ya que en modelo es inferior a 900, los valores de Reynolds calculados en los vertederos de excesos son mayores que  $2 \times 10^4$  lo que indica que el flujo es turbulento totalmente desarrollado y las cargas son mayores a 3 cm para todos los caudales, por lo tanto los efectos de la viscosidad y tensión superficial son despreciables.

En el cuadro No. 4.9, se muestran los valores calculados de Reynolds y Weber para los desagües de fondo. La relación expresada en la ecuación (3.12) es más cercana a 900, teniendo los valores más bajos cuando se opera con apertura de compuerta al 20%. Los valores de Reynolds para todos los caudales son mayores



a  $2 \times 10^4$  y las cargas son mayores a 3 cm, por lo tanto los efectos de la viscosidad y tensión superficial son despreciables.

**Cuadro No. 4.9:** Cálculo de valores de Reynolds y Weber para Desagües

	Apertura	$Q_m$	$H_m$	$V_m$	$Q_p$	$H_p$	$V_p$	$Re_m$	$We_m$	Relación	
		[l/s]	[cm]	[m/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m/s]				
Derecho	100%	49,70	34,47	2,28	878,66	17,24	16,11	6,97E+04	1363,54	707,03	
		60,55	44,14	2,66	1070,47	22,07	18,83	8,14E+04	1543,02	785,57	
		69,83	52,12	2,94	1234,40	26,06	20,80	9,00E+04	1676,63	842,33	
		87,82	75,46	3,64	1552,46	37,73	25,72	1,11E+05	2017,44	982,08	
	50%	17,11	23,42	1,95	302,55	11,71	13,80	3,98E+04	917,69	498,41	
		23,90	39,01	2,62	422,57	19,51	18,53	5,34E+04	1184,38	616,11	
		35,01	75,78	3,75	618,93	37,89	26,54	7,65E+04	1650,74	807,89	
	20%	5,86	14,05	1,54	103,57	7,03	10,87	1,88E+04	550,57	315,76	
		9,40	32,04	2,43	166,12	16,02	17,17	2,97E+04	831,43	443,03	
		11,39	45,74	2,93	201,38	22,87	20,71	3,58E+04	993,40	511,84	
	Izquierdo	100%	53,22	35,82	2,34	940,72	17,91	16,52	7,14E+04	1389,99	718,79
			62,26	43,96	2,66	1100,64	21,98	18,78	8,12E+04	1539,79	784,18
70,75			52,79	2,96	1250,73	26,40	20,96	9,07E+04	1687,45	846,87	
80,63			64,01	3,32	1425,41	32,01	23,44	1,01E+05	1858,16	917,57	
95,58			86,47	3,92	1689,57	43,23	27,74	1,20E+05	2159,57	1038,60	
50%		16,07	20,80	1,82	284,15	10,40	12,84	3,70E+04	864,84	474,06	
		21,52	32,93	2,38	380,46	16,47	16,85	4,86E+04	1088,17	574,51	
		28,74	53,63	3,12	507,99	26,81	22,06	6,36E+04	1388,63	701,88	
		33,50	63,40	3,41	592,14	31,70	24,14	6,96E+04	1509,92	751,44	
		34,97	76,98	3,78	618,25	38,49	26,76	7,71E+04	1663,80	813,06	
20%		5,37	13,35	1,49	94,98	6,68	10,55	1,83E+04	536,68	309,10	
		6,82	19,89	1,87	120,51	9,95	13,25	2,29E+04	655,08	364,59	
		7,88	26,08	2,17	139,25	13,04	15,37	2,66E+04	750,12	407,40	
		10,42	48,54	3,02	184,26	24,27	21,37	3,70E+04	1023,36	524,29	
		10,79	51,96	3,13	190,66	25,98	22,14	3,83E+04	1058,80	538,92	

\*Los subíndices m y p corresponden a modelo y prototipo respectivamente

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Después de analizar los resultados obtenidos en la calibración, se concluye que el modelo cumple hidráulicamente con la similitud restringida de Froude, por lo tanto se ratifica y acepta la escala escogida para el análisis experimental.



## **CAPÍTULO 5**

### **ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL DISEÑO ORIGINAL**

#### **5.1 ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LAS ESTRUCTURAS DE DESCARGA**

El objetivo principal de la investigación es el estudio en modelo físico de la disipación de energía aguas abajo de los vertederos de excesos y desagües de fondo de la presa Toachi en el proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón, así como el análisis cualitativo y la optimización del cuenco de disipación ubicado al pie de la presa.

El análisis de las estructuras de descarga permite la obtención de las curvas de descarga con el fin de analizar su desempeño hidráulico y verificar el diseño teórico original.

Se observa en el modelo el flujo de aproximación desde el embalse hacia las estructuras de descarga y su influencia sobre la disipación de energía.

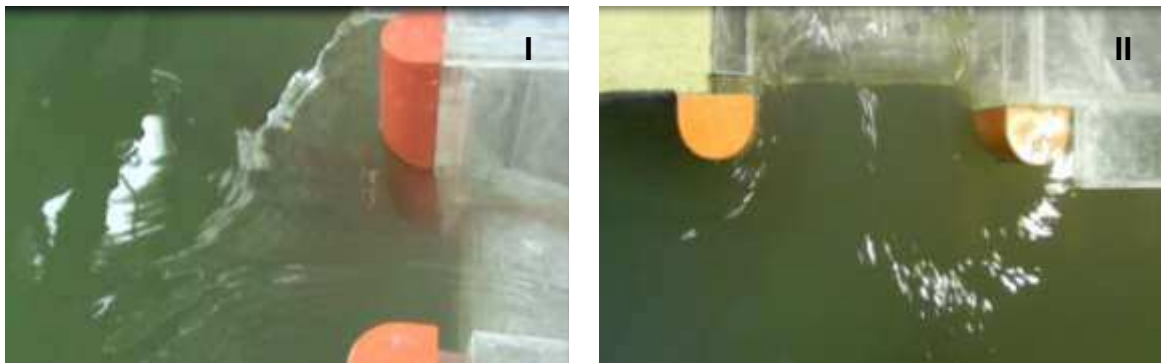
##### **5.1.1 VERTEDEROS DE EXCESOS**

Durante la ejecución de las pruebas A que se indican en el numeral 3.7 (Plan de Pruebas), se observa que las condiciones de aproximación del flujo hacia el vertedero derecho no presentan ondas o zonas con vorticidad superficial importante, por su proximidad con la entrada hacia la toma se observa una zona muerta.

El flujo de aproximación hacia el vertedero izquierdo se ve afectado por la curvatura del embalse así como por la forma de la margen izquierda. Se observa zonas con vorticidad superficial, lo que hace que el flujo ingrese algo perturbado al vertedero, como se muestra en la fotografía No. 5.1 (II).

En la experimentación se observa que las pilas ejercen un efecto importante de contracción del flujo para caudales mayores a  $275 \text{ m}^3/\text{s}$ , como se muestra en la fotografía No. 5.1.

**Fotografía No. 5.1:** Flujo de aproximación a los vertederos de excesos. Vista lateral vertedero derecho con  $382.01 \text{ m}^3/\text{s}$  (I), Vista en planta vertedero izquierdo con  $549.42 \text{ m}^3/\text{s}$  (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

En el cuadro No. 5.1 se presenta el registro de las pruebas realizadas al operar cada vertedero de excesos.

**Cuadro No. 5.1:** Valores de caudal y nivel de embalse registrados para las pruebas A del Plan de pruebas

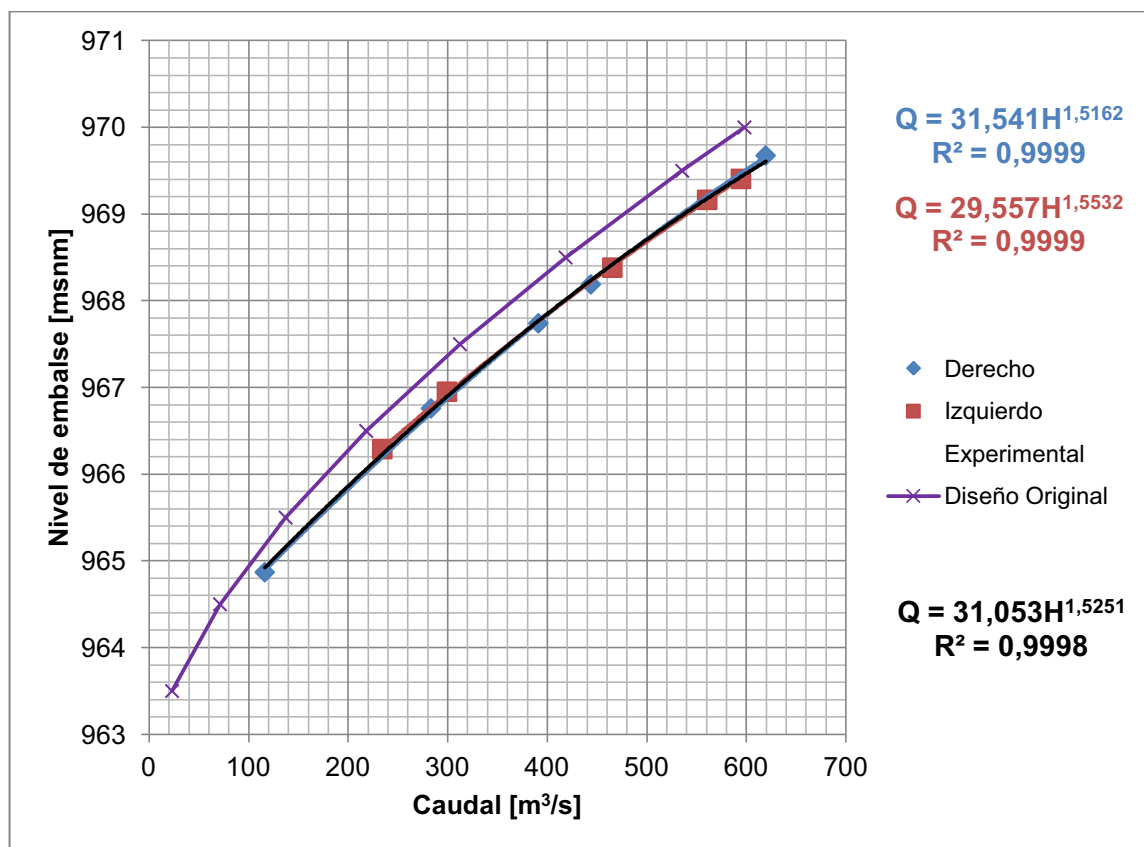
Prueba		$Q_m$	$H_m$	$Q_p$	$H_p$	$Nivel_p$
		[l/s]	[cm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[msnm]
A1	Derecho	6,58	4,74	116,39	2,37	964,87
A2		16,03	8,52	283,29	4,26	966,76
A3		25,12	11,38	444,04	5,69	968,19
A4		22,13	10,48	391,26	5,24	967,74
A5		35,05	14,35	619,61	7,18	969,68
A6	Izquierdo	13,26	7,58	234,49	3,79	966,29
A7		16,94	8,90	299,43	4,45	966,95
A8		26,34	11,77	465,57	5,88	968,38
A9		31,73	13,33	560,90	6,67	969,17
A10		33,65	13,81	594,78	6,91	969,41

\*Los subíndices m y p corresponden a modelo y prototipo respectivamente

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Las curvas individuales de descarga obtenidas para los vertederos de excesos, donde se relaciona el nivel del embalse con el caudal descargado, se presentan en el gráfico No. 5.1.

**Gráfico No. 5.1:** Curva Experimental de descarga y Curva Teórica de diseño original de los Vertederos de Excesos



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Como se observa en el gráfico No. 5.1, el comportamiento experimental de los vertederos operando individualmente es similar, por lo tanto se adopta una sola curva de descarga para la operación de los dos vertederos.

Al comparar con la curva dada por Hidrotoapi E.P. se puede notar que los vertederos son más eficientes que el cálculo teórico, por lo que se procede a calcular el valor del coeficiente<sup>19</sup> experimental de descarga, con la siguiente expresión tomada de la Memoria hidráulica de cálculo:

$$C_d = \frac{Q}{B_{\text{eff}}\sqrt{2gH^3}} \quad (5.1)$$

donde:

$C_d$ : coeficiente experimental de descarga

<sup>19</sup> Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1". Quito. 2012.

Q: caudal experimental [m<sup>3</sup>/s]

B<sub>eff</sub>: ancho efectivo [m]

H: carga sobre el vertedero [m]

El ancho efectivo se obtiene de la siguiente expresión, donde el coeficiente de contracción de las pilas k<sub>p</sub> es 0.02:

$$B_{\text{eff}} = B - 2k_p H \quad (5.2)$$

Es así que se obtiene el valor del coeficiente de descarga para cada caudal ensayado en las pruebas A y se presenta en el cuadro No. 5.2.

**Cuadro No. 5.2:** Valores del coeficiente de descarga experimental para los vertederos de excesos

Prueba		Q <sub>p</sub>	H <sub>p</sub>	B <sub>p</sub>	Beff	Cd
		[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m]	[m]	
A1	Derecho	116,39	2,37	13,95	13,86	0,50
A2		283,29	4,26	13,95	13,78	0,51
A3		444,04	5,69	13,95	13,72	0,53
A4		391,26	5,24	13,95	13,74	0,52
A5		619,61	7,18	13,95	13,66	0,52
A6	Izquierdo	234,49	3,79	14,05	13,90	0,50
A7		299,43	4,45	14,05	13,87	0,51
A8		465,57	5,88	14,05	13,81	0,52
A9		560,90	6,67	14,05	13,78	0,52
A10		594,78	6,91	14,05	13,77	0,53
						<b>0,52</b>

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

El coeficiente experimental de descarga en promedio es de 0.52, aproximadamente un 8% superior al 0.48 planteado en el diseño, con lo que se demuestra teóricamente, usando los datos experimentales obtenidos en el laboratorio, la mayor eficiencia en la capacidad de descarga de los vertederos de excesos.

### 5.1.2 VERTEDEROS DE EXCESOS CON CLAPETA

Como estructura de control del nivel del embalse, sobre los vertederos se colocan

clapetas, con el fin de caracterizar su desempeño hidráulico, se obtienen las curvas de descarga con dos niveles de abatimiento, las pruebas en modelo se realizan en el vertedero de excesos derecho en base a las pruebas B para el nivel 963 msnm y pruebas C para el nivel 965 msnm del Plan de pruebas.

Los resultados registrados en laboratorio se indican en el cuadro No. 5.3.

**Cuadro No. 5.3:** Valores de caudal y nivel de embalse registrados para las pruebas B y C del Plan de pruebas

Prueba		$Q_m$	$H_m$	$Q_p$	$H_p$	Nivel <sub>p</sub>
		[l/s]	[cm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[msnm]
B1	963 msnm	13,66	8,95	241,48	4,48	967,48
B2		6,03	5,43	106,60	2,72	965,72
B3		8,83	6,77	156,09	3,39	966,39
B4		19,20	11,18	339,41	5,59	968,59
B5		23,72	12,72	419,31	6,36	969,36
B5		5,37	4,93	94,93	2,46	965,46
B7		22,32	12,24	394,57	6,12	969,12
C1	965 msnm	5,48	4,43	96,87	2,21	967,21
C2		8,46	5,78	149,55	2,89	967,89
C3		11,53	7,25	203,82	3,62	968,62
C4		14,57	8,46	257,56	4,23	969,23
C5		18,00	9,74	318,20	4,87	969,87

\*Los subíndices m y p corresponden a modelo y prototipo respectivamente

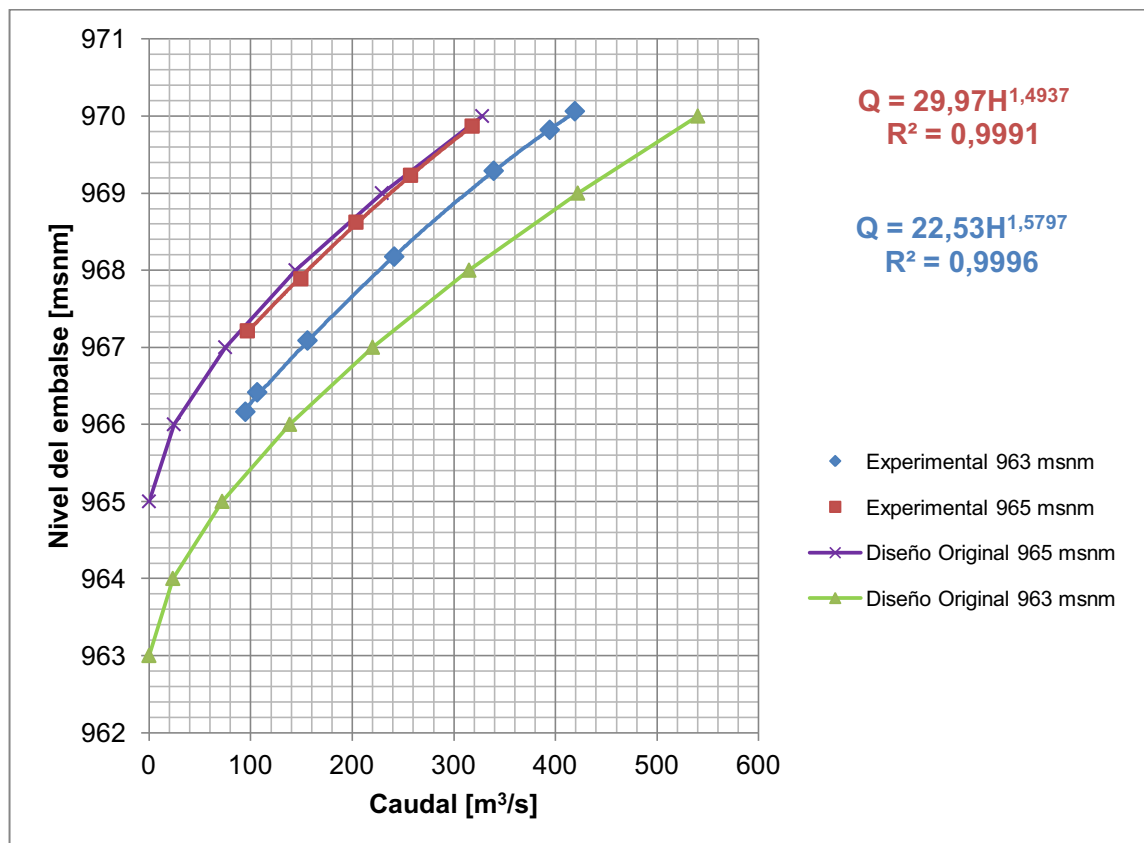
**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Las curvas de descarga obtenidas con la operación de la clapeta se indican en el gráfico No. 5.2

El comportamiento experimental cuando la clapeta está en la posición 965 msnm es muy cercano al previsto en el diseño, mientras que para la posición 963 msnm la curva experimental muestra que la clapeta es menos eficiente que lo esperado en el diseño, ya que requiere mayores niveles de embalse para descargar el mismo caudal.<sup>20</sup>

<sup>20</sup> Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1". Quito. 2012.

**Gráfico No. 5.2:** Curvas experimentales de descarga y Curvas Teóricas de diseño original de la Clapeta sobre el vertedero de excesos derecho para posiciones 963 msnm y 965 msnm



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

El coeficiente experimental de descarga que se obtiene para la operación de las clapetas, el cual se calcula utilizando la ecuación (5.1), se presenta en el cuadro No. 5.4.

Para la posición de la clapeta en la posición 963 msnm se obtiene un coeficiente de descarga de 0.42 por lo que se demuestra su menor eficiencia en la capacidad de descarga, al ser aproximadamente menor en 12.5% con el valor de 0.48 del diseño.

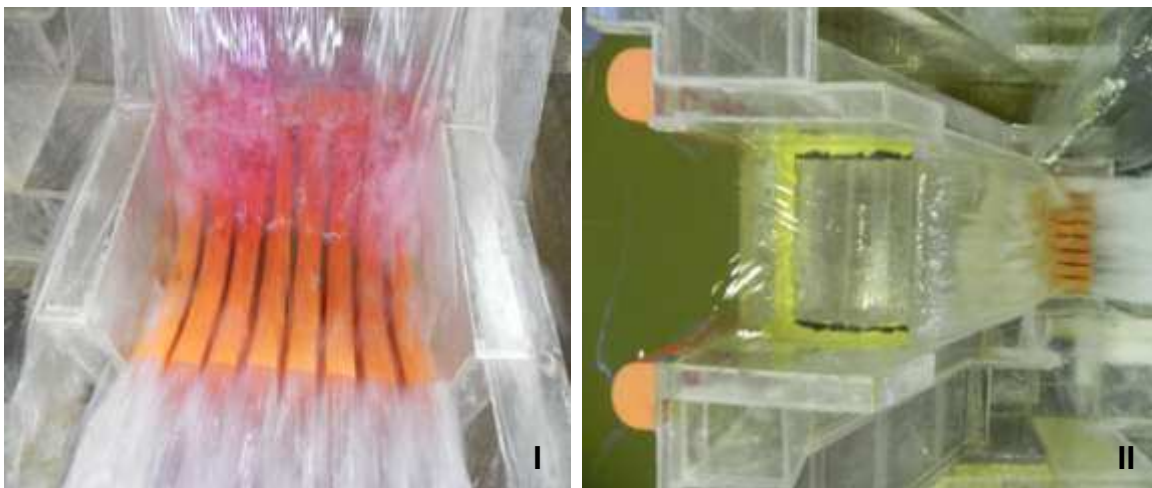
Para la posición 965 msnm el coeficiente experimental de descarga es de 0.48 prácticamente igual al considerado en el diseño, por lo que se ratifica la capacidad experimental de descarga muy cercana a lo previsto en el diseño y mostrada en el gráfico No. 5.2.

**Cuadro No. 5.4:** Valores del coeficiente de descarga experimental para los vertederos de excesos con clapeta

Prueba		Qp	Hp	Nivel	Cd
		[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[msnm]	
B1	963 msnm	241,48	4,48	967,48	0,42
B2		106,60	2,72	965,72	0,39
B3		156,09	3,39	966,39	0,41
B4		339,41	5,59	968,59	0,42
B5		419,31	6,36	969,36	0,43
B5		94,93	2,46	965,46	0,40
B7		394,57	6,12	969,12	0,43
C1	965 msnm	96,87	2,21	967,21	0,48
C2		149,55	2,89	967,89	0,50
C3		203,82	3,62	968,62	0,48
C4		257,56	4,23	969,23	0,48
C5		318,20	4,87	969,87	0,49

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

**Fotografía No. 5.2:** Chorros de salida en el vertedero de excesos derecho con clapeta en la posición 963 msnm. Vista frontal con 241.48 m<sup>3</sup>/s (I), Vista en planta con 419.31 m<sup>3</sup>/s (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopai E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

Con el comportamiento de la clapeta observado al operar el modelo y mostrado en la fotografía No. 5.2, se recomienda el cambio de éstas como estructuras de control, debido a que su comportamiento es indeseable, ya que el chorro

descargado impacta directamente sobre los deflectores al pie de la rápida de los vertederos y el flujo choca contra las paredes laterales desbordándose.

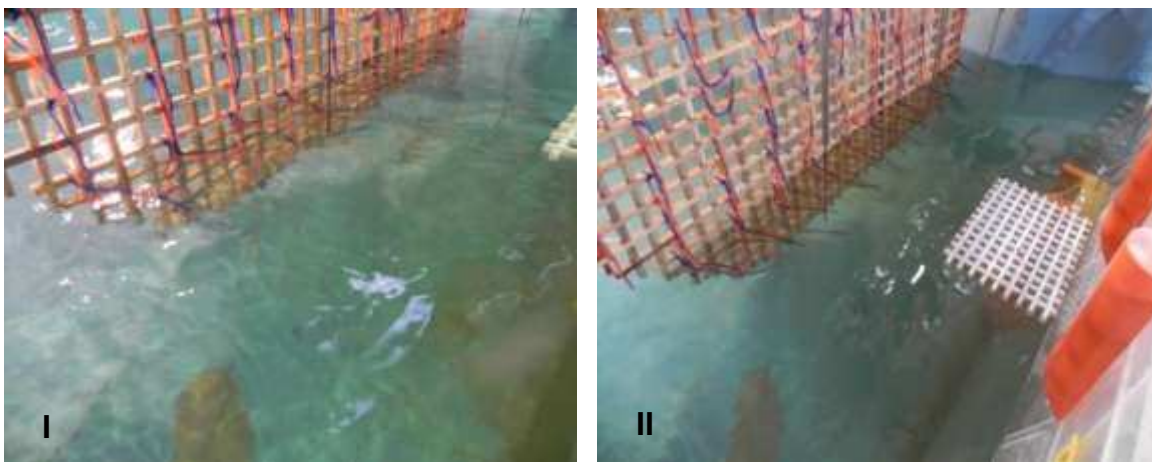
### 5.1.3 DESAGÜES DE FONDO

El análisis del desempeño hidráulico de los desagües de fondo se realiza con las pruebas D para apertura de compuerta al 100%, con las pruebas E para apertura al 50% y al 20% con las pruebas F del Plan de pruebas.

El flujo de aproximación hacia los desagües con apertura al 100% y 50% se ve afectado debido a la curvatura del embalse. Se observan pequeñas zonas de vorticidad superficial al operar los desagües con grandes caudales.

El efecto de contracción de las pilas es medianamente significativo para todos los caudales y aperturas.

**Fotografía No. 5.3:** Flujo de aproximación hacia los desagües de fondo apertura 100%. Vista lateral desagüe izquierdo con 940.81 m<sup>3</sup>/s (I), Vista lateral desagüe derecho con 1070.38 m<sup>3</sup>/s (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “*Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1*”. Quito. 2012.

El coeficiente experimental de contracción se lo calcula usando la ecuación (5.3), dada en la Memoria hidráulica de cálculo<sup>21</sup> para el cálculo teórico del caudal, usando los valores registrados durante las pruebas en modelo:

<sup>21</sup> Hidrotoapi E.P. “*Informe 6256.0-R-18 Memoria de cálculo – Hidráulica – Presa Toachi*”. Sto Domingo. 2011



$$Q = C_c \cdot a \cdot b \left( \frac{2gH}{1 + k \frac{C_c^2 a^2 b^2}{A^2}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5.3)$$

donde:

Q: caudal experimental [m<sup>3</sup>/s]

C<sub>c</sub>: coeficiente de contracción

a: altura de la apertura [m]

b: ancho del desagüe [m]

A: área total del desagüe

H: carga sobre la cresta del desagüe [m]

g: gravedad [m/s<sup>2</sup>]

k: coeficiente de pérdida entre la entrada y la sección de la compuerta

Para el cálculo experimental del coeficiente de pérdida, se iguala las ecuaciones de energía entre un punto en el embalse y un punto bajo la compuerta, referidos al nivel de la cresta del desagüe. Se obtiene la siguiente expresión:

$$H = k \frac{V^2}{2g} \quad (5.4)$$

### 5.1.3.1 Desagües de fondo con apertura de compuerta al 100%

**Cuadro No. 5.5:** Valores registrados y Coeficientes de contracción calculados para las pruebas D del Plan de pruebas

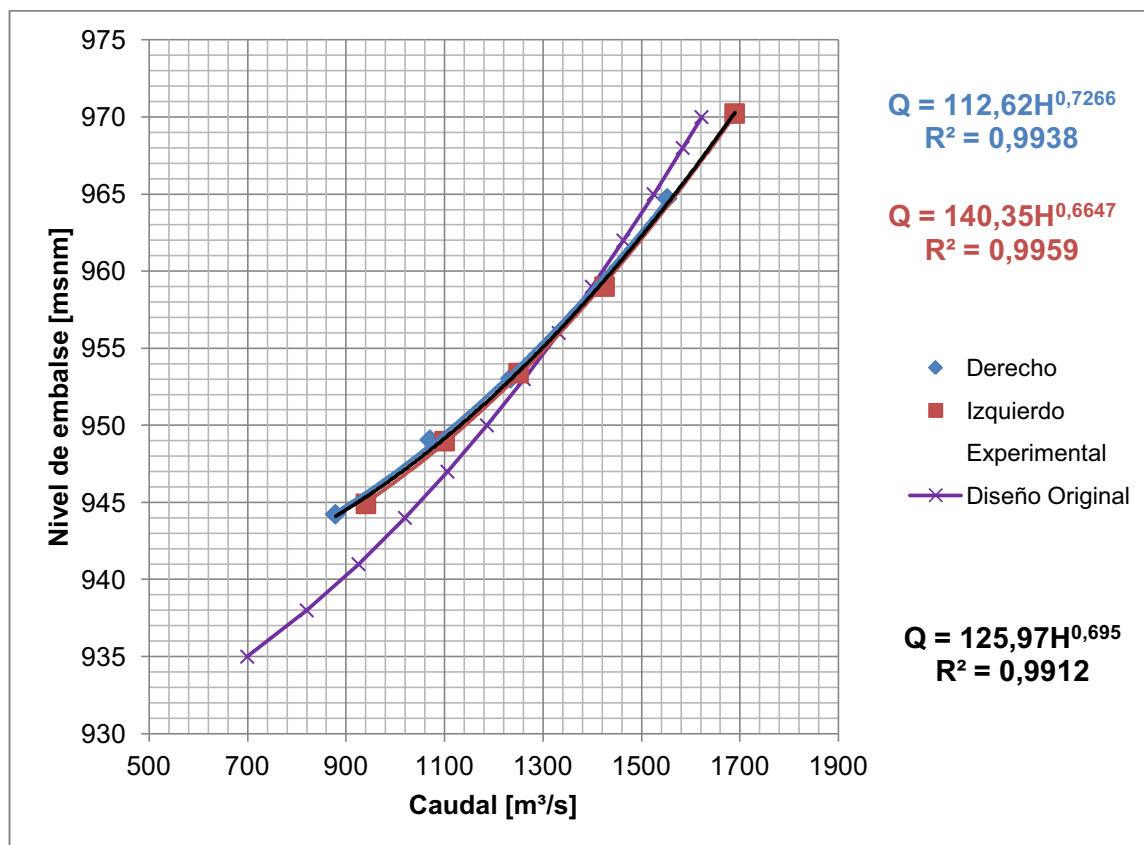
Prueba		Apertura	Q <sub>m</sub>	H <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	H <sub>p</sub>	Nivel <sub>p</sub>	V <sub>p</sub>	k	ΔH	C <sub>c</sub>
			[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[msnm]	[m/s]		[m]	
D6	Derecho	100%	0,050	0,34	878,66	17,24	944,24	13,73	0,79	7,63	1,00
D7			0,061	0,44	1070,47	22,07	949,07	16,73	0,55	7,81	1,00
D8			0,070	0,52	1234,40	26,06	953,06	19,29	0,37	7,10	1,00
D9			0,088	0,75	1552,46	37,73	964,73	24,26	0,26	7,74	1,00
D1	Izquierdo	100%	0,053	0,36	940,72	17,91	944,91	14,70	0,63	6,90	1,00
D2			0,062	0,44	1100,64	21,98	948,98	17,20	0,46	6,90	1,00
D3			0,071	0,53	1250,73	26,40	953,40	19,54	0,36	6,93	1,00
D4			0,081	0,64	1425,41	32,01	959,01	22,27	0,27	6,72	1,00
D5			0,096	0,86	1689,57	43,23	970,23	26,40	0,22	7,71	1,00

\*Los subíndices m y p corresponden a modelo y prototipo respectivamente

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Las curvas experimentales de descarga de cada desagüe de fondo con apertura de compuerta al 100%, se presentan en el gráfico No. 5.3.

**Gráfico No. 5.3:** Curva Experimental de descarga y Curva Teórica de diseño original de los Desagües de fondo con apertura 100%



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

El desempeño hidráulico de los desagües de fondo con esta apertura es similar como se observa en el gráfico No. 5.3, por lo tanto se adopta una sola curva de descarga para su operación.

Al comparar los resultados experimentales con lo teórico dado por Hidrotoapi<sup>22</sup>, se observa que para caudales menores a 1400 m<sup>3</sup>/s, los desagües tienen menor capacidad de descarga, mientras que para caudales mayores tienen mayor capacidad, debido a que el coeficiente de pérdidas disminuye mientras aumenta el caudal como se muestra en el cuadro No. 5.5. El valor experimental del

<sup>22</sup> HIDROTOAPI E.P., "Informe 6256.0-R-18 Memoria de cálculo – Hidráulica – Presa Toachi", Sto. Domingo, 2011

coeficiente de contracción para todos los caudales ensayados es 1.00, es decir, no se produce el efecto de contracción de la lámina de agua al pasar bajo la compuerta con esta apertura.

