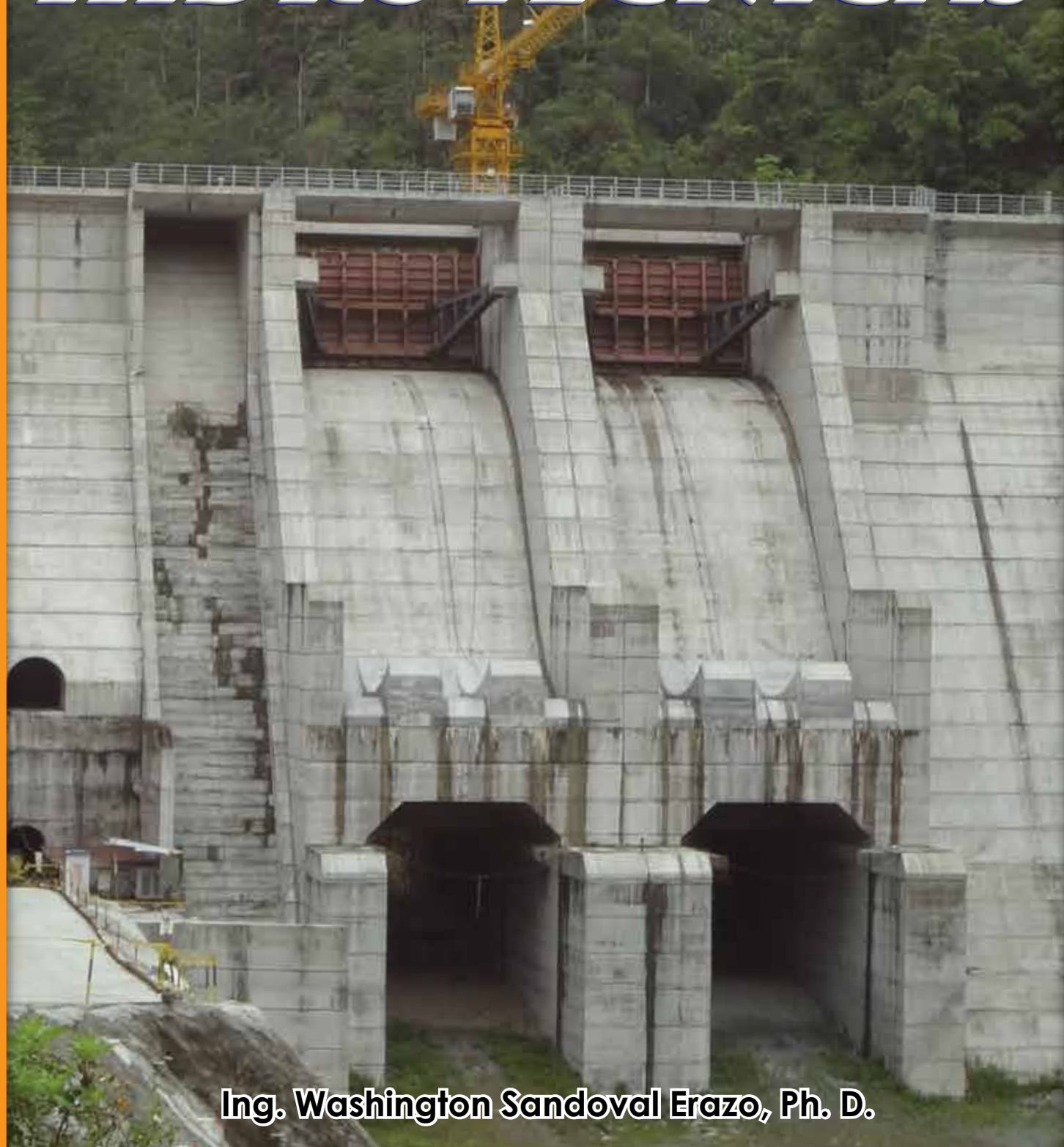


DISEÑO DE OBRAS

HIDROTÉCNICAS



Ing. Washington Sandoval Erazo, Ph. D.



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

Créditos**Título**

Diseño de obras Hidrotécnicas

Autor

Ing. Washington Sandoval Erazo, Ph.D.

Rector de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE

Crnl. Ing. Ramiro Pazmiño O.

ISBN

Impreso: 978-9942-35-390-0

Digital: 978-9942-30-945-7

Publicación autorizada por:

Comisión Editorial de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE
Cpvn. Hugo Pérez (Presidente)

Revisión general

Ing. Eduardo Aguilera Ortiz

Pares científicos

Ing. Mijail Arias Hidalgo, Ph.D.
Ing. Carlos Gutiérrez Caiza, M.Sc.

Edición

Ing. Washington Sandoval Erazo, Ph.D.
wrsandovale@gmail.com

Diseño editorial

David Cabrera Reinoso, B.A.
thedavox@gmail.com

Impreso en

EDIESPE

Primera edición

200 ejemplares



Todos los derechos reservados. 2019 ©

Se prohíbe la reproducción de esta obra por cualquier medio impreso, reprográfico o electrónico sin autorización escrita del autor. El contenido, uso de fotografías, gráficos, cuadros, tablas y referencias es de exclusiva responsabilidad del autor.

Washington Sandoval Erazo. wrsandovale@gmail.com.

Los derechos de esta edición electrónica son de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, para consulta de profesores y estudiantes de la universidad e investigadores en: <http://www.repositorio.espe.edu.ec>.

Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Av. General Rumiñahui s/n, Sangolquí, Ecuador. <http://www.espe.edu.ec>

Indice	Pag.
Agradecimientos	XIII
Prólogo	XVII
CAPITULO 1	
PRESAS Y EMBALSES	1
1.1 Introducción	3
1.2 Presas	3
1.3 Clasificación de las presas según los materiales	4
1.4 Clasificación por su forma geométrica	7
1.5 Clasificación por su capacidad de deformación	7
1.5.1 Presas Rígidas	8
1.5.2 Presas Alivianadas	9
1.5.3 Presas en Arco	11
1.6 Presas de tierra y enrocamiento (flexibles)	12
1.7 Clasificación de las presas según su altura y riesgo	15
1.8 Embalses	18
1.9 Niveles y volúmenes de los embalses	19
1.10 Curvas características de embalses	22
1.10.1 Curvas Características del proyecto Río Grande	23
1.11 Características del embalse del Proyecto Daule Peripa	24
1.12 Diseño de presas	28
CAPÍTULO 2	
DISEÑO HIDROLÓGICO	31
2.1 Introducción	33
2.2 Información hidrológica	33
2.2.1 Método probabilístico	33
2.2.2 Ejemplo de determinación de la curva de duración de caudales	35
2.2.3 Métodos empíricos	36
2.2.4 Caudal Medio	38
2.2.5 Coeficiente de escorrentía	38
2.2.6 Caudal mínimo y caudal ecológico	40
2.2.7 Caudales máximos	44
2.3 Tiempo de Concentración de una Cuenca	46
2.4 Hidrograma de diseño	48
2.5 Caudal de diseño	51
2.6 Volumen Útil	52
2.7 Volumen muerto	53
2.8 Volumen del Embalse	54
2.9 Nivel de Aguas del Proyecto (NAP)	54
2.10 Ejemplo de aplicación en la cuenca del Río Grande	55
2.10.1 Caudal medio	57

2.10.2 Caudales máximos empíricos	57
2.10.3 Método probabilístico para el caudal máximo	61
2.10.4 Volumen Útil	62
2.10.5 Volumen Muerto	63
2.10.6 Volumen forzado	64

CAPITULO 3

PRESAS DE HORMIGÓN A GRAVEDAD EN ROCA

69

3.1 Introducción	71
3.2 Fundación	72
3.3 Tipología de las presas de hormigón	75
3.4 Perfil base de una presa a gravedad	76
3.5 Ancho de la Corona	77
3.6 Altura de la presa	78
3.7 Fuerzas que actúan en una presa	80
3.7.1 Peso propio	81
3.7.2 Presión del agua	82
3.7.3 Subpresión	82
3.7.4 Fuerza por el oleaje	86
3.7.5 Fuerza de presión de azolves (sedimentos)	87
3.7.6 Fuerza sísmica	87
3.8 Combinación de fuerzas en presas	90
3.9 Estabilidad de una presa al deslizamiento	91
3.10 Esfuerzos en la presa	94
3.11 Sección vertedora en presas de hormigón	95
3.12 Flujo al pie de un vertedero	102
3.13 Deflector tipo Esquí	104
3.14 Elementos complementarios del vertedero	107
3.15 Ejemplo de diseño de una presa sobre roca	108
3.15.1 Cota de la corona de la presa	109
3.15.2 Altura de la presa	109
3.15.3 Borde libre	110
3.15.4 Ancho de la corona	110
3.15.5 Talud de aguas abajo	110
3.15.6 Relación de esbeltez	111
3.15.7 Determinación de las fuerzas	111
3.15.8 Factor de seguridad al deslizamiento y esfuerzos	116
3.15.9 Diseño de la presa vertedora	121
3.15.10 Estructura de disipación, deflector tipo esquí	122
3.15.11 Profundidad de socavación	124
3.15.12 Altura de los muros laterales del vertedero	125

	Pag.
3.15.13 Estabilidad de la sección vertedora	125
3.15.14 Planos	130
CAPÍTULO 4	
PRESAS DE HORMIGÓN A GRAVEDAD SOBRE SUELOS	133
4.1 Introducción	135
4.2 Proyecto Coca Codo Sinclair (CCS)	136
4.3 Presas vertedoras en suelos	138
4.4 Diseño del perfil del vertedero	140
4.5 Conjugación de aguas	143
4.5.1 Diseño del delantal	144
4.5.2 Diseño de tablestacas y muros de corte	145
4.5.3 Resalto Hidráulico	145
4.5.4 Diseño del estanque tipo pozo (colchón de aguas)	146
4.5.5 Longitud posterior al resalto (risberma)	148
4.5.6 Profundidad de socavación	150
4.5.7 Estanques Amortiguadores USBR	151
4.6 Flujo subterráneo (filtración)	153
4.6.1 Carga de un flujo subterráneo	154
4.6.2 Red hidrodinámica (método gráfico)	155
4.6.3 Método de Chugaev para la subpresión	157
4.7 Ejemplo de cálculo de la subpresión	159
4.7.1 Otros métodos de análisis del contorno subterráneo	162
4.8 Losa del zampeado rígido	163
4.9 Cálculo de la losa del zampeado	164
4.10 Muros de ala	166
4.11 Pilas o pilares	167
4.12 Drenes y filtros	168
4.13 Diseño estructural	169
4.14 Ejemplo de cálculo del zampeado de una presa	172
4.14.1 Diseño del pozo	173
4.14.2 Estabilidad de la losa del zampeado (colchón de aguas)	174
4.14.3 Longitud de la risberma	176
4.14.4 Profundidad del pozo de erosión	177
CAPITULO 5	
PRESAS DE TIERRA Y DE ENROCAMIENTO	179
5.1 Introducción	181
5.2 Presa Río Grande	183
5.3 Principales características mecánicas de suelos	187
5.4 Diseño geométrico de presas de materiales sueltos	190
5.5 Motivos de falla en presas de materiales sueltos	191

	Pag.
5.6 Diseño de componentes de las presas de tierra y enrocamiento	194
5.6.1 Taludes de los espaldones	196
5.6.2 Altura de la presa (Resguardo)	198
5.6.3 Protección del talud de aguas arriba	201
5.6.4 Corona de las presas de materiales sueltos	205
5.6.5 Bermas	206
5.5.6 Núcleo o corazón de impermeabilización	208
5.6.7 Otros elementos constructivos	209
5.7 Diseño de los suelos del cuerpo de la presa	210
5.7.1 Densidad de suelos gruesos (granulares)	210
5.7.2 Coeficiente de filtración de suelos gruesos	213
5.7.3 Ejemplo de diseño para suelo grueso	213
5.7.4 Densidad de suelos finos	215
5.7.5 Coeficiente de filtración de suelos finos	215
5.7.6 Ejemplo de diseño para suelo fino	216
5.8 Filtración en presas de tierra	216
5.8.1 Filtración en una presa homogénea con enrocado al pie	218
5.8.2 Filtración en una presa homogénea con cimentación permeable	220
5.8.3 Filtración en una presa con núcleo	221
5.8.4 Filtración en una presa con pantalla de material fino	221
5.9 Diseño de filtros y drenes	222
5.10 Asentamiento de las presas	224
5.11 Estabilidad de las presas de materiales sueltos	226
5.12 Diseño de una presa de materiales sueltos	228
5.12.1 Definición de los taludes	229
5.12.2 Altura de la presa	230
5.12.3 Resguardo por ola sísmica	232
5.12.4 Cota definitiva de la corona de la presa	232
5.12.5 Dimensionamiento del rip-rap	233
5.12.6 Ancho de la Corona	233
5.12.7 Diseño de las bermas	234
5.12.8 Diseño de las características del suelo para el cuerpo de la presa	235
5.12.9 Filtración por una presa con cimentación permeable	238
5.12.10 Espesor de la geomembrana	241
5.12.11 Diseño de las capas del filtro y drenes	241
5.12.12 Estabilidad del talud de aguas abajo	242
5.12.13 Asentamiento	242

CAPITULO 6

CONCEPTOS BÁSICOS DE CENTRALES HIDROELÉCTRICAS	245
6.1 Introducción	247
6.2 Recursos hídricos del Ecuador	250

6.3 Esquemas de aprovechamiento hídrico	251
6.3.1 Mediante la construcción de una presa	251
6.3.2 Mediante derivación	253
6.3.3 Sistema mixto (presa-derivación)	254
6.4 Elementos de una central hidroeléctrica	256
6.5 Principales tipos de turbinas	257
6.5.1 Turbina Pelton	257
6.5.2 Turbina Francis	259
6.5.3 Turbinas Kaplan	260
6.5.4 Turbinas Michell-Banky	261
6.6 Clasificación de las centrales hidroeléctricas según su potencia	262
6.7 Selección de las turbinas	263
6.8 Diseño de centrales hidroeléctricas	263
6.9 Pequeñas Centrales Hidroeléctricas (PCH)	264
6.9.1 Toma de agua	264
6.9.2 Sistema de limpieza de sólidos	267
6.9.3 Sistema de conducción	268
6.9.4 Tanques o cámaras de presión	269
6.9.5 Tubería de presión (forzada)	271
6.9.6 Casa de máquinas	272
6.9.7 Tubo de succión o aspiración	274
6.9.8 Canal se salida	276
6.9.9 Patio de transformadores	277

CAPÍTULO 7

ALIVIADEROS	279
7.1 Introducción	281
7.2 Elementos de los aliviaderos	283
7.3 Canal de entrada	286
7.4 Estructura de control	288
7.5 Selección del tipo de vertedero	294
7.6 Canal de descarga	295
7.6.1 Ejemplo de cálculo de un canal de entrada y reducción	297
7.6.2 Rápida (Canal de pendiente pronunciada)	301
7.7 Aireación natural en canales	301
7.8 Proceso de cavitación	302
7.9 Obra de Disipación de Energía	304
7.10 Canal de Salida	305
7.11 Aliviaderos escalonados	305

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA	310
SOBRE EL AUTOR	321

A Elena, mi esposa y compa#niera de vida
por su amor y apoyo incondicional

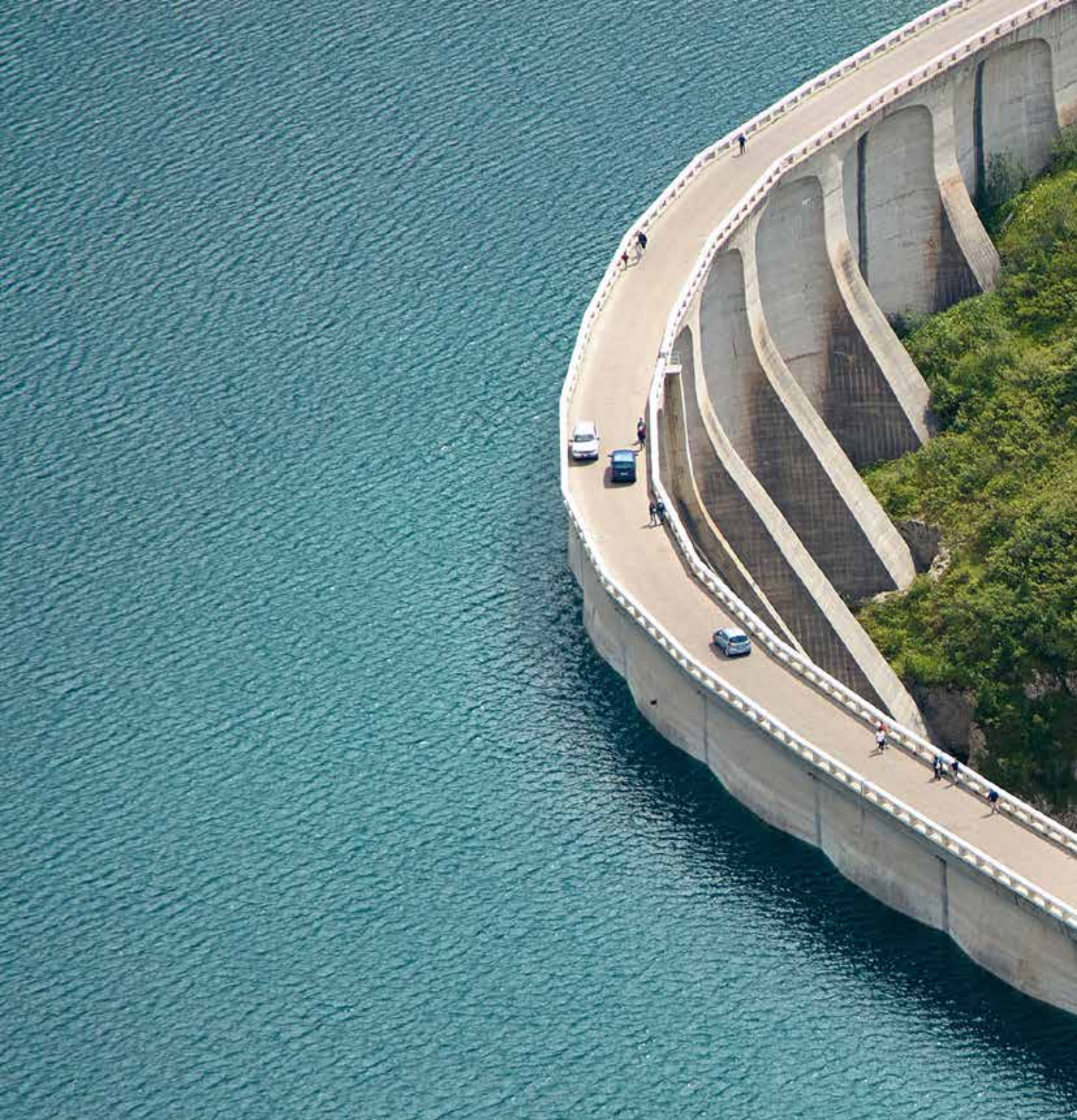
AGRADECIMIENTOS

Mi gratitud a la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE que me permitió, desde mis primeros pasos, crecer a lo largo de toda mi vida profesional y docente; a todas las autoridades que apreciaron mis capacidades y, sobre todo, mi compromiso y entrega hacia la institución y me brindaron su apoyo para coadyuvar al cumplimiento de los objetivos de esta noble institución universitaria. Un agradecimiento especial, al señor Rector, Crnl. Ramiro Pazmiño Orellana por su incondicional ayuda para que este libro sea una realidad, tanto como a las demás autoridades de los vicerrectorados; General, de Investigación y de Docencia, y a los directores del Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción y la Carrera de Ingeniería Civil. Mi reconocimiento al Ing. Eduardo Aguilera, profesional de gran experiencia y alta calidad humana, por su encomiable labor de realizar la lectura del original de este trabajo y consignar valiosas observaciones y comentarios.