### 5.1.3.2 Desagües de fondo con apertura de compuerta al 50%

**Cuadro No. 5.6:** Valores registrados y Coeficientes de contracción calculados para las pruebas E del Plan de pruebas

Prueba		Apertura	$Q_m$	$H_m$	$Q_p$	$H_p$	Nivel <sub>p</sub>	$V_p$	k	$\Delta H$	Cc
			[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[msnm]	[m/s]		[m]	
E6	Derecho	50%	0,017	0,23	302,55	11,71	938,71	9,45	1,57	1,79	0,68
E7			0,024	0,39	422,57	19,51	946,51	13,21	1,19	2,65	0,73
E8			0,035	0,76	618,93	37,89	964,89	19,34	0,99	4,71	0,76
E1	Izquierdo	50%	0,016	0,21	284,15	10,40	937,40	8,88	1,59	1,60	0,68
E2			0,022	0,33	380,46	16,47	943,47	11,89	1,29	2,32	0,71
E3			0,029	0,54	507,99	26,81	953,81	15,87	1,09	3,49	0,74
E4			0,033	0,63	592,14	31,70	958,70	18,50	0,82	3,56	0,79
E5			0,035	0,77	618,25	38,49	965,49	19,32	1,02	4,87	0,75

\*Los subíndices m y p corresponden a modelo y prototipo respectivamente

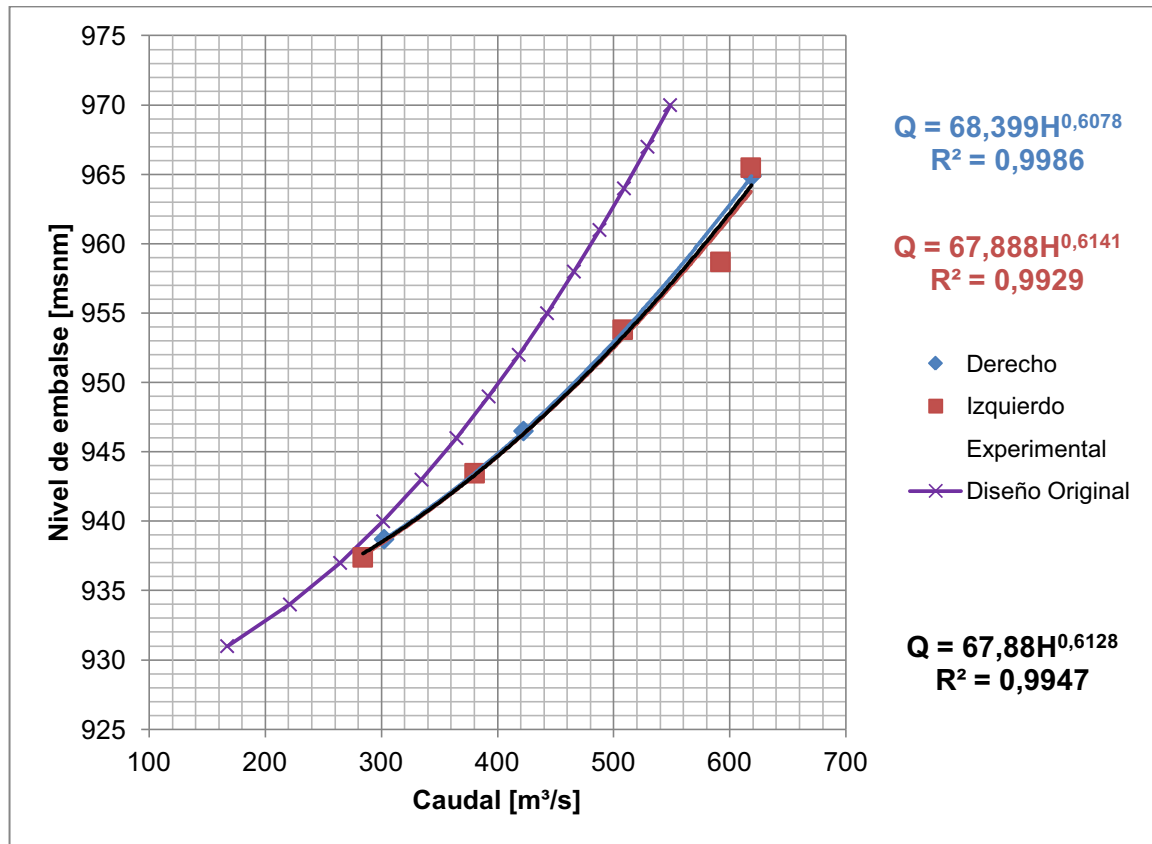
**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Los valores de los coeficientes de pérdida disminuyen mientras aumenta el caudal. El coeficiente experimental de contracción aumenta en función del caudal ensayado, en promedio el valor experimental obtenido es 0.73, superior al valor 0.60 considerado en el diseño. Se observa durante la operación del modelo que la lámina superior de agua al pasar bajo la compuerta con esta apertura sufre una pequeña contracción.

Las curvas experimentales de descarga para cada desagüe de fondo con apertura de compuerta al 50% se presentan en el gráfico No. 5.4. Se puede observar que los desagües se comportan de manera similar, por lo que se adopta una sola curva de descarga para su operación.

Al comparar los resultados obtenidos experimentalmente con los de diseño original dados por Hidrotopi, se observa que los desagües tienen mayor capacidad de descarga.

**Gráfico No. 5.4:** Curva Experimental de descarga y Curva Teórica de diseño original de los Desagües de fondo con apertura 50%



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

### 5.1.3.3 Desagües de fondo con apertura de compuerta al 20%

Durante las pruebas se observa que el flujo es muy perturbado al pasar bajo la compuerta y la velocidad es elevada lo que puede provocar abrasión excesiva en esta zona.

Los coeficientes experimentales de contracción que se presentan en el cuadro No. 5.7 son superiores al valor de 0.58 considerado en el diseño, siendo mayores los obtenidos para el desagüe derecho con un valor promedio de 0.73, mientras que para el desagüe izquierdo se obtuvo un valor de 0.67, ratificando la mayor capacidad de descarga que el diseño.

Las curvas experimentales de descarga para cada desagüe de fondo con esta apertura de compuerta se muestran en el gráfico No. 5.5.

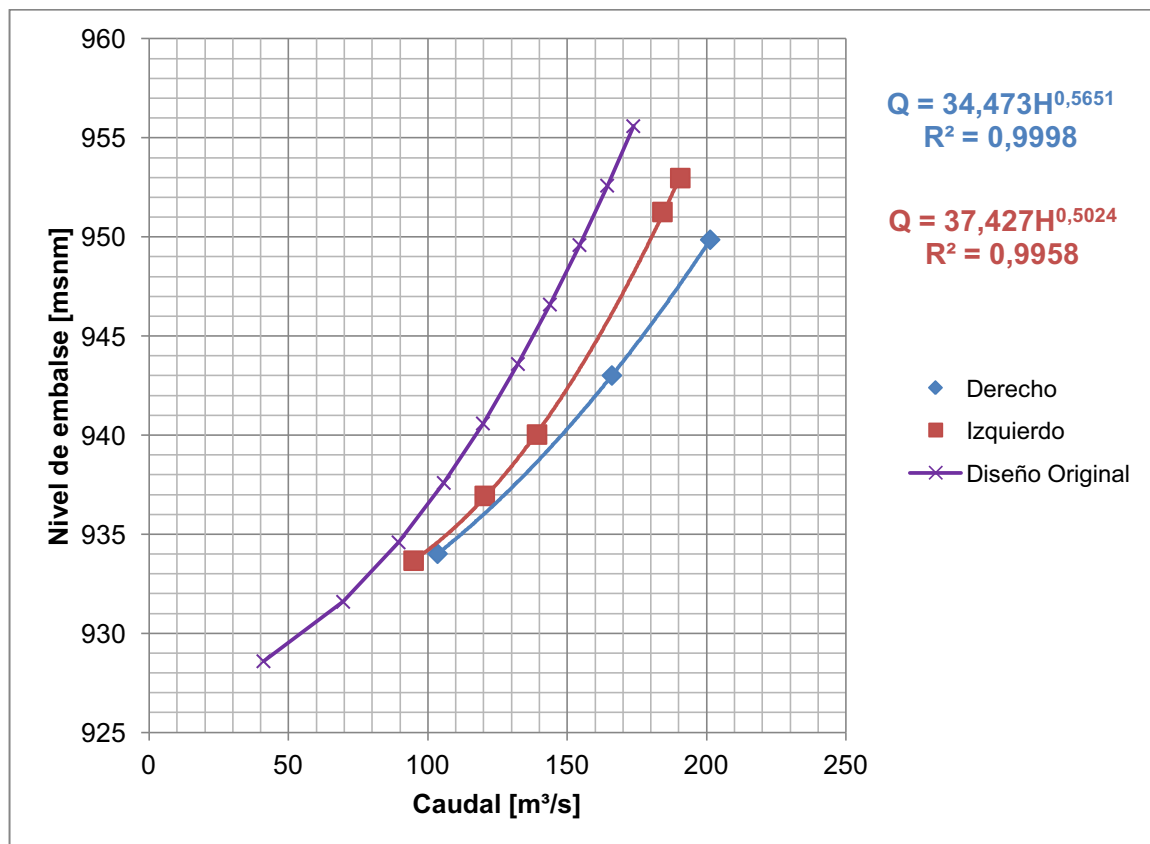
**Cuadro No. 5.7:** Valores registrados y Coeficientes de contracción calculados para las pruebas F del Plan de pruebas

Prueba	Apertura	$Q_m$	$H_m$	$Q_p$	$H_p$	Nivel <sub>p</sub>	$V_p$	k	$\Delta H$	Cc	
		[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[msnm]	[m/s]		[m]		
F6	Derecho	20%	0,006	0,14	103,57	7,03	934,03	8,09	1,11	0,15	0,70
F7			0,009	0,32	166,12	16,02	943,02	12,98	0,87	0,30	0,74
F8			0,011	0,46	201,38	22,87	949,87	15,73	0,81	0,41	0,75
F1	Izquierdo	20%	0,005	0,13	94,98	6,68	933,68	7,42	1,38	0,15	0,66
F2			0,007	0,20	120,51	9,95	936,95	9,41	1,20	0,22	0,68
F3			0,008	0,26	139,25	13,04	940,04	10,88	1,16	0,28	0,69
F4			0,010	0,49	184,26	24,27	951,27	14,39	1,30	0,55	0,67
F5			0,011	0,52	190,66	25,98	952,98	14,90	1,30	0,59	0,67

\*Los subíndices m y p corresponden a modelo y prototipo respectivamente

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

**Gráfico No. 5.5:** Curva Experimental de descarga y Curva Teórica de diseño original de los Desagües de fondo apertura 20%



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

El desempeño hidráulico de los desagües con operación al 20% de apertura de la compuerta es diferente como se observa en el gráfico No. 5.5, por lo que no es posible adoptar una sola curva de descarga. Al comparar los resultados obtenidos de manera experimental con los teóricos dados por Hidrotoapi<sup>23</sup>, se observa que los desagües tienen mayor capacidad de descarga, siendo el derecho más eficiente que el izquierdo, ratificando así los valores de coeficientes de contracción obtenidos.

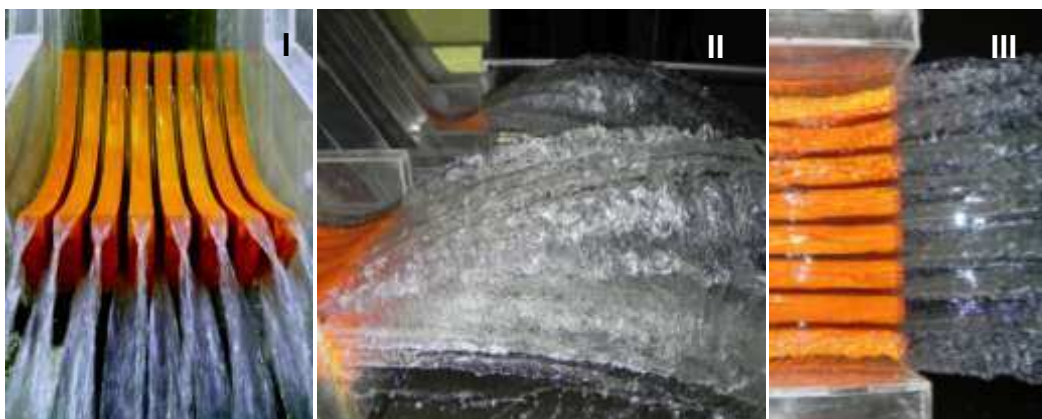
## 5.2 ANÁLISIS DEL SALTO EN ESQUÍ

Las estructuras que se analizan, presentan de manera análoga saltos en esquí al final de su perfil que se caracterizan por la existencia de altas velocidades, por esta razón es importante la evaluación experimental de este dissipador de energía con el objetivo de conocer su comportamiento.

### 5.2.1 VERTEDEROS DE EXCESOS

Al final del vertedero, sobre el cucharón del salto en esquí, se ubican 8 deflectores que rompen la parte inferior del flujo compacto de aproximación, de esta forma se observa una zona inferior con chorros que parten desde el cucharón del esquí y otra superior con chorros que son lanzados desde la cresta de los deflectores.

**Fotografía No. 5.4:** Chorros de salida en el vertedero de excesos. Vista frontal (I), lateral (II) y superior (III).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “*Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1*”. Quito. 2012.

<sup>23</sup> HIDROTOAPI E.P., “*Informe 6256.0-R-18 Memoria de cálculo – Hidráulica – Presa Toachi*”, Sto. Domingo, 2011

El calado sobre los deflectores varía entre 0.5 hasta 1.9 m, cuando se alcanza el caudal de diseño en el vertedero, la velocidad promedio calculada llega hasta los 26 m/s. Los ángulos de lanzamiento del salto en esquí a  $12^\circ$ , como de los deflectores con  $37^\circ$ , lanzan con trayectoria parabólica los chorros hacia el aire, permitiendo que gran parte del área de agua entre en contacto con el aire.

### 5.2.2 DESAGÜES DE FONDO

Esta estructura al final del perfil tiene un salto en esquí con  $29^\circ$  de inclinación que genera un chorro como se muestra en la fotografía No. 5.5.

**Fotografía No. 5.5:** Chorro de salida en el desagüe de fondo. Vistas frontal (I), lateral (II) y superior (III).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

Durante la operación individual con apertura de compuerta al 100%, el calado máximo sobre el labio de salida del salto en esquí llega a 8.5 m con  $1690 \text{ m}^3/\text{s}$  de caudal. Cuando se opera al 50% de apertura, se registra un calado sobre el esquí de 4.5 m que corresponde a  $619 \text{ m}^3/\text{s}$  de caudal. Para el 20% de apertura de compuerta con  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  de caudal se mide 2.5 m de calado sobre el labio de salida en el salto en esquí.

El chorro generado por el salto en esquí con ángulo de  $29^\circ$ , es de forma alargada y en abanico, que descarga hacia el centro del cuenco de disipación.

### 5.3 ANÁLISIS DEL CHORRO DE SALIDA

Los chorros a la salida de las estructuras de descarga de la presa Toachi, se

analizan mediante la determinación experimental y teórica de los alcances.

Durante la investigación y para determinar los alcances teóricos, se usan las ecuaciones planteadas por investigadores que se mencionan en el capítulo 2 y se resumen a continuación:

$$\text{Vischer y Hager:} \quad \frac{L_t}{H_j} = 2\text{sen}\alpha_j \cos\alpha_j \left[ 1 + \left( 1 + (z_i/H_j \text{sen}^2\alpha_j) \right)^{1/2} \right] \quad (2.5)$$

$$L_t = 2x_M + (z_i/\tan\alpha_j) \quad (2.6)$$

$$\text{Elevatorsky.} \quad X/H = 1.9(h/H)\text{sen}2\theta \quad (2.9)$$

$$\text{Kawakami:} \quad L_0 = (V_0^2/g)\text{sen}2\theta \quad (2.11)$$

$$\text{Corps of Engineers:} \quad X/H_v = \text{sen}2\theta + 2\cos\theta \sqrt{(\text{sen}^2\theta + (Y/H_v))} \quad (2.12)$$

$$\text{Diseño Original:} \quad z = \tan\delta x - (g x^2/2v^2 \cos^2\delta) \quad (2.13)$$

### 5.3.1 VERTEDEROS DE EXCESOS CON CLAPETA ABATIDA

Durante las pruebas A del plan de pruebas con diseño original, para la operación individual de los vertederos de excesos, los alcances máximos experimentales de los chorros varían entre 18 y 70 m, medidos a partir del labio superior del deflector.

La determinación numérica de los alcances se hace de manera separada debido a que las ecuaciones propuestas por los investigadores analizan el alcance del chorro considerando un ángulo de salida a la vez.

El máximo alcance del chorro que se registra en laboratorio es de 70 m que corresponde al caudal de diseño (600 m<sup>3</sup>/s). Visto en planta tiene forma de abanico que en su parte más ancha llega a 21 m, es decir que se extiende unos 3.5 m a cada lado del vertedero, como se muestra en la fotografía No. 5.6.

Los alcances experimentales y calculados para los deflectores y el cucharón, se resumen en el cuadro No. 5.8.



**Cuadro No. 5.8:** Alcances de chorros en vertederos de excesos

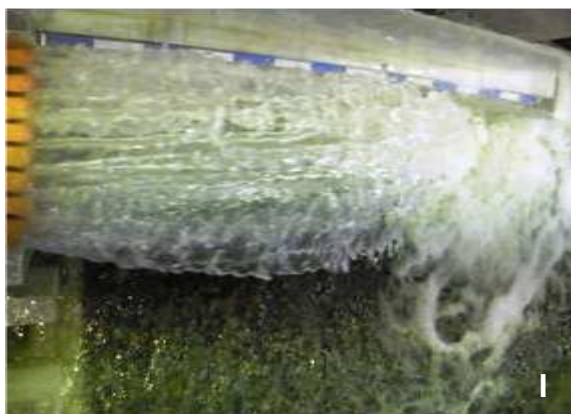
Prueba	Vertedero	Caudal [m <sup>3</sup> /s] Q	Ángulo [°]		E.P.N. [m]		Vischer - Hager [m]		Elevatorsky [m]		Kawakami [m]		Corps of Engineers [m]		Diseño Original [m]	
			θ1	θ2	x1	x2	Lt1	Lt2	x1	x2	L1	L2	x1	x2	x1	x2
A1	Derecho	283.29	37	12	50	44	76	53	58	26	56	25	73	52	61	28
A2		116.39			32	18	73	52	55	25	52	24	69	50	58	26
A3		444.04			62	46	78	52	61	27	58	26	75	54	64	29
A4		391.26			63	47	77	53	60	27	57	26	74	53	63	28
A5		619.61			68	48	78	49	64	28	60	27	78	55	67	30
A6	Izquierdo	234.49	37	12	46	35	75	53	57	26	55	25	72	52	60	27
A7		299.43			53	39	76	53	59	26	56	25	73	52	62	28
A8		465.57			66	42	78	52	61	27	58	26	76	54	65	29
A9		560.90			68	44	78	50	63	28	59	27	77	55	66	30
A10		594.78			70	45	78	49	63	28	60	27	78	55	66	30

θ1, θ2: ángulos de salida desde el deflector y cucharón respectivamente.

x1,2; Lt1,2; L1,2: alcances a la salida del deflector y cucharón respectivamente.

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

**Fotografía No. 5.6:** Alcance del chorro a la salida del vertedero de excesos izquierdo. Vistas superior (I), y lateral (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1". Quito. 2012.

El máximo alcance es generado a partir de los deflectores que presentan mayor ángulo de salida que el cucharón del salto en esquí, este último para el mismo caudal registra 45 m de alcance.

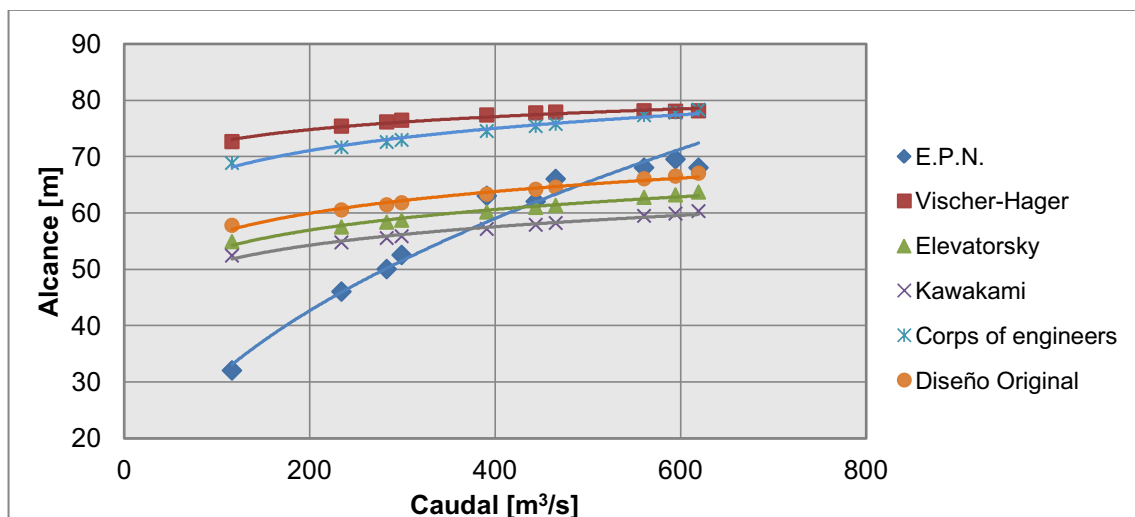
Durante las pruebas se observa la difusión de los chorros, lanzados tanto desde

el cucharón como de los deflectores, en la masa de aire de manera uniforme. La dirección de los chorros es perpendicular al eje transversal de la presa e impactan en las márgenes del cuenco de disipación para la operación de caudales grandes.

El alcance máximo registrado en laboratorio que corresponde al caudal de diseño, varía respecto del alcance calculado más cercano en 6% (Diseño Original), siendo este valor muy cercano a los determinados para los demás autores. Para caudales menores a los 400 m<sup>3</sup>/s se presenta una disminución del valor experimental en relación al teórico en el orden del 20%.

En los gráficos No. 5.6 y No. 5.7, se presenta las tendencias de los alcances experimentales y calculados para los deflectores y cucharones, respectivamente.

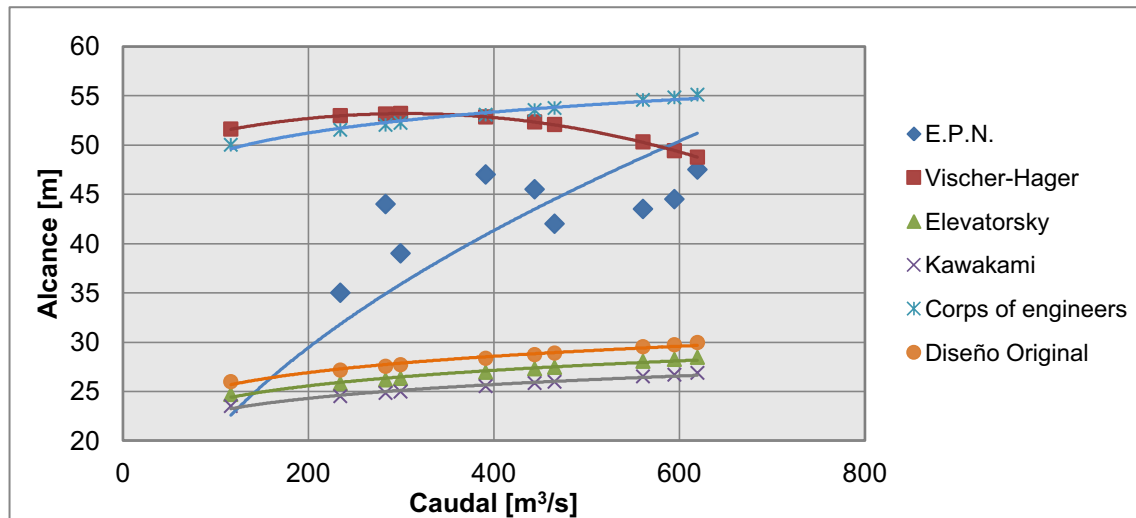
**Gráfico No. 5.6:** Caudal vs. Alcance, para el caso de los deflectores ( $\theta=37^\circ$ )



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Existe la tendencia a registrarse alcances experimentales mayores que los teóricos (Diseño Original, Elevatorsky y Kawakami) para caudales entre 150 y 550 m<sup>3</sup>/s. Para el caudal cercano a 120 m<sup>3</sup>/s hay coincidencia entre alcances medidos y calculados.

En el caso del cucharón, el alcance máximo registrado en el laboratorio es de 45 m en correspondencia al caudal de diseño, siendo 9% menor que el alcance teórico calculado según Vischer-Hager.

**Gráfico No. 5.7:** Caudal vs. Alcance, para el caso del cucharón ( $\theta=12^\circ$ )

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

La variación entre los alcances experimentales y calculados se debería a que los primeros son producto de la operación conjunta de los deflectores y el cucharón del salto en esquí, esta operación combinada no se puede determinar numéricamente con ninguna de las expresiones planteadas por los investigadores considerados en esta investigación, pues las expresiones están basadas en la operación de una estructura (cucharón) que proyecta un chorro único sin dividirlo en varios chorros.

Al comparar los registros de alcances experimentales entre los deflectores y los cucharones, en promedio, los primeros son mayores en 45% a los generados desde los cucharones. La causa de esta variación es la diferencia de ángulos de salida ( $37^\circ$  y  $12^\circ$ , respectivamente), lo cual ratifica la tendencia a obtener alcances mayores para ángulos grandes.

### 5.3.2 VERTEDEROS DE EXCESOS CON CLAPETA

En base a las pruebas B y C del plan de pruebas, se analiza el comportamiento del vertedero de excesos derecho al operar con compuerta de clapeta en los niveles 963 msnm y 965 msnm, y su influencia en el alcance de los chorros.

De los registros experimentales se obtienen valores de alcances que varían entre 33 y 65 m de longitud. En el cuadro No. 5.9 se presenta el resumen.

**Cuadro No. 5.9:** Alcances de chorros en vertederos de excesos con compuerta de clapeta en los niveles 963 msnm y 965 msnm

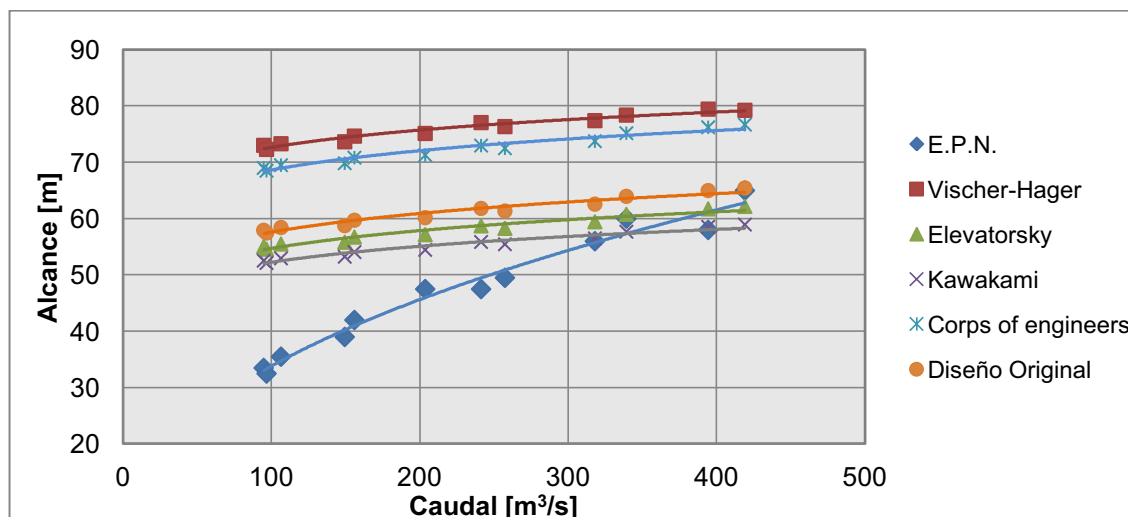
Prueba	Vertedero	Caudal [m <sup>3</sup> /s]	Ángulo [°]		E.P.N. [m]		Vischer - Hager [m]		Elevatorsky [m]		Kawakami [m]		Corps of engineers [m]		Diseño Original [m]	
			θ1	θ2	x1	x2	Lt1	Lt2	x1	x2	L1	L2	x1	x2	x1	x2
B1	Clapeta 963 msnm	241.48	37	12	48	35	77	54	59	26	56	25	73	52	62	28
B2		106.60			36	30	73	52	56	25	53	24	70	50	58	26
B3		156.09			42	23	75	53	57	25	54	24	71	51	60	27
B4		339.41			60	30	78	54	61	27	58	26	75	53	64	29
B5		419.31			65	35	79	53	62	28	59	26	77	54	65	29
B6		94.93			34	22	73	52	55	25	53	24	69	50	58	26
B7		394.57			58	42	79	54	62	28	59	26	76	54	65	29
C1	Clapeta 965 msnm	96.87	37	12	33	18	72	51	55	25	52	23	69	50	57	26
C2		149.55			39	24	74	52	56	25	53	24	70	51	59	26
C3		203.82			48	32	75	53	57	26	54	24	71	51	60	27
C4		257.56			50	35	76	54	58	26	55	25	72	52	61	28
C5		318.20			56	39	77	54	59	27	57	25	74	53	63	28

**θ1, θ2:** ángulos de salida desde el deflector y cucharón respectivamente.

**x1,2; Lt1,2; L1,2:** alcances a la salida del deflector y cucharón respectivamente.

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

**Gráfico No. 5.8:** Caudal vs. Alcance, para el caso de los deflectores ( $\theta=37^\circ$ ) cuando se opera el Vertedero con Clapeta en los niveles 963 msnm y 965 msnm



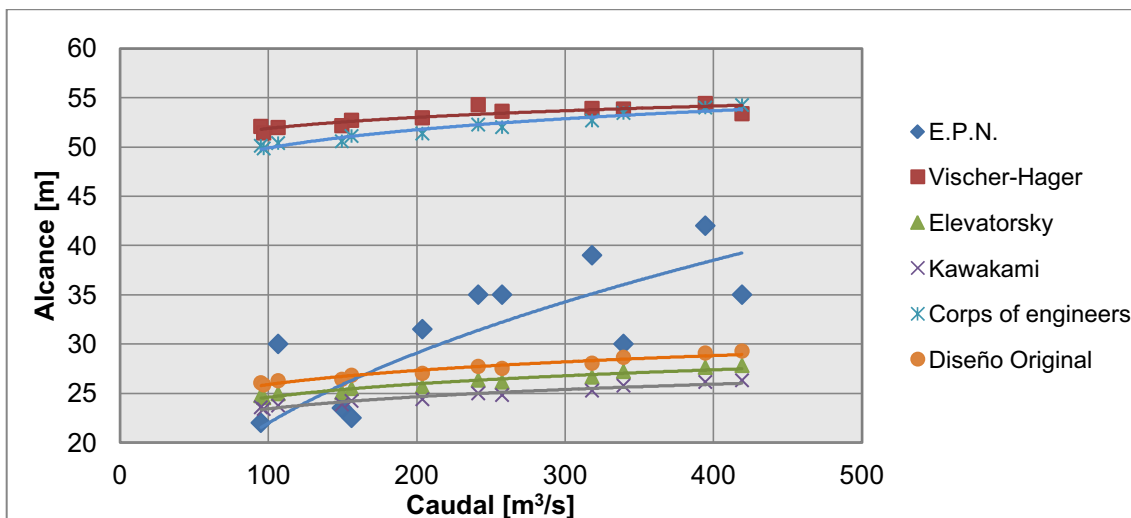
**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Para el caso de los deflectores, el mayor alcance registrado es alrededor de 65 m

con  $420 \text{ m}^3/\text{s}$  de caudal, siendo igual al calculado según la expresión de Diseño Original (Hidrotoapi E.P.).

Los alcances experimentales tienden a disminuir conforme baja el caudal, pero esta tendencia difiere en un 50% respecto de los alcances teóricos cuando se operan caudales cercanos a los  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ .

**Gráfico No. 5.9:** Caudal vs. Alcance, para el caso del cucharón ( $\theta=12^\circ$ ) cuando se opera el Vertedero con Clapeta en los niveles 963 msnm y 965 msnm



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

El análisis del chorro cuando es proyectado desde el cucharón ( $12^\circ$ ) con  $420 \text{ m}^3/\text{s}$ , da como resultado un máximo alcance en laboratorio de 35 m, es mayor que el calculado según lo propuesto por Hidrotoapi E.P. en 20%.

Sin embargo para caudales menores a  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  los alcances observados tienden a disminuir hasta acercarse a los valores de alcances calculados como se observa en el gráfico No. 5.9.

De manera similar a lo observado en el análisis del vertedero con la clapeta totalmente abatida, las tendencias entre los alcances medidos y calculados varían debido a la operación conjunta de los deflectores y el cucharón del salto en esquí.

Se produce un incremento de la variación promedio entre los alcances experimentales provenientes de los deflectores y del cucharón hasta en 60%, lo

que ratifica la incidencia de los ángulos de salida en el desarrollo de los alcances.

Debido a la operación del vertedero de excesos controlado por compuerta de clapeta, la lámina de agua que cae directamente desde la parte final de la clapeta abatida impacta de manera inadecuada en las paredes laterales del vertedero y en la zona de inicio de los deflectores, como se observa en la fotografía No. 5.7.

**Fotografía No. 5.7:** Impacto de la lámina de agua vertiente desde la clapeta. Vista lateral de la lámina (I). Impacto sobre los deflectores y el cucharón (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

Conforme se incrementan los caudales, la lámina de agua avanza hasta impactar la zona del salto en esquí completamente y se desborda por las paredes laterales del vertedero. Se observa una zona de recirculación previa al salto en esquí que influye directamente en el normal desarrollo de los chorros y por ende en los alcances de los mismos.

### 5.3.3 DESAGÜES DE FONDO

Se realizan las pruebas D, E y F del plan de pruebas, para los desagües de fondo con aperturas de la compuerta radial al 100, 50 y 20%, respectivamente. Los alcances son medidos desde el labio superior del salto en esquí de estas estructuras.