A todas las personas que, a lo largo de toda mi carrera docente, han colaborado de una u otra manera, para la elaboración de esta obra, incluyendo a los estudiantes que, con sus interrogantes, guiaron su contenido.

A mi familia por su permanente e incondicional apoyo en todas las tareas que emprendo.

Mil Gracias



“En el mundo no hay nada más sumiso y suave que el agua. Sin embargo, nada puede superarla para atacar lo que es duro y fuerte”

Lao Tse

PRÓLOGO

La disponibilidad de sistemas de información global, junto con el desarrollo de la tecnología, han modificado profundamente el proceso de formación de los profesionales. Es así como, hace apenas dos décadas, los únicos elementos de apoyo de un estudiante eran los libros disponibles en las bibliotecas, que en la actualidad han sido completamente superados por los sistemas digitales; sin embargo, al estudiante le rodea tanta información que se le vuelve difícil discernir lo cierto de lo falso, lo correcto de lo incorrecto, lo útil de lo inútil. Es por esta razón que la formación profesional debe enfatizar en el desarrollo de la capacidad de discernimiento, fundamentada en un conocimiento base y la disponibilidad de una guía permanente. El docente no siempre puede estar físicamente presente, por lo que se justifica la necesidad de que el estudiante disponga con facilidad de un buen libro digital. Los anteriores razonamientos son los que me impulsaron a escribir un libro que, en lo posible, constituya una guía de permanente orientación, que permita mantener frescos los conocimientos básicos sobre la hidrotecnia, para enfrentar de una mejor manera el ejercicio de la profesión.

La hidrotecnia es una especialidad que concentra los dos componentes fundamentales de la ingeniería; la ciencia y la experiencia, a partir de lo cual, aspiro a que el texto de Diseño de Obras Hidrotécnicas se constituya en un manual de referencia indispensable para la formación del ingeniero civil. Su contenido corresponde al sílabo de la materia ídem de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE. También, podría ser una guía para los especialistas de otras áreas de la ingeniería relacionadas con el diseño de presas y aprovechamientos hidroenergéticos.

El primer capítulo, denominado “Presas y Embalses”, contiene una introducción a la terminología y elementos básicos de la hidrotecnia. Es imposible diseñar obras hidráulicas sin que se disponga de información que permita establecer, de una forma confiable, los parámetros hidrológicos, en vista de lo cual, el capítulo 2 trata sobre el “Diseño Hidrológico”. El capítulo 3 describe las particularidades del diseño de presas de hormigón, y otros materiales rígidos, cimentadas sobre roca. En el capítulo 4 se analizan los componentes y particularidades de las presas cimentadas sobre suelos. Las presas de materiales sueltos, tierra o escollera, se las aborda en el capítulo 5. Aunque de una forma más somera, en el capítulo 6 se analizan los conceptos básicos de las centrales hidroeléctricas. El diseño de aliviaderos, como elementos complementarios de todas las presas, se lo analiza a lo largo de la mayoría de los capítulos y, en especial, los aliviaderos de ladera en el capítulo 7.

Este manual, de ninguna manera, pretende abarcar todos los temas que corresponden a la hidrotecnia, por lo que muchos no fueron considerados en vista del limitado tiempo asignado para su estudio, 16 créditos; en consecuencia, aquellos estudiantes o profesionales que requieran ampliar sus conocimientos sobre estos temas pueden acudir a las referencias consignadas en cada capítulo.

Los comentarios, observaciones y críticas constructivas de los lectores se las pueden dirigir a:

wrsandovale@gmail.com o wrsandoval@espe.edu.ec

Washington Sandoval

Quito, julio 2019

CAPÍTULO I



PRESAS Y EMBALSES

1.1 INTRODUCCIÓN

En la naturaleza el agua y los seres vivos son dos componentes inseparables; los seres humanos necesitamos este recurso natural y queremos que siempre esté disponible y a la mano. Para cumplir este propósito de vital importancia, desde los albores de la civilización hemos querido manejar el agua de los cauces, ríos y lagos, mediante la construcción de canales, presas, embalses y otras obras a las que se las denomina hidrotécnicas.

En sus inicios, la humanidad manejó volúmenes pequeños de agua, pero poco a poco fue incrementando su capacidad de almacenar y conducir mayores volúmenes, lo que provocó el desarrollo y afianzamiento de toda una ciencia alrededor del aprovechamiento hídrico, para descubrir, aprender y aplicar los conocimientos orientados a un aprovechamiento racional de este recurso natural. Lo anterior condujo a la necesidad de diseñar, construir y operar un conjunto de estructuras que interactúen con el agua, lo que constituye el objeto primordial de estudio de la ingeniería hidrotécnica.

Con base en su etimología, la Real Academia de la Lengua Española, define a la hidrotecnia como la “Técnica de construir máquinas y aparatos hidráulicos”; sin embargo, al tratarse de una ciencia aplicada de la ingeniería, su alcance es mucho más amplio, por lo que se le asigna la capacidad de resolver los problemas relacionados con el diseño, construcción y operación de las obras hidráulicas que permiten el uso, aprovechamiento y manejo de los recursos hídricos sin causar, o tratando de disminuir al máximo, los efectos negativos sobre el medio ambiente.

Es por esto por lo que la hidrotecnia está íntimamente relacionada con otras ciencias de la ingeniería, como; la hidrología, hidromecánica, hidráulica, geología, mecánica de suelos y rocas, mecánica de estructuras, materiales de construcción, ingeniería ambiental y muchas otras.

Dependiendo de su área de aplicación a esta ciencia se la reconocen varios ámbitos como: la hidroenergética; abastecimiento de agua potable para consumo humano, industrial y riego; transporte fluvial; obras de protección y defensa; puertos; piscicultura; mejoramiento de tierras; recreación; etc.

1.2 PRESAS

Presa o represa es una estructura edificada con cualquier material, que atraviesa un cauce natural o artificial, para producir una elevación del nivel del agua o una acumulación (embalse) y generar una distribución de caudales diferente a la natural o inicial. Según la Comisión Internacional de Grandes Presas (*International Commission on Large Dams, ICOLD*), a una presa se la define como “una barrera o una estructura colocada cruzando un curso de agua o de un río con el fin de almacenar, controlar y derivar agua”.

En algunos países, como México, a la estructura que cierra el paso del flujo se la denomina cortina y presa al conjunto de estructuras, incluida la cortina, que permiten el aprovechamiento de los recursos hídricos.

A partir de estas definiciones se deduce que las presas se construyen con varios objetivos, entre los que se destacan:

- a. Riego,
- b. Agua potable y usos municipales,
- c. Uso industrial,
- d. Aprovechamiento energético,
- e. Control de avenidas o crecidas,
- f. Regulación de caudales,
- g. Recreo y turismo,
- h. Cría animal y piscicultura, y
- i. Otros

Si la presa cumple varios objetivos a la vez, al proyecto se le considera como multipropósito o de propósito múltiple.

Para clasificar a las presas se consideran varios parámetros característicos, siendo el primero su altura. A esta se la mide desde la cota de la corona hasta la cota de la cimentación. Según la ICOLD (2007) a una presa se la considera grande si su altura es igual o mayor a 15 m, o de 10 m si el embalse supera un volumen de tres hectómetros cúbicos (3 hm^3).

La norma de la Federación Rusa SP 58.13330.2012 (2013) define como presa pequeña a las menores de 25 m, presa mediana entre 25 y 75 m y presa grande a la de una altura mayor a 75 m, juntamente con otras restricciones relacionadas con la seguridad de las personas y las estructuras.

1.3 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS SEGÚN LOS MATERIALES

Los materiales con los que se construye una presa pueden ser muy diversos y variados, pero de alguna manera se las ha agrupado por lo que, se las clasifica en función del material con el que está construida la estructura principal de cierre o cortina, de los cuales se destacan los siguientes:

a) Presas de hormigón

Debido a las propiedades del hormigón para ser moldeado y tener una alta resistencia a la compresión es uno de los materiales más utilizados en la construcción de obras hidrotécnicas. La geometría de estas presas está determinada por el tipo de cimentación (suelo, roca blanda o roca), por la función que cumple (vertedora o no vertedora), por la manera en que resiste a las fuerzas actuantes sobre la presa (a gravedad, losas planas, contrafuertes, arco gravedad, arco puro de radio constante o arco de radio variable) y por la tecnología utilizada para su construcción (hormigón vibrado o rodillado). En este grupo se incluyen las presas de hormigón armado. En la figura 1.1 se puede observar una de las últimas presas de hormigón construidas en el Ecuador; Manduriacu.

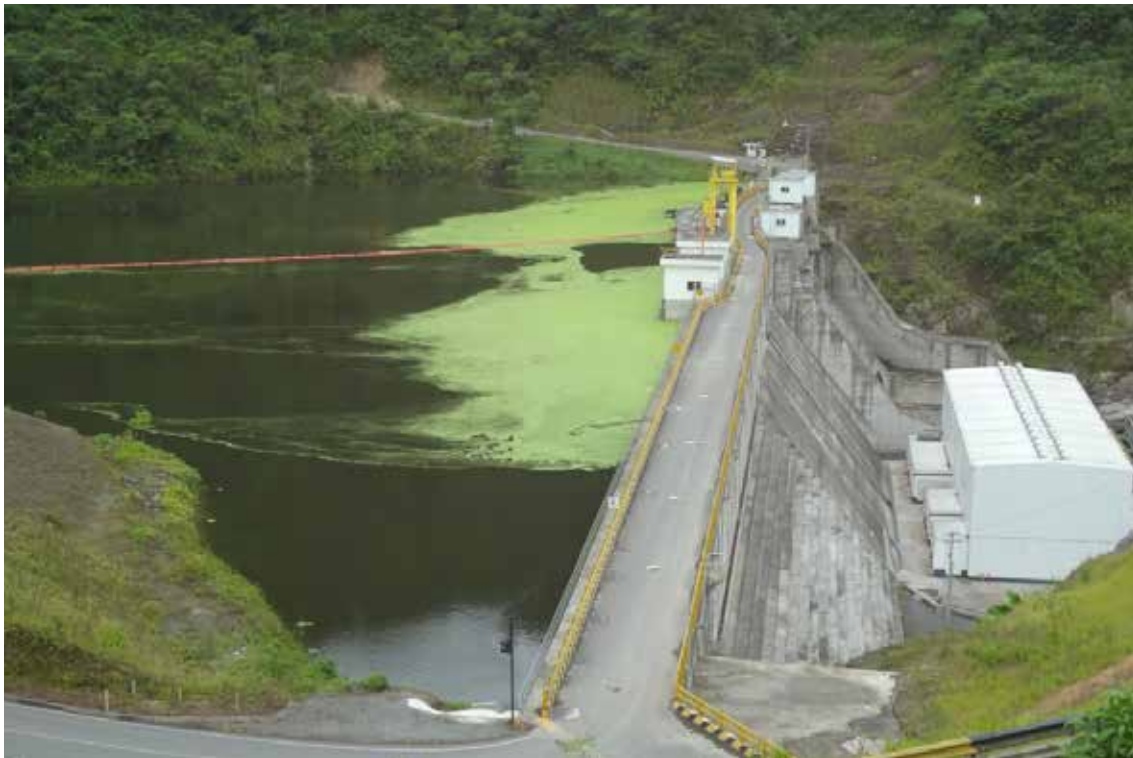


Figura 1.1 Presa Manduriacu a gravedad de hormigón rodillado y vibrado

b) Presas de materiales sueltos

Históricamente las primeras presas que se construyeron en el mundo son las presas de tierra, según CEAA-ESPOL (2003) en el Ecuador la Cultura Valdivia (2000 a.C.) construía montículos de tierra con suelos arcillosos, denominados albarradas. En otras partes del mundo se conocen estructuras más antiguas, como una presa de 15 m de altura, que se construyó en Egipto para desviar el Río Nilo 4.000 a.C. (Vallarino, 1995).

Las presas de materiales sueltos utilizan los suelos y las rocas disponibles en el sector en el que se necesita construir, por lo que, generalmente resultan más económicas que las de hormigón, a pesar de que estas presas tienen un mayor volumen respecto a las de otros materiales.

En el caso de las presas de escollera (enrocado) y presas de suelos muy porosos se los mezcla con otros tipos de materiales, para mejorar la estanqueidad, como la arcilla, el hormigón, el metal, el asfalto, las geomembranas y otros materiales impermeables.

En la figura 1.2 podemos ver la presa de Poza Honda, en Manabí, construida con materiales sueltos.

c) Otros tipos de materiales

La capacidad inventiva de los seres humanos no tiene límites en cuanto a la construcción de presas, así se encuentran presas de mampostería (piedra y ladrillo), gaviones, ferrocemento, madera, materiales sintéticos y hasta materiales de reciclaje (llantas y envases de plástico).

En la figura 1.3 observamos una presa pequeña de ferrocemento construida en México y en la figura 1.4 la presa Geovanny Calles construida con gaviones y revestida de hormigón.



Figura 1.2 Presa Poza Honda, Ecuador. Fuente: El Ciudadano (2016)



Figura 1.3 Presa de ferrocemento, México. Fuente: Ortiz (2012)



Figura 1.4 Presa de gaviones revestidos de hormigón, Carchi-Ecuador

1.4 CLASIFICACIÓN POR SU FORMA GEOMÉTRICA

Las formas geométricas naturales del perfil de las presas, o cortinas, por condición de equilibrio, son el trapecio y el triángulo. Se utiliza un parámetro morfométrico que define el tipo de presa construida o diseñada, que es el índice de esbeltez ($\beta = B/P$), que resulta de la relación entre el ancho de la base de la presa y su altura, figura 1.5.

Las presas cuyo índice $\beta > 1$ son presas a gravedad que se las construye con materiales sueltos, gaviones, hormigón sobre suelos, madera y otros materiales.

Entre $0,6 \leq \beta \leq 1,0$ están las presas de hormigón ciclópeo, a gravedad macizas o alivianadas, las de mampostería y otras.

Entre $0,3 < \beta < 0,6$ están las de arco gravedad.

$\beta \leq 0,3$ corresponden a las presas de arco puro, de radio constante o de radio variable.

1.5 CLASIFICACIÓN POR SU CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN

Por la estructura de los materiales y su capacidad de deformarse a las presas se las puede clasificar en; rígidas, flexibles y mixtas.

Entre las presas rígidas están las que, por su material y forma permiten únicamente deformaciones elementales, como las presas de hormigón y de mampostería.

Entre las presas flexibles están las de materiales sueltos y otros, que se estructuran de alguna manera satisfactoria para establecer su condición de funcionamiento y estanqueidad. En la actualidad es muy común el uso de geosintéticos, con los cuales se pueden construir presas y diques, temporales o permanentes, en corto tiempo y de forma mecanizada. En la figura 1.6 se observa una geo-estructura que se la rellena con arena del cauce para levantar estas barreras temporales o permanentes.

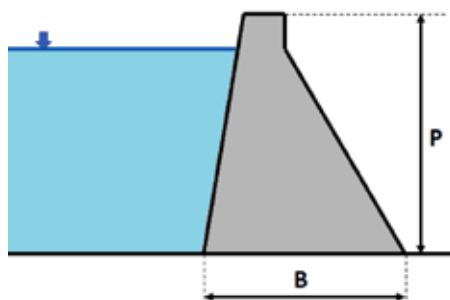


Figura 1.5. Esquema para establecer el índice de esbeltez en presas



Figura 1.6 Geo-estructuras. Fuente: PIVALTEC (2017)

Las presas mixtas se las construye con diferentes materiales rígidos y flexibles, entre las que, últimamente se destacan las presas de celdas de hormigón rellenas con suelo, que por ser más económicas se las utiliza como elementos de protección contra los flujos de lodo, figura 1.7.

También, las presas pueden ser fijas o móviles por requerirse una mayor capacidad de maniobra para el control de caudales o tirantes de agua. Ejemplo de presa móvil se muestra en la figura 4.6.



Figura 1.7 Presa de materiales mixtos, Kazajistan. Fuente: Axmetkal (2017).



Figura 1.8 Elementos principales de una presa. Fuente: CELEC (2015)

1.5.1 Presas Rígidas

Presas de hormigón a gravedad. - Son aquellas que, por su peso generado por su volumen, son suficientemente resistentes para contrarrestar todas las fuerzas que actúan sobre la estructura. Pueden ser de



Figura 1.9 Presa de hormigón a gravedad compactado con rodillo. El Val, España. Fuente: CH Ebro (2016)

sección vertedora o no vertedora. En la figura 1.8 se observan los elementos de una presa a gravedad, en la que la sección no vertedora también se le conoce como sección de cierre o cortina.

Aunque la forma geométrica básica de una presa de hormigón es el triángulo, se la complementa con otros elementos estructurales muy necesarios tales como: la corona, las pilas, las vías o puentes y otros.

Los materiales y la tecnología de construcción que se utilizan determinan el nombre de estas presas:

- Hormigón ciclópeo.
- Hormigón simple.
- Hormigón armado.
- Hormigón vibrado.
- Compactado con rodillos, figura 1.9.
- Otras.

1.5.2 Presas Alivianadas

Mejores condiciones de cimentación permiten transmitir hacia la base los esfuerzos de la presión del agua, lo que posibilita adoptar diferentes formas geométricas que generan un ahorro en el volumen de materiales, sin perjuicio de la función misma de la presa. Entre otras, están las presas:

- Con cavidades o alivianadas.
- De losas planas (Ambursen), figura 1.10.
- De contrafuertes, figura 1.11.
- De arcos múltiples, figura 1.12.
- De ferrocemento, figura 1.3.
- Otras.



Figura 1.10 Presa de losas planas Cruz de Piedra, Argentina. Fuente: Dufour (2013)



Figura 1.11 Presa de contrafuertes Roselend, Savoie, Francia. Fuente: Versegui (2007)



Figura 1.12 Presa de Arcos Múltiples, Sud África. Fuente: SIBVED (2016)

1.5.3 Presas en Arco

Bajo ciertas condiciones de la cimentación y forma de la cerrada (sitio donde se ubica la presa) es posible diseñar y construir estructuras en forma de arco, que se destacan por su esbeltez y por su forma de respuesta a la acción de las cargas. Esto permite un ahorro significativo en volumen de hormigón. Considerando las condiciones geométricas del diseño se tienen:

- Presas de arco gravedad, figura 1.13.
- Presas de arco de radio constante.
- Presas de arco de radio variable (doble curvatura), figura 1.14.

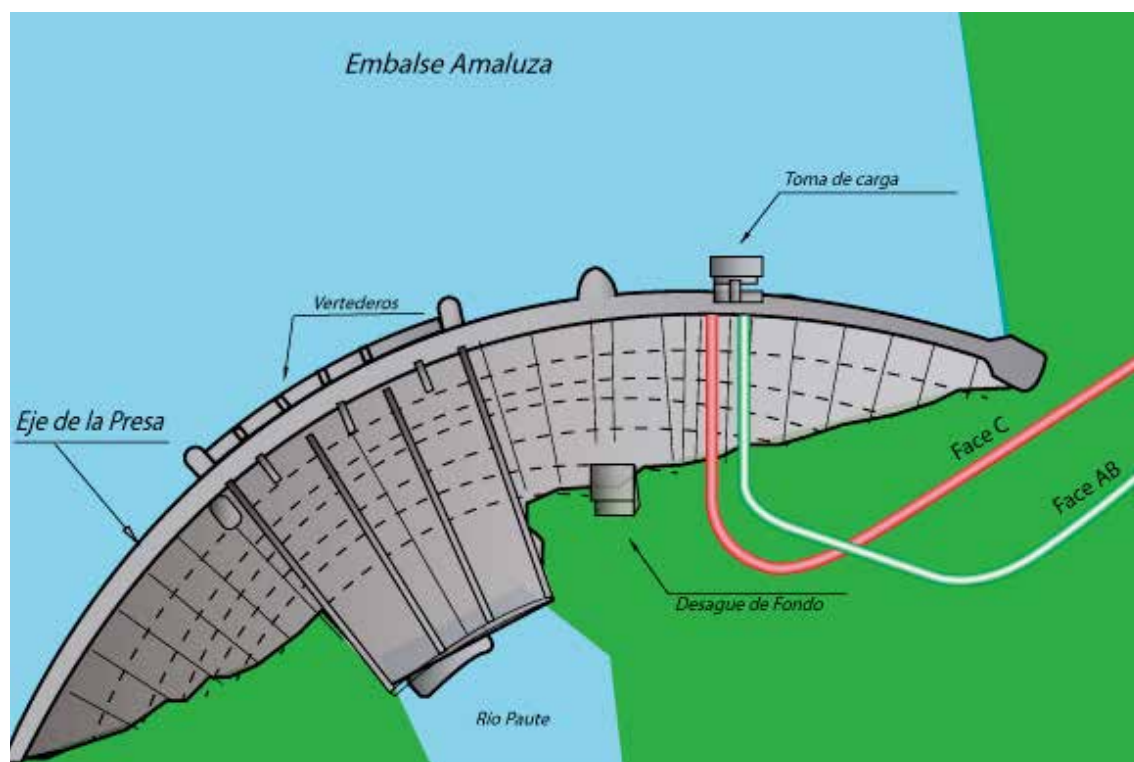


Figura 1.13 Presa Daniel Palacios de arco gravedad, Ecuador. Fuente: CELEC



Figura 1.14 Presa de doble curvatura El Cajón, Honduras. Fuente: HIDROVOLCAN (2015)

1.6 PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO (FLEXIBLES)

Por ser los suelos y las rocas los materiales de mayor disponibilidad en todos los lugares del planeta, resulta que son los más utilizados para la construcción de presas de todas las alturas. Dependiendo de la cantidad de materiales de distinta granulometría utilizados y su distribución en el cuerpo de la presa, estas pueden ser:

- Homogéneas, figura 1.15.
- Heterogéneas o zonificadas, figura 1.16.
- Con pantallas o núcleos de suelos, figuras 1.18 y 1.19.
- Con pantallas o núcleos de otros materiales, figura 1.17.
- Con diafragmas, figura 1.20, muros, tablestacas, geomembranas, otros.

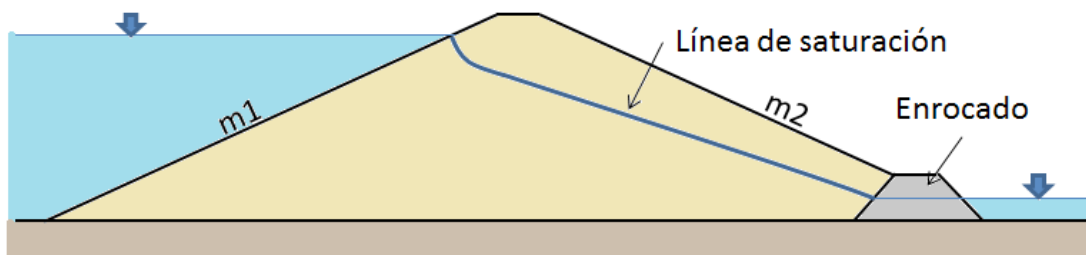


Figura 1.15 Presa Homogénea de tierra

Las presas homogéneas se caracterizan por estar construidas con un solo tipo de suelo y, en algunos casos, están apoyadas en un pie de enrocado o pedraplén, como se muestra en la figura 1.15.

Las presas heterogéneas están conformadas por zonas, constituidas por suelos de diferente granulometría, según la función que cumplan en la estructura; por ejemplo, los materiales de los espaldones pueden ser gravas y rocas, mientras los drenes y filtros son de materiales de una menor granulometría, figura 1.16. Como elemento de impermeabilización se suele colocar un núcleo, o corazón, de material más fino como la arcilla o el limo.

Como un elemento para mejorar la estanqueidad de una presa de materiales sueltos se utilizan pantallas, delantales y núcleos, de diferentes inclinaciones y materiales, como se ilustra en las figuras 1.17, 1.18 y 1.19.

Las pantallas centrales o diafragmas, figura 1.20, se hacen de diferentes materiales como el hormigón, asfalto, metal, madera, geomembranas y otros.

En la cimentación, para mejorar la impermeabilización y evitar la pérdida de agua por los estratos de la fundación se diseñan dentellones o trincheras, figura 1.21. Muros, tablestacas o pantallas, figura 1.16 y cortina de inyecciones que generalmente alcanzan los estratos impermeables, figura 1.22.

Cuando los estratos impermeables se encuentran muy profundos, las inyecciones llegan únicamente hasta cierta profundidad de la fundación, en cuyo caso se las denomina pantalla colgante o flotante de inyecciones, figura 1.23.

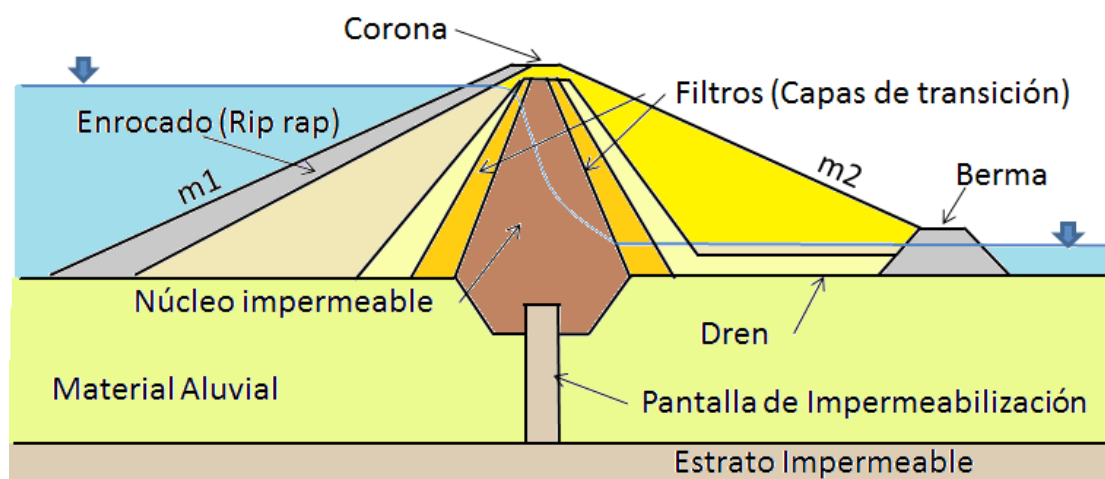


Figura 1.16 Presa heterogénea de materiales sueltos

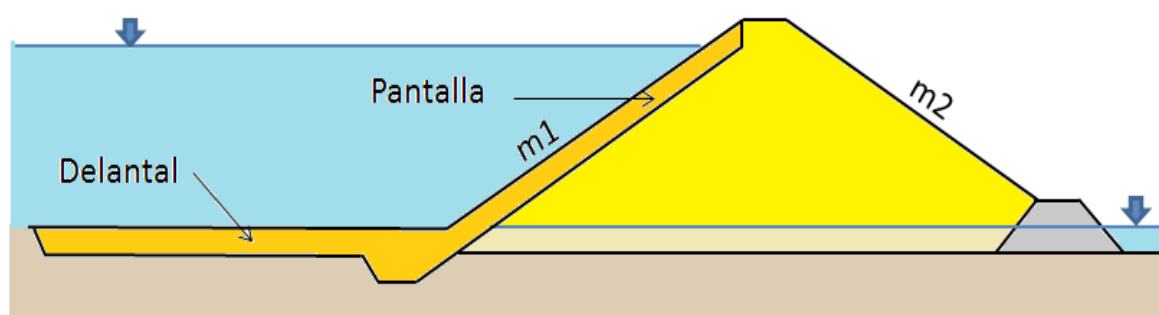


Figura 1.17 Presa de materiales sueltos con pantalla y delantal

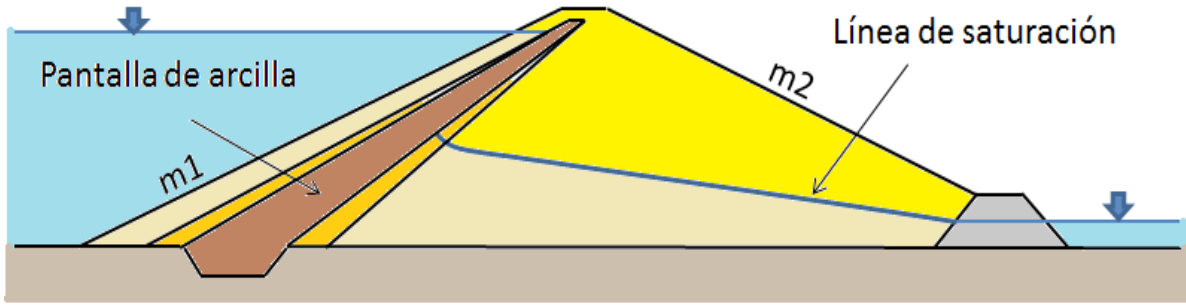


Figura 1.18 Presa zonificada con pantalla de arcilla

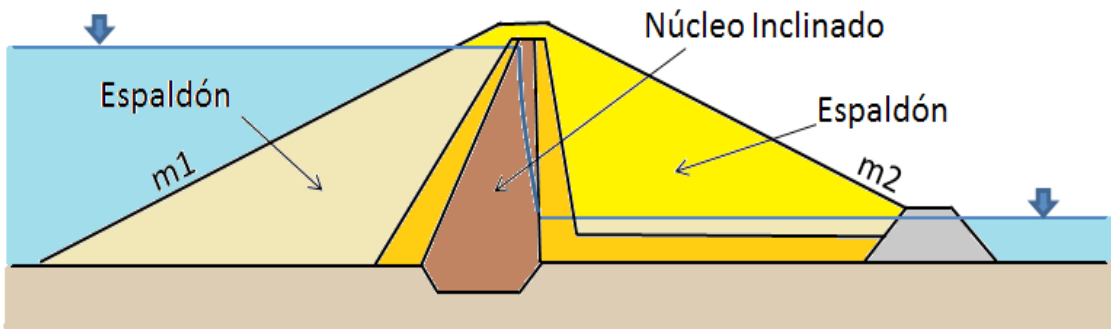


Figura 1.19 Presa con núcleo inclinado

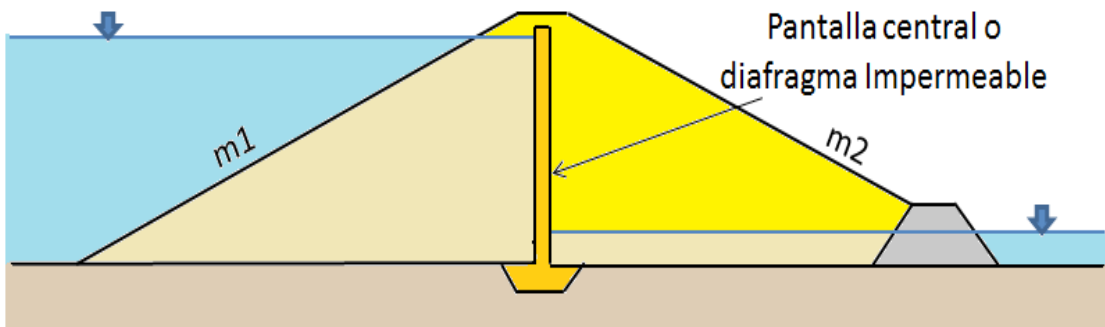


Figura 1.20 Presa con diafragma central

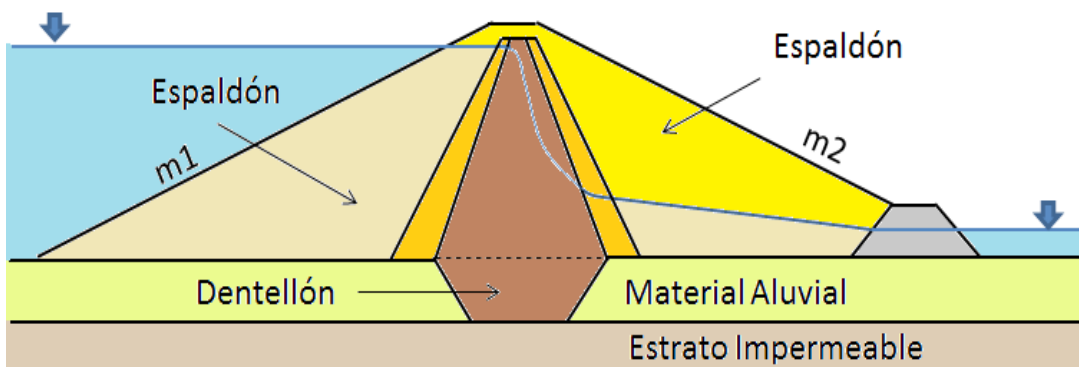


Fig. 1.21 Presa con dentellón o trinchera

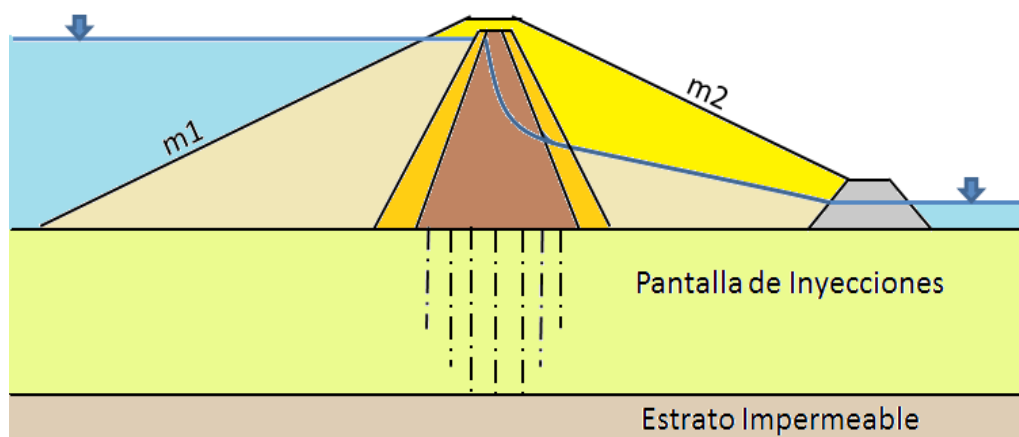


Figura 1.22 Presa con cortina de inyecciones hasta un estrato impermeable

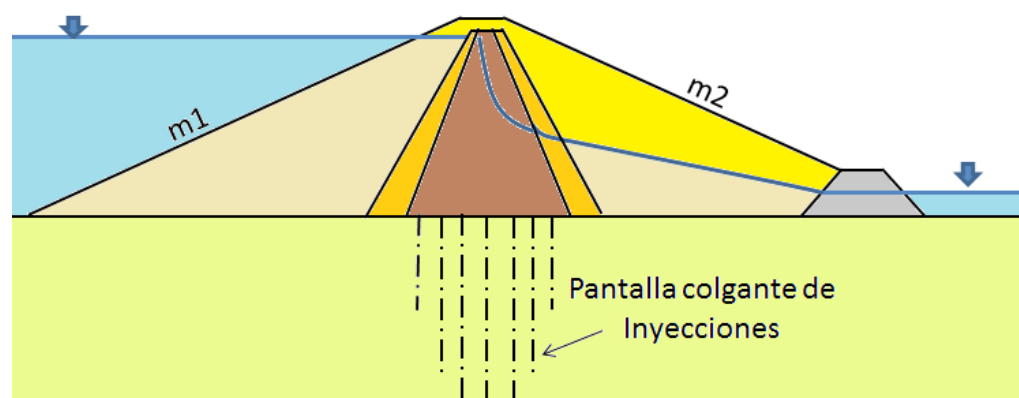


Figura 1.23 Presa con cortina de inyecciones colgante o flotante

1.7 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS SEGÚN SU ALTURA Y RIESGO

La altura es el principal parámetro para clasificar una presa, ya que esta tiene una relación directa con el riesgo de falla. No se tiene una estadística actualizada de todas las presas que superan los 15 m de altura en todo el mundo. En la tabla 1.1 se presenta un listado con las veinte presas más altas, muchas de las cuales son de reciente construcción.

En el mismo listado se nota que, en América no se construyen presas muy altas, a pesar de que aquí se encuentran dos centrales hidroeléctricas de gran potencia como; Itaipú de 14000 MW (Brasil y Paraguay) y El Guri con 10200 MW (Venezuela). En el Ecuador la presa más alta es la Daniel Palacios en el Río Paute con 170 m de altura, figura 1.13.

Hasta la presente fecha, en el Ecuador no existe una norma específica para clasificar las obras hidráulicas y, en particular, a las presas; sin embargo, la norma ecuatoriana NEC - 2015, (MIDUVI, 2015), permite el uso de otras normas que estén propuestas por “organismos nacionales o internacionales de normalización, institutos o centros de investigación igualmente reconocidos”, desarrolladas por otros países para este ámbito.

Una de las normas más completas, con respecto a la clasificación de presas, es la SP 58.13330.2012 (2013) de Estructuras Hidráulicas, desarrollada por la Federación Rusa, con su última actualización publicada en enero del 2013, que clasifica a las presas según su material, condiciones de suelo y otros aspectos que están relacionados con el riesgo de falla de la obra, tabla 1.2.

Tabla 1.1 Las 20 presas más altas del mundo

Nº	PRESA	PAÍS	ALTURA (m)
1	Rogún	Tayikistán	335
2	Shuagjiangkou	China	312
3	Jinping I	China	305
4	Nurek	Tayikistán	304
5	Lianghekou	China	295
6	Xiaowan	China	292
7	Grande-Dixence	Suiza	285
8	Baihetan	China	277
9	Kambaratinsk	Kirguistán	275
10	Xiluodu	China	273
11	Inguri	Georgia	272
12	Vajont	Italia	262
13	Nouzhadu	China	261
14	Chicoasén	México	261
15	Tehri	India	261
16	Alvaro Obregón	México	260
17	Mauvisin	Suiza	250
18	Laxiwa	China	250
19	Deriner	Turquía	249
20	EL Guavio	Colombia	243

Esta norma clasifica a los suelos en tres tipos según su capacidad de soporte y de manera resumida son:

TIPO A – Rocas con velocidad de transmisión de la onda sísmica $V_s > 700$ m/s.

TIPO B – Bloques, gravas, arenas y arcillas muy compactas con velocidad de transmisión de la onda sísmica V_s entre 250 y 700 m/s, con resistencia a la compresión $R_c < 5$ MPa.

TIPO C – Material fino saturado en condiciones plásticas con velocidad de transmisión de la onda sísmica $V_s < 250$ m/s.

Según el tipo del material de la cimentación existen cuatro categorías de presas, que se presentan en la tabla 1.2, la que también se la aplica a las centrales hidroeléctricas.

Complementariamente, la Norma SP 58.13330.2012 (2013) contempla un incremento de la categoría según el volumen del embalse, el número de pobladores directa e indirectamente afectados en el caso de falla y los montos económicos de posible perjuicio, entre otros.

De acuerdo con su riesgo el ICOLD tiene una clasificación bastante simple, tabla 1.3, la cual ha sido adoptada por varios países del mundo. Consideraciones parecidas han incorporado las normas: Operación Segura de Presas. Parte 1.- Análisis de Riesgo y Clasificación de Presas NMX-AA-175-SCFI-2015, México; Norma Argentina (ORSEP, 2011); la Agencia Federal para Administración de Emergencias de USA (FAME, 2004); y otras.