Los desagües de fondo a diferencia de los vertederos de excesos, están provistos de salto en esquí sin deflectores, lo que supone la medición de un solo alcance en correspondencia con el ángulo de salida 29° respecto de la horizontal.

Los valores de alcances registrados en laboratorio y los calculados según lo propuesto por varios investigadores, para el caso de los desagües de fondo con apertura de compuerta radial al 100% se resumen en el cuadro No. 5.10.

**Cuadro No. 5.10:** Alcances de chorros en desagües de fondo con apertura de compuerta radial al 100% (8 m)

Prueba	Desagüe	Apertura	Caudal	Ángulo.	E.P.N.	Vischer	Elevatorsky	Kawakami	Corps of engineers	Diseño
			[m <sup>3</sup> /s]	[°]	[m]	- Hager	[m]	[m]	[m]	[m]
			Q	$\theta$	x	Lt	x	L1	x	x
D1	Izquierdo	a = 8 m (100%)	940.72	29	31	31	40	38	56	42
D2			1100.64		40	37	46	44	63	49
D3			1250.73		47	44	53	51	71	56
D4			1425.41		51	52	62	59	81	66
D5			1689.57		65	71	80	74	100	85
D6	Derecho	a = 8 m (100%)	878.66	29	39	32	39	37	54	41
D7			1070.47		40	40	46	44	63	49
D8			1234.40		41	46	53	50	70	56
D9			1552.46		65	63	72	67	91	75

$\theta$ : ángulo a la salida del cucharón. **x, Lt, L1**: alcances a la salida del cucharón.

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

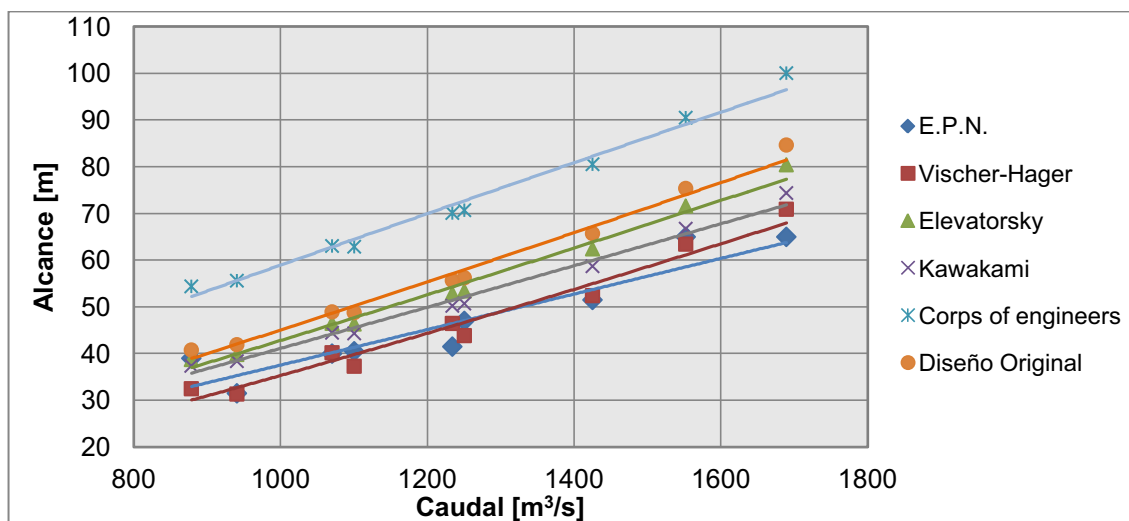
Se registra el alcance máximo de 65 m cuando se descarga el caudal de diseño alrededor de 1600 m<sup>3</sup>/s, el cual es 3% menor que el promedio calculado con la expresión de Vischer-Hager.

En el caso de los alcances para caudales menores a los 1400 m<sup>3</sup>/s pero mayores que 880 m<sup>3</sup>/s, se registran mayores alcances que los calculados según Vischer-Hager hasta en un 8%.

En relación a los demás investigadores, no existe mayor analogía entre los resultados numéricos, pues los alcances calculados son mayores que los experimentales, las líneas de tendencia experimental y teórica son similares entre sí como se presenta en el gráfico No. 5.10, debido a que la estructura genera un solo chorro, siendo este caso el mismo con el cual se calculan los diferentes alcances según la teoría propuesta.



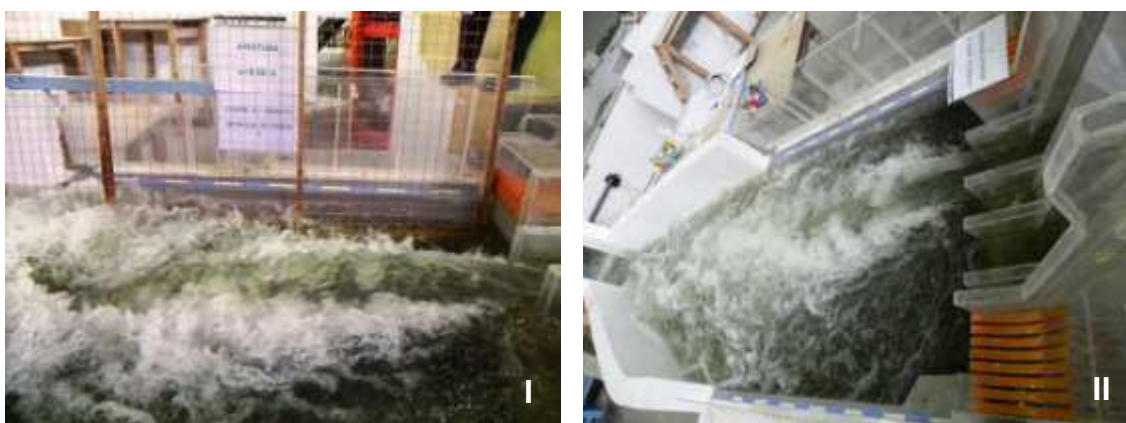
**Gráfico No. 5.10:** Caudal vs. Alcance, para los desagües de fondo con apertura de compuerta radial al 100% (8 m)



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

En la fotografía No. 5.8 se puede observar el chorro descargado por el salto en esquí del desagüe de fondo derecho.

**Fotografía No. 5.8:** Alcance del chorro a la salida del desagüe de fondo derecho. Vistas lateral (I), y superior (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1". Quito. 2012.

El análisis de los alcances de los desagües de fondo con apertura de compuerta al 50% se realiza en base a las pruebas E del plan de pruebas. Se obtiene como resultado el máximo alcance registrado en laboratorio de 75 m con 620 m<sup>3</sup>/s de caudal, siendo éste el máximo absoluto para toda la serie de pruebas realizadas.



El alcance experimental máximo es similar al calculado utilizando la expresión de Vischer-Hager (73 m) con una desviación del 3%, y diferente del alcance teórico según el Corps of engineers en hasta 21%.

En el cuadro No. 5.11 se resumen los alcances experimentales y calculados para el caso del desagüe de fondo con apertura de compuerta radial al 50%.

**Cuadro No. 5.11:** Alcances de chorros en desagües de fondo con apertura de compuerta radial al 50% (4 m)

Prueba	Desagüe	Apertura	Caudal	Ángulo	E.P.N.	Vischer - Hager	Elevatorsky	Kawakami	Corps of engineers	Diseño Original
			Q	$\theta$	x	Lt	x	L1	x	x
E1	Izquierdo	a = 4 m (50%)	284.15	29	<b>26</b>	25	28	27	42	29
E2			380.46		<b>35</b>	36	37	36	53	39
E3			507.99		<b>45</b>	53	54	51	71	57
E4			592.14		<b>68</b>	61	62	58	80	65
E5			618.25		<b>67</b>	75	73	68	92	77
E6	Derecho	a = 4 m (50%)	302.55	29	<b>29</b>	28	30	29	44	31
E7			422.57		<b>48</b>	42	42	41	58	45
E8			<b>618.93</b>		<b>75</b>	73	72	67	91	76

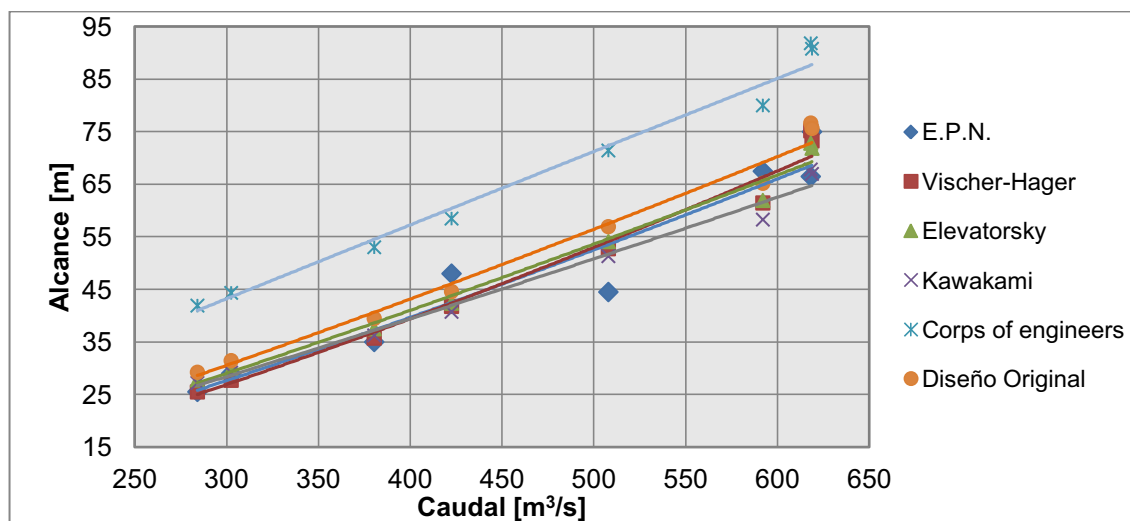
$\theta$ : ángulo a la salida del cucharón. **x, Lt, L1**: alcances a la salida del cucharón

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Para esta operación de compuerta (50%), las líneas de tendencia teóricas y experimentales son muy parecidas en cuanto al valor obtenido, como se observa en el gráfico No. 5.11, excepto por el Corps of engineers, cuyos resultados alcanzan una diferencia de hasta un 40% respecto a los alcances registrados en laboratorio. Para los caudales menores a 620 m<sup>3</sup>/s se observa que la desviación llega al 4% entre los alcances experimentales y los calculados según Vischer-Hager.

La incidencia de la apertura de la compuerta radial a la mitad de su capacidad máxima, se ve reflejada en el incremento de la velocidad a la salida del salto en esquí, factor que influye en la longitud que alcanza el chorro a la salida del mismo. Así se ratifica la obtención del alcance máximo experimental durante la realización de estas pruebas.

**Gráfico No. 5.11:** Caudal vs. Alcance, para los desagües de fondo con apertura de compuerta radial al 50% (4 m)



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

De manera poco alentadora y como se analiza más adelante, se observa que para esta operación de compuerta radial en el desagüe de fondo, la longitud del cuenco es insuficiente para contener efectivamente el chorro.

Finalmente se analizan los chorros con la operación del desagüe de fondo con apertura de compuerta radial al 20% en base a las pruebas F del plan de pruebas.

La incidencia de esta apertura parcial al 20%, que a pesar de estar operando con caudales relativamente bajos, se refleja en el claro incremento de la velocidad que repercute directamente en la longitud de alcance del chorro.

Durante esta serie de pruebas se registran los valores de alcance experimental más pequeños en relación a las aperturas de compuerta radial analizadas previamente, los resultados teóricos y experimentales se muestran en el cuadro No. 5.12.

Se registra un alcance de 19 m aguas abajo del salto en esquí, siendo este valor el más pequeño para todas las aperturas. Se registra el máximo alcance de 50 m para 201.38 m³/s de caudal, este valor difiere en 2% del calculado según Vischer-Hager.

**Cuadro No. 5.12:** Alcances de chorros en desagües de fondo con apertura de compuerta radial al 20% (1.6 m).

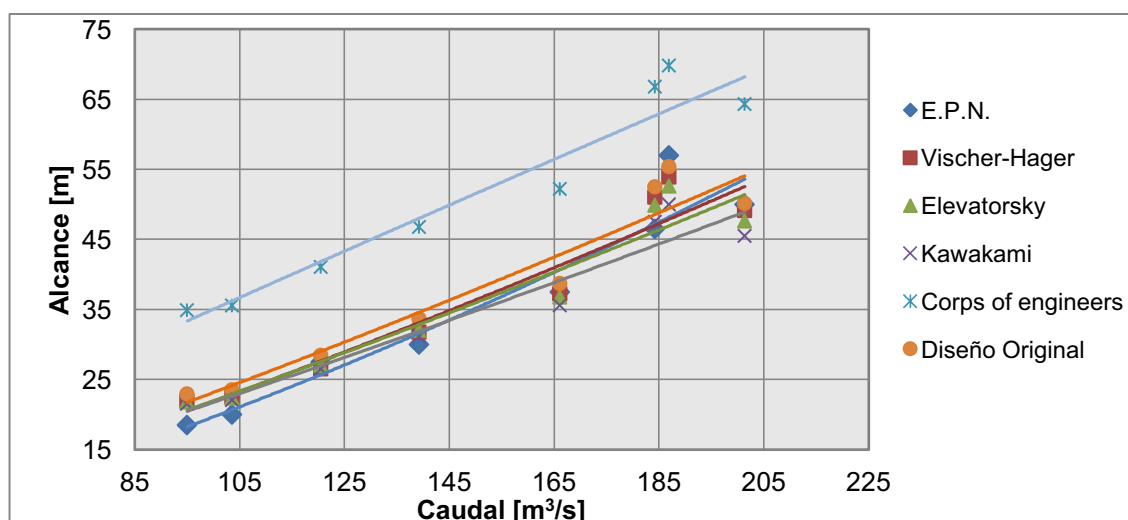
Prueba	Desagüe	Apertura	Caudal	Ángulo	E.P.N.	Vischer - Hager	Elevatorsky	Kawakami	Corps of engineers	Diseño Original
			Q	$\theta$	x	Lt	x	L1	x	x
F1	Izquierdo	a = 1.6 m (20%)	94.98	29	19	22	22	22	35	23
F2			120.51		28	27	27	27	41	28
F3			139.25		30	32	32	31	47	34
F4			184.26		47	51	50	48	67	53
F5			186.94		50	54	53	50	70	55
F6	Derecho	a = 1.6 m (20%)	103.57	29	20	23	22	22	36	24
F7			166.12		38	37	37	36	52	39
F8			201.38		50	49	48	46	64	50

$\theta$ : ángulo a la salida del cucharón. x, Lt, L1: alcances a la salida del cucharón

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

La tendencia de los alcances calculados respecto de los observados en laboratorio es similar en todos los casos, excepto con las fórmulas del Corps of engineers, que difieren en hasta un 50% de los alcances experimentales, como se presenta en el gráfico No. 5.12.

**Gráfico No. 5.12:** Caudal vs. Alcance, para los desagües de fondo con apertura de compuerta radial al 20% (1.6 m)



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

En el cuadro No. 5.13 se presenta un resumen de los alcances máximos registrados en laboratorio durante las pruebas en todas las estructuras de descarga de la presa Toachi.

**Cuadro No. 5.13:** Alcances máximos de chorros experimentales.

Prueba	Estructura	Ubicación	Apertura	Caudal	Ángulo		E.P.N.	
			[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[°]		[m]	
			a	Q	θ1	θ2	x1	x2
A5	Vertedero de excesos	Derecho	-	619.61	37	12	68	48
A10		Izquierdo	-	594.78	37	12	70	45
B5		Clapeta 963 msnm	-	419.31	37	12	65	35
C5		Clapeta 965 msnm	-	318.2	37	12	56	39
D5	Desagüe de fondo	Izquierdo	a = 8 m (100%)	1689.57	29		65	
D9		Derecho	a = 8 m 100%)	1552.46	29		65	
E4		Izquierdo	a = 4 m (50%)	592.14	29		68	
E8		Derecho	a = 4 m (50%)	618.93	29		75	
F5		Izquierdo	a = 1.6 m (20%)	186.94	29		50	
F8		Derecho	a = 1.6 m (20%)	201.38	29		50	

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

## 5.4 DIMENSIONES DEL CUENCO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

El cuenco de disipación de energía al pie de las estructuras de descarga de la presa durante las pruebas realizadas se llena de material pétreo hasta la cota 918.5 msnm. En esta primera fase de la investigación se evalúa si las dimensiones del cuenco amortiguador son las mínimas necesarias para una correcta operación de esta estructura.

### 5.4.1 RESPECTO A LOS VERTEDEROS DE EXCESOS

Los alcances de los chorros durante las pruebas para vertederos de excesos con caudales pequeños (116 m<sup>3</sup>/s) llegan hasta los 18 m, mientras que los máximos registrados están en el orden de los 70 m de longitud.

En base a esta información se determina que el cuenco de socavación formado

por la descarga de los chorros está lo suficientemente alejado del pie de la presa como para representar algún tipo de amenaza a la integridad de la misma. Sin embargo los chorros en su parte final prácticamente coinciden con el dique en escollera (umbral) lo cual constituye una amenaza a la integridad de toda la estructura de disipación de energía.

Es relevante citar que se produce el impacto de una parte de los chorros descargados por los dos vertederos de excesos en los márgenes del cuenco, como se observa en la fotografía No. 5.9-I, lo que implicaría daño en esta zona debido al impacto constante del agua.

**Fotografía No. 5.9:** Impacto del chorro a la salida de los vertederos de excesos en la margen derecha del cuenco de disipación (I). Socavación producida por el chorro a la salida del vertedero de excesos (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.

#### 5.4.2 RESPECTO A LOS DESAGÜES DE FONDO

Durante las pruebas para desagües de fondo con pequeños caudales ( $95 \text{ m}^3/\text{s}$ ), se registran alcances de hasta 19 m de longitud, mientras que los máximos están en el orden de los 75 m.

En general los chorros inciden en la zona central del cuenco lo que hace que la socavación se aleje de las márgenes del cuenco para todo el rango de caudales. La zona al pie de la presa no presenta mayor inconveniente respecto a la descarga de los chorros con caudales pequeños, pues estos impactan lo

suficientemente lejos de esta zona.

Para la operación de los caudales máximos se evidencia que el impacto del chorro es directo sobre el dique en escollera al final del cuenco de disipación como se muestra en la fotografía No. 5.10-I.

**Fotografía No. 5.10:** Impacto del chorro a la salida del desagüe de fondo en el cuenco de disipación (I). Socavación producida por el chorro a la salida del desagüe de fondo (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

Se considera desfavorable este impacto del chorro para la adecuada operación del cuenco de disipación, que luego de analizar de manera particular sus dimensiones, es demasiado pequeño tanto en ancho como en longitud, en relación a los cuencos de socavación formados por el impacto de los chorros descargados por los desagües de fondo y vertederos de excesos.

## 5.5 RECOMENDACIONES

- Los chorros descargados desde los vertederos de excesos y los desagües de fondo evidencian la insuficiente longitud del cuenco, ya que impactan sobre el dique en escollera, motivo por el cual se recomienda la ampliación en 30 m de la longitud del cuenco de disipación con el fin de contener los chorros provenientes de las descargas, asegurar una adecuada disipación y evitar la excesiva acumulación de material en esta zona.

- Las márgenes del cuenco de disipación reciben de manera directa parte de los chorros provenientes de los vertederos de excesos, además la descarga del vertedero Sarapullo incide directamente sobre el talud derecho fuera del cuenco, por lo cual se recomienda ampliar 16 m el ancho del cuenco, 2 m hacia la margen izquierda y 14 m hacia la margen derecha, a fin de garantizar la estabilidad y buen funcionamiento del cuenco.
- Debido al impacto de la lámina de agua que vierte desde la clapeta sobre los deflectores y el cucharón del salto en esquí, se recomienda restringir la operación de este tipo de compuertas exclusivamente para caudales pequeños. No obstante lo más adecuado sería optar por otra estructura de control, como por ejemplo compuertas radiales que garanticen la integridad del vertedero y sus componentes.

## CAPÍTULO 6

### ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LAS MODIFICACIONES PROPUESTAS

#### 6.1 MODIFICACIONES PROPUESTAS

Las modificaciones en el modelo se han propuesto en base a los resultados experimentales obtenidos en la Primera Fase de pruebas, que corresponden a diseño original. El análisis experimental de las modificaciones se plantea en la Segunda Fase del Plan de Pruebas.

##### 6.1.1 DESCRIPCIÓN DE LAS MODIFICACIONES PROPUESTAS

En base a las recomendaciones del capítulo 5, las modificaciones propuestas se resumen en el cuadro No. 6.1.

**Cuadro No. 6.1:** Resumen de modificaciones

ESTRUCTURA	RECOMENDACIONES Y MODIFICACIONES
VERTEDEROS DE EXCESOS	Cambiar la compuerta de clapeta como estructura de control por compuertas radiales que garanticen la integridad del vertedero y de sus componentes
DESAGÜES DE FONDO	Evitar la operación del desagüe con apertura de compuerta al 20%, debido a que el flujo descarga muy perturbado y con grandes velocidades, lo que puede provocar cavitación por la separación entre la lámina de agua y el perfil y tener un efecto abrasivo en el perfil
CUENCO DE DISIPACIÓN	Ampliar las dimensiones del cuenco para contener dentro de sus límites los chorros descargados desde los vertederos de excesos y desagües de fondo y evitar zonas de recirculación y acumulación excesiva del material en el umbral

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

La modificación más importante es el incremento de las dimensiones del cuenco de disipación, con el fin de contener dentro de sus límites los chorros y los cuencos de socavación formados por la descarga de los vertederos de excesos y desagües de fondo.



La longitud se aumenta 30 m para evitar el impacto de los chorros de los desagües contra el umbral y disminuir la acumulación de material socavado en esta zona.

El ancho se incrementa 15.5 m, el mayor aumento se produce en la margen derecha, con el fin de recibir dentro del cuenco el chorro descargado por el vertedero de las aguas provenientes de la central Sarapullo.

Las dimensiones del cuenco modificado en prototipo y modelo se presentan en el cuadro No. 6.2.

**Cuadro No. 6.2:** Dimensiones del cuenco recomendado

DIMENSIÓN	UNIDADES	PROTOTIPO	MODELO
Ancho	m	83,5	1,67
Largo	m	105	2,10
Profundidad	m	20	0,40
Cota del material	msnm	918,5	

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

El umbral al final del cuenco de disipación mantiene la geometría de su sección transversal pero su ancho y eje es igual al del cuenco modificado.

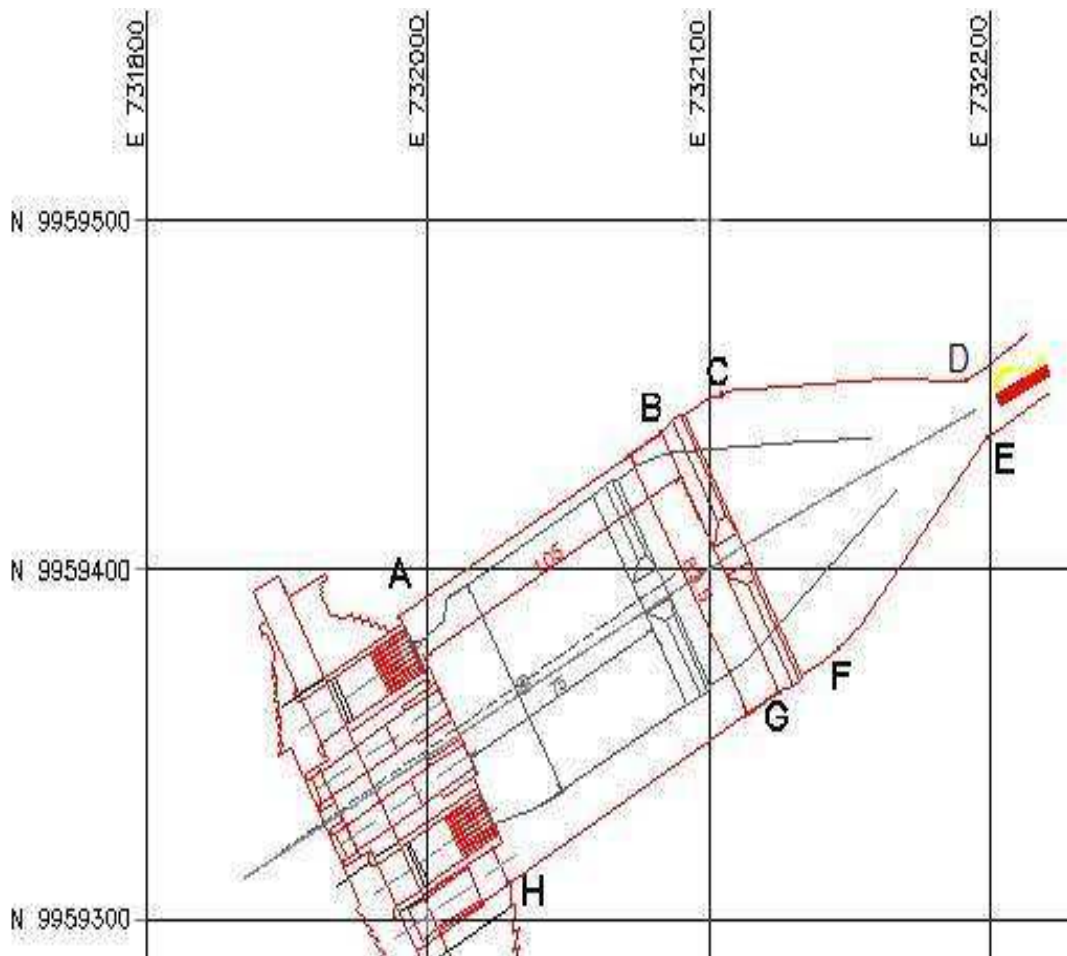
En el Cuadro No. 6.3 se indican las coordenadas de los extremos del cuenco recomendado y en la Figura No. 6.1 se muestra su implantación respecto a la presa y coordenadas en prototipo.

**Cuadro No. 6.3:** Coordenadas de los puntos extremos del cuenco recomendado (prototipo)

PUNTO	N	E
A	9959387	731990
B	9959439	732083
C	9959450	732105
D	9959454	732192
E	9959438	732199
F	9959377	732146
G	9959365	732125
H	9959310	732028

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

**Figura No. 6.1:** Implantación del cuenco modificado



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

**Fotografía No. 6.1:** Modificación de las dimensiones del cuenco de disipación (II Fase). (I) Vista frontal desde aguas abajo. (II) Vista lateral margen izquierda.

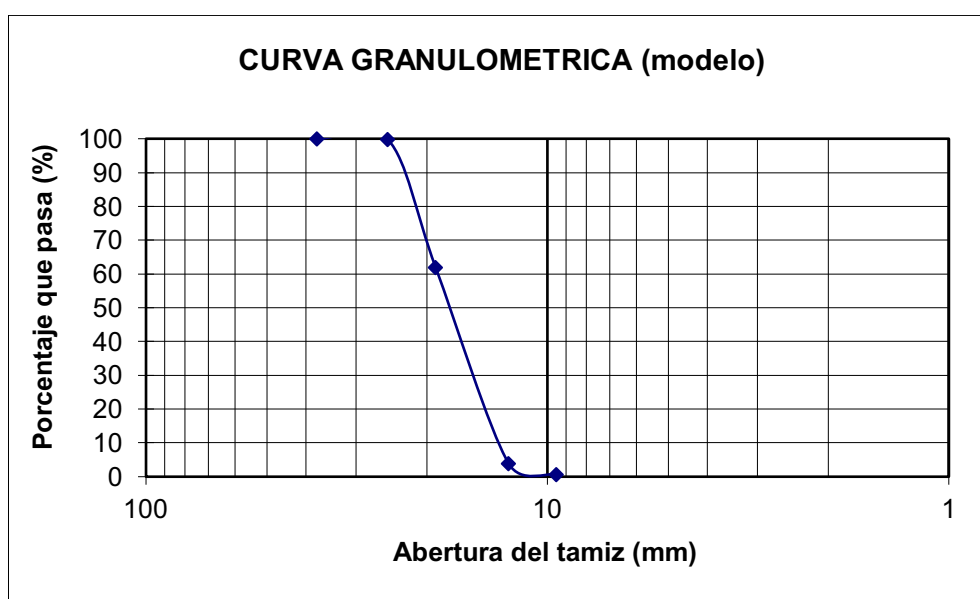


**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2". Quito. 2012.

En el modelo el cuenco modificado se construye con hormigón armado y se colocan paredes laterales de acrílico, como se muestra en la fotografía No. 6.1.

El cuenco se rellena con material pétreo hasta la cota 918.5 msnm. La curva granulométrica del material usado en el modelo se presenta en el gráfico No. 6.1, con diámetro prominente, de 1 a 2 cm equivalente de 0.50 a 1 m en prototipo, indicado por Hidrotoapi E.P. como el diámetro característico.

**Gráfico No. 6.1:** Curva granulométrica del material pétreo de relleno en el cuenco de disipación (modelo)



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

## 6.2 ANÁLISIS EXPERIMENTAL

### 6.2.1 EFICIENCIA DEL CUENCO DE DISIPACIÓN

El cuenco de disipación se analiza experimentalmente con el fin de verificar si sus dimensiones son las suficientes para contener los cuencos de socavación formados por el impacto de los chorros descargados desde los vertederos de excesos y desagües de fondo, promoviendo la suficiente turbulencia para completar el proceso de disipación de energía sin afectar al pie de presa ni a las estructuras circundantes.

El análisis experimental se realiza mediante la observación del comportamiento

del cuenco de disipación y el dimensionamiento de los cuencos de socavación. Los resultados experimentales se comparan con el cálculo teórico de las profundidades máximas de socavación.

Al finalizar cada prueba se enrasa el material pétreo en el nivel 918.5 msnm, con el objeto de obtener una tendencia de las profundidades experimentales con cada caudal ensayado.

## 6.2.2 CÁLCULO DE LA PROFUNDIDAD MÁXIMA DE SOCAVACIÓN

El cálculo teórico de la profundidad de socavación se realiza empleando las fórmulas propuestas en el capítulo 2 y se resume como sigue:

$$\text{Damle:} \quad d_s = A(qH_0/\sqrt{g})^{0.4} \quad (2.14)$$

$$\text{Coleman:} \quad z_e = 1.9H_t^{0.225}q^{0.54}\text{sen}\theta \quad (2.15)$$

$$\text{Mason y Arumugan:} \quad z_e + h_u = K_s(q^{\varepsilon_1}H_0^{\varepsilon_2}h_u^{\varepsilon_3}/g^{\varepsilon_4}d_m^{\varepsilon_5}) \quad (2.16)$$

$$\text{Chian Min Wu:} \quad d_s = 1.18q^{0.50}H^{0.235} \quad (2.21)$$

$$\text{Martins – B:} \quad d_s = 1.50q^{0.60}E^{0.10} \quad (2.22)$$

$$\text{Taraimovich:} \quad d_s = 0.633q^{0.67}H^{0.25} \quad (2.23)$$

La mayoría de las variables que intervienen en las fórmulas mencionadas se toman de los registros de las pruebas en el laboratorio.

Con el fin de tener mayor precisión en cuanto a la forma y profundidad de los cuencos de socavación, después de cada prueba se hace el levantamiento topográfico de cada cuenco mediante el uso de una estación total.

### 6.2.2.1 Desagüe de fondo derecho

El análisis experimental de los cuencos de socavación formados por la operación y respectiva descarga de los chorros desde el desagüe de fondo derecho, se realiza en base a las pruebas H del plan de pruebas.

Los valores registrados en laboratorio se presentan en el cuadro No. 6.4.

**Cuadro No. 6.4:** Valores registrados para las pruebas H1–H3 del Plan de pruebas

<b>PRUEBA</b>	<b>H1</b>	<b>H2</b>	<b>H3</b>
<b>CAUDAL [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>354,47</b>	<b>533,13</b>	<b>575,09</b>
q [m <sup>2</sup> /s]	44,31	66,64	71,89
Nivel en el embalse [msnm]	931,41	938,43	939,39
Nivel en el cuenco [msnm]	924,50	926,00	926,25
Diferencia de nivel H [m]	6,91	12,43	13,14
Calado en el cuenco h [m]	6,00	7,50	7,75
Ángulo de impacto $\theta$ [°]	38	38	38
<b>Profundidad experimental desde el nivel 918.5 m.s.n.m. [m]</b>	<b>9,25</b>	<b>10,10</b>	<b>9,40</b>

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

En el cuadro No. 6.5 se presentan los valores experimentales y calculados de la profundidad máxima de socavación.

**Cuadro No. 6.5:** Valores experimentales y calculados de la profundidad de socavación para las pruebas H1–H3 del Plan de pruebas

<b>Prueba</b>	<b>H1</b>	<b>H2</b>	<b>H3</b>
<b>Caudal [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>354,47</b>	<b>533,13</b>	<b>575,09</b>
Damle [m]	15,63	23,27	24,53
Coleman [m]	14,00	19,91	21,01
Mason [m]	19,92	23,35	24,01
Chian Min Wu [m]	12,37	17,42	18,32
Martins - B [m]	18,26	24,66	25,96
Taraimovich [m]	13,01	19,81	21,13
<b>Experimental [m]</b>	<b>15,25</b>	<b>17,60</b>	<b>17,15</b>

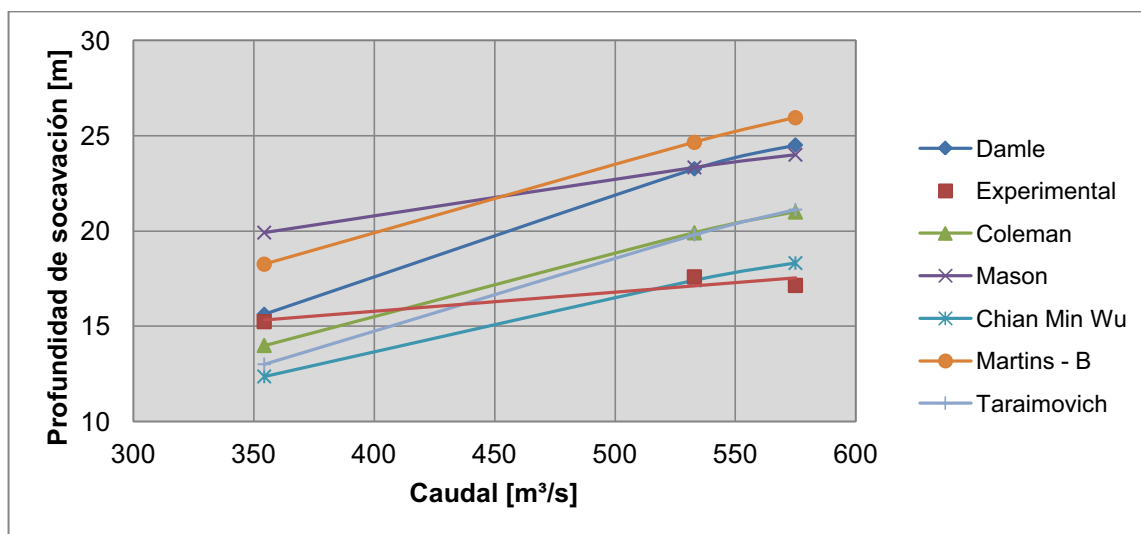
**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Los valores experimentales son muy similares a los calculados según Chian Min Wu, con una diferencia máxima del 6%. La mayor desviación es con Martins – B teniendo una profundidad experimental inferior con 8 m.

En el gráfico No. 6.2 se observa que los valores experimentales están dentro del rango de los cálculos teóricos, con una variación muy pequeña de la profundidad experimental de socavación en función del caudal.

En las fotografías No. 6.2, No. 6.3 y No. 6.4 se observan los cuencos de socavación resultantes. En las figuras No. 6.2, No. 6.3 y No. 6.4 se presentan los cuencos levantados con las curvas de nivel correspondientes a prototipo.

**Gráfico No. 6.2:** Caudal vs. Profundidad de socavación para las pruebas H1–H3 del Plan de pruebas



Elaborado por: Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

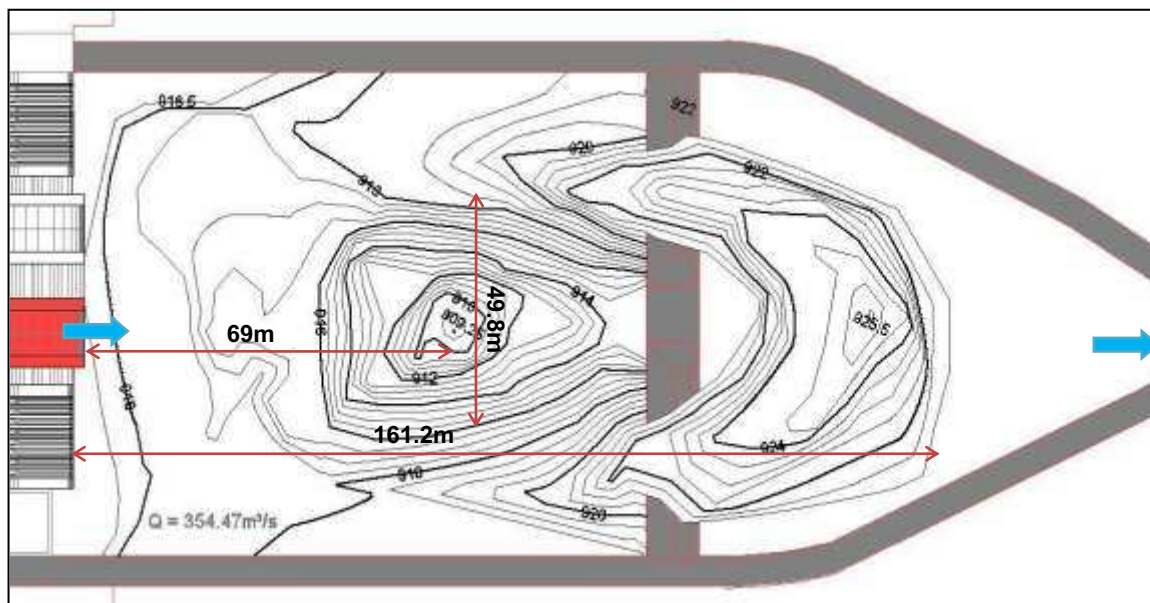
**Fotografía No. 6.2:** Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación del desagüe de fondo derecho con caudal 354.47 m³/s



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2". Quito. 2012.



**Figura No. 6.2:** Configuración del cuenco de socavación con operación del desagüe de fondo derecho con caudal  $354.47 \text{ m}^3/\text{s}$



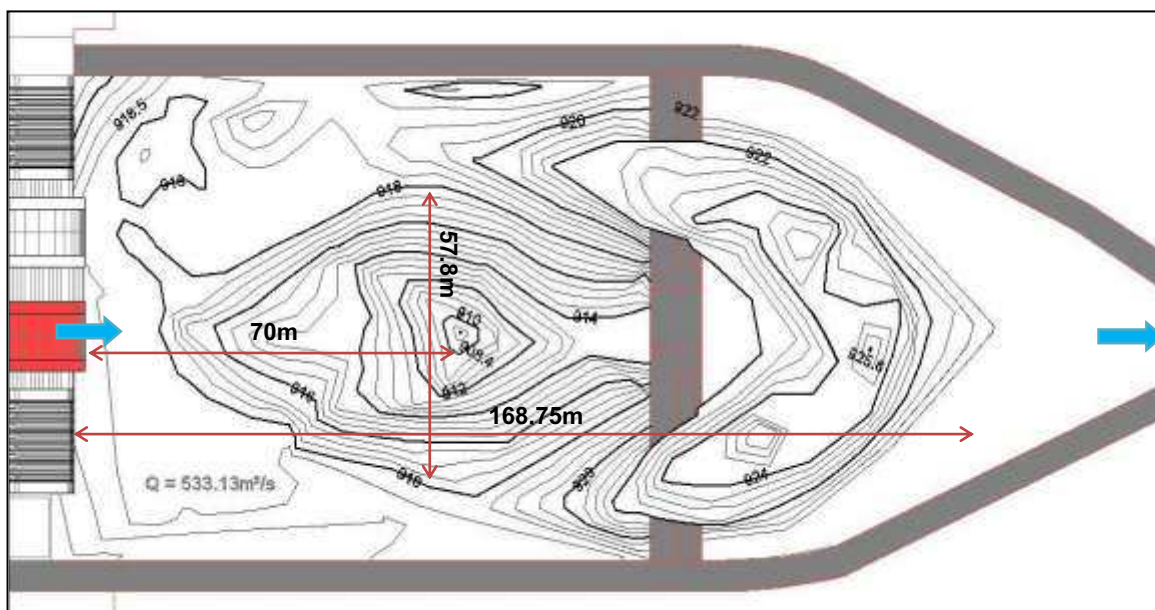
**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

**Fotografía No. 6.3:** Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación del desagüe de fondo derecho con caudal  $533.13 \text{ m}^3/\text{s}$



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2". Quito. 2012.

**Figura No. 6.3:** Configuración del cuenco de socavación con operación del desagüe de fondo derecho con caudal  $533.13 \text{ m}^3/\text{s}$



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

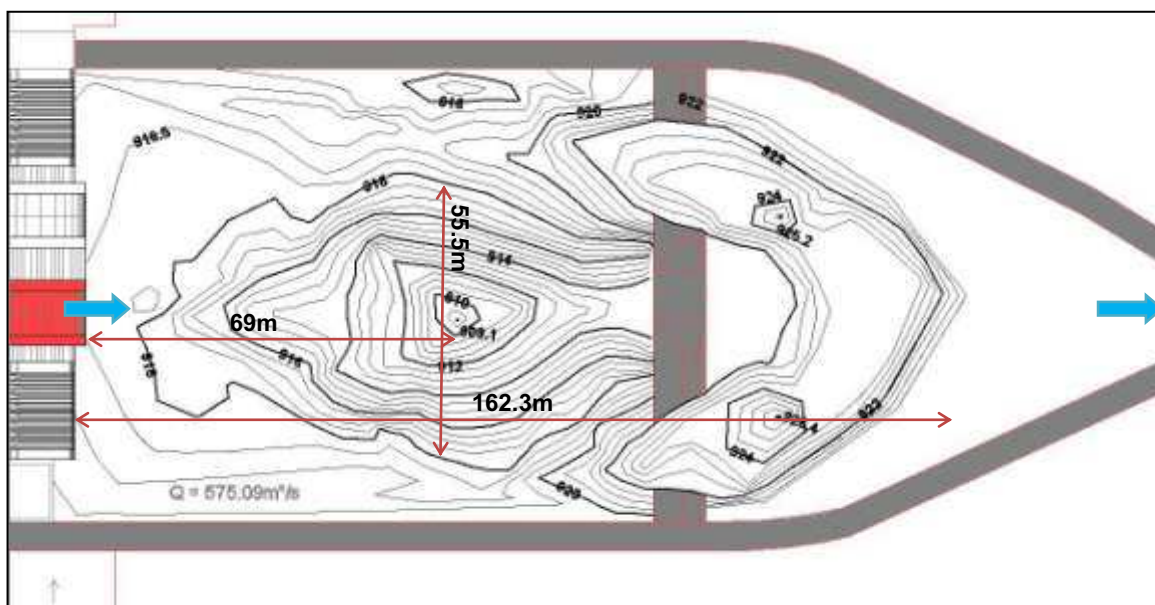
**Fotografía No. 6.4:** Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación del desagüe de fondo derecho con caudal  $575.09 \text{ m}^3/\text{s}$



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2". Quito. 2012.



**Figura No. 6.4:** Configuración del cuenco de socavación con operación del desagüe de fondo derecho con caudal  $575.09 \text{ m}^3/\text{s}$



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Los cuencos de socavación se desarrollan dentro de los límites del cuenco de disipación, acumulando gran parte del material socavado aguas abajo del umbral, formando zonas de recirculación que afectan a los taludes laterales.

En el cuadro No. 6.6 se resumen las dimensiones experimentales de los cuencos de socavación.

**Cuadro No. 6.6:** Resumen de las dimensiones experimentales de los cuencos de socavación para las pruebas H1–H3 del Plan de pruebas

<b>Prueba</b>	<b>H1</b>	<b>H2</b>	<b>H3</b>
<b>Caudal [<math>\text{m}^3/\text{s}</math>]</b>	<b>354,47</b>	<b>533,13</b>	<b>575,09</b>
Distancia a partir del pie del desagüe [m]	69,00	70,00	69,00
Ancho máximo [m]	49,80	57,80	55,50
Longitud máxima de arrastre [m]	161,20	168,75	162,30
<b>Profundidad experimental desde el nivel 918.5 m.s.n.m. [m]</b>	<b>9,25</b>	<b>10,10</b>	<b>9,40</b>

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

La posición del punto más bajo del cuenco de socavación es muy similar en las tres pruebas y se mantiene lejos del pie de presa. Se tienen los valores más críticos con la operación del caudal  $533.13 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### 6.2.2.2 Desagüe de fondo izquierdo

La operación del desagüe izquierdo se realiza con un solo caudal para comparar su comportamiento con el desagüe derecho, los valores registrados en laboratorio se presentan en el cuadro No. 6.7.

**Cuadro No. 6.7:** Valores registrados para la prueba H4 del Plan de pruebas

<b>Prueba</b>	<b>H4</b>
<b>Caudal [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>565,39</b>
q [m <sup>2</sup> /s]	70,67
Nivel en el embalse [msnm]	938,20
Nivel en el cuenco [msnm]	926,00
Diferencia de nivel H [m]	12,20
Calado en el cuenco h [m]	7,50
Ángulo de impacto $\theta$ [°]	38
<b>Profundidad experimental desde el nivel 918.5 m.s.n.m. [m]</b>	<b>8,38</b>

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

La profundidad de socavación experimental y los cálculos teóricos se presentan en el cuadro No. 6.8. La configuración del cuenco de socavación en modelo se muestra en la fotografía No. 6.5 y en la figura No. 6.5.

**Cuadro No. 6.8:** Valores experimental y calculados de la profundidad de socavación para la prueba H4 del Plan de pruebas

<b>Prueba</b>	<b>H4</b>
<b>Caudal [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>565,39</b>
Damle [m]	23,65
Coleman [m]	20,47
Mason [m]	24,23
Chian Min Wu [m]	17,86
Martins - B [m]	25,51
Taraimovich [m]	20,51
<b>Experimental [m]</b>	<b>15,88</b>

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

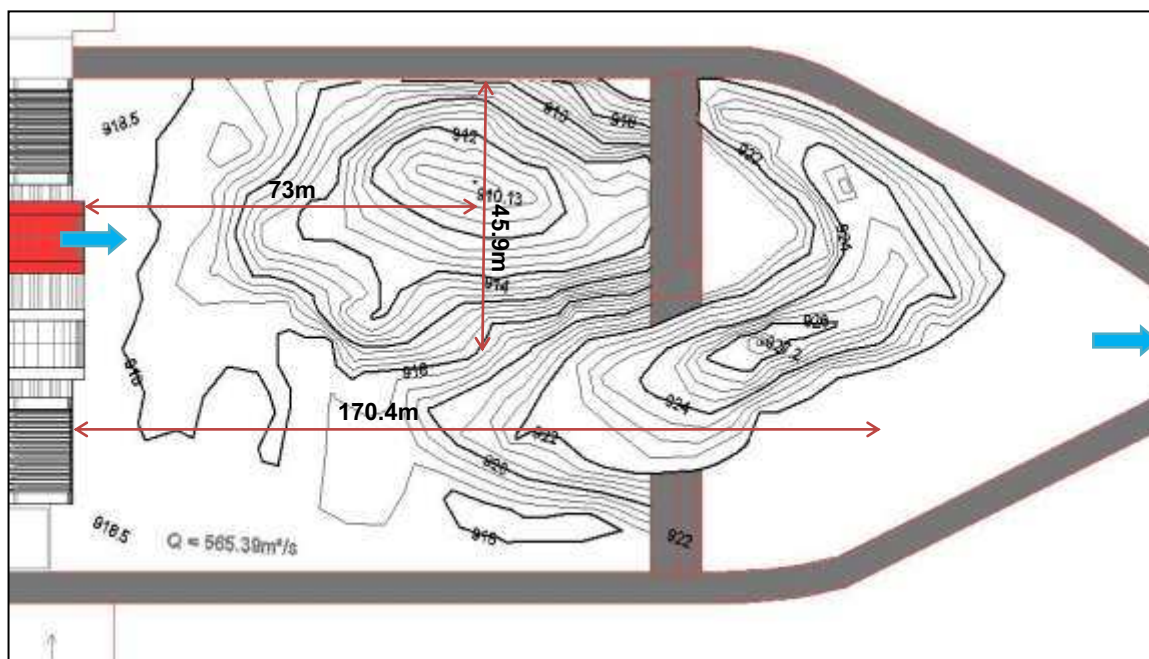
La profundidad experimental es 10 m menor al cálculo según Martins-B, mientras que con Chian Min Wu difiere con 2 m, tendencia similar al desagüe de fondo derecho.

**Fotografía No. 6.5:** Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con la operación del desagüe de fondo izquierdo con caudal  $565.39 \text{ m}^3/\text{s}$



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2”. Quito. 2012.

**Figura No. 6.5:** Configuración del cuenco de socavación con operación del desagüe de fondo izquierdo con caudal  $565.39 \text{ m}^3/\text{s}$



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

El cuenco de socavación se desarrolla dentro de los límites del cuenco de disipación. Se acumula gran cantidad del material aguas abajo provocando la formación de zonas de recirculación de flujo.

El resumen de las dimensiones del cuenco de socavación experimental se presenta en el cuadro No. 6.9.

**Cuadro No. 6.9:** Resumen de las dimensiones experimentales del cuenco de socavación para la prueba H4 del Plan de pruebas

<b>Prueba</b>	<b>H4</b>
<b>Caudal [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>565,39</b>
Distancia a partir del pie del desagüe [m]	73,00
Ancho máximo [m]	45,90
Longitud máxima de arrastre [m]	170,40
Profundidad experimental desde el nivel 918.5 m.s.n.m. [m]	8,38

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

La forma y dimensiones del cuenco de socavación es similar a lo obtenido con la operación del desagüe derecho, la diferencia más notable es con la profundidad de socavación que es 2 m menor al operar el desagüe derecho con caudales similares a esta prueba. El punto central más bajo del cuenco de socavación se ubica lejos del pie de presa.

### 6.2.2.3 Desagües de fondo en conjunto

El análisis de los cuencos de socavación formados con la operación en conjunto de los desagües de fondo se realiza en base a las pruebas I del plan de pruebas.

Se observa la diferencia en el comportamiento del flujo a la salida de los desagües, el nivel de agua en el cuenco sobrepasa el nivel del labio superior del salto en esquí provocando que la salida de estos se ahogue. El desagüe de fondo derecho no tiene la suficiente fuerza de empuje y se forma un pequeño resalto en el cucharón del salto en esquí, notándose la influencia que ejerce la curvatura de aproximación del embalse en el ingreso del flujo a los desagües, el desagüe izquierdo se ahoga parcialmente, como se observa en la fotografía No. 6.6.

**Fotografía No. 6.6:** Comportamiento del desagüe de fondo derecho. Vista en planta con caudal  $750.48 \text{ m}^3/\text{s}$  (I). Vista frontal con caudal  $694.77 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2”. Quito. 2012.

Los valores registrados en laboratorio se presentan en el cuadro No. 6.10.

**Cuadro No. 6.10:** Valores registrados para las pruebas I1–I3 del Plan de pruebas

Prueba	I1	I2	I3
<b>Caudal [<math>\text{m}^3/\text{s}</math>]</b>	<b>750,48</b>	<b>661,13</b>	<b>694,77</b>
q [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]	46,90	41,32	43,42
Nivel en el embalse [m]	936,03	935,08	935,55
Nivel en el cuenco [m]	927,75	927,00	927,50
Diferencia de nivel H [m]	8,28	8,08	8,05
Calado en el cuenco h [m]	9,25	8,50	9,00
Ángulo de impacto $\theta$ [°]	38	38	38
<b>Profundidad experimental desde el nivel 918.5 m.s.n.m. [m]</b>	<b>8,35</b>	<b>8,40</b>	<b>8,50</b>

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

El resumen de resultados de las profundidades calculadas se presenta en el cuadro No. 6.11.

La mayor diferencia es de 3 m entre el valor experimental y el valor máximo calculado con Mason referente al caudal más alto ( $750.48 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

En el gráfico No. 6.3 se observa la tendencia de los valores experimentales y los cálculos teóricos. La tendencia de los resultados experimentales en función del

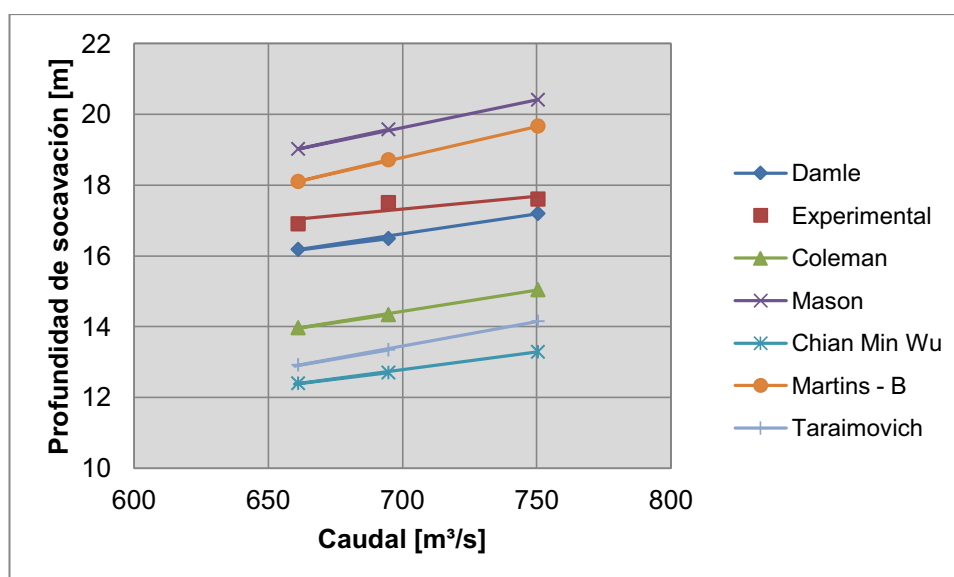
caudal es creciente y están dentro del rango de los cálculos teóricos, aunque se evidencia muy poca variación en relación a la profundidad.

**Cuadro No. 6.11:** Valores experimentales y calculados de la profundidad de socavación para las pruebas I1–I3 del Plan de pruebas

Prueba	I1	I2	I3
<b>Caudal [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>750,48</b>	<b>661,13</b>	<b>694,77</b>
Damle [m]	17,19	16,18	16,49
Coleman [m]	15,04	13,96	14,33
Mason [m]	20,41	19,02	19,57
Chian Min Wu [m]	13,28	12,39	12,70
Martins - B [m]	19,67	18,10	18,71
Taraimovich [m]	14,15	12,91	13,34
<b>Experimental [m]</b>	<b>17,60</b>	<b>16,90</b>	<b>17,50</b>

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

**Gráfico No. 6.3:** Caudal vs. Profundidad de socavación para las pruebas I1–I3 del Plan de pruebas



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

En las fotografías No. 6.7, No. 6.8 y No. 6.9 se observan los cuencos de socavación resultantes con la operación de los desagües de fondo en conjunto.

En las figuras No. 6.6, No. 6.7 y No. 6.8 se presenta la configuración de los cuencos de socavación con las curvas de nivel correspondientes a prototipo.

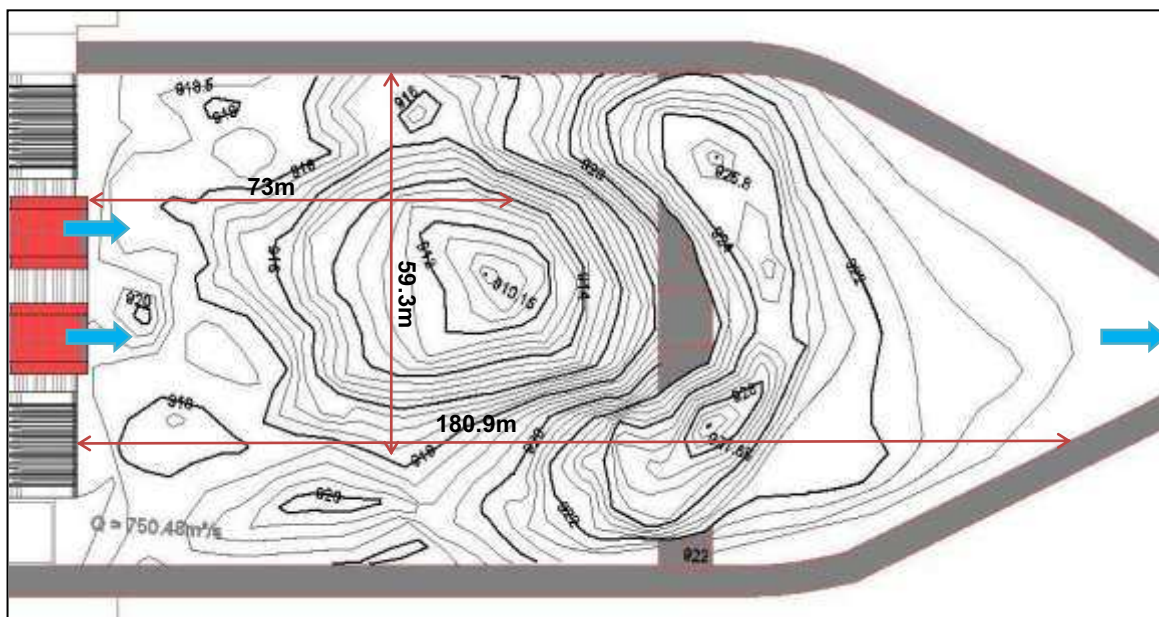


**Fotografía No. 6.7:** Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación en conjunto de los desagües de fondo con caudal  $750.48 \text{ m}^3/\text{s}$



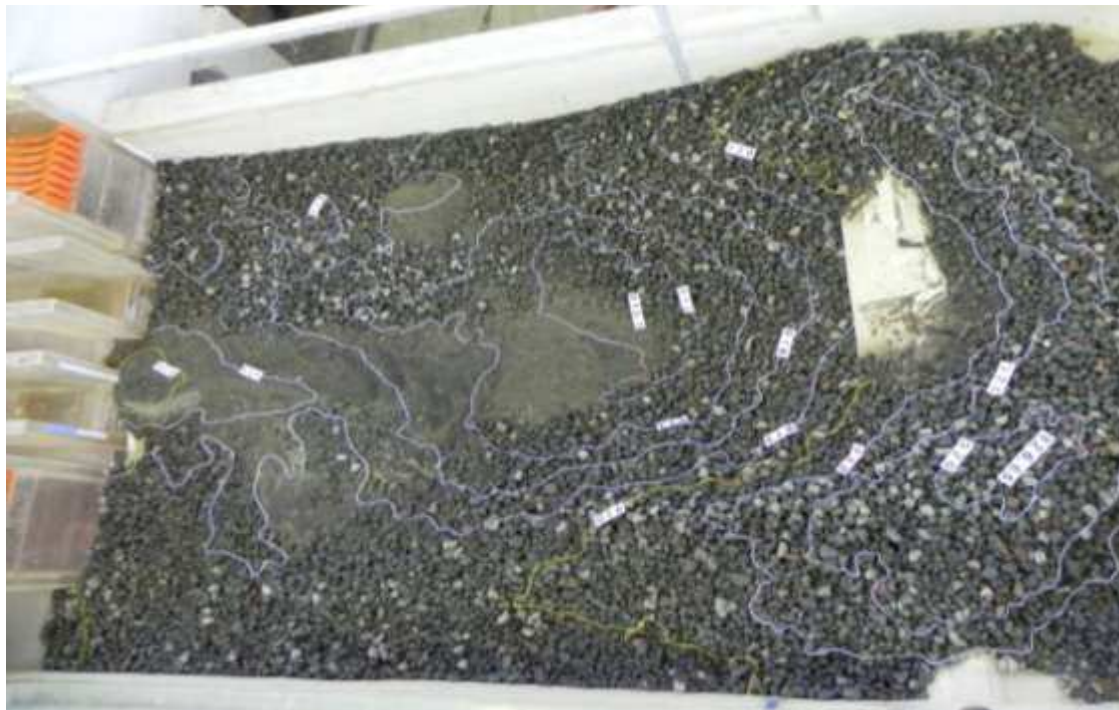
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. “*Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2*”. Quito. 2012.

**Figura No. 6.6:** Configuración del cuenco de socavación con operación en conjunto de los desagües de fondo con caudal  $750.48 \text{ m}^3/\text{s}$



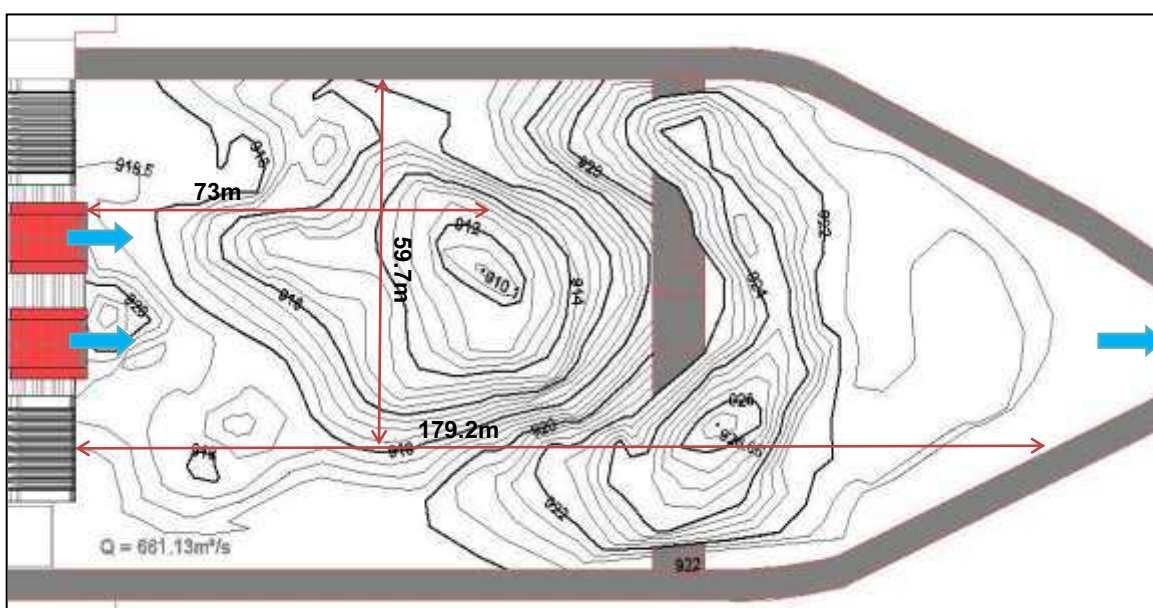
**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

**Fotografía No. 6.8:** Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación en conjunto de los desagües de fondo con caudal  $661.13 \text{ m}^3/\text{s}$



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2”. Quito. 2012.

**Figura No. 6.7:** Configuración del cuenco de socavación con operación en conjunto de los desagües de fondo con caudal  $661.13 \text{ m}^3/\text{s}$



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

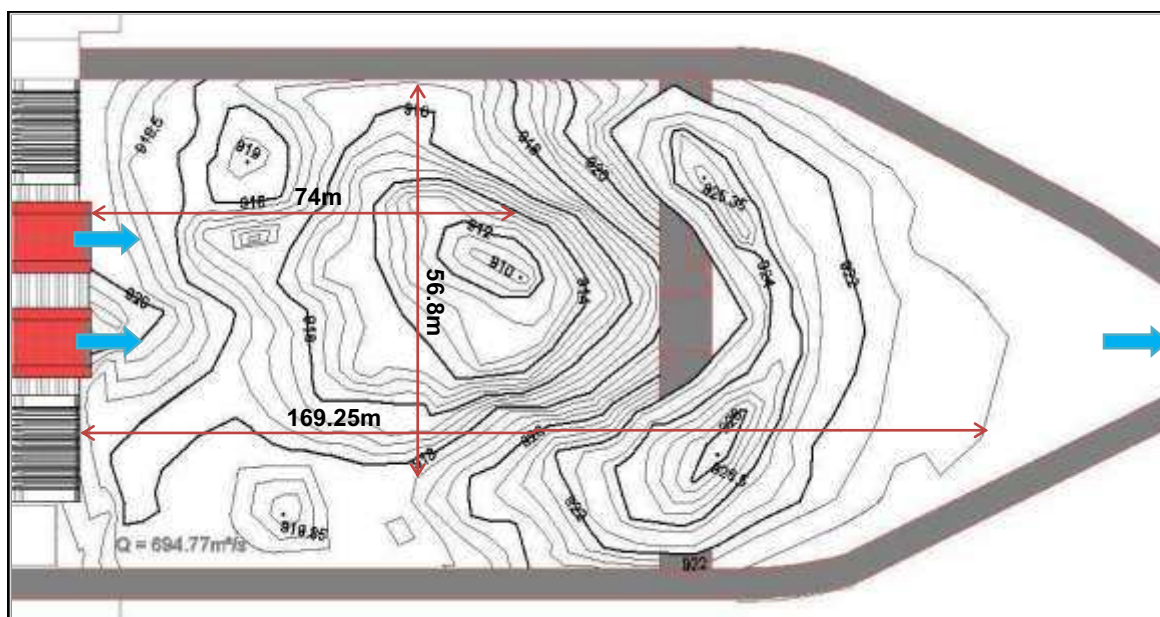


**Fotografía No. 6.9:** Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación en conjunto de los desagües de fondo con caudal  $694.77 \text{ m}^3/\text{s}$



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2”. Quito. 2012.

**Figura No. 6.8:** Configuración del cuenco de socavación con operación en conjunto de los desagües de fondo con caudal  $694.77 \text{ m}^3/\text{s}$



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Con la operación en conjunto de los desagües de fondo se forma un solo cuenco de socavación, debido a la cercanía de los desagües. Se observa gran acumulación de material aguas abajo del umbral, afectando a la salida del flujo desde el cuenco de disipación creando zonas importantes de recirculación que afectan a los taludes laterales.