Tabla 1.2 Clasificación de las presas según la Norma SP 58.13330.2012

TIPO DE SUELO EN LA CIMENTACIÓN	CATEGORIA PARA PRESAS DE MATERIALES SUELTOS			
	I	II	III	IV
A (Roca)	$H > 80$	$80 < H < 50$	$50 < H < 20$	$H < 20$
B (Material Granular)	$H > 65$	$65 < H < 35$	$35 < H < 15$	$H < 15$
C (Arcillas Saturadas)	$H > 50$	$50 < H < 25$	$25 < H < 15$	$H < 15$
TIPO DE SUELO EN LA CIMENTACIÓN	CATEGORIA PARA PRESAS DE HORMIGÓN			
	I	II	III	IV
A (Roca)	$H > 100$	$100 < H < 60$	$60 < H < 25$	$H < 25$
B (Material Granular)	$H > 50$	$50 < H < 25$	$25 < H < 10$	$H < 10$
C (Arcillas Saturadas)	$H > 25$	$25 < H < 20$	$20 < H < 10$	$H < 10$

Tabla 1.3 Categoría según el riesgo potencial de una presa. Fuente: Crecidas y Presas, Boletín 125, ICOLD, 2003:

CATEGORIA	A	B	C
RIESGO	ALTO	SIGNIFICATIVO	BAJO
Pérdida directa de vidas	Seguro (en uno o más desarrollos residencial, comercial o industrial)	Incierto (localización rural con pocas residencias y solamente desarrollo transitorio o industrial)	No se esperan (localización rural sin viviendas)
Pérdida de servicios esenciales	Interrupción de instalaciones esenciales y vías de comunicación a niveles críticos	Interrupción de instalaciones esenciales y vías de comunicación	Ninguna interrupción de servicios, las reparaciones de los daños son simples o rápidas
Pérdidas en propiedades	Extensa sobre instalaciones públicas y privadas	Mayor afectación pública y en instalaciones privadas	Tierras agrícolas privadas, equipos y edificios aislados
Pérdidas ambientales	Alto costo de mitigación o imposibles de mitigar	Se requiere una mitigación importante	Daño incremental mínimo

En el ámbito de diseño de presas es común utilizar la clasificación del Comité de Grandes Presas, que codificó según el tipo de material y forma con dos o más letras mayúsculas en la siguiente forma:

- Presas de tierra TE
- Presas de enrocado ER
- Presas de gravedad PG
- Presas de arco (bóveda) VA
- Presas de contrafuertes CB
- Presas de arco múltiple MV
- Presas de hormigón compactado con rodillo RCC
- Presas de materiales sueltos con cara de hormigón CFRD

1.8 EMBALSES

Un embalse se forma como resultado de la construcción de una represa que cierra el cauce de un río y almacena un cierto volumen de agua para satisfacer las demandas de este recurso. El volumen que almacena depende de la altura de la presa y de la forma geométrica, definida por la topografía de la zona inundada, a la que, también se le denomina “vaso”.

No existe una clasificación definida para el tamaño de los embalses; la mayoría de las normas de seguridad cita como volumen grande al que supera los 100.000 m³. En la tabla 1.4 se presenta la clasificación, con base en el volumen y el área de la superficie de inundación, propuesta por Zhelezniakov (1984).

Cada país clasifica a los embalses según su propia realidad, por lo que la clasificación presentada en la tabla 1.4 tiene un carácter netamente académico.

Todos los países del mundo continúan construyendo presas y embalses, por lo que clasificar a estas obras pueden tener un carácter temporal. En la tabla 1.5 aparece un listado de los embalses más grandes del mundo. De la bibliografía revisada para la elaboración de esta tabla, se encontró que hay cierta diferencia en los valores de los volúmenes de algunos embalses; sin embargo, se ha procurado definirlos con base en el valor encontrado con mayor frecuencia.

La figura 1.24 es una imagen del embalse de la Central Hidroeléctrica Chirkeyskaaya de la Federación Rusa, de 2780 hm³ de volumen, formado con una presa de arco de doble curvatura de 232,5 de altura, con 338 m de longitud de la corona.

En el Ecuador, el embalse más grande por volumen y área es el Daule-Peripa, cuyas características técnicas se detallan al final de este capítulo. En la tabla 1.6 constan los embalses más representativos del Ecuador.

Tabla 1.4 Clasificación de los embalses según su tamaño. Fuente: Zhelezniakov (1984)

CATEGORIA	VOLUMEN (hm ³)	AREA (km ²)
MICRO	< 1	< 1
MINI	1 a 10	1 a 2
PEQUEÑO	10 a 100	2 a 20
MEDIANO	100 a 1000	20 a 100
GRANDE	1000 a 10000	100 a 500
MUY GRANDE	10000 a 50000	500 a 5000
MEGA	> 50000	> 5000

Tabla 1.5 Embalses más grandes del mundo

EMBALSE	PAÍS	PRESA	VOLUMEN (km ³)	AREA (km ²)
VICTORIA	UGANDA TANZANIA Y KENIA	Varias	275	69482
BRATSK	RUSIA	BRATSK	169	5470
KARIBA	ZAMBIA Y ZIMBABWE	KARIBA	160	5580
NASSER	EGIPTO, SUDAN	ASÚAN	157	5250
VOLTA	GHANA	AKOSOMBO	148	8502
MANICOUAGAN	CANADA	MANIC	140	1942
EL GURI	VENEZUELA	EI GURI	135	1942
KRASNOYARSK	RUSIA	KRASNOYARSK	73	2130
WILLISTON	CANADA	BENNETT	70	1761
ZESKOYE	RUSIA	ZESKOYE	68	2420
THARTHAR	IRAK	Varias	60	2710



Figura 1.24 Embalse de la presa Chirkeyskaya, Rusia. Fuente: GELIO (2012)

Tabla 1.6 Volumen de los embalses del Ecuador

EMBALSE	VOLUMEN (hm ³)	CLASIFICACIÓN
DAULE PERIPA	6000	GRANDE
LA ESPERANZA	450	MEDIANO
MAZAR	410	MEDIANO
CHONGON	280	MEDIANO
TAHUIN	250	MEDIANO
PAUTE	120	MEDIANO
PISAYAMBO	100,7	MEDIANO
POZA HONDA	100	MEDIANO
BABA	93	PEQUEÑO
MICA	50	PEQUEÑO
SALVE FACCHA	10,5	PEQUEÑO
MANDURIACU	10,3	PEQUEÑO
AZUCAR	5	MINI
COCA CODO SINCLAIR	0,90	MICRO
AGOYAN	0,75	MICRO

1.9 NIVELES Y VOLÚMENES DE LOS EMBALSES

La acumulación del agua en el vaso permite que aparezcan diferentes niveles de agua y ciertos volúmenes; los nombres asignados se relacionan con su función o condiciones de operación del embalse. De abajo hacia arriba se tiene los siguientes niveles, figura 1.25.

- a. Nivel de Desplante.** Corresponde al nivel de la superficie de contacto de la cimentación de la estructura con el suelo o roca. En el caso de superficies de contacto inclinadas corresponde al mínimo, (ND).
- b. Nivel de la Solera del Cauce.** Es el nivel natural del fondo del río determinado en el período de diseño o construcción, ya que puede ser variable por las condiciones de lecho móvil, (NSC).
- c. Nivel Muerto.** Corresponde al nivel más bajo de una posible descarga de agua de la presa, y es el que limita el volumen muerto del embalse, que generalmente se lo destina a la acumulación de sedimentos, durante el período de vida de la presa, (NVM), (NAMIN).
- d. Nivel Mínimo de Operación.** Es la superficie más baja que garantiza el normal funcionamiento de las estructuras de servicio, para las cuales se construyó la presa; por ejemplo, la obra de toma de agua para una central hidroeléctrica, (NMinO). Es el límite inferior del volumen útil o de operación, (NAMINO).
- e. Nivel Máximo Normal de Operación.** Corresponde a la superficie en la cual el embalse está lleno, (NMN). Se supone que éste es el nivel máximo que puede alcanzar el embalse en su condición de operación, por lo que también se le denomina Nivel de Aguas Máximas de Operación, (NAMO). Coincide con el nivel más bajo para el control de avenidas.
- f. Nivel Máximo de Proyecto.** El estudio hidrológico debe establecer un caudal máximo, para un determinado período de retorno, que se lo considera para el diseño de las obras de excedencia y, a su vez, para determinar el volumen de almacenamiento de crecidas en el embalse. Este corresponde al nivel máximo del proyecto (NMP). La altura de carga de este nivel y el correspondiente caudal se utilizan para el dimensionamiento de las estructuras de crecidas.
- g. Nivel Máximo Extraordinario.** En condiciones hidrológicas extremas se puede presentar una avenida, llamada extraordinaria, que es igual o superior a la del proyecto. El nivel que alcanzaría esta crecida está por encima de todos los demás niveles y se lo utiliza para comprobar el funcionamiento de las estructuras de descarga en condiciones extraordinarias (NAE) o Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME).

En algunos proyectos ciertos niveles del embalse pueden coincidir con otros.

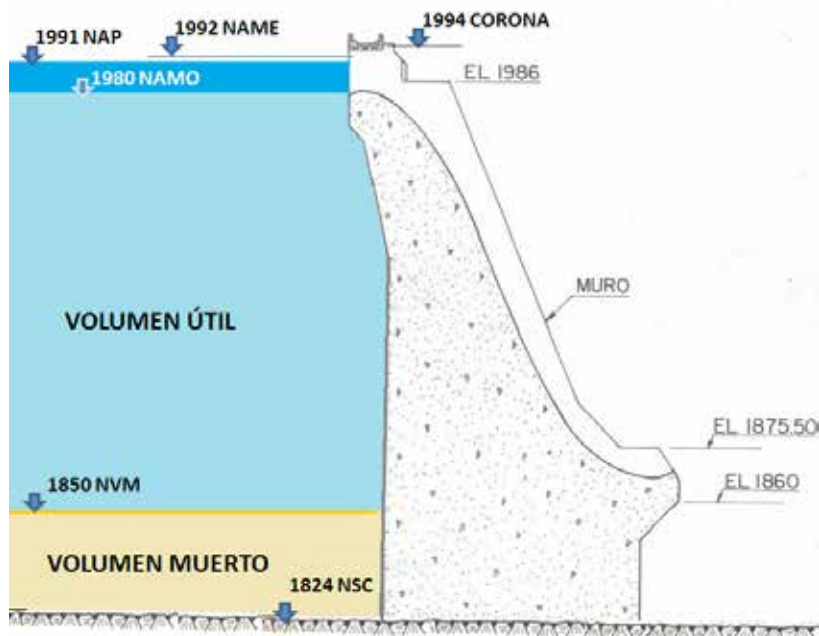


Fig. 1.25 Niveles y volúmenes de un embalse

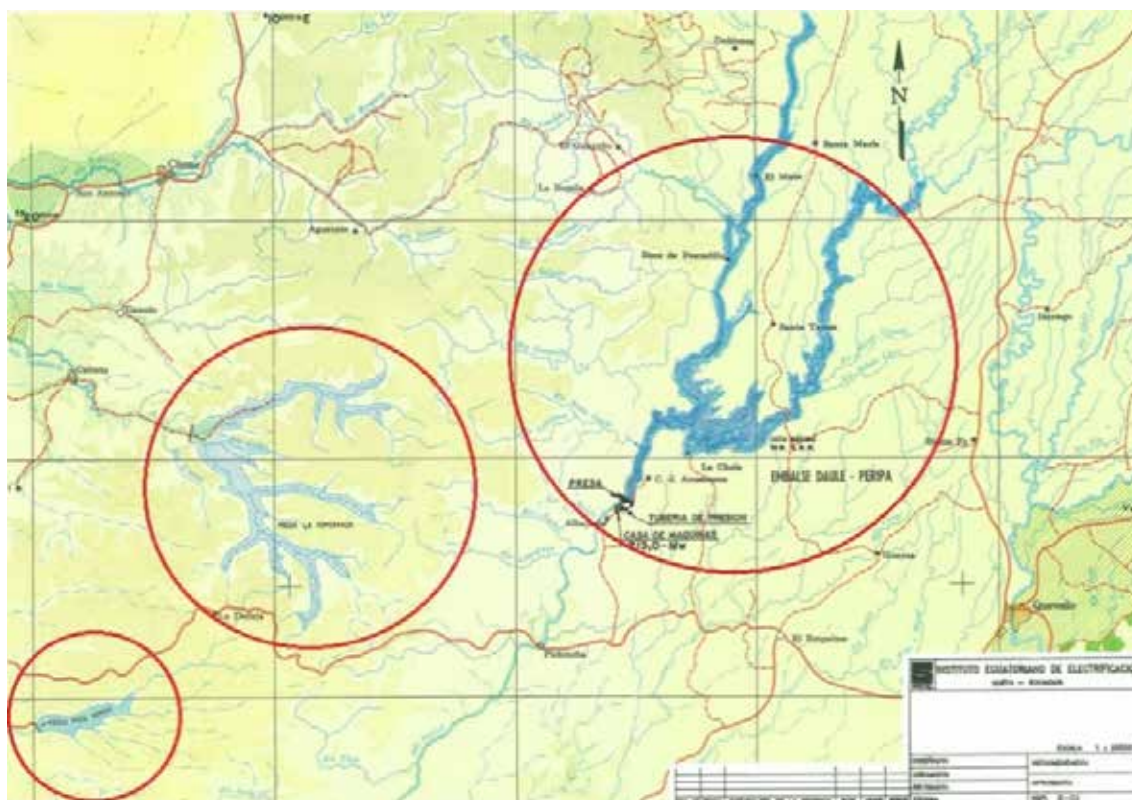


Figura 1.26 Embalses de izquierda a derecha: Poza Honda, La Esperanza y Daule Peripa. Fuente: INECEL –Inventario de Proyectos (1997)

Como se indicó anteriormente, los niveles de una presa se relacionan con ciertos volúmenes de agua que adquieren una denominación de acuerdo con su función, figura 1.25.

1. **Volumen muerto.** Es el volumen comprendido entre la superficie inferior del cauce y el nivel mínimo de las obras de descarga o desagües de fondo. En los embalses grandes está destinado a almacenar los azolves que se acumulan durante el período de vida de la presa; mientras que, en las estructuras de derivación podría no estar presente.
2. **Volumen o capacidad útil.** Corresponde al volumen determinado por la diferencia entre el mínimo que se requiere para la operación de las estructuras hidráulicas de la presa y el volumen máximo que se acumule en la condición de embalse lleno.
3. **Volumen de crecida o forzado.** Es el volumen que se forma durante una crecida por almacenamiento temporal (laminación de crecida), mientras se produce la descarga regulada; se lo determina a partir del NAMO. Es recomendable que el espesor de la lámina del volumen forzado alcance un tirante de 3 m, aunque puede ser de mayor o menor magnitud, dependiendo de las zonas de inundación y la capacidad de almacenamiento del vaso.

Vistos en planta, los embalses mantienen la configuración de las líneas de nivel que establece la topografía de la cuenca y la superficie de inundación, a partir de lo cual, todo proyecto tiene las curvas características del embalse que son; la curva cota-área y la cota-volumen, que permiten conocer la extensión del espejo de agua a diferentes cotas de llenado y los volúmenes encerrados entre áreas. En la figura 1.26 se presenta los espejos del agua, a nivel de operación, de tres proyectos importantes de la Provincia de Manabí, Ecuador.

1.10 CURVAS CARACTERÍSTICAS DE EMBALSES

Las curvas que relacionan la cota del embalse con el área del espejo de agua y con el volumen existente entre superficies se les denomina curvas características. Estas se fundamentan en el levantamiento topográfico de la zona del vaso y, de acuerdo con el tamaño del embalse, se define la escala y, por consiguiente, la equidistancia entre las curvas de nivel.

Dependiendo del nivel de los estudios y el tamaño del proyecto, la equidistancia entre curvas de nivel puede ser, uno, dos o cinco metros. A partir del eje de cierre, o cerrada, de la presa se determina un valor del área (Ω) del espejo de agua en cada cota, figura 1.27.

El primer volumen parcial se lo determina considerando que corresponde a una sección de un paraboide, con la siguiente ecuación,

$$V_1 = \frac{2}{3} \Omega_1 \Delta H \tag{1.1}$$

Los demás volúmenes se determinan mediante la semisuma de las áreas multiplicada por la altura entre cada espejo de agua; por ejemplo:

$$V_2 = \frac{\Omega_1 + \Omega_2}{2} \Delta H \tag{1.2}$$

Cada valor se lo grafica en un sistema de coordenadas cartesianas, como se muestra en las figuras 1.27, 1.28 y 1.29. Los gráficos se los puede presentar juntos o separados.

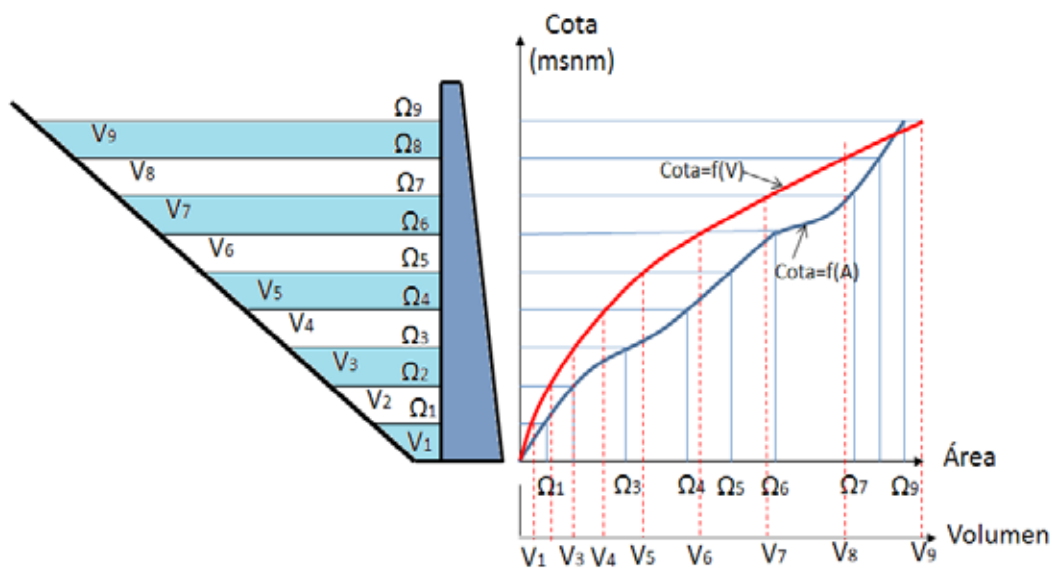


Fig. 1.27 Construcción de las curvas Cota- Área- Volumen de un embalse

1.10.1 Curvas Características del proyecto Río Grande

El Río Grande se encuentra en la Provincia de Manabí, Ecuador; tiene su nacimiento en la cota 560 msnm, en la zona montañosa de El Petillal, Vaca de Monte, Filo de Dos Bocas, El Páramo, y la zona llamada el Páramo de Coñaque (Sandoval & Aguilera, 2014). Tiene cuatro principales afluentes y son los ríos: Platanales, Sánchez, Cañitas y Coñaque, figura 2.11, cuyos cauces se desarrollan, en más del 75% de su longitud, entre las elevaciones 100 y 25 msnm, lo que significa que, en la parte alta de la cuenca se encuentran profundos encañonados limitados por laderas con una fuerte pendiente, hasta cerca del sitio de la presa Río Grande, que corresponde a la cota 25 msnm.

El área del proyecto de la presa Río Grande se la obtuvo de las curvas de nivel de las cartas topográficas 1:25000, mientras los volúmenes se los calculó a partir de las áreas con las ecuaciones (1.1) y (1.2), con cuyos resultados se elaboró la tabla 1.7 y los gráficos 1.28 y 1.29.

En algunos casos, con la ayuda de una hoja electrónica, se puede obtener una relación analítica para estas funciones, que facilita los cálculos posteriores. Si no es posible obtener esa función, se tiene que realizar interpolaciones entre los datos de las curvas.