**Cuadro No. 6.12:** Resumen de las dimensiones experimentales de los cuencos de socavación para las pruebas I1–I3 del Plan de pruebas

<b>Prueba</b>	<b>I1</b>	<b>I2</b>	<b>I3</b>
<b>Caudal [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>750,48</b>	<b>661,13</b>	<b>694,77</b>
Distancia a partir del pie del desagüe [m]	73,00	73,00	74,00
Ancho máximo [m]	59,30	59,70	56,80
Longitud máxima de arrastre [m]	180,90	179,20	169,25
Profundidad experimental desde el nivel 918.5 m.s.n.m. [m]	8,35	8,40	8,50

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

La ubicación del punto más bajo del cuenco de socavación en las tres pruebas es prácticamente la misma, el ancho y longitud de arrastre es similar, teniendo los valores más críticos con la operación del caudal 750.48 m<sup>3</sup>/s.

#### 6.2.2.4 Vertederos de excesos en conjunto

Se realiza una sola prueba para los vertederos de excesos operando en conjunto con el caudal y nivel de embalse máximo. En el cuadro No. 6.13 se presentan los valores registrados para la prueba J1.

**Cuadro No. 6.13:** Valores registrados para la prueba J1 del Plan de pruebas

<b>Prueba</b>	<b>J1</b>
<b>Caudal [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>1099,69</b>
q [m <sup>2</sup> /s]	39,27
Nivel en el embalse [m]	969,30
Nivel en el cuenco [m]	927,50
Diferencia de nivel H [m]	41,80
Calado en el cuenco h [m]	9,00
Ángulo de impacto $\theta$ [°]	45
<b>Profundidad experimental desde el nivel 918.5 m.s.n.m. [m]</b>	<b>7,2</b>

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

La profundidad experimental está dentro del rango de las profundidades calculadas, teniendo la mayor diferencia de 15 m con el valor calculado según Damle. La desviación con Chian Min Wu es apenas del 9%.

**Cuadro No. 6.14:** Valores experimental y calculados de la profundidad de socavación para la prueba J1 del Plan de pruebas

Prueba	J1
<b>Caudal [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>1099,69</b>
Damle [m]	30,60
Coleman [m]	22,59
Mason [m]	7,80
Chian Min Wu [m]	17,78
Martins - B [m]	19,71
Taraimovich [m]	18,83
<b>Experimental [m]</b>	<b>16,20</b>

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

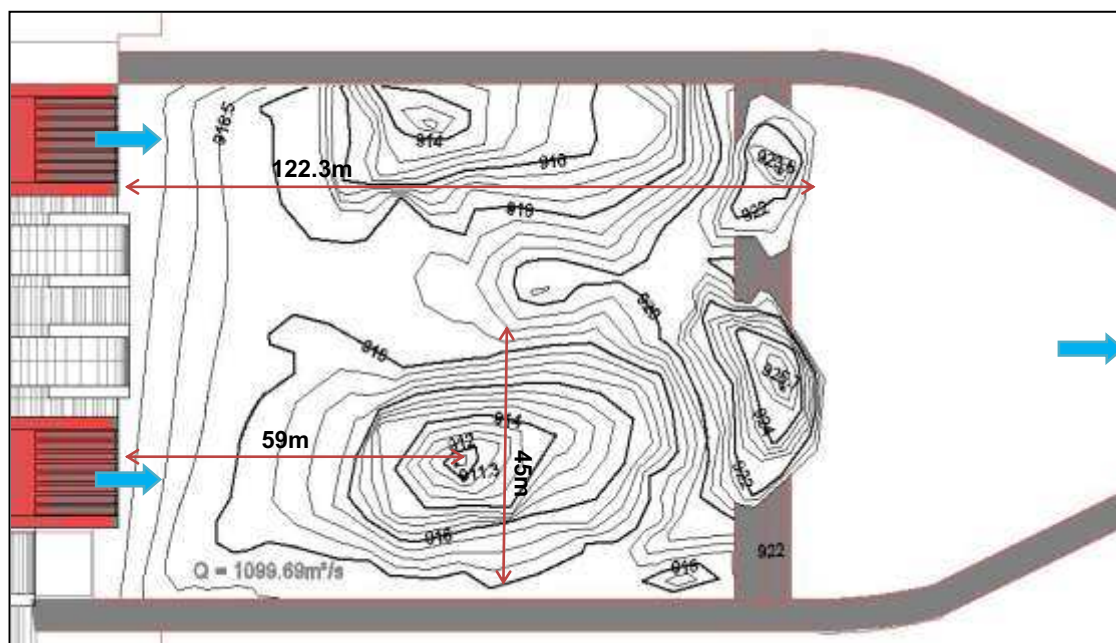
La configuración del cuenco de socavación en el modelo se muestra en la fotografía No. 6.10 y en la figura No. 6.9.

**Fotografía No. 6.10:** Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación en conjunto de los vertederos de excesos con caudal 1099.69 m<sup>3</sup>/s



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2". Quito. 2012.

**Figura No. 6.9:** Configuración del cuenco de socavación con operación en conjunto de los vertederos de excesos con caudal  $1099.69 \text{ m}^3/\text{s}$



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Con la operación en conjunto de los vertederos se forman dos cuencos de socavación, el cuenco formado por la descarga del vertedero derecho se encuentra dentro de los límites del cuenco de disipación, en cambio el cuenco formado por la descarga del vertedero izquierdo se ve reducido por la margen izquierda provocando una erosión constante en esta zona pudiendo por su cercanía afectar a la estabilidad de la presa. La acumulación del material aguas abajo no es significativa.

**Cuadro No. 6.15:** Resumen de las dimensiones experimentales del cuenco de socavación para la prueba J1 del Plan de pruebas

Prueba	J1
Caudal [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]	1099,69
Distancia a partir del pie del desagüe [m]	59,00
Ancho máximo [m]	45,00
Longitud máxima de arrastre [m]	122,3
Profundidad experimental desde el nivel 918.5 m.s.n.m. [m]	7,20

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Las dimensiones del cuenco son menores a las registradas con la operación de los desagües de fondo, la longitud de arrastre se reduce de manera significativa con aproximadamente 50 m menos como se indica en el cuadro No. 6.15.

#### 6.2.2.5 Vertedero de excesos derecho

La operación del vertedero de excesos derecho se realiza con base en las pruebas K del plan de pruebas.

Los valores registrados en laboratorio se presentan en el cuadro No. 6.16.

**Cuadro No. 6.16:** Valores registrados para las pruebas K del Plan de pruebas

<b>Prueba</b>	<b>K1</b>	<b>K2</b>
<b>Caudal [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>398,10</b>	<b>594,85</b>
q [m <sup>2</sup> /s]	28,44	42,49
Nivel en el embalse [m]	967,90	969,20
Nivel en el cuenco [m]	925,85	926,50
Diferencia de nivel H [m]	42,05	42,70
Calado en el cuenco h [m]	7,35	8,00
Ángulo de impacto $\theta$ [°]	45	45
<b>Profundidad experimental desde el nivel 918.5 m.s.n.m. [m]</b>	<b>11,7</b>	<b>10,2</b>

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Los valores de la profundidad de socavación calculados se resumen en el cuadro No. 6.17. En el gráfico No. 6.4 se presenta las tendencias.

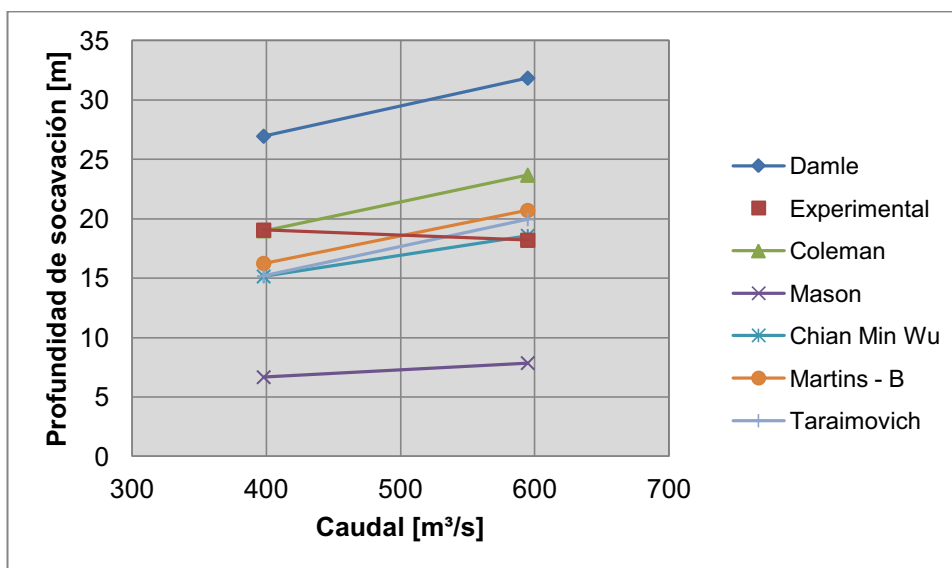
**Cuadro No. 6.17:** Valores experimentales y calculados de la profundidad de socavación para las pruebas K del Plan de pruebas

<b>Prueba</b>	<b>K1</b>	<b>K2</b>
<b>Caudal [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>398,10</b>	<b>594,85</b>
Damle [m]	26,96	31,85
Coleman [m]	19,00	23,68
Mason [m]	6,67	7,86
Chian Min Wu [m]	15,15	18,59
Martins - B [m]	16,25	20,71
Taraimovich [m]	15,19	19,95
<b>Experimental [m]</b>	<b>19,05</b>	<b>18,20</b>

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero



**Gráfico No. 6.4:** Caudal vs. Profundidad de socavación para las pruebas K del Plan de pruebas



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

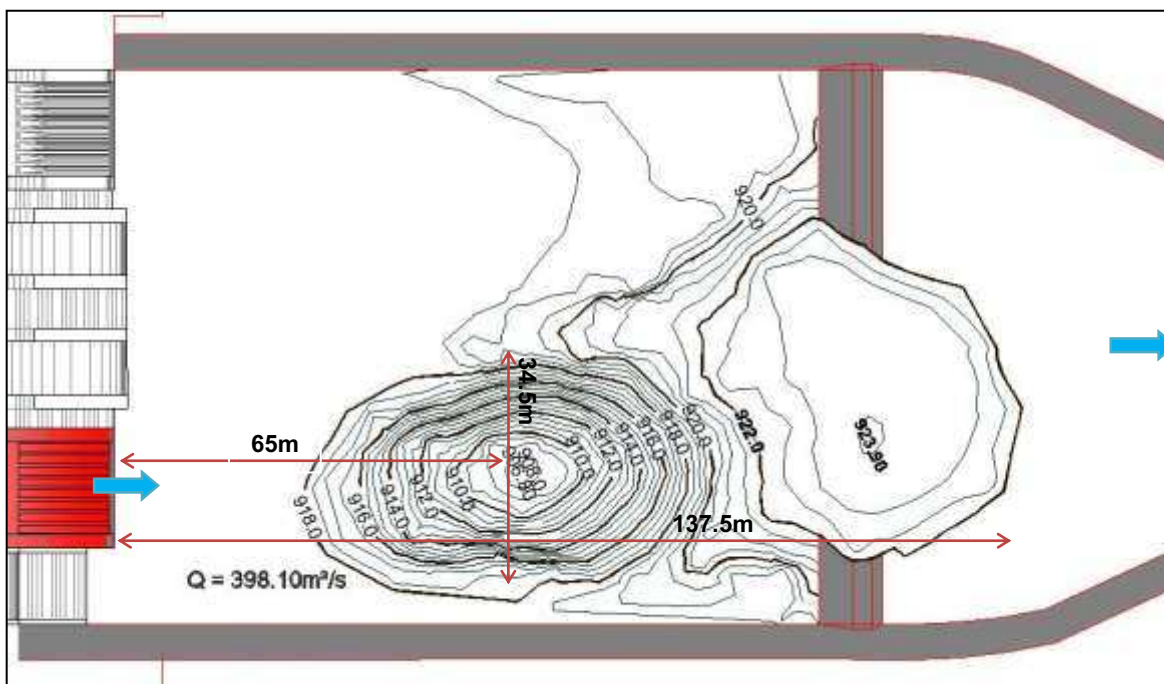
Los valores experimentales se encuentran dentro del rango de los calculados, sin embargo tienen una tendencia decreciente. La mayor diferencia con los valores calculados es de 13 m con el cálculo según Damle.

**Fotografía No. 6.11:** Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación del vertedero de excesos derecho con caudal 398.10 m³/s



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2". Quito. 2012.

**Figura No. 6.10:** Configuración del cuenco de socavación con operación del vertedero de excesos derecho con caudal  $398.10 \text{ m}^3/\text{s}$



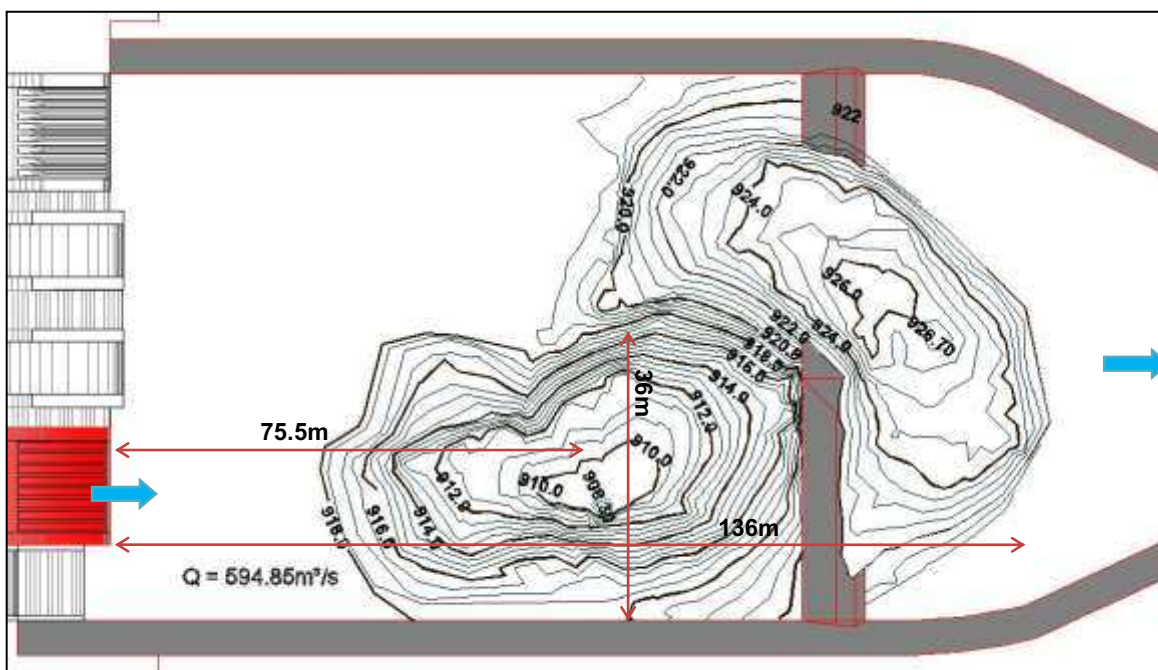
Elaborado por: Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

**Fotografía No. 6.12:** Vista en planta desde aguas arriba de la configuración del cuenco con operación del vertedero de excesos derecho con caudal  $594.85 \text{ m}^3/\text{s}$



Fuente: Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2". Quito. 2012.

**Figura No. 6.11:** Configuración del cuenco de socavación con operación del vertedero de excesos derecho con caudal  $594.85 \text{ m}^3/\text{s}$



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

En las fotografías No. 6.11 y No. 6.12, y en las figuras No. 6.10 y No. 6.11, se observan los cuencos de socavación, los cuales se desarrolla dentro de los límites del cuenco de disipación, la gran acumulación de material aguas abajo del umbral provoca la formación de zonas de recirculación que afectan a los taludes laterales.

**Cuadro No. 6.18:** Resumen de las dimensiones experimentales de los cuencos de socavación para las pruebas K del Plan de pruebas

Prueba	K1	K2
<b>Caudal [<math>\text{m}^3/\text{s}</math>]</b>	<b>398,10</b>	<b>594,85</b>
Distancia a partir del pie del desagüe [m]	65,00	75,50
Ancho máximo [m]	34,50	36,00
Longitud máxima de arrastre [m]	137,50	136,00
Profundidad experimental desde el nivel 918.5 m.s.n.m. [m]	11,70	10,20

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

La posición del punto más bajo del cuenco de socavación está alejado del pie de presa y la longitud máxima de acumulación del material ha aumentado 15 m, en



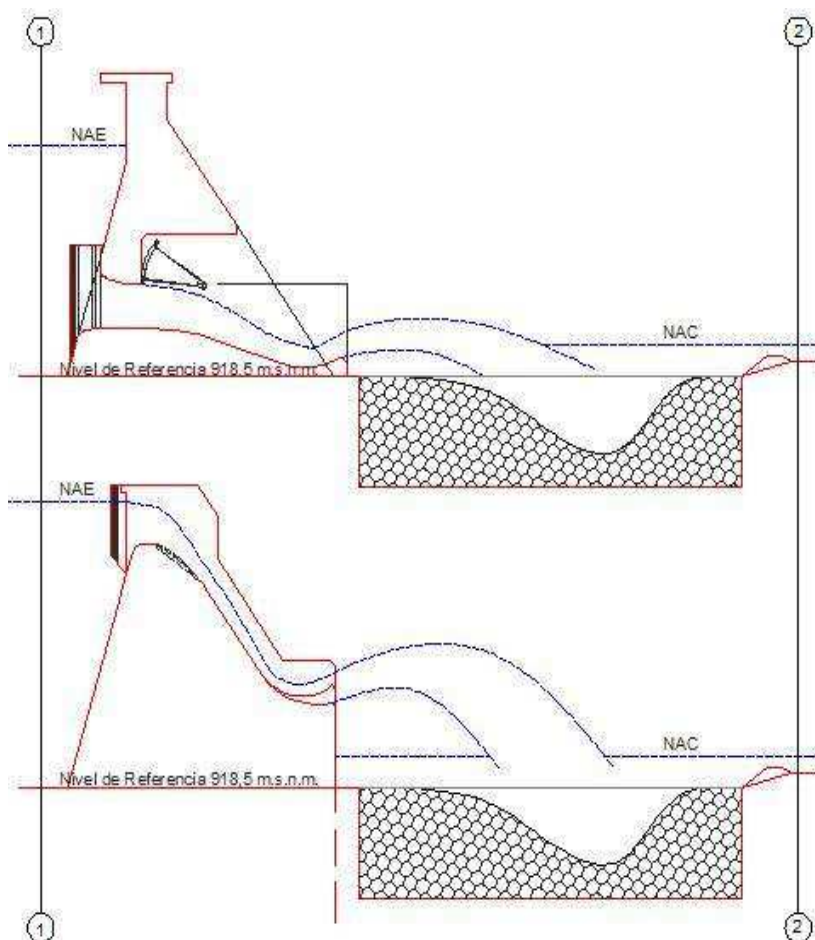
contraste con lo registrado cuando se operan en conjunto los vertederos.

### 6.2.3 CÁLCULO DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA

El objetivo principal de la presente investigación es el análisis de la disipación de energía producida en el cuenco de disipación debido a la dispersión de los chorros lanzados en el aire desde los saltos en esquí ubicados al final de los vertederos de excesos y desagües de fondo.

Se calcula la disipación de energía en porcentaje, relacionando la energía inicial en el embalse y la energía de salida cuando ya se ha producido la disipación en el cuenco, es así que numéricamente se procede a la evaluación de las energías en una sección en el embalse (1) y en una sección inmediatamente aguas abajo del umbral (2), como se indica en la figura No. 6.12.

**Figura No. 6.12:** Secciones en el embalse (1) y aguas abajo del umbral (2) para el cálculo de la disipación de energía



**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Para dicho efecto y mediante la ecuación de Bernoulli, se obtiene las ecuaciones correspondientes al cálculo de la energía en los puntos antes mencionados:

$$E_1 = z_1 + \frac{p}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} \quad (6.1)$$

$$E_2 = z_2 + \frac{p}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} \quad (6.2)$$

donde:

$E_1$ : Energía en la sección 1, en el embalse

$E_2$ : Energía en la sección 2, en un punto inmediato aguas abajo del umbral

$z_1$  y  $z_2$ : Carga de posición en las secciones 1 y 2 medida desde el nivel de referencia

$p/\gamma$ : Carga de presión en las secciones 1 y 2

$V_1^2/2g$  y  $V_2^2/2g$ : Carga de velocidad en las secciones 1 y 2

Determinando así, que el porcentaje de disipación de energía se puede obtener relacionando las energías de la siguiente forma:

$$\% \text{ DISIPACIÓN} = \frac{E_1 - E_2}{E_1} \quad (6.3)$$

Los datos para realizar los cálculos de disipación serán tomados de los resultados experimentales que se han obtenido con la operación de cada estructura y cada caudal ensayado en la segunda fase de pruebas.

### 6.2.3.1 Desagüe de fondo derecho

El porcentaje de disipación de energía al operar el desagüe de fondo derecho es muy bajo, como se puede ver en el cuadro No. 6.19, ya que al tener saltos en esquí como disipadores se espera que los porcentajes de disipación superen el 80%. La deficiencia en la disipación se debe a que el chorro no es lanzado en el aire y no tiene un área significativa en contacto con el aire, ya que el nivel de agua en el cuenco es superior a la cresta del salto en esquí, como se observa en la fotografía No. 6.13.

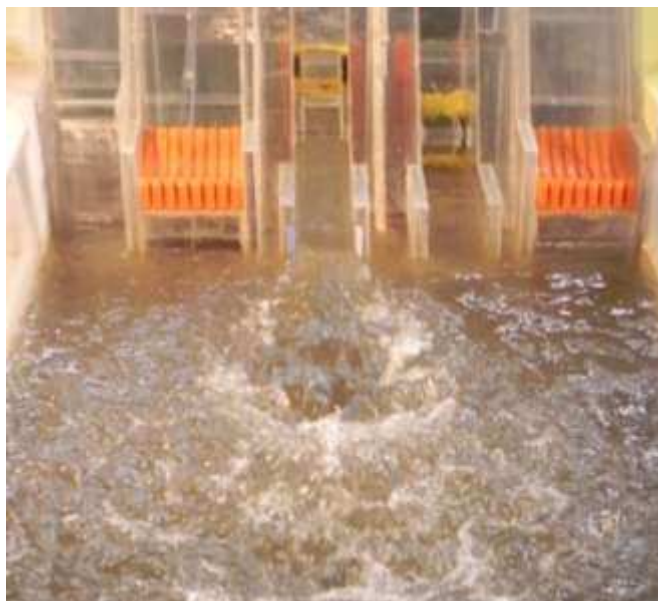
**Cuadro No. 6.19:** Cálculo de la disipación de energía con la operación del desagüe de fondo derecho (Pruebas H1 – H3)

Prueba	H1	H2	H3
<b>Caudal [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>354,47</b>	<b>533,13</b>	<b>575,09</b>
z1 [m]	12,91	19,93	20,89
p/γ [m]	0	0	0
V1 <sup>2</sup> /2g [m]	0	0	0
E1	12,91	19,93	20,89
z2 [m]	6,00	7,50	7,75
p/γ [m]	0	0	0
V2 <sup>2</sup> /2g [m]	0,12	0,14	0,13
E2	6,12	7,64	7,88
<b>% disipación</b>	<b>53%</b>	<b>62%</b>	<b>62%</b>

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Al tener el salto en esquí parcialmente ahogado, es mínima la fuerza de fricción que el aire puede ejercer sobre el chorro, además no se aprovecha el impacto del chorro en la masa de agua del cuenco, dejando de producir la turbulencia requerida para que se consuma la energía restante.

**Fotografía No. 6.13:** Vista frontal desde aguas abajo de la descarga del desagüe de fondo derecho con caudal 533.13 m<sup>3</sup>/s



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2”. Quito. 2012.

### 6.2.3.2 Desagüe de fondo izquierdo

**Cuadro No. 6.20:** Cálculo de la disipación de energía con la operación del desagüe de fondo izquierdo (Prueba H4)

<b>Prueba</b>	<b>H4</b>
<b>Caudal [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>565,39</b>
z1 [m]	19,70
p/γ [m]	0
V1 <sup>2</sup> /2g [m]	0
E1	19,70
z2 [m]	7,50
p/γ [m]	0
V2 <sup>2</sup> /2g [m]	0,15
E2	7,65

<b>% disipación</b>	<b>61%</b>
---------------------	------------

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

El resultado de disipación de energía para la operación con este desagüe es similar al resultado obtenido para el desagüe de fondo derecho, ya que el nivel de agua en el cuenco es superior a la cota de la cresta del salto en esquí.

### 6.2.3.3 Desagües de fondo

**Cuadro No. 6.21:** Cálculo de la disipación de energía con la operación en conjunto de los desagües de fondo (Pruebas I)

<b>Prueba</b>	<b>I1</b>	<b>I2</b>	<b>I3</b>	<b>I4</b>
<b>Caudal [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>750,48</b>	<b>661,13</b>	<b>694,77</b>	<b>2846,29</b>
z <sub>1</sub> [m]	17,53	16,58	17,05	39,50
p/γ [m]	0	0	0	0
V <sub>1</sub> <sup>2</sup> /2g [m]	0	0	0	0
E <sub>1</sub>	17,53	16,58	17,05	39,50
z <sub>2</sub> [m]	9,25	8,50	9,00	20,50
p/γ [m]	0	0	0	0
V <sub>2</sub> <sup>2</sup> /2g [m]	0,24	0,23	0,19	0,23
E <sub>2</sub>	9,49	8,73	9,19	20,73

<b>% disipación</b>	<b>46%</b>	<b>47%</b>	<b>46%</b>	<b>48%</b>
---------------------	------------	------------	------------	------------

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Para la operación en conjunto de los desagües el porcentaje de disipación casi se mantiene constante para todos los caudales ensayados, como se puede ver en el cuadro No. 6.21 es muy poca la variación.

**Fotografía No. 6.14:** Vista frontal desde aguas abajo de la descarga de los desagües de fondo con caudal  $661.13 \text{ m}^3/\text{s}$  (I) y con caudal  $2846.29 \text{ m}^3/\text{s}$  (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2”*. Quito. 2012.

Con los resultados experimentales obtenidos y con lo observado en el modelo, se concluye que la disipación al operar los desagües de fondo es deficiente, ya que está por debajo del 50%, esto debido a que los saltos en esquí no cumplen su propósito como disipadores porque la descarga de es parcialmente ahogada como se observa en la fotografía No. 6.14, lo que hace que los chorros no tengan suficiente contacto con el aire, no se produzca la turbulencia requerida y así no se tenga una eficiente disipación de energía.

#### 6.2.3.4 Vertederos de excesos

La disipación de energía con la operación de los vertederos de excesos es muy buena ya que sobrepasa el 80%, como se presenta en el cuadro No. 6.22, esto debido a que la mayor parte del chorro está en contacto con el aire, además de la

turbulencia provocada en el cuenco por el impacto del chorro en la masa de agua, factores importantes en el proceso de disipación.

**Cuadro No. 6.22:** Cálculo de la disipación de energía con la operación en conjunto de los vertederos de excesos (Prueba J1)

<b>PRUEBA</b>	<b>J1</b>
<b>CAUDAL [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>1099,69</b>
z1 [m]	50,80
p/γ [m]	0
V1 <sup>2</sup> /2g [m]	0
E1	50,80
z2 [m]	9,00
p/γ [m]	0
V2 <sup>2</sup> /2g [m]	0,29
E2	9,29
<b>% disipación</b>	<b>82%</b>

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

La prueba en el modelo se puede observar en la fotografía No. 6.15.

**Fotografía No. 6.15:** Vista frontal desde aguas abajo de la descarga de los vertederos de excesos con caudal 1099.69 m<sup>3</sup>/s.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2". Quito. 2012.

### 6.2.3.5 Vertedero de excesos derecho

**Cuadro No. 6.23:** Cálculo de la disipación de energía con la operación del vertedero de excesos derecho (Pruebas K)

PRUEBA	K1	K2
<b>CAUDAL [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>398,10</b>	<b>594,85</b>
z1 [m]	49,40	50,70
p/γ [m]	0	0
V1 <sup>2</sup> /2g [m]	0	0
E1	49,40	50,70
z2 [m]	7,35	8,00
p/γ [m]	0	0
V2 <sup>2</sup> /2g [m]	0,08	0,27
E2	7,43	8,27
<b>% disipación</b>	<b>85%</b>	<b>84%</b>

**Elaborado por:** Cristina Velasco Ayala. Pablo Vera Romero

Al igual que la operación en conjunto, la disipación en este caso es muy buena ya que como se observa en la fotografía No. 6.16, gran parte del área del chorro está en contacto con el aire y en el cuenco la turbulencia es muy alta.

**Fotografía No. 6.16:** Vista frontal desde aguas abajo de la descarga del vertedero de excesos con caudal 594.85 m<sup>3</sup>/s.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2". Quito. 2012.

Los deflectores rompen la parte inferior del chorro, evitan que se descargue un solo chorro compacto, y promueven que una mayor área del chorro entre en contacto con la fuerza de fricción del aire. Además en ninguna de las pruebas de los vertederos el nivel del agua en el cuenco es mayor al nivel de la cresta de los saltos en esquí, por lo tanto se concluye que este comportamiento está directamente relacionado con la eficiencia en la disipación de energía.



## CAPÍTULO 7

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1 CONCLUSIONES ACERCA DE LA CALIBRACIÓN DEL MODELO

- La escala geométrica escogida para la representación del prototipo en modelo fue 1:50, debido a limitaciones de espacio y caudal en el laboratorio CIERHI.
- Al realizar el análisis para verificar que el modelo cumplía con la similitud restringida de Froude, se comprobó que tanto para vertederos de excesos y desagües de fondo los valores de número de Reynolds están sobre  $2 \times 10^4$ , es decir el flujo es turbulento totalmente desarrollado y por lo tanto el efecto de la viscosidad es despreciable. Además sobre estas estructuras las cargas hidráulicas son mayores a 3 cm, con lo que el efecto de la tensión superficial sobre el flujo también es despreciable.
- En cuanto a la relación manifestada en el capítulo 2 ( $Re^{0.2} \times We^{0.6} > 900$ ) con la cual se cuantifican los efectos combinados de viscosidad y tensión superficial, en el modelo no se cumple con la mayoría de caudales ensayados, sobre estos valores influye de manera significativa la calidad de agua con la que se trabaje en el modelo ya que puede cambiar las características dinámicas del fluido.

#### 7.2 CONCLUSIONES ACERCA DEL ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL DISEÑO ORIGINAL

##### 7.2.1 ACERCA DE LOS VERTEDEROS DE EXCESOS

- La capacidad de descarga de los vertederos de excesos resultó experimentalmente más eficiente en un 12% que lo propuesto en el diseño.
- Al comparar las curvas experimentales de descarga de los vertederos

operando individualmente se verificó que tienen la misma tendencia, por lo tanto se adoptó una sola curva de descarga para su operación.

- El comportamiento experimental de la clapeta sobre el vertedero, para la posición 965 msnm es muy cercano al previsto en el diseño, mientras que para la posición 963 msnm la curva experimental muestra una menor eficiencia ya que se requiere mayores niveles de embalse para descargar el mismo caudal.
- La descarga de las clapetas incide directamente sobre los deflectores al pie de la rápida además el flujo choca contra las paredes laterales y se desborda lo que puede provocar grandes problemas de funcionamiento hidráulico de los vertederos.

### **7.2.2 ACERCA DE LOS DESAGÜES DE FONDO**

- Los desagües de fondo operados con apertura de la compuerta radial al 100% se comportan de manera similar, por lo que se adopta una sola curva de descarga para esta operación. Los resultados experimentales obtenidos muestran que para caudales menores a  $1400 \text{ m}^3/\text{s}$  la capacidad de descarga es menos eficiente que la propuesta en el diseño, mientras que para caudales mayores a  $1400 \text{ m}^3/\text{s}$  es más eficiente.
- Con la operación de la compuerta al 50% de apertura, los desagües se comportan de manera similar, por lo que se adopta una sola curva de descarga para esta operación, teniendo experimentalmente mayor capacidad de descarga que lo propuesto en el diseño original.
- El desempeño hidráulico de los desagües con apertura de compuerta al 20% es más eficiente que el considerado en el diseño, con esta operación los desagües se comportan de manera diferente por lo que no se puede adoptar una sola curva de descarga, siendo el desagüe derecho más eficiente que el izquierdo.

## **7.3 CONCLUSIONES SOBRE EL SALTO EN ESQUÍ Y ALCANCES DE LOS CHORROS**

### **7.3.1 ACERCA DE LOS VERTEDEROS DE EXCESOS OPERADOS CON COMPUERTA DE CLAPETA ABATIDA**

- El cucharón del salto en esquí conjuntamente con los deflectores dispuestos al final de los vertederos separan el flujo proveniente de la rápida en varios chorros, debido a los diferentes ángulos de salida,  $12^\circ$  para el caso del cucharón y  $37^\circ$  en los deflectores, los chorros son lanzados a la masa de aire con una trayectoria de forma parabólica hasta impactar en el cuenco amortiguador.
- La dirección del chorro es perpendicular al eje transversal de la presa e impactan en las márgenes del cuenco de disipación para la operación de caudales grandes. Visto en planta tiene forma de abanico que en su parte más ancha llega a 21 m.
- El calado sobre los deflectores llega a 1.9 m cuando el caudal es de  $595 \text{ m}^3/\text{s}$  que es el caudal de diseño del vertedero, lo que genera la velocidad promedio de 26 m/s, la cual es de carácter erosivo y en prototipo afectaría el material del deflector y el cucharón del salto en esquí.
- El máximo alcance experimental del chorro es de 70 m que corresponde al caudal de diseño y se genera desde los deflectores del salto en esquí. Varía respecto del alcance calculado más cercano en 6% (Diseño Original - Hidrotoapi E.P.), siendo este valor muy cercano a los determinados según los demás autores. Sin embargo para caudales menores a los  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  se observa una disminución del valor experimental en relación al teórico en el orden del 20%.
- En el cucharón, el alcance máximo experimental en correspondencia al caudal de diseño registrado es de 45 m, siendo 9% menor que el alcance teórico según Vischer-Hager. Existe la tendencia a registrarse alcances experimentales mayores que los teóricos (Hidrotoapi E.P., Elevatorsky y

Kawakami) para caudales entre 150 y 550 m<sup>3</sup>/s. Para el caudal cercano a 120 m<sup>3</sup>/s hay coincidencia entre alcances medidos y calculados.