Tabla 1.7 Valores de área y volumen Proyecto Río Grande

Cota	Área	Δ Volumen embalse	Volumen embalse
msnm	km²	10⁶ (m³)	10⁶ (m³)
25	0,00	0,00	0,00
30	56,08	1,87	1,87
35	113,36	4,24	5,64
40	164,67	6,95	12,59
45	218,53	9,58	22,17
50	278,45	12,42	34,59
55	346,88	15,63	50,23
60	441,37	19,71	69,93
65	549,38	24,77	94,70
70	680,65	30,75	125,45
75	830,44	37,78	163,23
80	1020,12	46,26	209,49

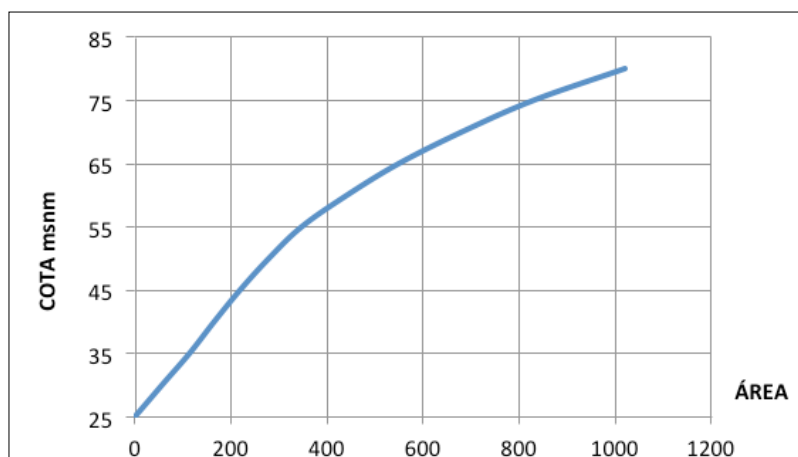


Figura 1.28 Curva Área-Cota Proyecto Río Grande

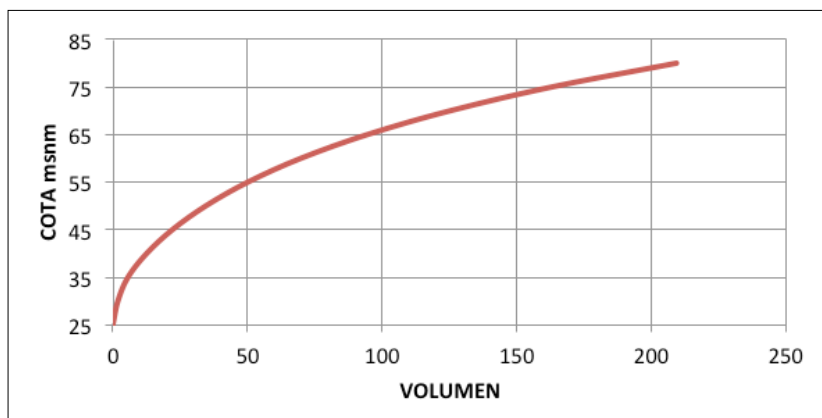


Figura 1.29 Curva Volumen – Cota Proyecto Río Grande

1.9 CARACTERÍSTICAS DEL EMBALSE DEL PROYECTO DAULE PERIPA

El proyecto Daule Peripa se encuentra en la cuenca baja del Río Guayas, cuyos principales ríos son el Daule, el Vínces y el Babahoyo, que juntos suman una escorrentía anual de 30.000 hm³ (CELEC-HIDRONACIÓN, 2013), que corresponde a un caudal medio de 951,3 m³/s. En esta zona, durante los cuatro meses invernales, comprendidos entre enero y abril, se acumula el 85% de las precipitaciones y la diferencia en los ocho restantes. Esto motivó la construcción de esta obra que permite retener la escorrentía y disponer de agua, en forma regulada, durante todo el año para varias zonas de las provincias del Guayas, Manabí y Santa Elena.

La presa se la construyó en la confluencia de los ríos Daule y el Peripa, a una distancia aproximada de 160 km al norte de la ciudad de Guayaquil y forma parte del Proyecto de Propósito Múltiple “Jaime Roldós Aguilera”, cuyos objetivos según CELEC-HIDRONACIÓN (2013) son: regulación de caudales, almacenamiento de agua para consumo humano, riego, generación eléctrica, control de inundaciones, trasvase de aguas (redistribución) a otros embalses, protección del suelo contra la erosión, manejo de recursos forestales y conservación del medio ambiente.

De acuerdo con los estudios realizados por SENAGUA (2017), posteriormente a la construcción, el volumen de agua que almacena la presa es de 6.000 hm³, que permite regar 50.000 ha en la provincia del Guayas, 42.000 ha en la de Santa Elena. Cierta volumen de agua se trasvasa a la presa la Esperanza y otro a la de Poza Honda, las dos en la provincia de Manabí. En la figura 1.30 se muestra un esquema con los diferentes sistemas de trasvase. Adicionalmente, otro volumen de agua se utiliza en la central hidroeléctrica “Marcel Laniado De Wind”, de 213 MW de potencia instalada, ubicada al pie de la presa.

Desde el año 2013 existe un aporte, al embalse Daule Peripa, de las aguas del trasvase del proyecto Baba en un volumen aproximado de 4.500 hm³ al año (Matamoros, 2017).

El embalse del proyecto Daule Peripa se formó con la construcción de una presa de materiales sueltos, de 78 m de altura sobre el lecho del río, con una inclinación de los espaldones de aguas arriba y de aguas abajo de 2,7. La longitud de la corona es de 250 m, ubicada en la cota 90 msnm, figura 1.31.

El nivel normal máximo de operación del embalse se encuentra en la cota 85 msnm, que almacena 5.400 hm³ y el nivel extraordinario en la cota 87,7 msnm, para un volumen de almacenamiento de 6.000 hm³. Este incremento se logró gracias a la construcción de un dique de 17 km de longitud, que se lo puede visualizar en la curva volumen-cota de la figura 1.32.

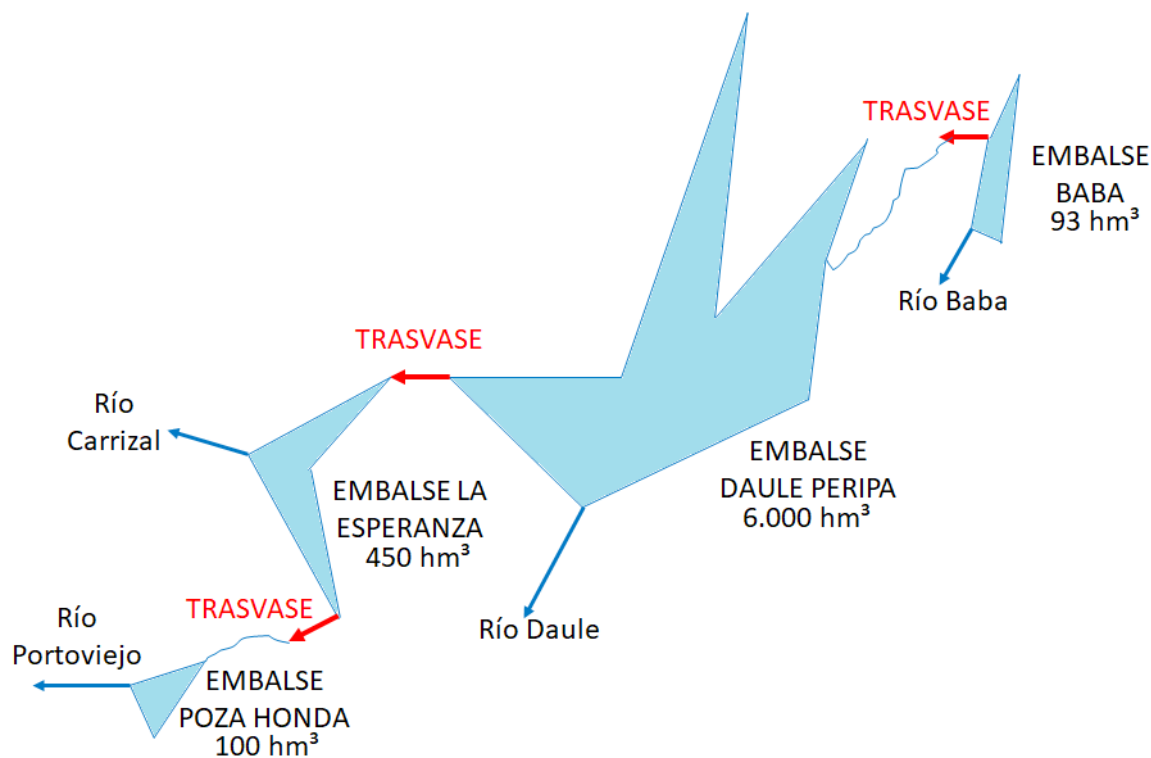


Figura 1.30 Esquema del sistema de trasvases del Proyecto Daule – Peripa



Figura 1.31 Presa de materiales sueltos del proyecto Daule-Peripa

Para el control de crecidas se construyeron dos vertederos; el primero, al que se le considera principal, está cerca de la obra de toma y el segundo, de emergencia, que se encuentra en el otro extremo del dique, figura 1.34. El vertedero principal permite evacuar 3.480 m³/s (caudal regulado) de los 14.350 m³/s que corresponde al caudal de crecida, tal como se muestra en el hidrograma de la figura 1.33.

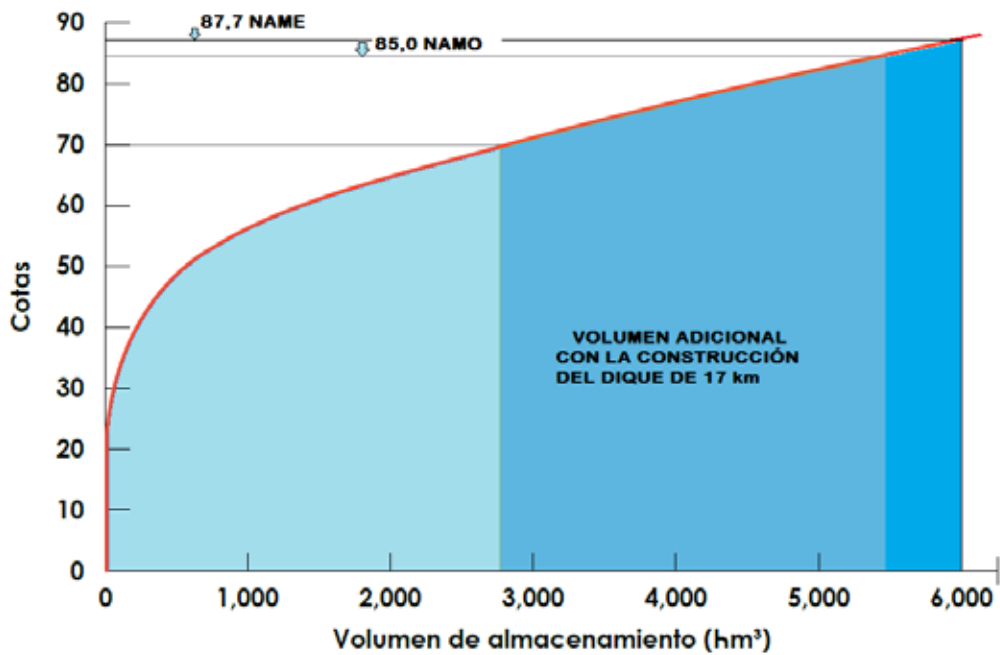


Figura 1.32 Curva Volumen-Cota del embalse Daule Peripa, Fuente: CELEC, 2013

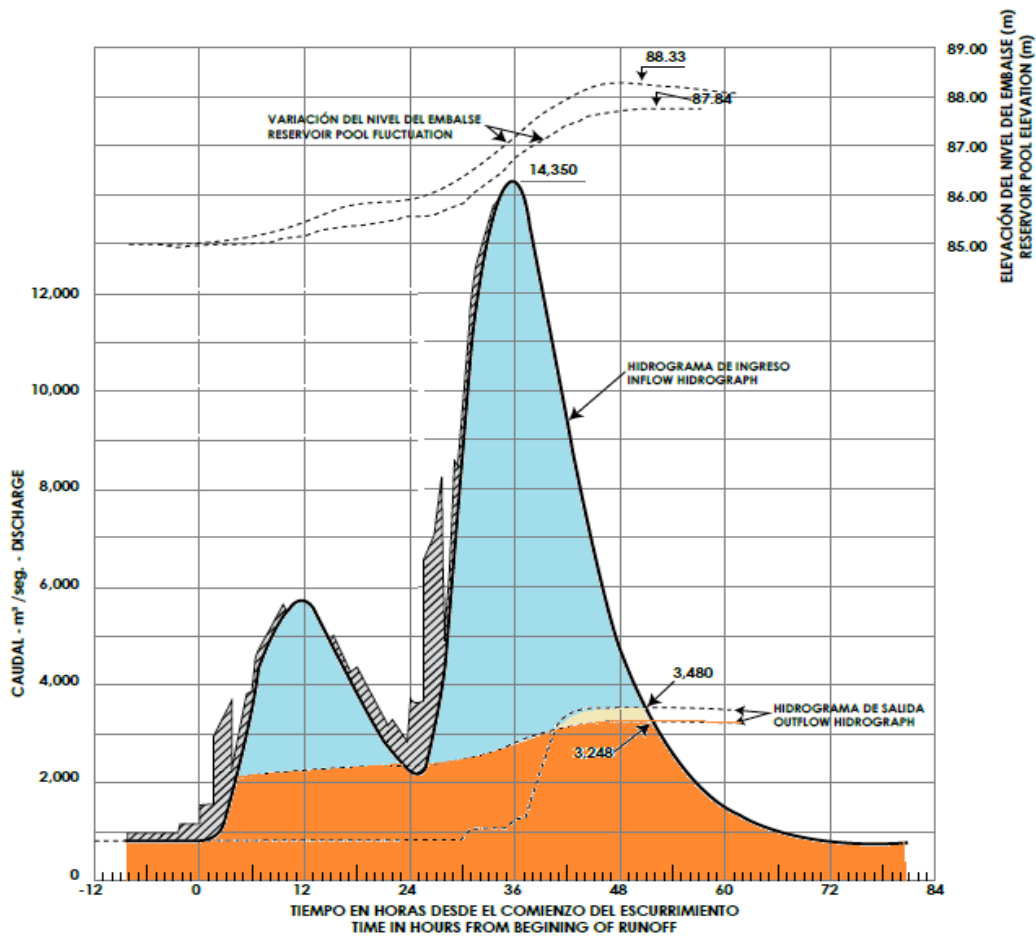


Figura 1.33 Hidrograma de entrada y salida del embalse, Fuente: CELEC, 2013

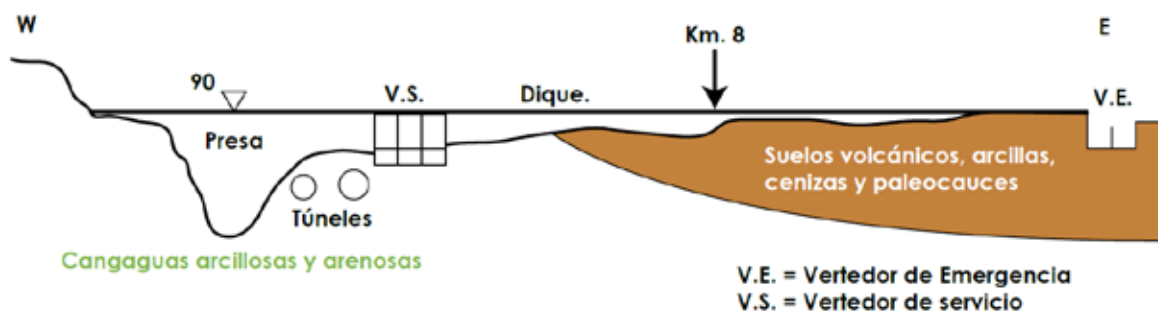


Figura 1.34 Esquema de ubicación de las obras a lo largo del eje. Fuente: CELEC, 2013



Figura 1.35 Principales obras del proyecto Daule-Peripa. Fuente: (El Telégrafo, 2015)

La cresta del vertedero principal de excedentes está ubicada en la cota 77,0 msnm y tiene una longitud de 59 m, dividida en tres orificios en los que operan tres compuertas radiales de 17 m de ancho por 8 m de altura. Después del vertedero se desarrolla un canal de pendiente media, que continúa con un canal de pendiente supercrítica hasta empatar con un estanque disipador; todas estas estructuras juntas tienen una longitud de 510 m.

El esquema de ubicación de las obras se presenta en la figura 1.34 y en la figura 1.35 una imagen de las principales obras.

El vertedero de emergencia tiene su cresta en la cota del nivel de aguas máximo extremo 87,7 msnm y una longitud de 450 m, que permite descargar hasta 800 m³/s en condiciones críticas excepcionales (que no funcionen las compuertas del aliviadero de excedentes), (CELEC-HIDRONACIÓN, 2013).

Uno de los túneles de nueve metros de diámetro, ubicado en la cota 22, permite descargar, de manera independiente, un caudal de hasta 413 m³/s para el nivel máximo y, en cualquier circunstancia, el caudal ecológico.

El caudal ecológico es uno de los parámetros más importantes de un proyecto hidráulico y, en el caso de del Daule – Peripa, se lo estableció en 92,24 m³/s, con el fin de garantizar el uso consuntivo del agua en la zona baja del río Daule; de este caudal 10 m³/s se los destina al control de la salinidad.

Uno de los problemas más complejos e importantes en un embalse es la acumulación de sedimentos bajo el nivel muerto. De acuerdo con CELEC-HIDRONACIÓN (2013, pág. 43) en 25 años de funcionamiento se acumularon en el embalse 36,2 hm³, que representan el 12,1% del volumen muerto. El material está distribuido en los cauces antiguos de los ríos Daule y Peripa, con un volumen de sedimentos menor al que se lo estableció en el proyecto, 88,6 millones m³ para los 50 años de vida. A partir de este dato se puede establecer que la tasa promedio de erosión de la cuenca es de 440 t/km².

La central hidroeléctrica Marcel Laniado De Wind tiene una potencia total instalada de 213 MW, en tres unidades con turbinas tipo Francis de 71 MW cada una, con un salto bruto de 68,5 m. Debido a la variación estacional de los caudales, la generación media efectiva de esta central varía entre el 19% y el 55%, que se la entrega al sistema nacional interconectado mediante una línea de transmisión de 138 kV de 17 km de longitud, (CELEC-HIDRONACIÓN, 2013).

1.10 DISEÑO DE PRESAS

La estructura de cierre de un cauce, o sea la presa o cortina, es una pequeña parte del complejo hidráulico orientado al cumplimiento del objetivo del proyecto. De ahí que se requiere la participación de muchos profesionales en distintas ramas de la ingeniería y no únicamente de la ingeniería civil. Para comprender el alcance de un proyecto hidráulico se recomienda revisar la referencia USBR (1982, pp. 35-52).

A continuación, se presenta un listado de las actividades o componentes que integran el proyecto de diseño de las obras relacionadas con una presa, a nivel de prefactibilidad:

1. Antecedentes del proyecto
2. Objetivos: general y específicos
3. Alcance de los estudios de prefactibilidad
4. Localización del área de estudio:
 - Ubicación general del área del proyecto
 - Descripción de la cuenca del río o ríos del proyecto
5. Estudios básicos:
 - Recopilación, sistematización y análisis de la información existente (estudios previos)
 - Cartografía (en la escala disponible en el país) y topografía de la zona del proyecto
 - Estudio del recurso hídrico. Aportaciones
 - Estudio de caudales de avenida. Hidrogramas
 - Estudios geológicos de la zona de cierre y del embalse
 - Geotecnia
 - Estudio de materiales de la zona
 - Estudio sismo tectónico
 - Hidráulica fluvial. Modelo Hidráulico
 - Zonas inundables
 - Zonas erosionables
 - Zonas de deslizamientos
 - Estudios socioeconómicos
 - Estudios agronómicos (para el caso de riego)
 - Evaluación de obras existentes
 - Estudio de los sistemas regionales eléctricos
 - Otros

6. Definición de alternativas, por lo menos tres
7. Estudio de regulación de caudales
8. Estudio de laminación de avenidas:
 - Avenida del proyecto
 - Avenida extrema
 - Hidrograma laminado para distintas longitudes del aliviadero
9. Caudales y obras de desvío del río
10. Resguardos
11. Dimensionamiento y estudio de estabilidad de las presas. Cuadros comparativos de las alternativas
12. Características del área regable
 - Necesidades hídricas de los cultivos
 - Sectorización
 - Superficies regables
13. Criterios de diseño de las redes de conducción de las diferentes alternativas
 - Presión
 - Caudal
 - Reservorios
 - Sistemas de bombeo
14. Obras de cada una de las alternativas
 - Presa
 - Aliviadero
 - Obras de toma
 - Desagües de fondo
 - Desvío del río
 - Conducciones y obras complementarias
 - Otros
15. Estudio Ambiental de cada una de las alternativas
16. Análisis comparativo de las alternativas
17. Valoración económica de las alternativas
18. Análisis multicriterio de las alternativas
19. Selección de la alternativa técnica y económica más viable
20. Conclusiones

En cada uno de los ítems anotados participa un grupo de profesionales especialistas de cada área, por lo que, se requiere de un gerente técnico con mucha experiencia práctica, para armonizar todas las actividades de cada uno de los grupos de trabajo y procurar que estas se cumplan en los tiempos establecidos, con el alcance y calidad para los objetivos planteados.