- La variación entre los alcances experimentales y calculados se debería a que los primeros son producto de la operación conjunta de los deflectores y el cucharón del salto en esquí, los mismos que dividen el flujo proveniente de la rápida del vertedero en varios chorros que se mezclan en su recorrido a través del aire produciendo la disipación de la energía. Esta operación combinada no se puede determinar numéricamente con ninguna de las expresiones planteadas por los investigadores considerados en esta investigación, pues las expresiones están basadas en la operación de una estructura (cucharón) que proyecta un chorro único sin dividirlo en varios chorros.
- Al comparar los registros experimentales para el caso de los deflectores con los alcances medidos a la salida del cucharón, en promedio los primeros son mayores a los generados desde el cucharón en 45%. Siendo la causa de esta variación los diferentes ángulos de salida (37 y 12°, respectivamente), que ratifica la tendencia a obtener alcances mayores para ángulos de salida grandes en el salto en esquí.

### **7.3.2 ACERCA DE LOS VERTEDEROS DE EXCESOS OPERADOS CON COMPUERTA DE CLAPETA EN LOS NIVELES 963 msnm Y 965 msnm**

- Para el caso de los deflectores, el mayor alcance registrado con 420 m<sup>3</sup>/s de caudal, esta alrededor de 65 m siendo igual al calculado según Hidrotoapi E.P. Los alcances experimentales tienden a disminuir conforme baja el caudal, pero esta tendencia difiere en un 50% respecto de los alcances teóricos cuando se operan caudales cercanos a los 100 m<sup>3</sup>/s.
- El análisis del chorro cuando es proyectado desde el cucharón (12°) con caudal de 420 m<sup>3</sup>/s da como resultado un máximo alcance en laboratorio de 35 m, es mayor que el calculado según lo propuesto por Hidrotoapi E.P. en 20%. Sin embargo para caudales menores a 400 m<sup>3</sup>/s los alcances observados tienden a disminuir hasta acercarse a los valores de alcances

calculados.

- De manera similar a lo observado en el análisis del vertedero con la clapeta totalmente abatida, las tendencias entre los alcances medidos y calculados varían debido a la operación conjunta de los deflectores y el cucharón del salto en esquí.
- Debido a la operación del vertedero de excesos controlado por compuerta de clapeta, la lámina de agua que cae directamente desde la parte final de la clapeta abatida impacta de manera inadecuada en las paredes laterales del vertedero y en la zona de inicio de los deflectores. Conforme se incrementan los caudales, la lámina de agua avanza hasta impactar la zona del salto en esquí completamente y se desborda por las paredes laterales del vertedero. Se observa una zona de recirculación previa al salto en esquí que influye directamente en el normal desarrollo de los chorros y por ende en los alcances de los mismos.

### **7.3.3 ACERCA DE LOS DESAGÜES DE FONDO OPERADOS CON COMPUERTA RADIAL**

- Durante la operación individual con apertura de compuerta al 100%, el calado máximo a la salida del salto en esquí llega a 8.5 m con 1690 m<sup>3</sup>/s de caudal. Cuando se opera al 50% de apertura se registra un calado sobre el esquí de 4.5 m correspondiente a 619 m<sup>3</sup>/s de caudal. Para el 20% de apertura de compuerta con 200 m<sup>3</sup>/s de caudal se mide 2.5 m de calado sobre el labio de salida en el salto en esquí. De aquí se desprende que la máxima velocidad promedio alcanza los 29 m/s que afecta de manera erosiva el material del perfil en esta estructura.
- Se registra el alcance máximo de 65 m cuando se descarga alrededor de 1600 m<sup>3</sup>/s (caudal de diseño), el cual es 3% menor que el promedio calculado con la expresión de Vischer-Hager. Para caudales menores a los 1400 m<sup>3</sup>/s pero mayores que 880 m<sup>3</sup>/s, se registran mayores alcances que los calculados según Vischer-Hager hasta en un 8%.

- En relación a los demás autores, si bien no hay mayor analogía entre los resultados numéricos, pues la mayoría los alcances calculados son mayores que los experimentales, las líneas de tendencia para ambos casos son parecidas entre sí, esto debido a que la estructura analizada presenta un ángulo de salida sin deflectores que genera un solo chorro, siendo estas condiciones las mismas con las que se calculan los alcances según los investigadores considerados.
- La operación de los desagües de fondo con apertura de compuerta al 50%, da como resultado el máximo alcance experimental registrado de 75 m con 620 m<sup>3</sup>/s de caudal, siendo éste el máximo absoluto para toda la serie de pruebas realizadas. Es similar al valor calculado utilizando la expresión de Vischer-Hager (73 m) con desviación del 3%, y diferente del alcance teórico según el Corps of engineers en hasta 21%. Para los caudales menores a 620 m<sup>3</sup>/s se observa que la desviación llega al 4% entre los alcances experimentales y los calculados según Vischer-Hager.
- Para esta operación de compuerta (50%), las líneas de tendencia teóricas y experimentales son muy parecidas en cuanto al valor obtenido, excepto por el Corps of engineers, cuyos resultados alcanzan una diferencia de hasta 40% respecto a los alcances experimentales.
- La incidencia de la apertura de compuerta radial a la mitad de su capacidad máxima, evidentemente se ve reflejada en el incremento de las velocidades a la salida del salto en esquí, que influyen en la longitud que alcanza el chorro a la salida del mismo. Así se ratifica la obtención del máximo alcance experimental durante la realización de estas pruebas (75 m).
- Durante la operación individual con apertura de compuerta al 20%, se registra el máximo alcance de 50 m para 201.38 m<sup>3</sup>/s de caudal, este valor difiere en 2% del calculado según Vischer-Hager. La tendencia de los alcances calculados respecto de los experimentales es similar en todos los casos, excepto con las fórmulas del Corps of engineers, que difieren en hasta un 50% de los alcances experimentales.

### **7.3.4 ACERCA DE LAS DIMENSIONES DEL CUENCO DE DISIPACIÓN**

- Respecto a los vertederos de excesos, en la zona cercana al pie de la presa, la socavación está lo suficientemente alejada como para representar algún tipo de amenaza a la integridad de la misma. Sin embargo los chorros en su parte final inciden en el dique en escollera lo cual constituye una amenaza a la integridad de toda la estructura de disipación de energía. El impacto parcial del chorro en las márgenes del cuenco es inadecuado desde el punto de vista estructural en referencia a la estabilidad de los taludes y bermas que reciben este impacto constante del agua.
- Para el caso de los desagües de fondo, los chorros inciden en la zona central del cuenco lo que hace que la socavación se aleje de las márgenes para todo el rango de caudales. La zona al pie de la presa no presenta mayor inconveniente respecto a la descarga de los chorros pues estos impactan lo suficientemente lejos. Pero para la operación de los caudales máximos se evidencia que el impacto del chorro es directo sobre el dique en escollera al final del cuenco de disipación.
- La geometría del cuenco en relación a los chorros a la salida de las estructuras de descarga analizadas con diseño original, es insuficiente en cuanto a contener efectivamente la acción de los mismos. Por este motivo para la etapa de modificaciones en el modelo, se procede a la ampliación del cuenco en 30 m respecto a su longitud original y en 15 m su ancho en la margen derecha del mismo. Estas modificaciones desplazan la ubicación original tanto del dique en escollera como la transición en el cuenco antes de la restitución de los caudales al cauce natural.

## **7.4 CONCLUSIONES DEL ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LAS MODIFICACIONES PROPUESTAS**

### **7.4.1 ACERCA DE LOS CUENCOS DE SOCAVACIÓN**

#### **7.4.1.1 Desagües de fondo**

- Cuando se opera el desagüe de fondo derecho en el rango de caudales de

354 a 575 m<sup>3</sup>/s, los valores obtenidos experimentalmente de la profundidad de socavación siguen una tendencia creciente en función del caudal de operación aunque con una variación muy pequeña de la profundidad, al comparar con los valores calculados se pudo notar la mayor desviación de 10 m para el caudal más alto. Los valores de posición, ancho del cuenco y longitud de arrastre del material socavado no tuvieron una variación significativa con cada caudal operado como se muestra en el cuadro No. 6.6.

- La operación del desagüe de fondo izquierdo con caudal 565.39 m<sup>3</sup>/s se la hizo para comprobar la similitud de comportamiento entre los dos desagües, de donde se obtuvo que la profundidad máxima de socavación se desvía 10 m de los valores máximos calculados, la posición, el ancho del cuenco y la longitud de arrastre tienen poca variación al ser comparados con el desagüe derecho.
- Los desagües de fondo en conjunto operaron con un rango de caudales entre 661 y 750 m<sup>3</sup>/s, los resultados experimentales mantienen una tendencia creciente muy parecida a la de los valores calculados, la mayor desviación es de 3 m para el caudal más alto. La profundidad presenta muy poca variación en función de los caudales y los valores de posición, ancho del cuenco y longitud máxima de arrastre son similares con cada caudal operado. Para este caso el material socavado fue arrastrado casi hasta llegar al final de la transición.
- Al realizar las pruebas se pudo observar que el comportamiento del flujo a la salida de los desagües, cuando operan en conjunto para todos los caudales ensayados, es diferente ya que la descarga del derecho se ahoga completamente formando un pequeño resalto en la zona del salto en esquí, en cambio en el izquierdo el flujo tiene la velocidad suficiente para descargar el chorro siendo parcialmente ahogado como se muestra en la fotografía No. 6.14.



#### 7.4.1.2 Vertederos de excesos

- Con la operación de los vertederos en conjunto con caudal  $1099.69 \text{ m}^3/\text{s}$ , se formaron dos cuencos de socavación la máxima profundidad experimental se presento en la margen derecha, con una desviación de 15 m en relación a los valores calculados, el cuenco debido al impacto del chorro descargado por el vertedero derecho se forma completamente dentro de las dimensiones del cuenco de disipación, el cuenco formado por el vertedero izquierdo en cambio no se desarrolla completamente debido al talud como se muestra en la figura No. 6.9, sin embargo la cantidad de material acumulado en el umbral es mayor en la margen derecha que en la izquierda. Las dimensiones de los cuencos son menores a los provocados por la operación de los desagües de fondo, la longitud de arrastre de material se reduce en 50 m aproximadamente.
- Con la operación del vertedero de excesos derecho se pudo observar que los cuencos de socavación formados se desarrollan dentro de los límites del cuenco de disipación, sin embargo se produce una gran acumulación del material en el umbral y en la margen derecha del cuenco lo que provoca zonas de recirculación. Las profundidades de socavación medidas tienen una tendencia decreciente en función del caudal y difieren 13 m de los valores máximos calculados. Las dimensiones de los cuencos no tienen mayor diferencia con los obtenidos con la operación en conjunto de los vertederos, sin embargo la longitud de arrastre del material aumentó 15 m.

#### 7.4.1.3 Generales

- La socavación se ha calculado mediante fórmulas empíricas propuestas por varios investigadores en base a estudios en modelos, aún así vale recalcar que dichas fórmulas simplemente dan una aproximación de lo que va a suceder en la realidad.
- En el modelo se ha representado el material pétreo del cuenco simplemente con la escala geométrica, es decir 50 veces más pequeño debido a la imposibilidad de conseguir un material que tenga 50 veces

menos peso específico que el colocado en el prototipo, razón por la cual, los valores obtenidos serán una aproximación de lo que va a suceder en la realidad, lo que se ha tratado en la presente investigación es determinar las formas y posibles dimensiones de los cuencos de socavación.

- El tiempo de prueba para determinar la profundidad de socavación y correspondiente forma del cuenco fue de 1 hora con 30 minutos lo que equivale en prototipo a 10 horas con 36 minutos. Tiempo suficiente para que el cuenco de socavación mantenga sus dimensiones sin sufrir cambios.
- La profundidad de socavación pudo haberse afectado debido a que en el modelo se hicieron pruebas en conjunto de limpieza de embalse y medición de la profundidad de socavación, donde se transportó material fino a través de los desagües con lo que los intersticios entre el material pétreo colocado en el cuenco de disipación se llenaron de los finos por lo que se formaron profundidades más pequeñas que las calculadas mediante las fórmulas empíricas.
- Con la operación en conjunto de los vertederos se pudo observar la formación de cuencos de socavación simétricos, en cambio con la operación de los desagües se forma un solo cuenco de disipación de grandes dimensiones, todo esto debido a la ubicación de las estructuras hidráulicas.

#### **7.4.2 ACERCA DEL CUENCO DE DISIPACIÓN**

- Las dimensiones del cuenco de disipación en longitud son suficientes para receptor dentro de sus límites los chorros descargados desde los desagües de fondo ya que estos tienen las trayectorias más larga, los chorros ya no impactan directamente en el dique de escollera pero se observó que en esta zona se produce una importante erosión del material que deja descubierta la pared aguas arriba del dique, lo que puede afectar su estabilidad y posterior comportamiento.

- Los cuencos de socavación formados por los desagües de fondo se desarrollan en su totalidad dentro de los límites del cuenco de disipación tanto para operación individual así como en conjunto.
- Con la operación en conjunto e individual de los vertederos de excesos se pudo observar que se forman dos cuencos de socavación, en la margen derecha el cuenco se desarrolla por completo, en cambio en la margen izquierda y debido a la proximidad del talud el cuenco en relación al ancho no se desarrolla completamente ya que se interrumpe lo que con el tiempo provocará la erosión de éste y por su cercanía a la presa podría afectar su estabilidad.
- La acumulación del material pétreo en el umbral y aguas abajo de este provoca zonas de recirculación, lo que afectará en un futuro a los taludes laterales de la transición pudiendo llegar con el tiempo al pie de presa debido a una mayor acumulación por la operación constante de los vertederos y desagües.
- Los resultados de socavación son cualitativos, debido a que no se tiene la información suficiente para representar la geología en el modelo y al tener el modelo según la similitud de Froude solo se puede obtener criterios de comparación en cuanto a forma y ubicación de los cuencos de socavación formados experimentalmente.

### **7.4.3 ACERCA DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA**

#### **7.4.3.1 Desagües de fondo**

- Con la operación individual de los desagües, los porcentajes de disipación obtenidos varían desde el 50% hasta el 60% como se muestra en los cuadros No. 6.19 y No. 6.20, teniendo una tendencia creciente en función del caudal, efecto que contradice a la literatura técnica.
- Para la operación en conjunto se obtuvo porcentajes de disipación menores al 50% con variaciones hasta del 2% entre caudales ensayados como se muestra en el cuadro No. 6.21, se hizo la medición para el caudal 2846.29

$\text{m}^3/\text{s}$ , menor al caudal de diseño y se obtuvo con esto una disipación del 48%, con lo que se comprobó que el porcentaje de disipación prácticamente se mantiene constante para todos los caudales.

- Con lo mencionado anteriormente se puede decir que la disipación en estas estructuras es deficiente, esto debido a que los chorros no tienen una descarga libre ya que por el nivel de agua en el cuenco, el chorro a la salida del salto en esquí es parcialmente ahogado por lo que no tiene la suficiente área en contacto con el aire y no tiene lugar el proceso de dispersión, además el proceso de turbulencia que es una parte importante de la disipación no se genera o se genera en mínima cantidad y justamente cerca del pie de presa lo que a más de no disipar la energía de manera eficiente, podría afectar la estabilidad de las estructuras.
- Con la operación en conjunto se observó que en el desagüe derecho el salto en esquí se ahoga completamente formando un resalto en esta zona, esto se debe al flujo de aproximación a este desagüe por el efecto que la curvatura del embalse ejerce sobre la ubicación del mismo, provocando que ingrese menos caudal, por lo tanto se tiene menor velocidad y menor calado sobre la cresta del salto en esquí en la descarga.

#### **7.4.3.2 Vertederos de excesos**

- El porcentaje de disipación con la operación individual o en conjunto de los vertederos de excesos sobrepasa el 80%, con lo que se puede concluir que se produce una disipación eficiente, debido a que los chorros tienen la suficiente dispersión en el aire y la turbulencia producida en el cuenco de disipación es muy alta.
- Se observó que los deflectores como se señala en la literatura técnica dividen el chorro de salida en forma de abanico y rompen su parte inferior haciendo que el núcleo no se mantenga compacto y una mayor área de agua tenga contacto con el aire, por lo que la disipación de energía es eficiente.

### 7.4.3.3 Generales

- En el proceso de disipación de energía el nivel del agua en el cuenco juega un papel muy importante, más aún cuando el nivel puede elevarse sobre la cresta del salto en esquí.
- Se nota la gran diferencia en cuanto a la disipación cuando se tiene simplemente una estructura de salida con salto en esquí y otra con deflectores, como es el caso de los desagües y los vertederos.
- La turbulencia es un factor muy importante para la disipación como se menciona en la literatura técnica y se ha ratificado en el modelo al comparar la descarga de los vertederos y los desagües.

## 7.5 CONCLUSIONES ACERCA DE LA MODELACIÓN HIDRÁULICA

- El modelo hidráulico es una representación de la realidad que permite observar “en vivo” los fenómenos que ocurren en las estructuras a escala, considerando la incidencia de los efectos de escala que si bien hacen menos real la determinación de magnitudes como velocidades, calados, alcances, profundidades, etc., no le restan merito a la enorme utilidad que brindan los modelos, pues a través de ellos podemos visualizar el comportamiento del agua sobre las estructuras analizadas.
- Las ecuaciones que se presentan como marco de comparación entre lo experimental y lo teórico si bien están en su mayoría basadas en experiencias y ensayos, no son una “receta definitiva” con la cual se pueda solucionar los problemas de diseño, si bien ayudan a determinar dimensiones, profundidades, y demás magnitudes con las cuales el ingeniero puede plasmar en un diseño la solución a una necesidad, no responden a las condiciones específicas de cada proyecto. Tal es el caso, que durante esta investigación se han registrado valores de alcances o profundidades de socavación en ciertos casos muy distintos de los que se calculan con la teoría, sin representar esto un error, sino todo lo contrario,

son resultados que sirven para determinadas condiciones específicas en cada caso. Es aquí en donde radica la invaluable ayuda de los modelos hidráulicos no solo para verificar la validez de los diseños en su etapa inicial, sino que son una poderosa herramienta que permite tomar decisiones con respecto al diseño definitivo y considerar efectos que no se toman en cuenta durante la primera etapa del diseño.

- Es importante notar que si bien el modelo hidráulico es una excelente forma de reflejar virtudes y defectos acerca del diseño que se prueba en el laboratorio, aun existen limitaciones para lograr una precisión absoluta, que están dadas por la apreciación del investigador en laboratorio que a pesar de su capacidad técnica y experiencia, puede cometer errores, que de ser pequeños pueden ser despreciados. Además está la incertidumbre considerando por ejemplo el caso del cuenco de disipación, respecto del material que se coloca en prototipo, el cual en el laboratorio no se alcanza a representar adecuadamente debido a los efectos de escala, sin embargo se puede alcanzar un elevado grado de certeza respecto a las formas y tendencias que tomaran los materiales luego de operar caudales que generan geometrías distintas para cada operación, por tanto la incertidumbre de los resultados hace concluir que la similitud perfecta no existe, sino solo en un modelo que es el mismo prototipo.

## **7.6 RECOMENDACIONES GENERALES**

- Al escoger la escala de un modelo regido por la similitud de Froude se recomienda verificar bien los efectos de escala, es decir los efectos que la viscosidad y tensión superficial ejerzan sobre el fluido si se va a utilizar el mismo que en el prototipo, para cumplir con la similitud restringida.
- Después de observar la operación de los vertederos con las Clapetas, no se recomienda su uso como estructura de control debido a su comportamiento hidráulico en cuanto a la descarga del flujo sobre los deflectores y sobre la rápida pudiendo con el tiempo provocar grandes problemas de erosión y posterior operación en los vertederos. Además de

provocar una reducción en el alcance y simetría de los chorros.

- Se recomienda mantener la geometría de los saltos de esquí y deflectores ubicados al final de la rápida de los vertederos de excesos, debido a su buen desempeño hidráulico ya que lanzan los chorros lejos del pie de presa, funcionan eficientemente como disipadores de energía y con caudales pequeños no se produce el reingreso de agua al salto en esquí.
- Con la operación de la compuerta en los desagües con apertura al 20% se observó que el flujo descarga muy perturbado y con velocidades altas lo que podría provocar el desprendimiento del flujo en el perfil, por lo que se recomienda evitar este tipo de operación.
- El comportamiento del salto en esquí de los desagües como disipadores de energía no son eficientes, por lo que se recomienda elevar 1 m todo el desagüe y cambiar el ángulo de salida del salto en esquí, con el fin de evitar la descarga sumergida y obtener trayectorias más pequeñas.
- Las dimensiones del cuenco de disipación pese a su aumento no son suficientes por lo observado durante las pruebas, es necesario aumentar el ancho en la margen izquierda para que el cuenco de socavación formado por la operación del vertedero ubicado en esta margen se desarrolle completamente, además un aumento en longitud para evitar la excesiva acumulación del material sobre el umbral lo que trae como consecuencia una sobreelevación del nivel del agua en esta zona y la aparición de zonas de recirculación que afectan a las márgenes de la transición.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Argüello, W. (1991). Estudio experimental sobre el chorro de salida y la eficiencia del cuenco amortiguador al pie de un salto en esquí y su aplicación al proyecto Misbaque, Tesis de grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional-Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental.

Castro, M. Análisis Dimensional y Modelación Física en Hidráulica. Quito: Escuela Politécnica Nacional-Departamento de Hidráulica.

Elevatorsky, E. (1959). Hydraulic Energy Dissipators. New York: McGraw-Hill.

Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. (2012). Estudio en modelo hidráulico. Presa Toachi y sus obras complementarias. Informe Técnico Fase 1. Quito.

Hidalgo, M. Introducción a la teoría de modelos hidráulicos y aplicaciones básicas. Quito: Escuela Politécnica Nacional-Departamento de Hidráulica.

Hidrotoapi E.P. (2011). Descripción del proyecto hidroeléctrico Toachi-Pilatón. Quito.

Hidrotoapi E.P. (2009). Proyecto hidroeléctrico Toachi-Pilatón. Presa Toachi. Hidráulica. Memoria de cálculo. Quito.

Khatsuria, R.M. (2005). Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators, New York: Marcel Dekker.

Novak, P. (1984). Developments in hydraulic engineering. England: Chapman & Hall.

Robb, L. (1962). Engineer's Dictionary. New York: John Wiley & Sons, Inc.

SoheilaTabeli. Stability of an arch gravity dam under special consideration of scour due to spillway operation. Switzerland: Boss & Associates.

U.S.A. Corps of engineers. Hydraulic design criteria.

Vischer, Daniel, y William Hager. (1998). Dam Hydraulics. Switzerland: Wiley

Vischer, Daniel, y William Hager. (1995). Energy Dissipators. I.A.H.R. Rotterdam: A.A. Balkema.



## **ANEXOS**

**ANEXO No. 1**  
**CONSTRUCCIÓN DEL MODELO**

Para la construcción de las estructuras que forman parte del modelo a escala 1:50 de la presa Toachi y sus obras complementarias se utilizan diversos materiales como hormigón armado, perfiles metálicos, mampostería, terrocemento, acrílico, madera, agregados finos y gruesos, etc.

El lugar escogido para la construcción del modelo es la zona nor-oriental del C.I.E.R.H.I. cercano al canal de recirculación del laboratorio.

**Fotografía No. 1:** Espacio físico antes de empezar la construcción del modelo de la presa Toachi limitado por canal de recirculación (derecha) y modelo Daule - Vinces que posteriormente es derrocado (izquierda).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.

La determinación de ejes, puntos de detalle y niveles de las estructuras durante la construcción y replanteo se realizan con la ayuda de equipo topográfico de precisión conformado por una estación total LEICA y un nivel SOKIA.

**Fotografía No. 2:** Replanteo de zona de salida del modelo (I). Equipo topográfico de precisión utilizado durante la investigación (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.

El tanque de distribución es de hormigón armado con impermeabilizante, está conformado por paredes de 0.20 m de espesor y 2.60 m de alto con acero de refuerzo de 10 y 12 milímetros de diámetro. La cimentación del tanque es una plataforma de hormigón de 0.20 m de alto.

A continuación del tanque se construye el canal de aproximación y la cámara de uniformización.

**Fotografía No. 3:** Tanque de distribución con acero de refuerzo (I). Tanque fundido con canal de aproximación (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.

En la zona del embalse se construyen dos vigas de cimentación con hormigón armado que soportan el sistema de novalosa que constituye la plataforma donde se implantan el embalse y modelo de la presa Toachi.

**Fotografía No. 4:** Vigas de cimentación (I). Encofrado de novalosa (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.

Luego se construyen paredes laterales de mampostería con acero de refuerzo, posteriormente se rellena este sitio con escombros y tierra para darle soporte y la forma previa al embalse que está construido con terrocemento.

**Fotografía No. 5:** Novalosa con paredes de mampostería reforzadas (I). Conformación del embalse con terrocemento (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.

La ataguía al igual que el embalse se construye con terrocemento. El canal lateral de toma está constituido por una pared de mortero de cemento y descarga a través de tubería P.V.C. de 2 pulgadas de diámetro.

**Fotografía No. 6:** Embalse con ataguía (I). Canal lateral de toma (II).

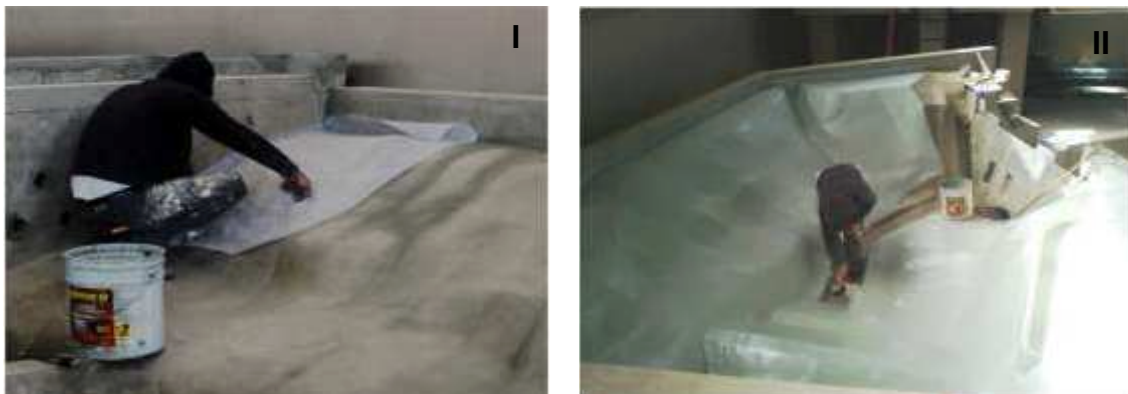


**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.

El embalse del modelo se impermeabiliza colocando mallas de policarbonato en las secciones de construcción y sobre estas pintura de poliuretano



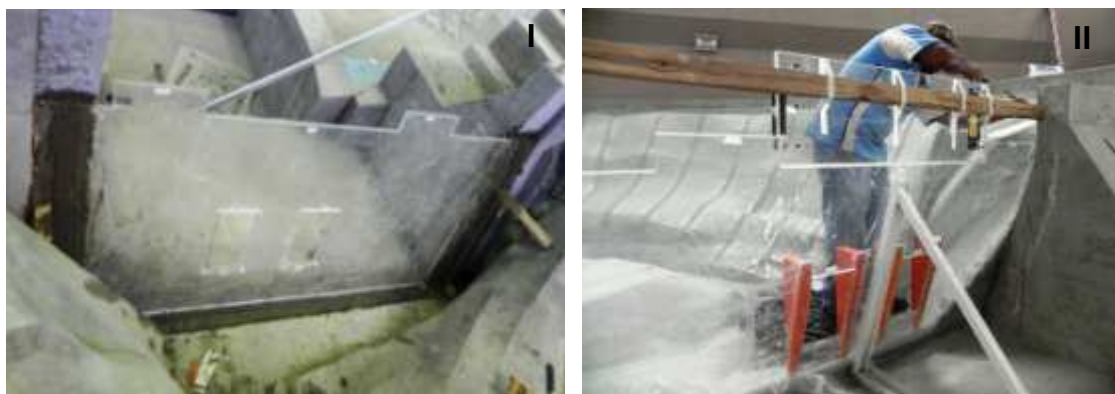
**Fotografía No. 7:** Malla de policarbonato en las juntas (I). Impermeabilización del embalse con pintura a base de poliuretano (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

El paramento aguas arriba de la presa se construye en acrílico de 20 milímetros de espesor, se ancla a los bloques laterales de mampostería y se apoya en un perfil metálico ubicado en el centro de la presa.

**Fotografía No. 8** Paramento aguas arriba de la presa (I). Soporte metálico y pilas de los desagües de fondo en la parte baja del paramento (II).

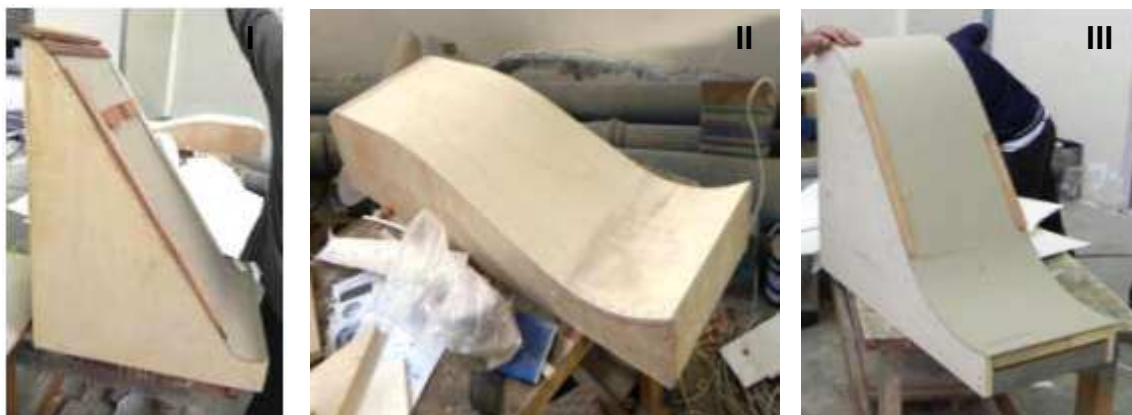


**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

Las estructuras de descarga en el modelo de la presa Toachi están fabricadas en acrílico transparente de 6 milímetros de espesor.

Previo a su instalación se fabrican moldes en madera y cartón a escala 1:50 que permiten la fabricación definitiva de los perfiles de vertederos y desagües.

**Fotografía No. 9:** Moldes de vertedero Sarapullo (I), desagües de fondo (II) y vertederos de excesos (III).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

Las estructuras moldeadas se complementan con paredes laterales y la instalación de deflectores en el caso de los vertederos de excesos.

Durante la instalación se utiliza el equipo topográfico de precisión (estación total) para la ubicación de ejes, bordes y esquinas de las estructuras del modelo.

**Fotografía No. 10:** Estructuras de acrílico en la presa Toachi (I). Deflectores de M.D.F. del vertedero de excesos (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”. Quito. 2012.

Los niveles de las estructuras son instalados con exactitud milimétrica con la ayuda del nivel topográfico en todas las estructuras de descarga, posteriormente

se procede a la colocación de las paredes laterales que además de dar la forma definitiva al modelo, brindan la estabilidad necesaria para las pruebas. Una etapa importante es la de impermeabilización de las juntas, esto se lleva a cabo con silicón y gel de acrílico.

Las compuertas de los desagües de fondo y las clapetas de los vertederos de excesos son construidas en acrílico de 6 milímetros. La parte superior del abocinado se construye en acrílico de 6 milímetros de espesor, para la elaboración de todas estas pequeñas estructuras se elaboran moldes de madera.

**Fotografía No. 11:** Modelo de la presa Toachi desde aguas arriba (I). Vista lateral-superior de la presa (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “*Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1*”. Quito. 2012.

Una vez terminada la impermeabilización y tras varios días en los cuales las juntas se secan completamente, se realiza la prueba de estanqueidad en todas las estructuras a fin de detectar y resanar los sitios donde aun sea necesaria la impermeabilización.

El cuenco de disipación de energía y la transición se construyen con mampostería de bloque de acuerdo a las dimensiones presentadas en los planos. El umbral al final del cuenco es de mortero de cemento.

Estas estructuras de manera similar a lo realizado en la presa, son replanteadas y niveladas con equipo topográfico de precisión antes de la fundición y enlucido, tras el cual se impermeabiliza para garantizar la estanqueidad.



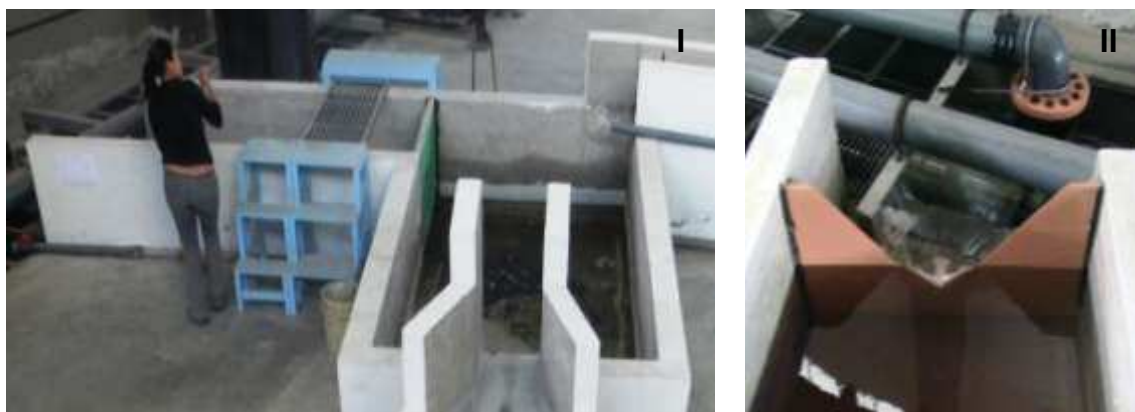
**Fotografía No. 12:** Cuenco de disipación con umbral y transición (I). Material granular en el cuenco (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.

Finalmente se encuentra el tanque y canal de salida del modelo que están contruidos con mampostería de bloque e impermeabilizados en las juntas con mortero de cemento, se hallan debidamente impermeabilizados y cuentan con mallas de uniformización, soportes para la ubicación de limnímetros y vertedero triangular al final del canal.

**Fotografía No. 13:** Tanque y canal de descarga (I). Vertedero del canal de descarga (II).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1”*. Quito. 2012.

**ANEXO No. 2**

**REGISTRO FOTOGRÁFICO DE PRUEBAS CON DISEÑO  
ORIGINAL**

Se presentan los registros fotográficos de las pruebas con diseño original de los vertederos de excesos y desagües de fondo para dos caudales de operación en cada caso.

### VERTEDEROS DE EXCESOS

**Fotografía No. 1:** Vista del flujo de aproximación. Operación del vertedero de excesos derecho. Prueba A5 con caudal de  $619.61 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”*. Quito. 2012.

**Fotografía No. 2:** Vista lateral del chorro. Operación del vertedero de excesos derecho. Prueba A5 con caudal de  $619.61 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”*. Quito. 2012.

**Fotografía No. 3:** Vista superior del chorro. Operación del vertedero de excesos derecho. Prueba A5 con caudal de  $619.61 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”*. Quito. 2012.

**Fotografía No. 4:** Vista del flujo de aproximación. Operación del vertedero de excesos izquierdo. Prueba A10 con caudal de  $594.78 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”*. Quito. 2012.

**Fotografía No. 5:** Vista lateral del chorro. Operación del vertedero de excesos izquierdo. Prueba A10 con caudal de 594.78 m<sup>3</sup>/s.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”*. Quito. 2012.

**Fotografía No. 6:** Vista superior del chorro. Operación del vertedero de excesos izquierdo. Prueba A10 con caudal de 594.78 m<sup>3</sup>/s.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”*. Quito. 2012.



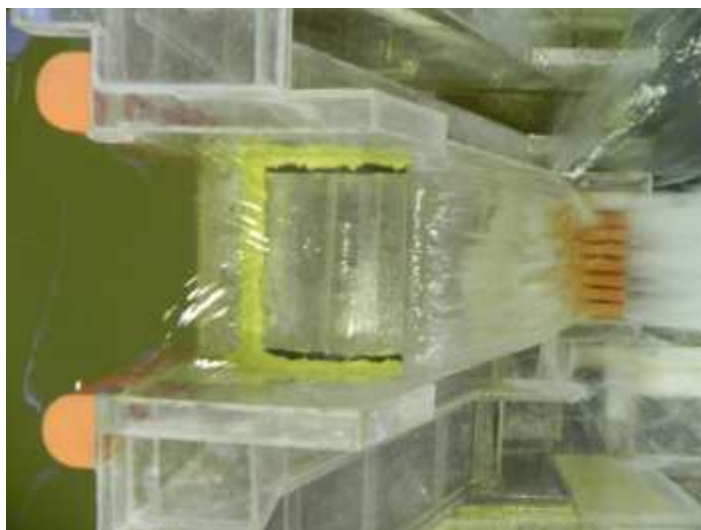
## VERTEDEROS DE EXCESOS CON CLAPETA

**Fotografía No. 7:** Vista del flujo de ingreso. Operación vertedero de excesos con clapeta en la posición 963 msnm. Prueba B5 con caudal de 419.31 m<sup>3</sup>/s.



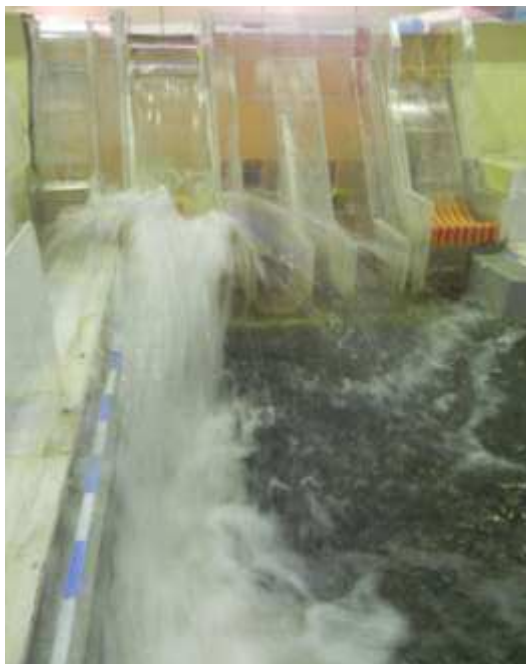
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”. Quito. 2012.

**Fotografía No. 8:** Vista superior del flujo cuando impacta sobre la estructura. Operación vertedero de excesos con clapeta en la position 963 msnm. Prueba B5 con caudal de 419.31 m<sup>3</sup>/s.



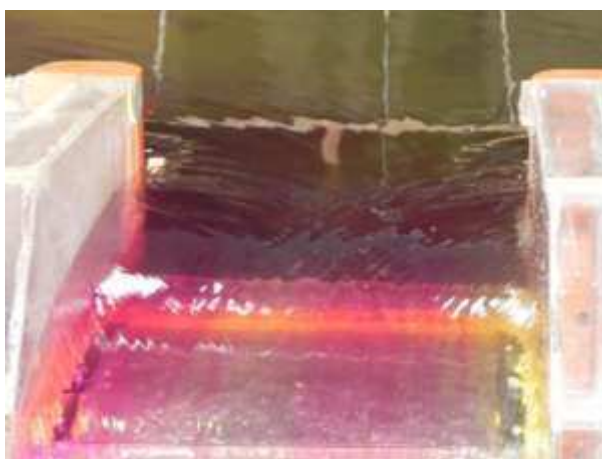
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”. Quito. 2012.

**Fotografía No. 9:** Vista frontal del chorro. Operación vertedero de excesos con clapeta en la posición 963 msnm. Prueba B5 con caudal de 419.31 m<sup>3</sup>/s.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”*. Quito. 2012.

**Fotografía No. 10:** Vista del flujo de ingreso. Operación vertedero de excesos con clapeta en la posición 965 msnm. Prueba C5 con caudal de 318.20 m<sup>3</sup>/s.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”*. Quito. 2012.

**Fotografía No. 11:** Vista frontal del chorro. Operación vertedero de excesos con clapeta en la posición 965 msnm. Prueba C5 con caudal de 318.20 m<sup>3</sup>/s.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”*. Quito. 2012.

### DESAGÜES DE FONDO

**Fotografía No. 12:** Vista del flujo de aproximación. Operación desagüe de fondo izquierdo apertura de compuerta 100%. Prueba D5 con caudal 1689.63 m<sup>3</sup>/s.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”*. Quito. 2012.



**Fotografía No. 13:** Vista lateral del chorro. Operación desagüe de fondo izquierdo apertura de compuerta 100%. Prueba D5 con caudal 1689.63 m<sup>3</sup>/s.



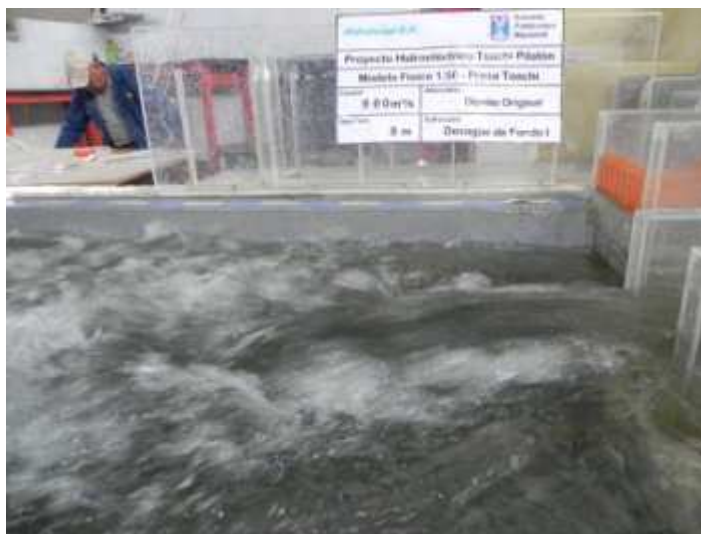
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”. Quito. 2012.

**Fotografía No. 14:** Vista del flujo de aproximación. Operación desagüe de fondo derecho apertura de compuerta 100%. Prueba D6 con caudal 878.66 m<sup>3</sup>/s.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”. Quito. 2012.

**Fotografía No. 15:** Vista lateral del chorro. Operación desagüe de fondo derecho apertura de compuerta 100%. Prueba D6 con caudal  $878.66 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original". Quito. 2012.

**Fotografía No. 16:** Vista del flujo de aproximación. Operación desagüe de fondo izquierdo apertura de compuerta 50%. Prueba E5 con caudal  $618.25 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original". Quito. 2012.

**Fotografía No. 17:** Vista lateral del chorro. Operación desagüe de fondo izquierdo apertura de compuerta 50%. Prueba E5 con caudal 618.25 m<sup>3</sup>/s.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”. Quito. 2012.

**Fotografía No. 18:** Vista del flujo de aproximación. Operación desagüe de fondo derecho apertura de compuerta 50%. Prueba E8 con caudal 618.93 m<sup>3</sup>/s.



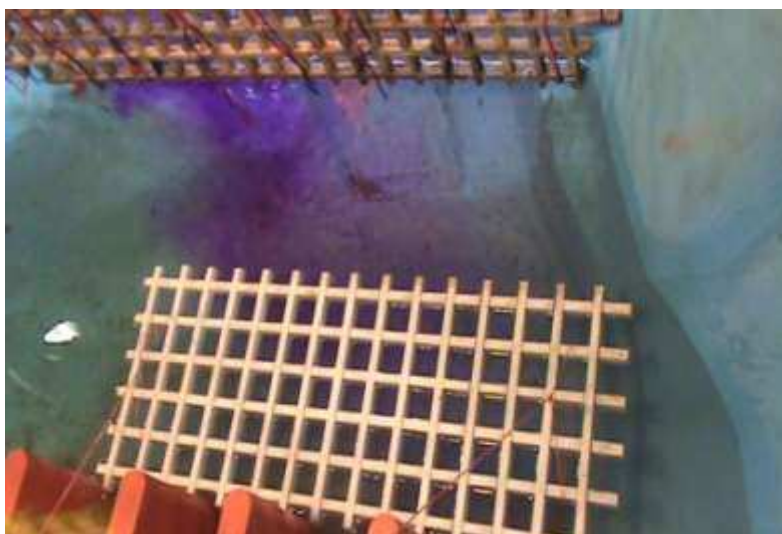
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”. Quito. 2012.

**Fotografía No. 19:** Vista lateral del chorro. Operación desagüe de fondo derecho apertura de compuerta 50%. Prueba E8 con caudal 618.93 m<sup>3</sup>/s.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original". Quito. 2012.

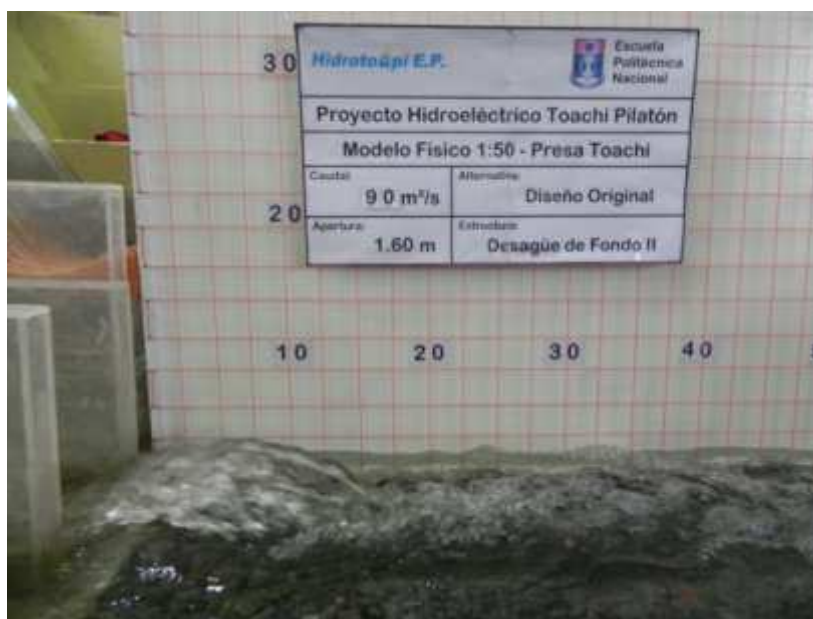
**Fotografía No. 20:** Vista del flujo de aproximación. Operación desagüe de fondo izquierdo apertura de compuerta 20%. Prueba F1 con caudal 94.98 m<sup>3</sup>/s.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. "Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original". Quito. 2012.



**Fotografía No. 21:** Vista lateral del chorro. Operación desagüe de fondo izquierdo apertura de compuerta 20%. Prueba F1 con caudal  $94.98 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”. Quito. 2012.

**Fotografía No. 22:** Vista del flujo de aproximación. Operación desagüe de fondo derecho apertura de compuerta 20%. Prueba F8 con caudal  $201.38 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”. Quito. 2012.

**Fotografía No. 23:** Vista lateral del chorro. Operación desagüe de fondo derecho apertura de compuerta 20%. Prueba F8 con caudal 201.38 m<sup>3</sup>/s.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 1. Anexo fotográfico - Pruebas diseño original”. Quito. 2012.

**ANEXO No. 3**

**REGISTRO FOTOGRÁFICO DE PRUEBAS CON**

**MODIFICACIONES**

Se presentan los registros fotográficos de las pruebas con la modificación del cuenco, se observa la descarga de los vertederos de excesos y desagües de fondo para caudales de operación en cada caso

### DESAGÜES DE FONDO

**Fotografía No. 1:** Vista frontal de la descarga. Operación desagüe de fondo derecho. Prueba H1 con caudal  $354.47 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2. Anexo fotográfico - Pruebas con modificaciones”*. Quito. 2012.

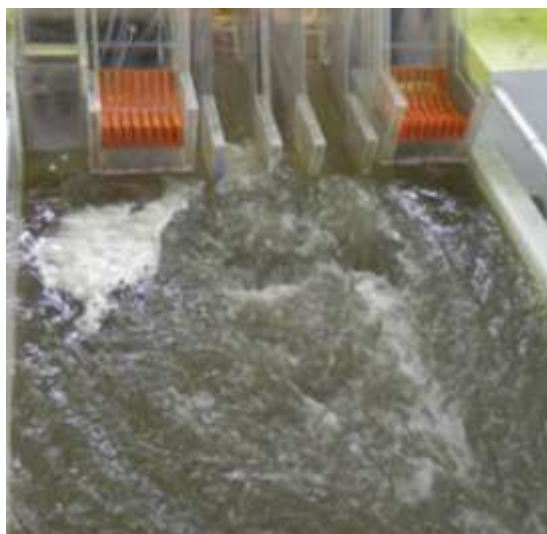
**Fotografía No. 2:** Vista frontal de la descarga. Operación desagüe de fondo derecho. Prueba H2 con caudal  $533.13 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2. Anexo fotográfico - Pruebas con modificaciones”*. Quito. 2012.

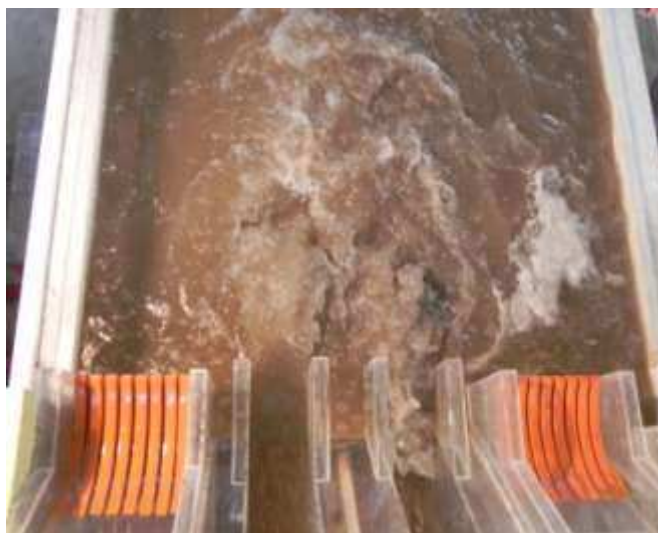


**Fotografía No. 3:** Vista frontal de la descarga. Operación en conjunto desagües de fondo. Prueba I1 con caudal  $694.77 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2. Anexo fotográfico - Pruebas con modificaciones”*. Quito. 2012.

**Fotografía No. 4:** Vista en planta de la descarga. Operación en conjunto desagües de fondo. Prueba I3 con caudal  $750.48 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2. Anexo fotográfico - Pruebas con modificaciones”*. Quito. 2012.

**Fotografía No. 5:** Vista frontal de la descarga. Operación en conjunto desagües de fondo. Prueba I4 con caudal 2846.29 m<sup>3</sup>/s.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2. Anexo fotográfico - Pruebas con modificaciones”. Quito. 2012.

### VERTEDEROS DE EXCESOS

**Fotografía No. 6:** Vista frontal de la descarga. Operación en conjunto vertederos de excesos. Prueba J1 con caudal 1099.69 m<sup>3</sup>/s.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotoapi E.P. “Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2. Anexo fotográfico - Pruebas con modificaciones”. Quito. 2012.

**Fotografía No. 7:** Vista frontal de la descarga. Operación vertedero de excesos derecho. Prueba K2 con caudal  $594.85 \text{ m}^3/\text{s}$ .

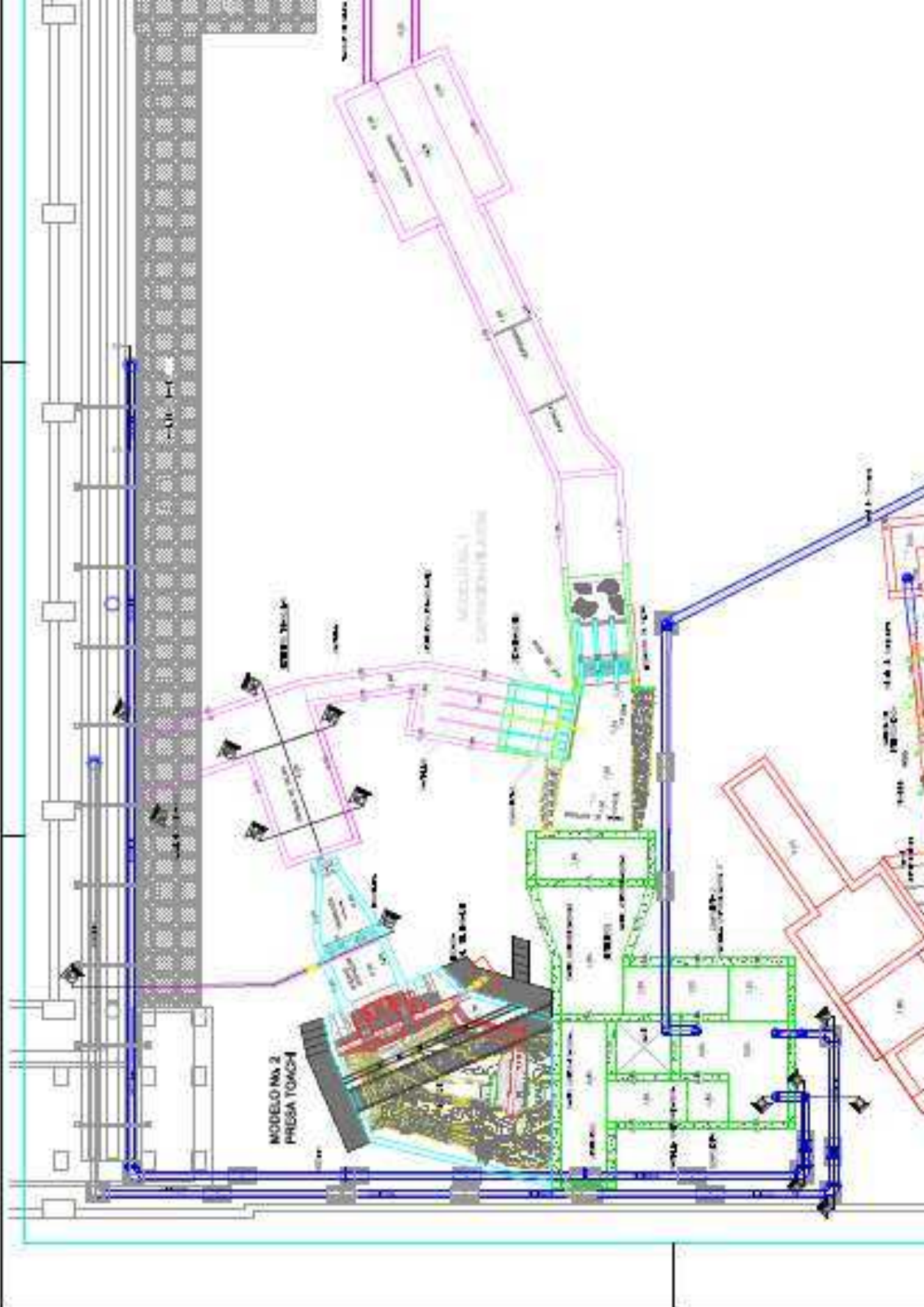
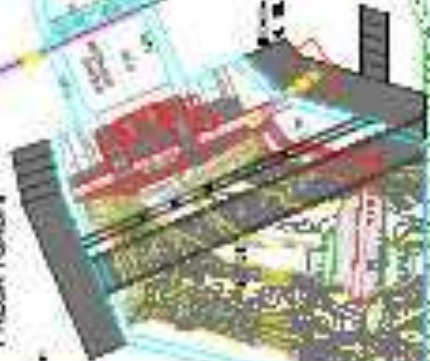


**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, Hidrotopi E.P. *“Estudio en modelo hidráulico presa Toachi. Informe Técnico Fase 2. Anexo fotográfico - Pruebas con modificaciones”*. Quito. 2012.