CAPÍTULO II



DISEÑO HIDROLÓGICO

2.1 INTRODUCCIÓN

En todo proyecto hidrotécnico se requiere información hidrológica de la cuenca, o zona en la que se prevé realizar la obra. En el Ecuador, como en algunos países de Latinoamérica, esta información no siempre existe o está disponible y, en la mayoría de los casos, sólo se tienen datos de precipitaciones. Esta particularidad hace que los proyectos se diseñen, en muy pocos casos, con información completa y, en un buen número, con datos incompletos o con ninguno.

La información pluviométrica e hidrométrica que requieren los proyectos hidráulicos sirve para determinar la oferta de agua y dimensionar correctamente las diferentes estructuras. A la determinación de los parámetros hidrológicos para las obras hidráulicas se le conoce como diseño hidrológico.

En el Ecuador la red de estaciones hidrológicas y meteorológicas es operada por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), para generar datos sobre precipitaciones y algunos parámetros climáticos. Generalmente, la información hidrométrica es muy escasa e incompleta, las series de caudales no son lo suficientemente extensas como para ser utilizadas en los proyectos hidráulicos. De acuerdo con el informe 2014-2016 (INAMHI, 2016) existen 35 estaciones automáticas en 10 cuencas de la 79 que posee el Ecuador.

Si es que se dispone de series extensas de datos hidrométricos, es posible dimensionar correctamente las diferentes estructuras de una presa. Si es que no se cumple, solo sirven de referencia y se tiene que utilizar los datos pluviométricos para obtener valores teóricos de escurrimiento con base en varios modelos existentes, en los que se trata de transformar las precipitaciones en caudales, para dimensionar las estructuras hidráulicas. Al comparar los modelos teóricos con los datos reales se tiene que, en algunas cuencas, se presenta una buena coincidencia y en otras no es tan buena la correlación.

Para fines de diseño, los datos hidrométricos se los debe separar en tres series: Caudales Máximos Anuales, Caudales Medios Mensuales y Caudales Mínimos Diarios. La primera serie servirá para determinar caudales máximos de diseño de las obras de excedencia (aliviaderos) y desvío; la segunda para determinar volúmenes disponibles de agua (oferta) en proyectos de riego y electrificación, y, la tercera, para proyectos de agua potable, caudales ecológicos y servicios de mantenimiento.

2.2 INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

En el caso de disponer de información hidrológica e hidrométrica los parámetros característicos de la cuenca se los determina mediante los métodos descritos en la bibliografía especializada, que se fundamentan en el balance hídrico y la estadística; por ejemplo, los presentados en Fattorelly & Fernández (2011). No obstante, a continuación, se presenta un resumen simplificado del procedimiento matemático para procesar los datos hidrométricos.

2.2.1 Método probabilístico

En vista que el Ecuador se encuentra influenciado por el Fenómeno El Niño (ENOS), se requiere disponer, por lo menos, de una serie de caudales de 25 años, para que se pueda incorporar dos o tres años de aguas altas “caudales extremos”. Estadísticamente es recomendable utilizar series de hasta 100 años o más con el fin de garantizar que los indicadores hidrológicos sean los correctos.

Para series cortas, 10 a 15 años, es recomendable completarlas con base en ríos similares, siempre que se disponga de datos de una cuenca cercana o de condiciones climatológicas y de altitud semejantes. Existen programas de cálculo automático que permiten extender las series de datos mediante métodos matemáticos de simulación aleatoria.

Para series de cinco años o menos Zhivotovskiy (1978) recomienda proceder como si no existieran datos hidrométricos, considerando que el período de recurrencia promedio de un Fenómeno El Niño (ENOS) es de 7 a 8 años, aunque hay casos en los que se han presentado cada 2 años.

Con los datos disponibles se requiere elaborar una curva de duración de caudales. De acuerdo con Salazar (2011) “la curva de duración de caudales representa la magnitud del caudal igualado o superado con diversos porcentajes de tiempo”.

Para elaborar la curva de duración de caudales se debe partir de una serie de N caudales diarios de una cuenca. Con el apoyo de una hoja electrónica se ordenarán en una columna los caudales del mayor al menor. A cada valor de caudal se le asignará un ordinal n , desde el 1 hasta el valor de N . La probabilidad de que se presente este caudal empírico, en porcentaje, es:

$$p_{\%} = \frac{n_i}{N+1} 100 \quad (2.1)$$

Para las series en las que se analizan únicamente caudales mínimos Zhivotovskiy (1978) recomienda la siguiente relación:

$$p_{\%} = \frac{n_i - 0,3}{N + 0,4} 100 \quad (2.2)$$

Con las dos columnas, se construye un gráfico colocando los valores de $p_{\%}$ en las abscisas y los valores de Q_i en las ordenadas. Así se obtiene la curva empírica de duración de caudales, figura 2.1, marcada con puntos.

Para obtener la curva teórica Zhivotovskiy (1978), como hipótesis de probabilidad de aparición de los caudales Q_i , recomienda utilizar la distribución Pearson tipo III para estructuras hidráulicas. Esta distribución requiere de tres parámetros estadísticos: la media aritmética de la serie, el coeficiente de variación C_v y el coeficiente de asimetría C_s , que se los calcula de la siguiente forma:

Media aritmética,

$$Q_m = \frac{\sum_1^N Q_i}{N} \quad (2.3)$$

Coficiente de variación,

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_1^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)^2}{N-1}} \quad (2.4)$$

Nota: Si $N > 30$ en el denominador se reemplaza $N-1$ por N .

Coefficiente de asimetría,

$$C_s = \frac{\sum_1^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)^3}{N C_v^3} \quad (2.5)$$

Estos valores se los puede calcular en la misma hoja electrónica aumentando la columna $\left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)$ y sus respectivas sumatorias, tabla 2.2.

Para un cálculo satisfactorio del coeficiente de asimetría se requiere disponer de datos de más de 100 años y, si este no es el caso, Zhivotovskiy (1978) recomienda asumirlo de acuerdo con las siguientes condiciones:

$C_s = 2C_v$ – para caudales medios anuales

$C_s = (2 \text{ a } 2,5) C_v$ – para ríos de llanura

$C_s = (3 \text{ a } 4) C_v$ – para ríos de montaña

Se subraya que, estos valores de C_s son referenciales y se los debe ajustar con base en la coincidencia con los datos empíricos.

Para dibujar una curva teórica de duración de caudales se requiere disponer de la tabla de distribución de Pearson III, tabla 2.1, que depende del coeficiente de asimetría (1ª columna); los valores de la función $F_{p\%}$ corresponden a las diferentes probabilidades. Cada uno de los valores $F_{p\%}$ de la tabla corresponden a la desviación del módulo $K_i = Q_i/Q_m$ del valor medio $K_m = 1$, para el valor de $C_v = 1$.

Para encontrar los coeficientes de la serie de datos considerados, se utiliza la siguiente ecuación:

$$K_{p\%} = 1 + F_{p\%} C_v \quad (2.6)$$

Si es que se requiere determinar un valor específico de la curva de duración de caudales se lo puede hacer con la siguiente expresión:

$$Q_{p\%} = K_{p\%} Q_m \quad (2.7)$$

Con el fin de ilustrar el procedimiento expuesto, a continuación, se presenta un ejemplo de cálculo con los caudales correspondientes al Río Quijos, datos disponibles en Morales (2016).

2.2.2 Ejemplo de determinación de la curva de duración de caudales

Los datos utilizados en este ejemplo corresponden a los caudales medios anuales del Río Quijos de 43 años, desde 1972 hasta 2014, tal como se muestra en la tabla 2.2, ya ordenados y procesados, para obtener la curva empírica de duración de caudales, representada con puntos en la figura 2.1.

Para el diseño de la curva teórica, se parte con el valor de $C_s = 2C_v$; en la tabla 2.1, se toma el valor de la función $F_{p\%}$ para $C_s = 0,2$, por ser el más próximo al valor del producto, y se lo coloca en la segunda columna de la tabla 2.3. En la columna 3 aparece el valor de $K_{p\%}$ determinado con la ecuación (2.6). Los caudales de la cuarta columna con la ecuación (2.7). Los valores de $p\%$ y $Q_{p\%}$ aparecen en la figura 2.1 con línea continua, indicando una buena coincidencia entre las curvas empírica y teórica.

Tabla 2.1 Distribución Pearson Tipo III. Fuente: Smirnov (1988)

Cs	p%																				
	0,01	0,1	0,5	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,9
0,00	3,72	3,09	2,57	2,33	1,88	1,64	1,28	0,84	0,67	0,52	0,25	0,00	-0,25	-0,52	-0,67	-0,84	-1,28	-1,64	-1,88	-2,33	-3,09
0,10	3,94	3,23	2,68	2,40	1,92	1,67	1,29	0,84	0,66	0,51	0,24	-0,02	-0,27	-0,53	-0,68	-0,85	-1,27	-1,61	-1,84	-2,25	-2,95
0,20	4,16	3,33	2,78	2,47	1,96	1,70	1,30	0,83	0,65	0,50	0,22	-0,03	-0,28	-0,55	-0,69	-0,85	-1,26	-1,58	-1,79	-2,18	-2,81
0,30	4,36	3,52	2,89	2,54	2,00	1,72	1,31	0,82	0,64	0,48	0,20	-0,05	-0,30	-0,56	-0,70	-0,85	-1,24	-1,55	-1,75	-2,10	-2,67
0,40	4,61	3,66	2,93	2,61	2,04	1,75	1,32	0,82	0,63	0,47	0,19	-0,07	-0,31	-0,57	-0,71	-0,85	-1,23	-1,52	-1,70	-2,03	-2,54
0,50	4,83	3,81	3,08	2,68	2,08	1,77	1,32	0,81	0,62	0,46	0,17	-0,08	-0,33	-0,58	-0,71	-0,85	-1,22	-1,49	-1,66	-1,96	-2,40
0,60	5,05	3,96	3,17	2,75	2,12	1,80	1,33	0,80	0,61	0,44	0,16	-0,10	-0,34	-0,59	-0,72	-0,85	-1,20	-1,45	-1,61	-1,88	-2,27
0,70	5,28	4,10	3,27	2,82	2,15	1,82	1,33	0,79	0,59	0,43	0,14	-0,12	-0,36	-0,60	-0,72	-0,85	-1,18	-1,42	-1,57	-1,81	-2,14
0,80	5,50	4,24	3,36	2,89	2,18	1,84	1,34	0,78	0,58	0,41	0,12	-0,13	-0,37	-0,60	-0,73	-0,85	-1,17	-1,38	-1,52	-1,74	-2,02
0,90	5,73	4,38	3,45	2,96	2,22	1,86	1,34	0,77	0,57	0,40	0,11	-0,15	-0,38	-0,61	-0,73	-0,85	-1,15	-1,35	-1,47	-1,66	-1,90
1,00	5,96	4,53	3,53	3,02	2,25	1,88	1,34	0,76	0,56	0,38	0,09	-0,16	-0,39	-0,62	-0,73	-0,85	-1,13	-1,32	-1,42	-1,59	-1,79
1,10	6,18	4,67	3,61	3,09	2,28	1,89	1,34	0,74	0,54	0,36	0,07	-0,18	-0,41	-0,62	-0,74	-0,85	-1,10	-1,28	-1,38	-1,52	-1,68
1,20	6,41	4,81	3,70	3,15	2,31	1,91	1,34	0,73	0,52	0,35	0,05	-0,19	-0,42	-0,63	-0,74	-0,84	-1,08	-1,24	-1,33	-1,45	-1,58
1,30	6,64	4,95	3,78	3,21	2,34	1,92	1,34	0,72	0,51	0,33	0,04	-0,21	-0,43	-0,63	-0,74	-0,84	-1,06	-1,20	-1,28	-1,38	-1,48
1,40	6,87	5,09	3,86	3,27	2,37	1,94	1,34	0,71	0,49	0,31	0,02	-0,22	-0,44	-0,64	-0,73	-0,83	-1,04	-1,17	-1,23	-1,32	-1,39
1,50	7,09	5,23	3,93	3,33	2,39	1,95	1,33	0,69	0,47	0,30	0,00	-0,24	-0,45	-0,64	-0,73	-0,82	-1,02	-1,13	-1,19	-1,26	-1,31
1,60	7,31	5,37	4,02	3,39	2,42	1,96	1,33	0,68	0,46	0,28	-0,02	-0,25	-0,46	-0,64	-0,73	-0,81	-0,99	-1,10	-1,14	-1,20	-1,24
1,70	7,54	5,50	4,10	3,44	2,44	1,97	1,32	0,66	0,44	0,26	-0,03	-0,27	-0,47	-0,64	-0,72	-0,81	-0,97	-1,06	-1,10	-1,14	-1,17
1,80	7,76	5,64	4,17	3,50	2,46	1,98	1,32	0,64	0,42	0,24	-0,05	-0,28	-0,48	-0,64	-0,72	-0,80	-0,94	-1,02	-1,06	-1,09	-1,11
1,90	7,98	5,77	4,24	3,55	2,49	1,99	1,31	0,63	0,40	0,22	-0,07	-0,29	-0,48	-0,64	-0,72	-0,79	-0,92	-0,98	-1,01	-1,04	-1,05
2,00	8,21	5,91	4,30	3,60	2,51	2,00	1,30	0,61	0,39	0,20	-0,08	-0,31	-0,49	-0,64	-0,71	-0,78	-0,90	-0,95	-0,97	-0,99	-1,00
2,10		6,04	4,36	3,65	2,53	2,01	1,29	0,59	0,37	0,18	-0,10	-0,32	-0,50	-0,64	-0,70	-0,76	-0,867	-0,914	-0,93	-0,945	-0,952
2,20		6,14	4,42	3,68	2,54	2,02	1,27	0,57	0,35	0,16	-0,12	-0,33	-0,50	-0,64	-0,69	-0,75	-0,842	-0,882	-0,895	-0,905	-0,909
2,30		6,26	4,46	3,73	2,57	2,01	1,26	0,55	0,32	0,14	-0,13	-0,34	-0,50	-0,63	-0,68	-0,74	-0,816	-0,850	-0,859	-0,867	-0,870
2,40		6,37	4,51	3,78	2,60	2,00	1,25	0,52	0,29	0,12	-0,14	-0,35	-0,51	-0,62	-0,67	-0,72	-0,792	-0,820	-0,827	-0,832	-0,833
2,50		6,50	4,55	3,82	2,62	2,00	1,23	0,50	0,27	0,10	-0,16	-0,36	-0,51	-0,62	-0,66	-0,71	-0,768	-0,790	-0,795	-0,799	-0,800
2,60		6,54	4,60	3,86	2,63	2,00	1,21	0,48	0,25	0,085	-0,17	-0,37	-0,51	-0,61	-0,66	-0,70	-0,746	-0,763	-0,766	-0,769	-0,690
2,70		6,75	4,64	3,92	2,64	2,00	1,19	0,46	0,24	0,070	-0,18	-0,38	-0,51	-0,61	-0,65	-0,68	-0,724	-0,736	-0,739	-0,740	-0,741
2,80		6,86	4,68	3,96	2,65	2,00	1,18	0,44	0,22	0,057	-0,20	-0,39	-0,51	-0,60	-0,64	-0,67	-0,703	-0,711	-0,713	-0,714	-0,714
2,90		7,00	4,72	4,01	2,66	1,99	1,15	0,41	0,20	0,041	-0,21	-0,39	-0,51	-0,60	-0,63	-0,65	-0,681	-0,688	-0,689	-0,690	-0,690
3,00		7,10	4,75	4,05	2,66	1,97	1,13	0,39	0,19	0,027	-0,22	-0,40	-0,51	-0,59	-0,62	-0,64	-0,661	-0,665	-0,667	-0,667	-0,667
3,10		7,23	4,78	4,09	2,66	1,97	1,11	0,37	0,17	0,010	-0,23	-0,40	-0,51	-0,58	-0,60	-0,62	-0,641	-0,644	-0,645	-0,645	-0,645
3,20		7,35	4,82	4,11	2,66	1,96	1,09	0,35	0,15	-0,006	-0,25	-0,41	-0,51	-0,57	-0,59	-0,61	-0,622	-0,625	-0,625	-0,625	-0,625

2.2.3 Métodos empíricos

Como se ha mencionado anteriormente, en las cuencas del Ecuador está disponible muy poca información de caudales, por lo que se requiere utilizar la analogía hidrológica, o ecuaciones empíricas, entre las cuales, las más útiles son las desarrolladas para cada realidad local o zonal.

A continuación, se exponen algunos métodos empíricos para la determinación de caudales, entre los que se menciona las ecuaciones desarrolladas específicamente para cuencas ecuatorianas por Sandoval & Aguilera (2014).