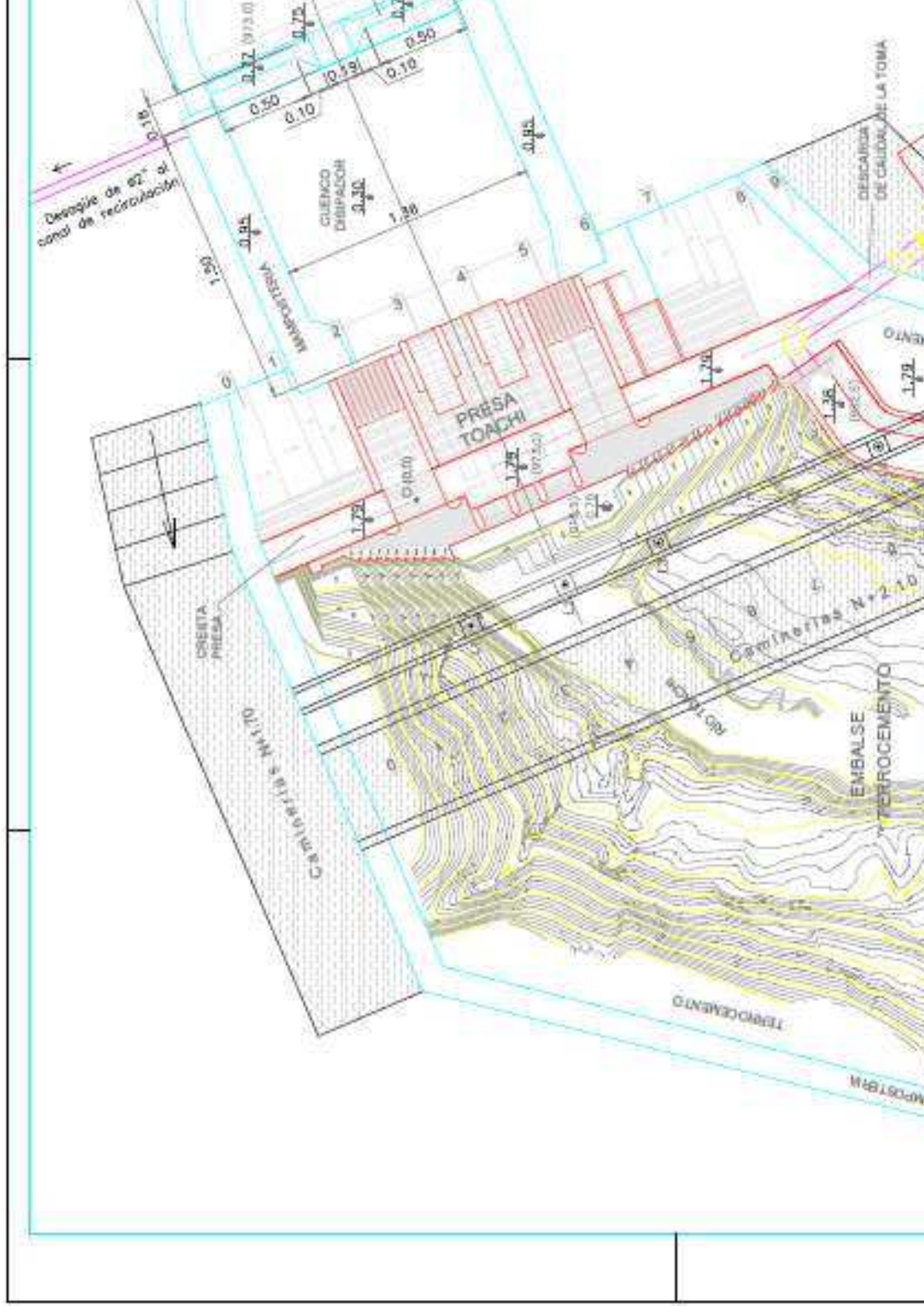
**ANEXO No. 4**

**PLANOS**

MODELO No. 2  
PRESA TOACH







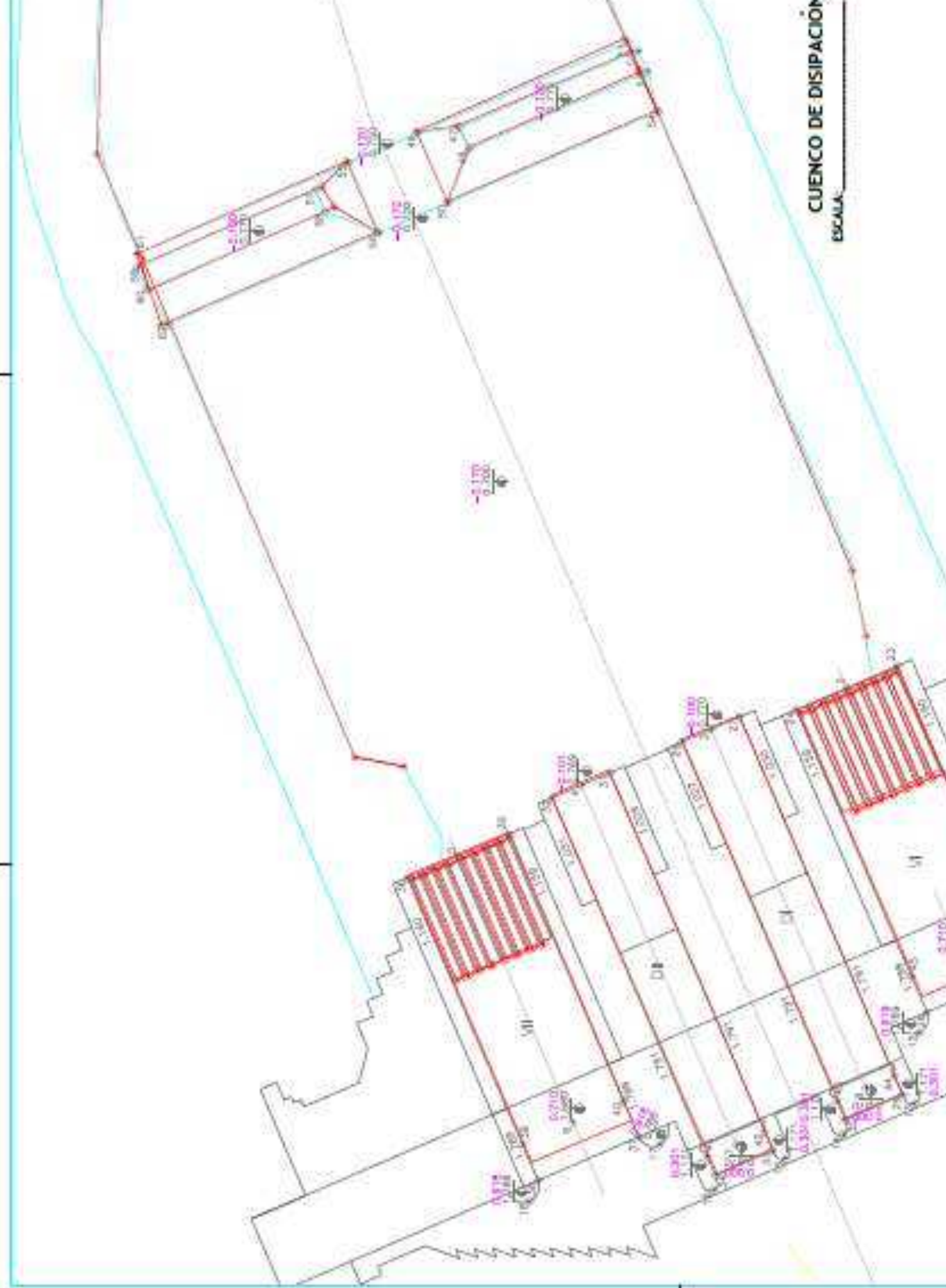
CUENCO DE DISIPACIÓN

ESCALA: 1:12

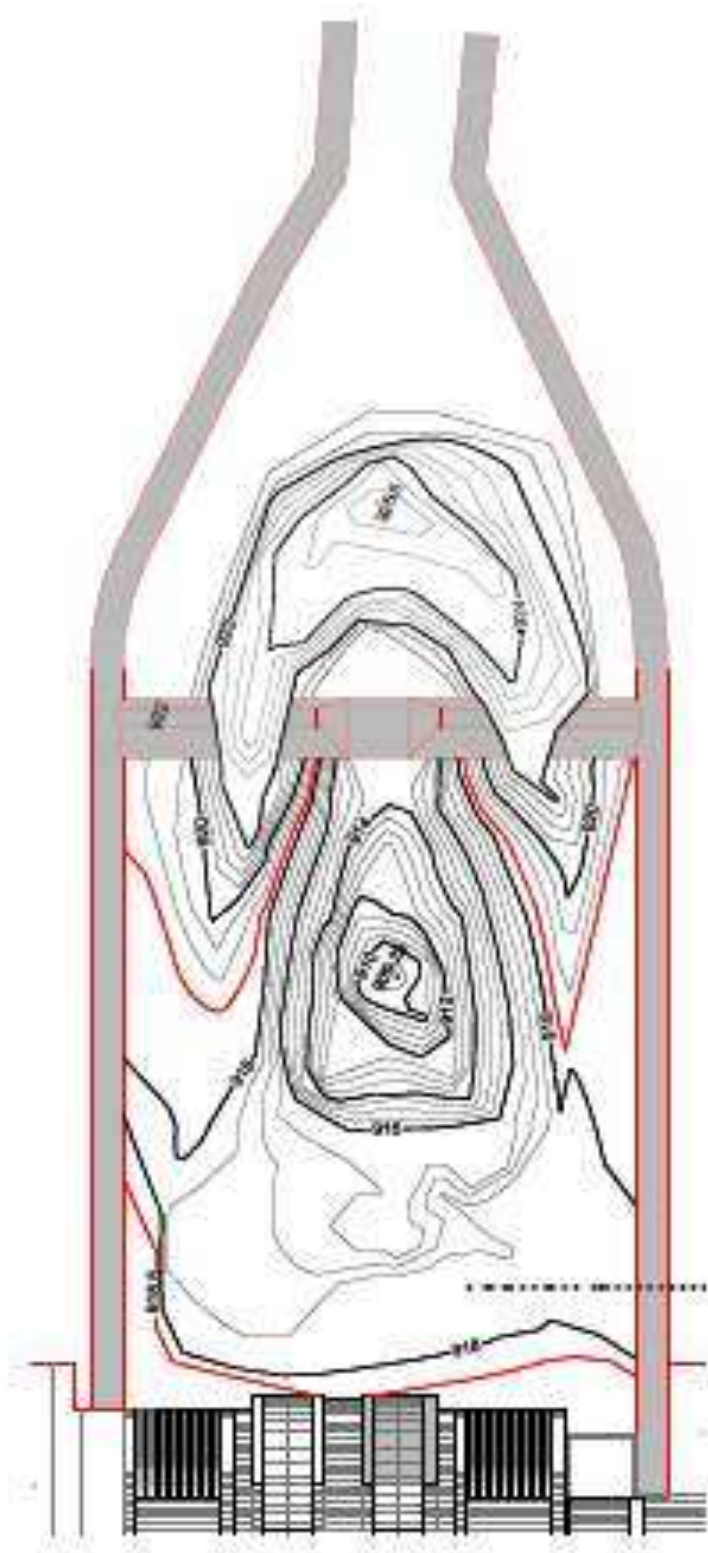




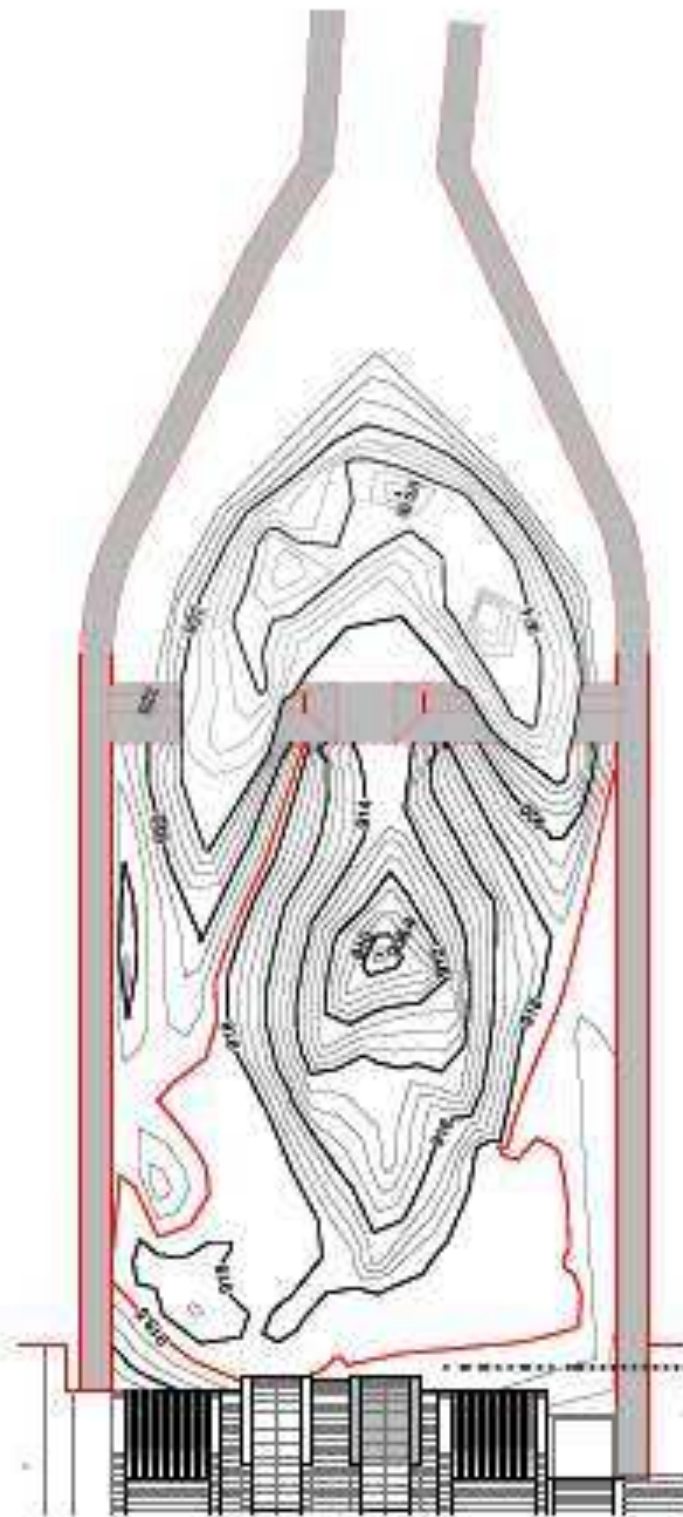
CUENCO DE DISIPACIÓN  
ESCALA



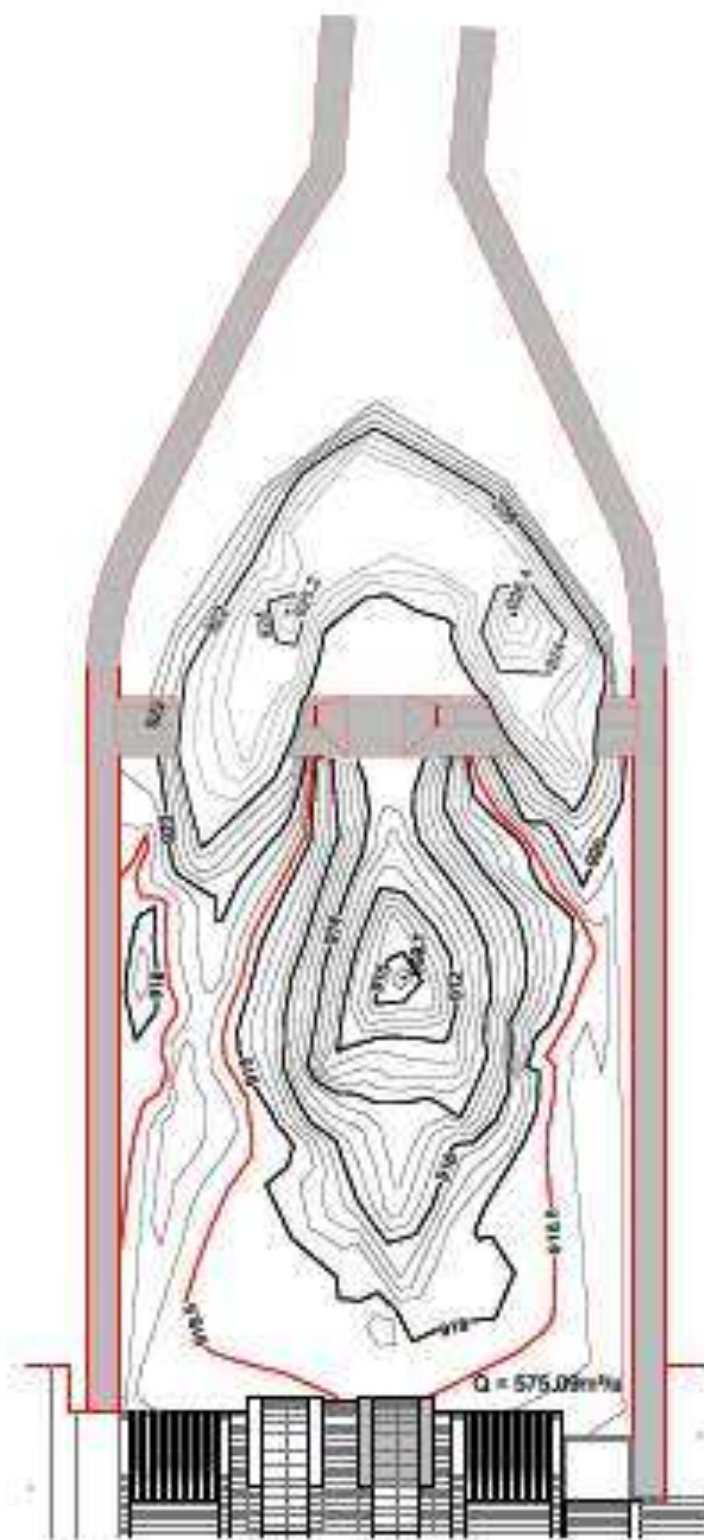




		 <b>ESCUELA NACIONAL</b>	
MODELO No. 2 <b>PRESA TOACHI</b>			
<b>PRUEBA N°1</b>			
Profesor:		Fecha:	
Cristian Valdez, Pablo Vera Romero		14/05/2014	
Tema de Grado		Grado:	Año:
		100	2014

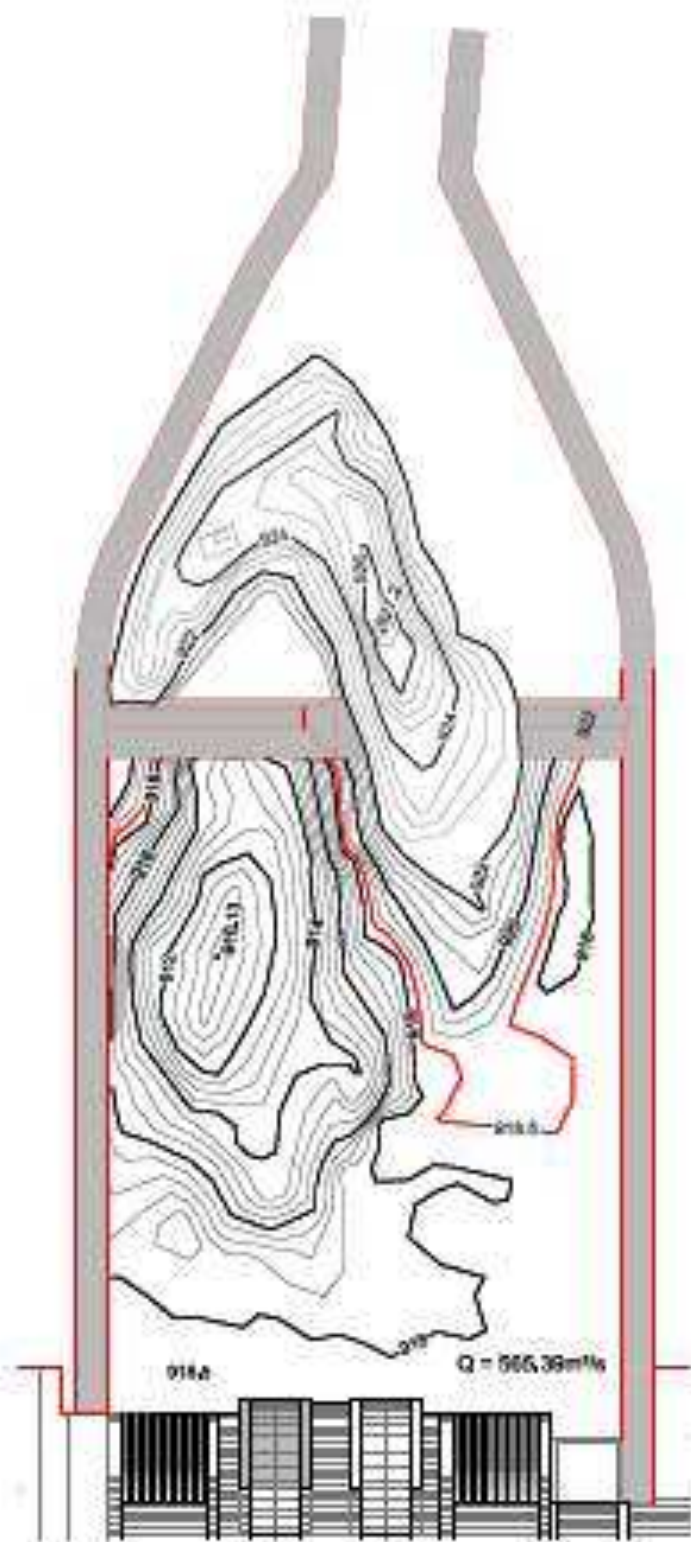


		 <b>ESCUELA NACIONAL</b>	
MODELO No. 2 PRESA TOACHI			
PRUEBA 10			
NOMBRE: Cristian Velasco Rivas, Percy Vela Romero		NOMBRE DE: Hija, Oriana Hidalgo	
Texto de Grado		Fecha:	Calificación:

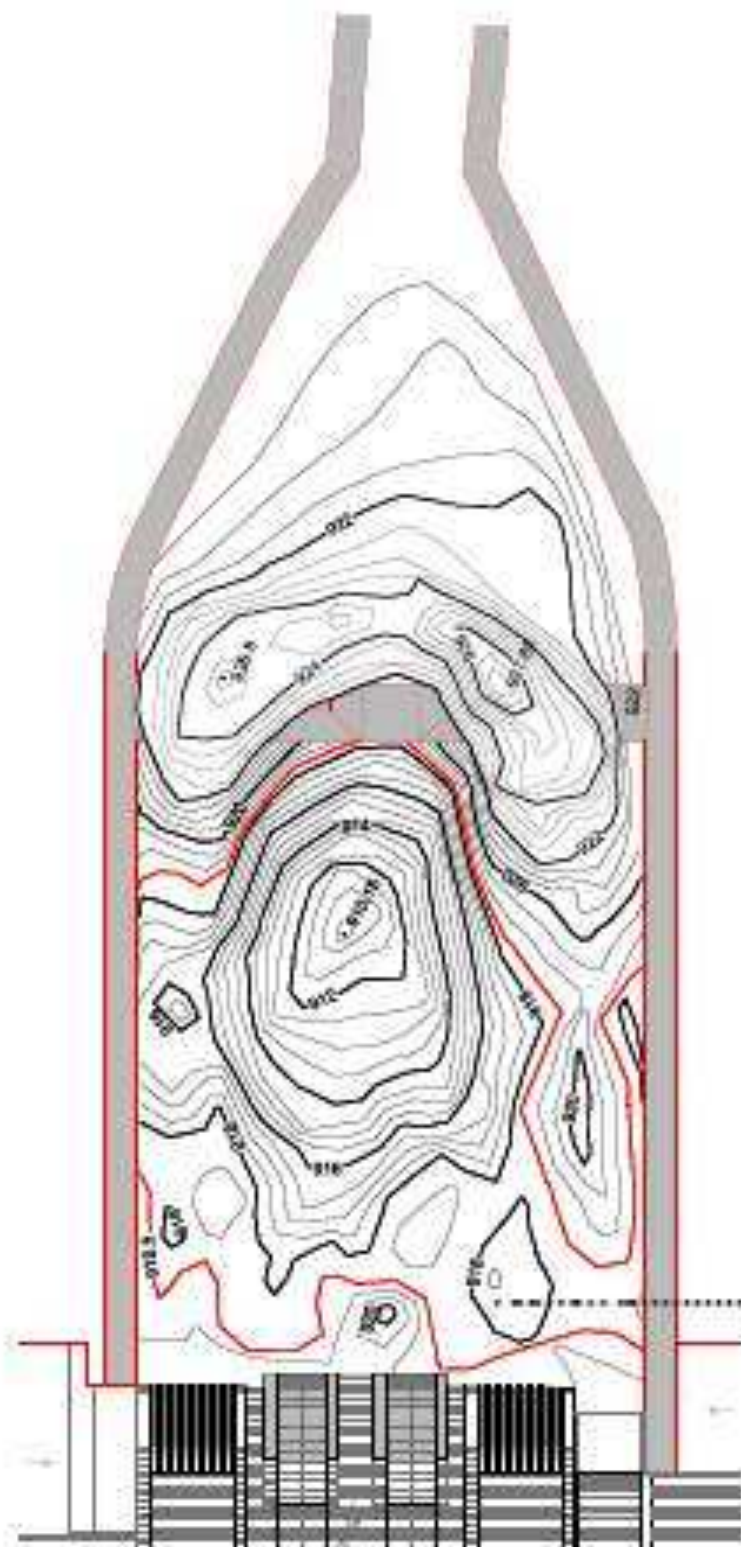


 Hidrotopi	 ESCUELA NACIONAL
.....	
MODELO No. 2	
PRESA TOCHI	
.....	
PRUEBA N.º	
.....	
DISEÑADO POR: Diego Valero Soto, P.º de Vida Román	REVISADO POR: P.º de Vida Román
Título de Grado	Escuela Nacional





		 <b>ESCUELA NACIONAL</b>	
MODELO No. 2 <b>PRESA TOACHI</b>			
<b>PRUEBA 114</b>			
Profesor: Carlos Uscor (Ing. P. y M. Civil)		Profesor: Ing. Enrique Vela (p.)	
Fecha de Grado:		Año 2011	Semestre: 2011



 ESCUELA  
NACIONAL

MODELO No. 2

PRESA TOACHI

PRUEBA II

CRISTIAN VILLANUEVA BARRERA, PABLO VERA RAMIREZ

ING. DIEGO I. GONZALEZ

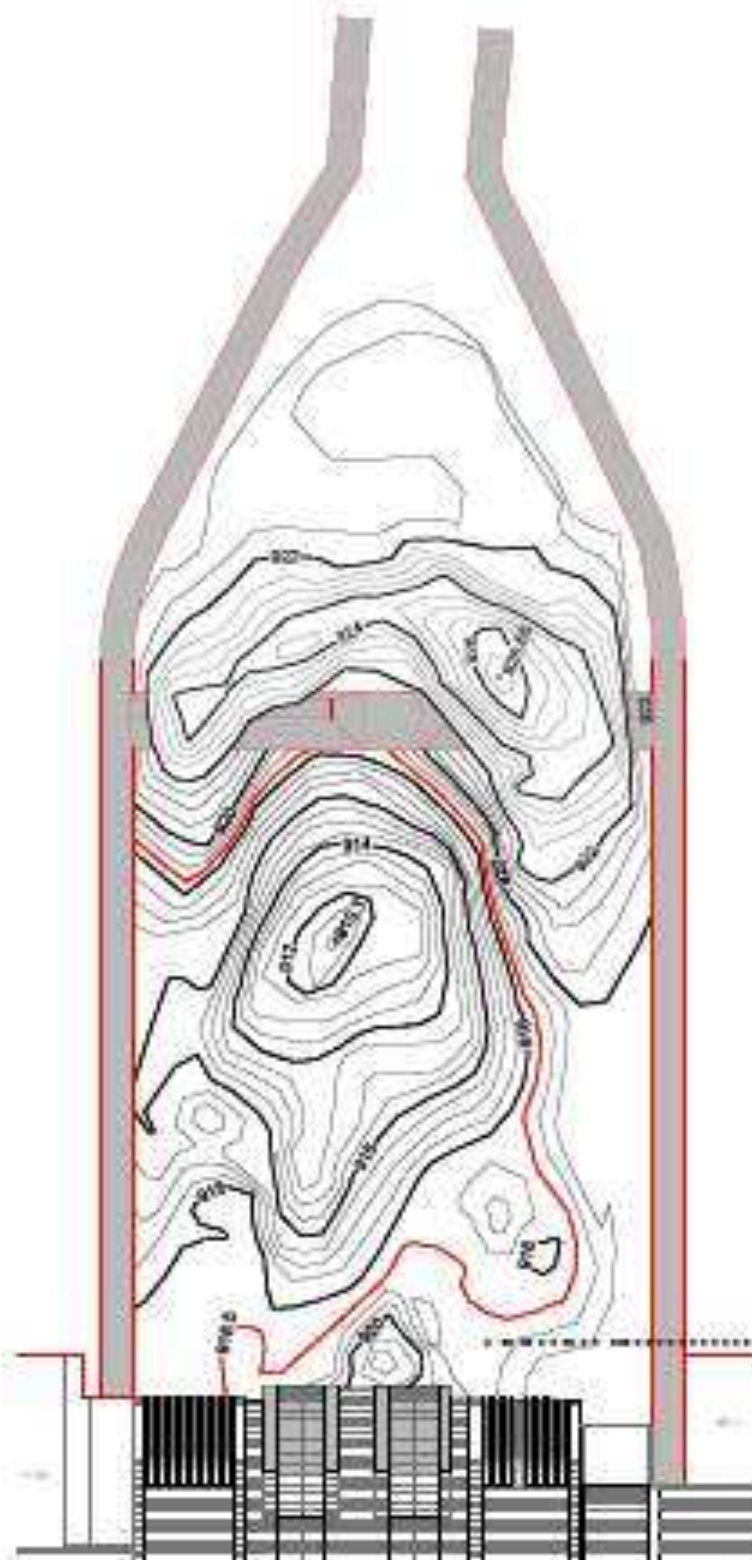
Tesis de Grado

Nombre

Apellido

Fecha

Firma



**Hidrotopi**



**ESCUELA  
NACIONAL**

MODELO No. 3

PREDA TOACHI

PRUEBA 12

Profesor: **Cristian Velasco**

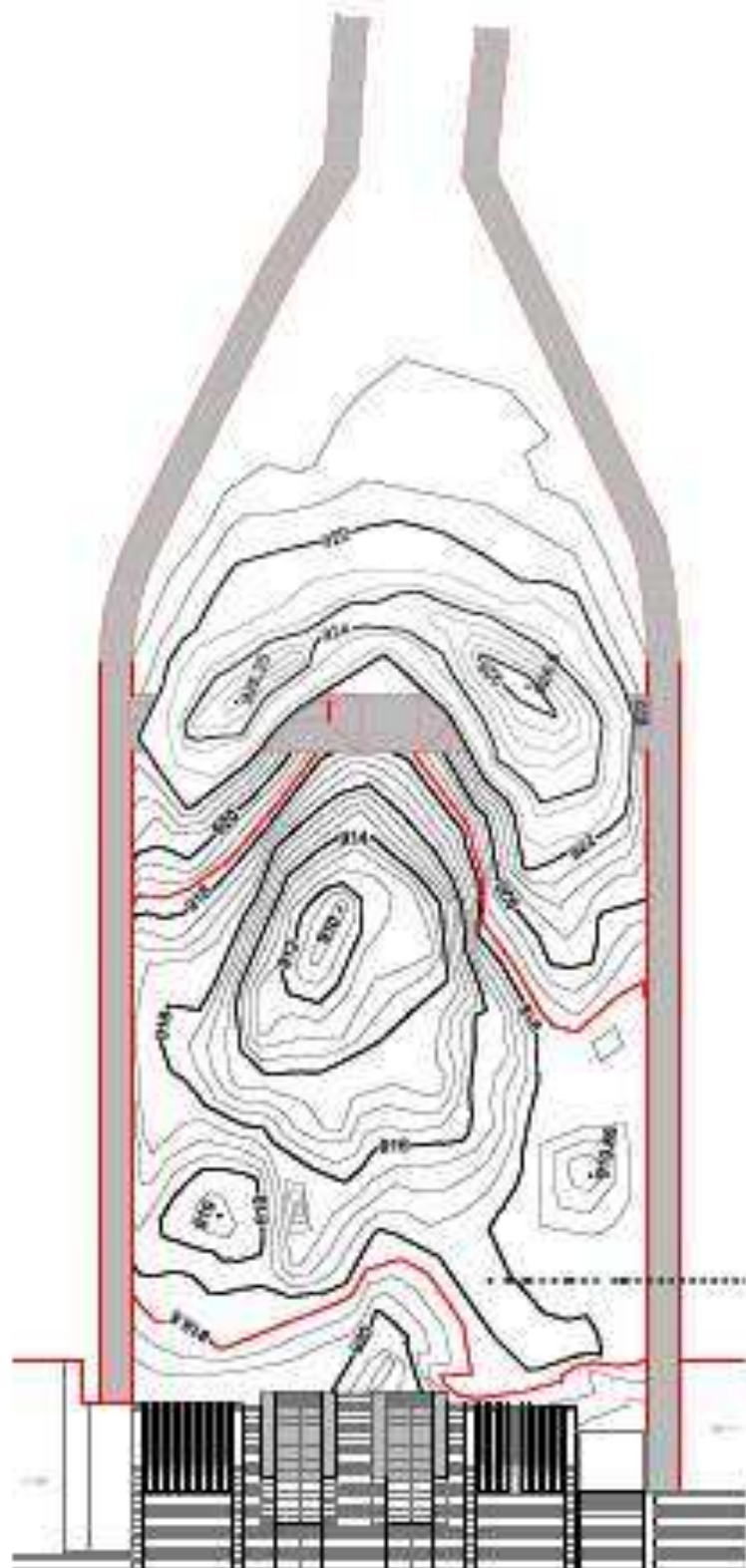
Alumno: **Diego Enrique Hidalgo**

Tesis de Grado

Fecha:

Lugar:





**Hidrotopi**



**ESCUELA  
NACIONAL**

MODELO No. 2

PRESA TOACHI

PRUEBA 12

Grupos: **Grupos: Víctor Paz, Pío V. Romero**

Grupos: **Grupos: Diana Hidalgo**

Tesis de Grado

2011

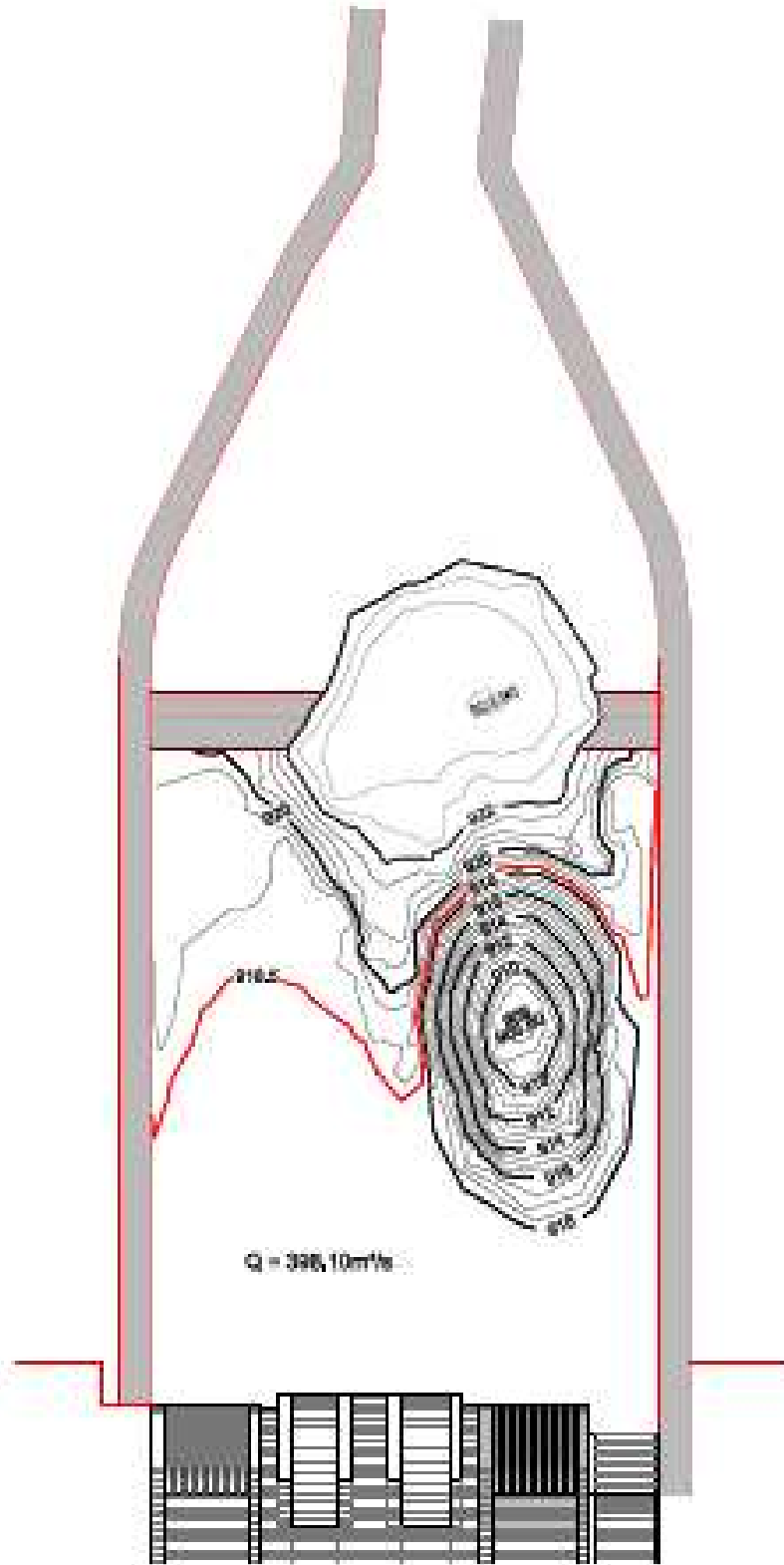
100

100

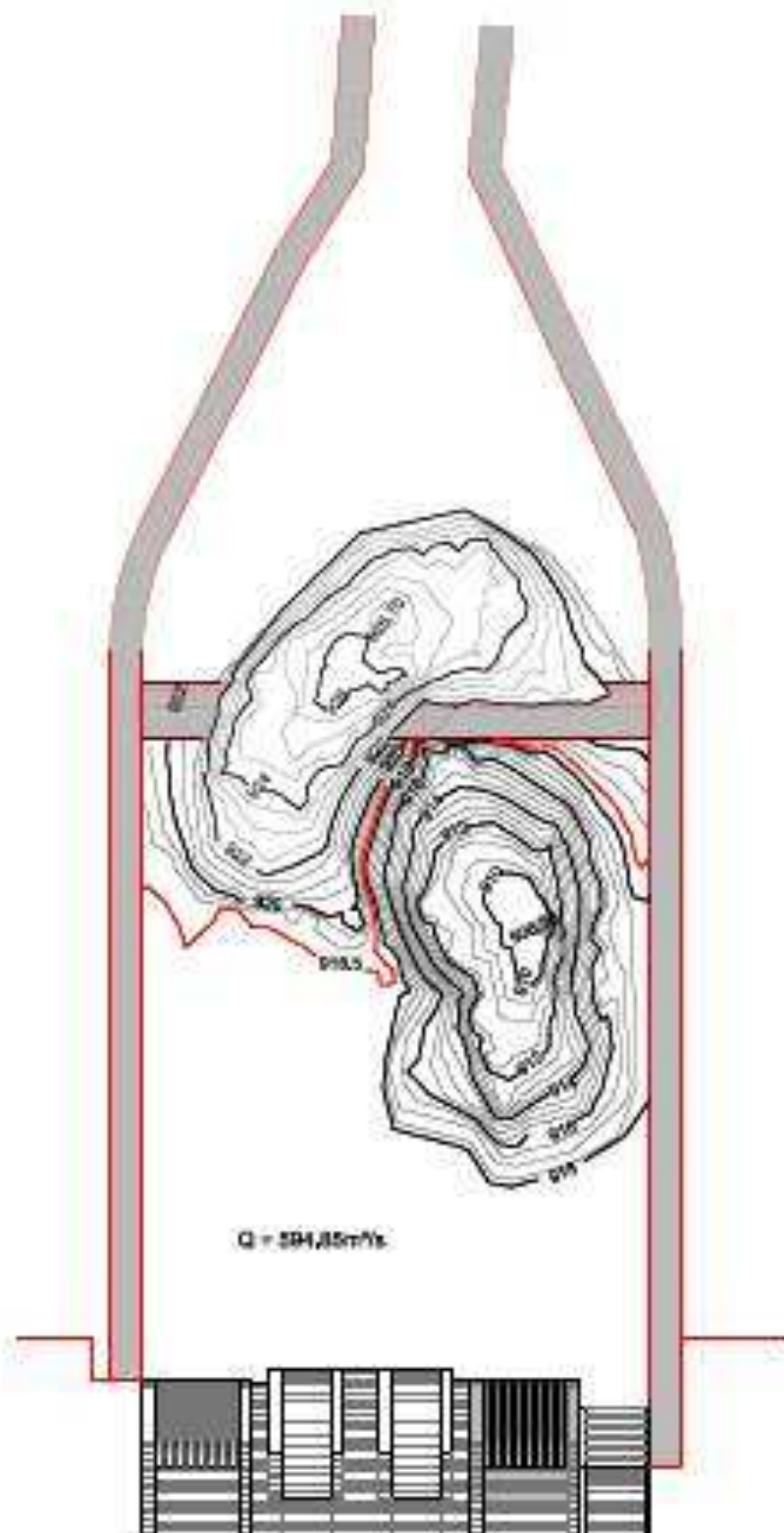


		 <b>ESCUELA NACIONAL</b>	
MODELO No. 3 <b>PRESA TOACHI</b>			
PROYECTO N°			
Centro de Estudios de Ingeniería y Tecnología		Ing. Carlos Hidalgo	
Fecha de Emisión	Versión	No. de Hoja	Total de Hojas





		 <b>ESCUELA NACIONAL</b>	
.....			
<b>MODELO No. 2</b>			
<b>PRESA TIOCHI</b>			
.....			
<b>PRUEBA N°1</b>			
<b>PROFESOR:</b> Carlos Valdez Ruiz, Pedro Vera Romero		<b>PROFESOR:</b> Jua. Simón Hidalgo	
<b>Tema de Grado</b>		<b>Asignatura:</b> Hidráulica	<b>Curso:</b> 4º Semestre



Hidrotopi



ESCUELA  
NACIONAL

MODELO No. 2

PRESA TOACHI

PRUEBA N.º

Crítica de la obra de la Presa Viro Roman

Ing. Silvia Hidalgo

Título de Grado

Asignatura

Ciclo

Curso

Semestre