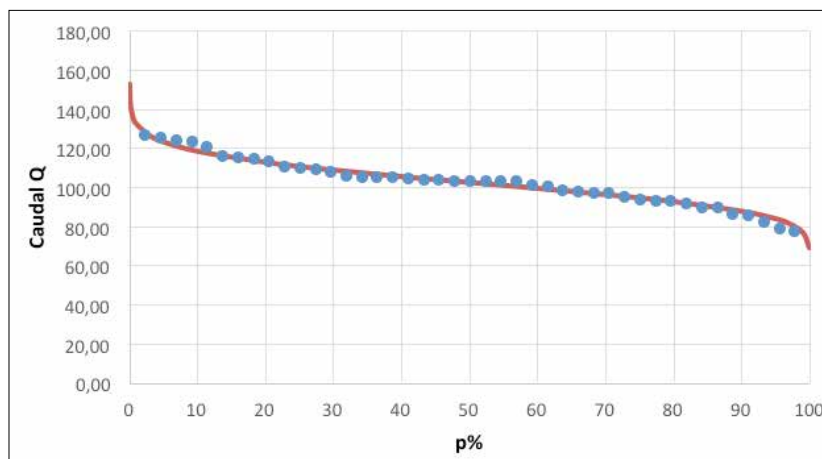


Figura 2.1 Curvas de duración de caudales empírica y teórica

Tabla 2.2 Datos procesados de caudales medios anuales del Río Quijos

n	Qi	p	$(Q_i/Q_m-1)^2$	$(Q_i/Q_m-1)^3$	n	Qi	p	$(Q_i/Q_m-1)^2$	$(Q_i/Q_m-1)^3$
1	127,2	2,3	0,05	0,0125	23	103,5	52,3	0,00	0,0000
2	126,1	4,5	0,05	0,0108	24	103,5	54,5	0,00	0,0000
3	124,7	6,8	0,04	0,0090	25	103,4	56,8	0,00	0,0000
4	123,9	9,1	0,04	0,0080	26	101,9	59,1	0,00	0,0000
5	121,6	11,4	0,03	0,0056	27	100,7	61,4	0,00	0,0000
6	116,6	13,6	0,02	0,0022	28	98,9	63,6	0,00	-0,0001
7	115,8	15,9	0,01	0,0018	29	98	65,9	0,00	-0,0001
8	115	18,2	0,01	0,0015	30	97,7	68,2	0,00	-0,0002
9	114,1	20,5	0,01	0,0012	31	97,5	70,5	0,00	-0,0002
10	111,1	22,7	0,01	0,0004	32	95,3	72,7	0,01	-0,0005
11	110,7	25,0	0,01	0,0004	33	94,2	75,0	0,01	-0,0007
12	110	27,3	0,00	0,0003	34	93,9	77,3	0,01	-0,0007
13	108,6	29,5	0,00	0,0001	35	93,9	79,5	0,01	-0,0007
14	106,1	31,8	0,00	0,0000	36	92,4	81,8	0,01	-0,0012
15	105,9	34,1	0,00	0,0000	37	90,5	84,1	0,02	-0,0019
16	105,9	36,4	0,00	0,0000	38	90	86,4	0,02	-0,0021
17	105,7	38,6	0,00	0,0000	39	86,9	88,6	0,03	-0,0040
18	105	40,9	0,00	0,0000	40	86	90,9	0,03	-0,0047
19	104,6	43,2	0,00	0,0000	41	82,8	93,2	0,04	-0,0078
20	104,2	45,5	0,00	0,0000	42	79,3	95,5	0,05	-0,0125
21	104	47,7	0,00	0,0000	43	78,4	97,7	0,06	-0,0139
22	104	50,0	0,00	0,0000	Q.m.	103,2	Sumas	0,58	0,0028
					Cv	0,12			

Tabla 2.3 Curva teórica de duración de caudales

p%	Fp%	Kp%	Qp%
0,01	4,16	1,48	153,22
0,1	3,38	1,39	143,85
0,5	2,76	1,32	136,40
1	2,47	1,29	132,92
3	1,96	1,23	126,79
5	1,7	1,20	123,67
10	1,3	1,15	118,86
20	0,83	1,10	113,22
25	0,65	1,08	111,05
30	0,5	1,06	109,25
40	0,22	1,03	105,89
50	-0,03	1,00	102,88
60	-0,28	0,97	99,88
70	-0,55	0,94	96,64
75	-0,69	0,92	94,96
80	-0,85	0,90	93,03
90	-1,26	0,85	88,11
95	-1,58	0,82	84,26
97	-1,79	0,79	81,74
99	-2,18	0,75	77,06
99,9	-2,81	0,67	69,49

2.2.4 Caudal Medio

A partir de varias expresiones de equilibrio de volúmenes, citadas por Vosresensky (1956), Zhelezniakov & Negovskaya (1984) y otros autores, y fundamentándose en un análisis lógico de equilibrio de masas, se pueden evaluar los principales parámetros hidrológicos aplicables para el diseño de obras de aprovechamiento hídrico, (Sandoval & Aguilera, 2014).

El volumen promedio de precipitaciones anuales en cualquier cuenca, expresado en m^3/s , es igual a:

$$V=1000\bar{P} A \quad (2.8)$$

\bar{P} - es el promedio de precipitaciones anuales de la cuenca (mm),

A - es el área de la cuenca en km^2 .

El volumen escurrido en la cuenca hasta un punto determinado de control, para el mismo período, es igual a:

$$V_e=31,536 Q_0 10^6 \quad (2.9)$$

Q_0 es el Caudal Medio Anual

Los dos volúmenes, ecuaciones (2.8) y (2.9), resultan iguales si es que se introduce el coeficiente de escorrentía medio anual C,

$$C*\bar{P} A*10^3=31,536*Q_0 *10^6$$

Así, se tiene que:

$$Q_0 = \frac{31,71*C \bar{P} A}{10^6} \quad (2.10)$$

Si se requiere del Módulo Específico de Escorrentía ($\frac{m^3}{s}/km^2$),

$$M_0 = \frac{Q_0}{A} = \frac{31,71C\bar{P}}{10^6} \quad (2.11)$$

Siempre que se conoce el caudal medio, se puede obtener el coeficiente de escorrentía medio anual,

$$C = \frac{Q_0 10^6}{31,71\bar{P} A} = \frac{M_0 10^6}{31,71\bar{P}} \quad (2.12)$$

2.2.5 Coeficiente de escorrentía

Para determinar el caudal medio de una cuenca es preciso conocer el coeficiente de escorrentía, que se lo puede apreciar por alguno de los métodos conocidos. Para el diseño de obras el más utilizado es el método propuesto por la *Soil Conservation Service* de los E. U. (SCS), más conocido como el “Método del Número de Curva”, que se lo puede encontrar en Chow, Maidment, & Mays (2000) o Pérez & Rodríguez (2009). Este método requiere información sobre el uso de los suelos de la cuenca y condiciones previas de lluvia.

Existen otros métodos menos formales y más sencillos descritos en Sandoval & Aguilera (2014) como los siguientes:

- 1) **Fórmula de Nadal** citada por Ibañez, Gisbert, & Moreno (2011).

$$C=0,25K_1K_2K_3$$

$$K_1 = 3,7*A^{-0.152}$$

$$K_2 = 0,71*\ln(P)-3,51$$

$K_3 = 0,5$ a $0,7$ - Cuenca llana y permeable,

$K_3 = 0,5$ a 1.2 - Cuenca ondulada, y

$K_3 = 1,2$ a $1,5$ - Cuenca montañosa e impermeable.

- 2) **Fórmula de Raws** citada por Ibañez, Gisbert, & Moreno (2011), se lo determina de acuerdo con la tabla 2.4.

Tabla 2.4. Coeficiente de escorrentía según Raws

TIPO	RELIEVE	C
BOSQUE	Ondulado	0,18
	Quebrado	0,21
PASTO	Ondulado	0,36
	Quebrado	0,42
CULTIVOS	Ondulado	0,60
	Quebrado	0,72

- 3) **Fórmula de Kestlin-Nikolay** citada por Goroshkov (1979).

$$C=\alpha_1 \alpha_2 \beta$$

Donde α_1 – Coeficiente de condiciones de flujo; $0,5$ para para suelos y $0,57$ para roca.

α_2 – Coeficiente de no uniformidad de llegada del flujo, para $L \leq 4$ km $\alpha_2=1$, y para $L > 4$ km $\alpha_2=5,9*L^{-1,3}$

$\beta = 2,13 + 0,2\ln(J)$ - es un coeficiente que considera la pendiente del cauce.

- 4) **Fórmula de Autor Anónimo** citada por ENACON S.A. (2012). Se la determina por las condiciones de la cuenca, de acuerdo con la tabla 2.5 y la fórmula:

$$C=k_1+k_2+k_3+k_4$$

Tabla 2.5. Coeficiente de escorrentía A/A

PENDIENTE	k1	PERMEABILIDAD	k2
> 0,3	0,4	Roca	0,2
de 0,1 a 0,3	0,3	Arcilla	0,15
de 0,05 a 0,1	0,2	Limos	0,1
Áreas planas	0,05	Arenas	0,05
COBERTURA VEGETAL	k3	CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO	k4
Nada	0,2	Nada	0,2
Poca	0,15	Poca	0,15
Media	0,1	Media	0,1
Mucha	0,05	Mucha	0,05

2.2.6 Caudal mínimo y caudal ecológico

El caudal mínimo de una cuenca se lo utiliza, generalmente, como referencia para determinar el caudal ecológico. Si se asume que, “en cada cuenca la flora y la fauna está adaptada a las condiciones hídricas del sitio y que esa adaptación se relaciona directamente con el volumen de agua disponible”, incluyendo las variaciones extremas, puede tomarse el caudal mínimo. Cuando no se dispone de información, Sandoval & Aguilera (2014) recomiendan considerarlo igual a:

$$Q_{min} = a_e \frac{PA}{10^6} = Q_{eco} \quad (2.13)$$

a_e - es un coeficiente entre 1 a 2,5.

Este valor de caudal corresponde a las condiciones hídricas mínimas de una cuenca, en vista de lo cual, es factible tomar este valor como caudal ecológico, sin dejar de lado la posibilidad de realizar estudios especializados, con el fin de determinar las características particulares sobre la necesidad de agua de los componentes de la flora, fauna, paisaje, recreación u otros que se consideren en un proyecto.

Cuando se dispone de datos hidrométricos existen otros métodos para determinar el caudal ecológico y están resumidos en Sandoval y Carrera (2016), como el método Hidráulico de Tennant (1976) o de Montana, que considera como caudal ecológico el valor del 10% del caudal medio, asumiéndose que, para los cauces naturales analizados por Tennant, este valor satisface un 60% de los parámetros hidráulicos del flujo, tales como el área, perímetro mojado y tirante de agua.

$$Q_e = 0,1Q_m \quad (2.14)$$

Otro método conocido es el propuesto por Alcázar (2007), en el que el caudal ecológico se compone de un caudal base Q_B más un caudal de acondicionamiento Q_A . La suma de ambos valores es el caudal de mantenimiento o caudal ecológico $Q_M = Q_B + Q_A = Q_e$.

Alcazar (2007) de igual manera, incluye el concepto de caudal generador Q_G , que es el caudal lo suficientemente grande como para ocupar totalmente la sección del río y permitir que se conserven las condiciones óptimas para la flora, fauna, hidráulicas, morfológicas y otras en las terrazas del cauce.

Según Alcázar (2007), el caudal base en la mayoría de los cauces estudiados, se lo puede establecer como el 20% del caudal medio; o sea:

$$Q_B = 0,2Q_m \quad (2.15)$$

Como porcentaje el caudal de acondicionamiento puede alcanzar hasta un 56%, pero como promedio se lo puede tomar un 10%, a partir de lo cual se tiene que:

$$Q_A = 0,1Q_m \quad (2.16)$$

De donde,

$$Q_M = Q_e = 0,3Q_m \quad (2.17)$$

La Norma Mexicana NMX-AA-159-SSCFI (2012), para establecer el caudal ecológico en los proyectos, determina el objetivo ambiental a partir de la importancia ecológica y la presión de los usos del agua, calculados como un porcentaje del volumen asignado y concesionado con respecto a la disponibilidad media anual. Con base en el objetivo ambiental, se establecen los caudales ecológicos desde un 5% al 40%, para corrientes perennes.

Según la norma N° 314 del Ministerio de Recursos Naturales de la Federación Rusa (2007) el caudal ecológico base se lo establece en función de los caudales medios para el período de escorrentía mínima, de acuerdo con las siguientes relaciones:

$$Q_e \geq 0,7Q_{50\%} \quad (2.18)$$

$$Q_e \geq 0,8Q_{75\%} \quad (2.19)$$

$$Q_e \geq 0,9Q_{95\%} \quad (2.20)$$

$Q_{50\%}$, $Q_{75\%}$ y $Q_{95\%}$ son los caudales con esa probabilidad tomados de la curva de duración de caudales y calculados con la ecuación (2.7).

García & Páz (1997) citan como método suizo al caudal ecológico calculado con la siguiente fórmula, que no es aplicable a caudales pequeños,

$$Q_e = 15 \frac{Q_{95\%}}{(\ln Q_{95\%})^2} \quad (2.21)$$

En España el principado de Asturias, de acuerdo también a García & Páz (1997) recomienda determinar el caudal como sigue;

$$Q_e = 0,25(Q_{95\%} + 0,075) \quad (2.22)$$

La metodología propuesta por Sandoval y Carrera (2016) se fundamenta en los datos de caudales mensuales mínimos, medios y máximos de una cuenca, obtenidos de la curva integral de masas con el siguiente procedimiento:

Sean los caudales medios mensuales los valores Q_1, Q_2, \dots, Q_{12} y Q_m el caudal medio de todo el año. Si se los ordena del mayor al menor se normalizaría el carácter ascendente y descendente de los caudales en la cuenca.

Para esta serie de datos se calcula la variación con respecto al valor medio; o sea:

$$\frac{Q_i - Q_m}{Q_m} = \frac{Q_i}{Q_m} - 1 = k_i - 1$$

Después se plantea la existencia de una ecuación cuya diferencial es , que es la derivada de la curva integral de masas; así:

$$\frac{dy}{dk} = m = k_i - 1$$

m se la determina en forma gráfica o analítica a partir de la ecuación integral.

Conocida la pendiente m se obtiene el valor de k_i ,

$$k_i = m + 1 = \frac{Q_i}{Q_m}$$

Donde, Q_i - es el valor que requiere la cuenca para sobreponerse al gradiente negativo del caudal de la serie de datos, al que se lo denominará caudal ecológico Q_e .

$$Q_e = Q_m (1+m) \tag{2.23}$$

Con esta metodología, el caudal ecológico tendría en la mayoría de los casos una probabilidad de entre el 80% y 95%.

Para ilustrar esta metodología de cálculo, a continuación, se desarrolla un ejemplo con los datos de la cuenca del Toachi AJ Pilatón, tabla 2.6, tomada del INAMHI (2012).

Se ordenan los datos del mayor al menor y se calcula la curva integral de masas, para las tres series, tabla 2.7.

Tabla 2.6. Caudales medios, mínimos y máximos mensuales

Mes	Q Medio	Q Mínimo	Q Máximo
ENE	46.702	16.483	110.807
FEB	71.575	15.118	150.319
MAR	74.921	16.728	137.371
APR	81.064	18.593	267.792
MAY	57.501	15.439	103.852
JUN	36.485	14.831	60.909
JUL	24.426	14.059	35.093
AUG	18.98	12.809	28.543
SEP	18.666	10.507	28.733
OCT	22.132	11.197	42.034
NOV	24.226	10.394	82.314
DEC	29.927	11.294	104.761

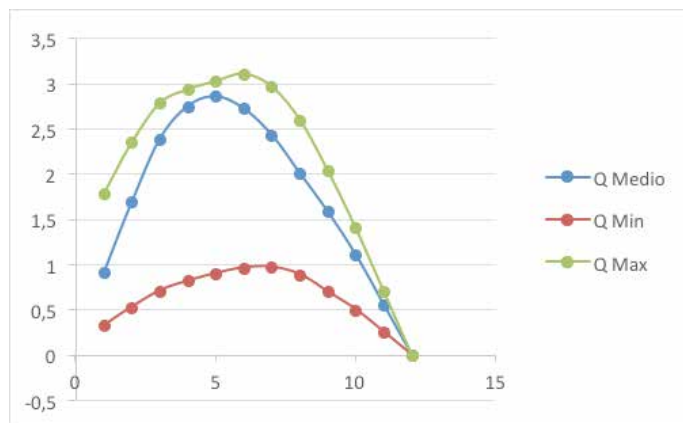


Figura 2.2 Curvas integrales de masas

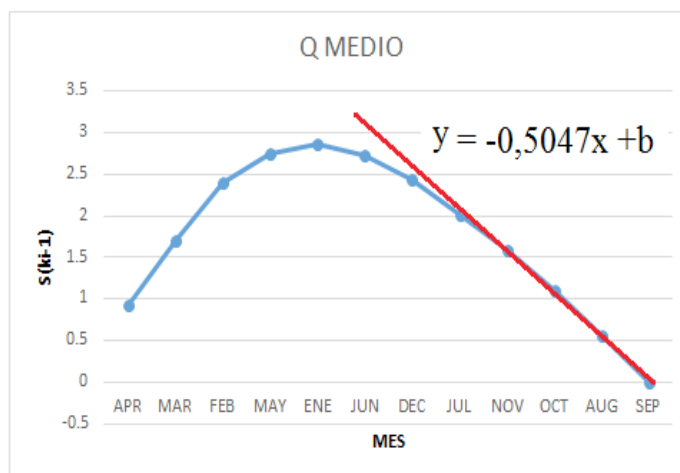


Figura 2.3. Determinación de la pendiente de descenso

De la tabla 2.6 se obtiene el caudal medio anual de la cuenca igual a $42,22 \text{ m}^3/\text{s}$. Los resultados se los grafica como se muestra en la figura 2.2 para determinar la pendiente de las curvas en su etapa de descenso, mediante una ecuación de regresión o con el apoyo del programa Excel, como se muestra en la figura 2.3.

Los valores de las pendientes m aparecen en la tabla 2.7, con lo que se determina los coeficientes de reducción de caudales k_i y el caudal Q_e , para cada columna.

Tabla 2.7. Procesamiento para las curvas de masa

MES	Suma(ki-1)		
	Q Medio	Q Mínimo	Q Máximo
APR	0,920	0,332	1,788
FEB	1,695	0,531	2,353
MAR	2,390	0,712	2,784
ENE	2,752	0,819	2,937
DEC	2,859	0,902	3,028
MAY	2,723	0,965	3,109
NOV	2,432	0,973	2,966
JUN	2,010	0,890	2,601
OCT	1,584	0,700	2,038
JUL	1,108	0,502	1,404
SEP	0,558	0,255	0,703
AUG	0,000	0,000	0,000
m	-0,505	-0,235	-0,654
ki	0,495	0,765	0,346
Qe	20,910	10,681	33,260

Los resultados obtenidos con esta metodología se los compara con los de otras, mediante la curva de duración de caudales, figura 2.4, de la que se obtiene: $Q_{50\%} = 30,99 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_{75\%} = 18,90 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{95\%} = 13,29 \text{ m}^3/\text{s}$.

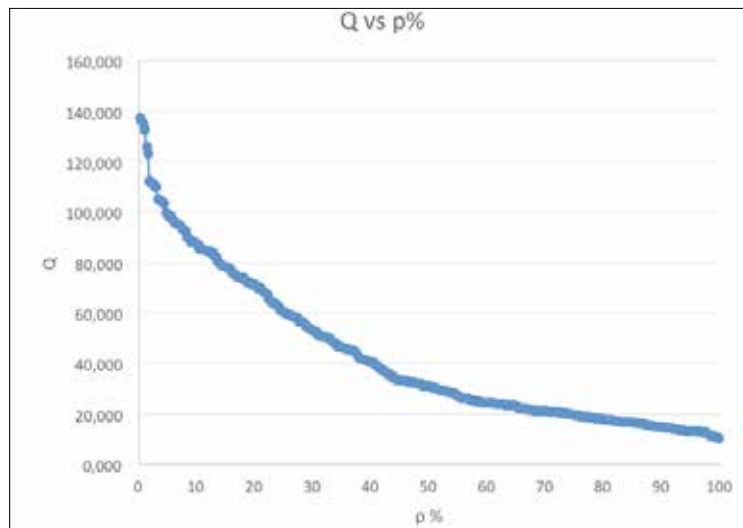


Figura 2.4. Curva de duración de caudales

Tabla 2.8. Comparación de resultados con otras metodologías

Q (m ³ /s)	Asturias	Chile	Ecuador	España	México	Rusia	Suiza	Autor
Q e min	3,34	8,44	4,22	8,44	2,11	11,96	29,79	10,68
Q e med				12,66	16,89	15,12		20,91
Q e Máx						23,24		33,26

Los Caudales Ecológicos calculados con las diferentes metodologías se los presenta en la tabla 2.8, en la que se observa que, los resultados son coherentes entre sí.

2.2.7 Caudales máximos

Para caudales máximos también se recomienda aplicar la metodología propuesta por Sandoval & Aguilera (2014), en la que se asume que los caudales máximos están siempre relacionados con el área de la cuenca (A), la precipitación media anual (\bar{P}) correspondiente a un determinado período de retorno (T), y que cualquier fórmula empírica debe involucrar estos factores:

$$Q_{\text{máx}(T)} = a \bar{P} A^f F(T)$$

El caudal máximo de una cuenca muy pequeña se lo puede determinar por medio de la siguiente relación:

$$Q_{\text{máx}} = vhb$$

En la que; v es la velocidad del flujo, h es la altura de la lámina de agua y b el ancho promedio de la cuenca, conociendo que,

$$b = \frac{A}{L}$$

Si, L es la longitud del cauce, dando como resultado:

$$Q_{max} = \frac{vhA}{L}$$

De esta ecuación se deduce que, al tratarse de cuencas pequeñas, el caudal máximo es proporcional al área. A medida que se incrementa el área de la cuenca desaparece la proporcionalidad directa, principalmente debido a la influencia del tamaño y otras características físicas de la cuenca.

Para cuencas de gran tamaño Vosresensky (1956) demostró que el exponente f del área es igual a 0,5, aunque puede variar entre 0,4 y 0,8. Como ejemplo de lo expuesto, se tiene la ecuación (2.26) de Verni-King y (2.27) de Témez, o la envolvente de Creager, etc.

Del estudio de Sandoval & Aguilera (2014) se determinó que el punto de inflexión de la variación del exponente f se lo encuentra en cuencas con áreas comprendidas entre 40 y 50 km², de ahí se tiene que:

Para cuencas de $A \leq 45$ km² el exponente del área, con buen grado de aproximación, es $f = 1$; y, para cuencas de $A > 45$ km², $f = 0,5$.

Para el caso que $A \leq 45$ km², se propone la siguiente ecuación:

$$Q_{m\acute{a}x} = a_1 \frac{\bar{P}A}{10^3} (0,5 \ln T - 0,7) \quad (2.24)$$

Dónde: \bar{P} es la precipitación media anual (mm), A - es el área de la cuenca (km²), T - es el período de retorno del caudal (años) y a_1 es un coeficiente que se recomienda tomar $a_1 = 1,8$, aunque puede variar entre 1,6 y 2,0; este último, en zonas montañosas de alta precipitación.

Si es que $45 \text{ km}^2 < A < 10.000 \text{ km}^2$:

$$Q_{m\acute{a}x} = a \frac{\bar{P}\sqrt{A}}{(1+lgA)} (0,5 \ln T - 0,7) \quad (2.25)$$

En la que: a es un *coeficiente variable* entre 0,01 y 0,1 que se lo determina como se indica en la tabla 2.9.

Tabla 2.9. Ecuaciones para determinar la constante a

PRECIPITACIÓN (mm)	500 a 2500	> 2500 a 4000
Valor del coeficiente a	$a = 0,644 - 0,08 * \ln(P)$	$a = 0,1256 * \ln(P) - 0,965$

Tal como se puede observar, la variable a también depende de la precipitación media, lo que implica que el exponente de este parámetro no es constante. Para cuencas mayores de 5.000 km² se recomienda dividirla en subcuencas.

Existen otras ecuaciones para el cálculo de caudales máximos entre los que se puede citar las siguientes; en las que intervienen la precipitación máxima en 24 horas para diferentes períodos de retorno:

1. Fórmula modificada de Verni-King citada por MOP Chile (1995):

$$Q = C(T) * 0,00618 * P_{24}^{1,24} A^{0,88} \quad (2.26)$$

Donde, P_{24} - es la precipitación máxima diaria en mm

$C(T)$ - Coeficiente de escorrentía, que depende de la zona y del período de retorno

Un coeficiente semejante es el que utilizaba el INERHI en las fórmulas de determinación de caudal (Alcázar, 2007) y (Krochin, 1986) el mismo que, una vez actualizado, se lo puede estimar como $C(T) = 0,3 \cdot T^{0,19}$.

2. Fórmula de Témez, citada por Garrido (2008):

$$Q = 0,03 \cdot F_s \cdot P_{24} \cdot A^{0,75} \cdot \log(T) \tag{2.27}$$

Donde, P_{24} – es la precipitación máxima diaria en mm.

F_s – Es el factor de reducción de área por simultaneidad de la lluvia,

$$F_s = 1 - \frac{\log A}{15}$$

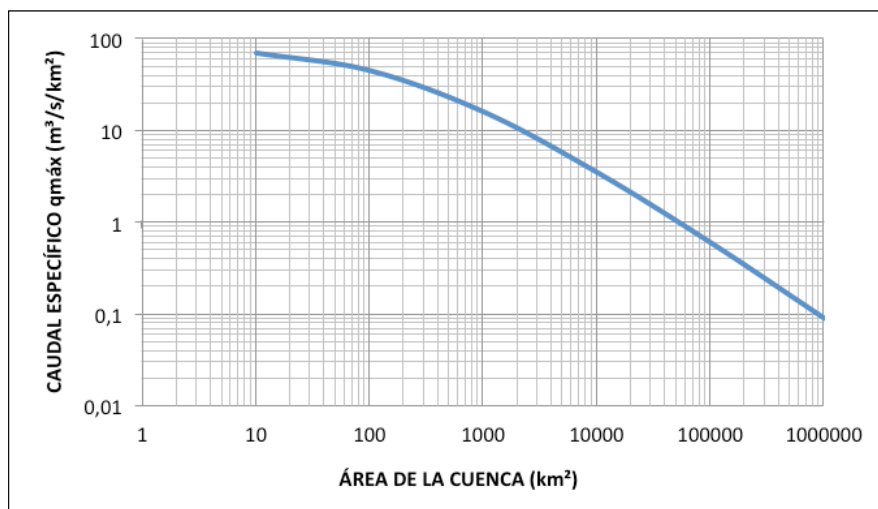


Figura 2.4. Caudales específicos máximos probables de las cuencas

Rasskazov y otros (2008) con base en un estudio global de los módulos de escorrentía de las cuencas de varios continentes, propone determinar los caudales máximos probables con el diagrama presentado en la figura 2.4.

2.3 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN DE UNA CUENCA

En el Ecuador para estimar el tiempo de concentración de una cuenca es muy frecuente el uso de la ecuación de Kirpich (1940),

$$tc = 0,06635L^{0,77} / J^{0,385} \tag{2.28}$$

Otras ecuaciones frecuentes son:

Ven T. Chow (1959),

$$tc = 0,2734L^{0,64} / J^{0,32} \tag{2.29}$$

Giandotti (1934),

$$t_c = \frac{4\sqrt{A}+1,5L}{0,8\sqrt{H}} \quad (2.30)$$

Témez (1977),

$$t_c = 0,3L^{0,76}/J^{0,19} \quad (2.31)$$

Goroshkov (1979),

$$t_c = 0,28 \frac{L}{v} \quad (2.32)$$

Donde, L es la longitud del cauce principal en km; A es el área de la cuenca en km², J-pendiente del cauce (m/m) y, v – es la velocidad media del flujo en el cauce principal.

Para relieves de alta montaña v = 1,7 a 2,6 m/s; para media montaña v = 1,0 a 2,0 m/s; para planicies v = 0,6 a 1,0 m/s y, para zonas bajas pantanosas v = 0,3 a 0,5 m/s).

Sokolovsky, citado por Vosresensky (1956), sugiere que; para pendientes menores a 0,1 (j < 0,1) se puede utilizar la siguiente ecuación para determinar la velocidad,

$$v = 17j^{0,4} h^{0,5} \quad (2.33)$$

Sandoval, W. (2018) establece que la velocidad de un río se la puede determinar con la ecuación,

$$v = k \frac{Q^{0,25} J^{0,375}}{n^{0,75}} \quad (2.34)$$

Esta ecuación permite determinar la velocidad en cualquier sección de un cauce, si es que se conocen sus componentes. La (2.34) es una ecuación teórica desarrollada para una sección de un canal prismático. En la práctica, la variación del área de la sección y de la pendiente, la presencia de sinuosidades y otras perturbaciones diferentes a la rugosidad se las considera en el coeficiente k, cuyo valor debe ser menor al de un canal prismático.

A partir del análisis de las formas geométricas de canales prismáticos y cauces naturales; por ejemplo U.S. Geological Survey (1985), se tiene que; k = 0,7 a 0,3; el primer límite corresponde a cauces de montaña muy cerrados y el segundo a cauces de llanura bastante abiertos. Por ejemplo, para un canal trapecial de base b = 2h y taludes laterales 1:1; k = 0,599.

Para el caso de 21 ríos del Estado de Colorado, presentados en U.S. Geological Survey (1985), los valores de k, calculados por el autor en el sistema métrico, con la ecuación (2.34), varían entre 0,473 y 0,350 con un promedio de 0,401.

Para una sección de estudio ubicada en los primeros kilómetros del cauce, seguramente tendrá condiciones de montaña, con pequeñas áreas de aporte, pero con grandes pendientes; para el caso de secciones lo suficientemente alejadas del nacimiento del cauce, condiciones de llanura con grandes áreas y pequeñas pendientes. Lo que implica que, la rugosidad y la pendiente son variables para cada sección, que ya están consideradas en la ecuación de la velocidad, los parámetros que no se han tomado en cuenta son el área de la cuenca y la sinuosidad del cauce.

Con base en la información completa, disponible para algunas cuencas de ríos de Rusia (Komlev, 2006), Norte América (U.S. GEOLOGICAL SURVEY, 1985), España (López, 2005) y otras, se determinó una aproximación para k en función del área, ecuación (2.35), pero no se ha logrado establecer una correlación con la sinuosidad del cauce.

$$k=0,5-0,023 \ln A \quad (2.35)$$

Para el cálculo del tiempo de escorrentía Goroshkov (1979) recomienda tomar el 70% de la velocidad real de un cauce determinada en la sección de estudio. En zonas de alta montaña, el coeficiente de reducción con cauces definidos puede ser del 80%, por lo que el coeficiente para la velocidad de escorrentía sería,

$$k_c = (0,7 \text{ a } 0,8) * (0,5 - 0,023 \ln A) \quad (2.36)$$

Con base en lo anterior, la ecuación propuesta para determinar el tiempo de concentración en horas, de una cuenca es:

$$t_c = 0,28L \frac{n^{0,75}}{k_c Q^{0,25} J^{0,375}} \quad (2.37)$$

Donde, L – Longitud del cauce principal (km); Q - Caudal medio de la cuenca (m^3/s); J – pendiente media del cauce (m/m); n – Coeficiente de rugosidad para el cauce con el caudal medio, para ríos de más de 25 m de ancho Chow V. T. (1994), $n = 0,033$ a $0,045$.

En cualquier caso, siempre es preferible que la velocidad se la determine directamente en el campo.

2.4 HIDROGRAMA DE DISEÑO

Para definir un hidrograma base para el diseño de las estructuras se requiere disponer de estaciones hidrográficas y, en caso de ausencia, se puede recurrir a una cuenca cercana o de condiciones hidrológicas semejantes. Si es que no se dispone de los elementos antes citados, se toma un hidrograma sintético, desarrollado o propuesto por varios autores.

El hidrograma sintético más común es el triangular, figura 2.5, que se lo recomienda, básicamente, para cuencas pequeñas con un cauce principal.

De acuerdo con el National Resources Conservation Service (NRCS, ex-SCS), para un hidrograma triangular el tiempo base $T = 2,67t_1$, figura 2.5, en el que t_1 es el tiempo pico igual a:

$$t_1 = \frac{de}{2} + t_r \quad (2.38)$$

La duración en exceso (d_e), para cuencas pequeñas, es $d_e = t_c$ y para cuencas grandes $de = 2\sqrt{t_c}$.

t_r - es el tiempo de retraso que se considera igual a, $t_r = 0,6t_c$; siendo t_c el tiempo de concentración de la cuenca.

De acuerdo con Perevosnikov (1983) en los hidrogramas triangulares, para cuencas pequeñas, el tiempo pico $t_1 = t_c$ y $T = 2t_1$; para cuencas grandes $t_1 = 1,5t_c$ y $T = 2,5t_1$.

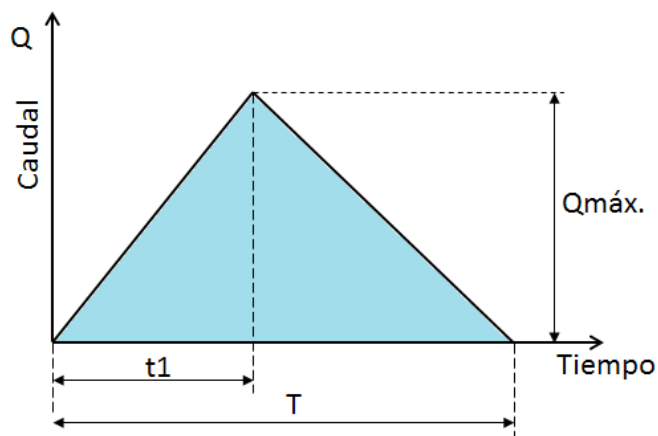


Figura 2.5. Hidrograma Triangular

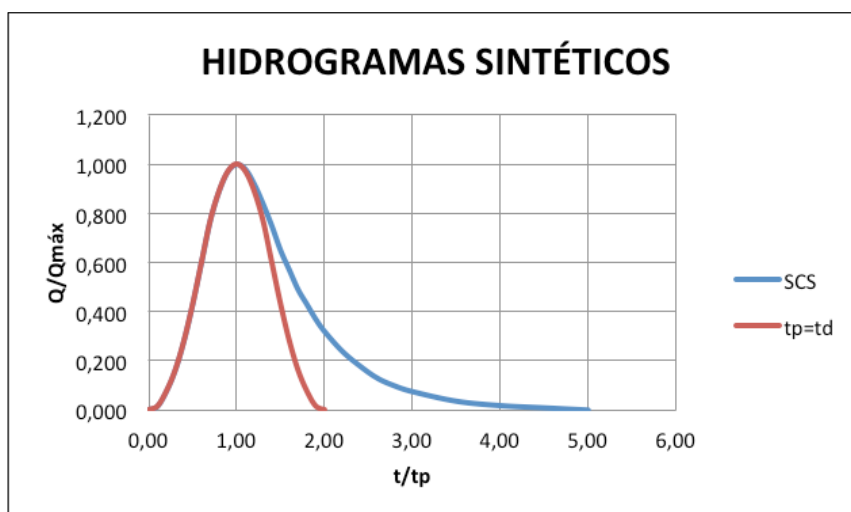


Figura 2.6 Hidrogramas sintéticos curvos.

Para Pérez & Rodríguez (2009) en las cuencas de $A < 30\text{km}^2$; $t_1 = t_c$ y $T = 2t_c$. Para las cuencas de área igual o mayor a 30 km^2 el tiempo base está dado por una tabla que se aproxima a la siguiente ecuación, $T=3t_c[1+(0,9\ln A-2)]$.

A partir de las recomendaciones expuestas se tiene que; para cuencas pequeñas, el volumen de agua con el Hidrograma del SCS resulta 1,43 veces mayor a los propuestos por Perevosnikov y Pérez y Rodríguez.

El hidrograma sintético unitario del SCS corresponde a las coordenadas que se presentan en la Tabla 2.10, en la que también consta, el caso en que el tiempo de descenso de la curva es igual al pico, y cuya representación gráfica aparece en la figura 2.6.

De acuerdo con Vosresensky (1956), para cuencas grandes y montañosas, con varios cauces y diferentes tiempos de llegada, los hidrogramas resultan complejos, con varios picos, por lo que recomienda tomar uno de forma trapecial, figura 2.7, especialmente si las lluvias tienen una duración mayor al tiempo de concentración.

En la bibliografía no existen claras recomendaciones sobre cómo construir un hidrograma trapecial. Perevosnikov (1983) sostiene que, el tiempo que se mantiene el pico es $t_2 > 0,1T$, debiéndose suponer que t_1 y t_3 son iguales al tiempo de concentración. En este caso el tiempo base debe ser igual, por lo menos, a 2,1 el tiempo de concentración de la cuenca.

Tabla 2.10. Hidrogramas Sintéticos

t/tp	SCS	tp=td
	Q/Qmax	Q/Qmax
0,00	0,000	0,000
0,10	0,015	0,015
0,20	0,075	0,075
0,30	0,160	0,160
0,40	0,280	0,280
0,50	0,430	0,430
0,60	0,600	0,600
0,70	0,770	0,770
0,80	0,890	0,890
0,90	0,970	0,970
1,00	1,000	1,000
1,10	0,980	0,970
1,20	0,920	0,890
1,30	0,840	0,770
1,40	0,750	0,600
1,50	0,650	0,430
1,60	0,570	0,280
1,70	0,490	0,160
1,80	0,430	0,075
1,90	0,370	0,015
2,00	0,320	0,000
2,20	0,240	
2,40	0,180	
2,60	0,130	
2,80	0,098	
3,00	0,075	
3,50	0,036	
4,00	0,018	
4,50	0,009	
5,00	0,000	

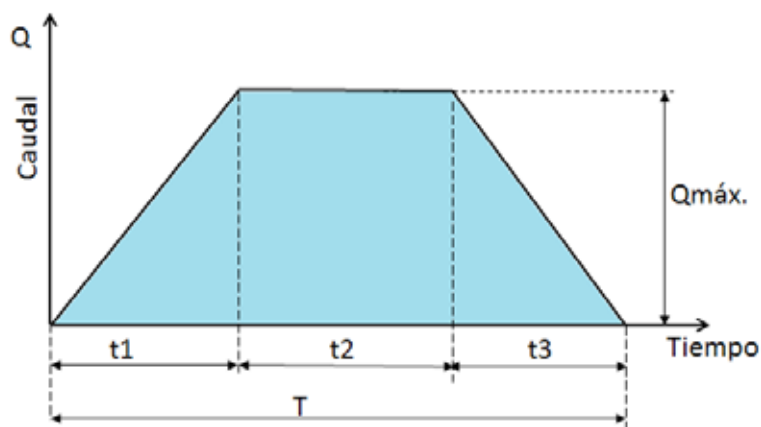


Figura 2.7 Hidrograma Trapecial

El caudal máximo de un hidrograma trapecial resulta siempre menor al determinado con las ecuaciones anteriormente expuestas. Para el caso de cuencas sin información, Goroshkov (1979) recomienda reducir el caudal máximo en un valor igual a:

$$Q_{m\acute{a}x\ t_{dl}>t_p} = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{\sqrt{1+t_{dl}/t_p}} \quad (2.39)$$

Aquí, t_{dl} es el tiempo de precipitación con una duración mayor al tiempo pico t_p .

2.5 CAUDAL DE DISEÑO

Debido a la capacidad de almacenamiento de un embalse, el caudal de crecida se ve reducido en una cierta cantidad (capacidad de laminación del embalse), cuyo valor se lo determina a partir de un balance de masas.

En el caso de un hidrograma triangular, figura 2.8, considerando la capacidad de laminación del embalse, el caudal de diseño del aliviadero, para diferentes opciones de longitud de la cresta o cimacio, se lo puede estimar con la ecuación,

$$Q_x = Q_{m\acute{a}x} \left(1 - \frac{V_a}{V_t}\right) \quad (2.40)$$

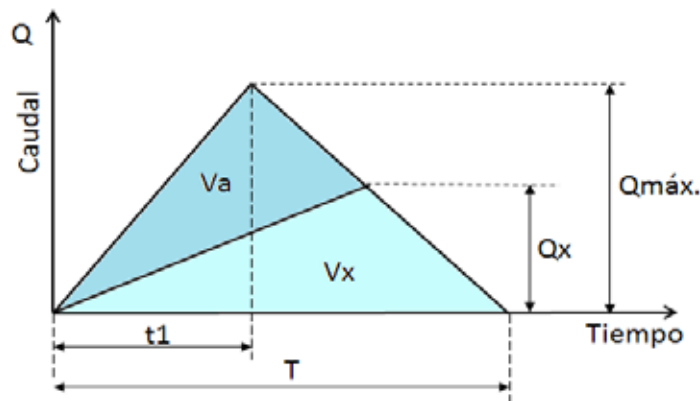


Figura 2.8 Hidrograma de crecida afectado por un aliviadero

Donde Q_x es el caudal de diseño para el vertedero; V_a – el volumen acumulado y V_t – el volumen total del hidrograma de crecida ($V_a + V_x$).

En la misma forma, para un hidrograma trapecial, figura 2.9,

$$Q_x = Q_{m\acute{a}x} \left(\frac{T+t_2}{T}\right) \left(1 - \frac{V_a}{V_t}\right) \quad (2.41)$$

A partir del posible caudal del vertedero Q_x , considerando varias longitudes de la cresta y la curva cota vs volumen del embalse, se procede al estudio de laminación del embalse, mediante la metodología fundamentada en el análisis volumétrico por intervalos de tiempo, que consiste en resolver la siguiente ecuación:

$$V_2 = V_1 + \frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t - \frac{Q_{x1} + Q_{x2}}{2} \Delta t \quad (2.42)$$

Donde los subíndices 1 y 2 corresponden a los tiempos uno y dos del balance hidráulico de volúmenes.

Para realizar este cálculo existen programas disponibles en el mercado o también, se lo puede resolver con una hoja electrónica por aproximaciones sucesivas.

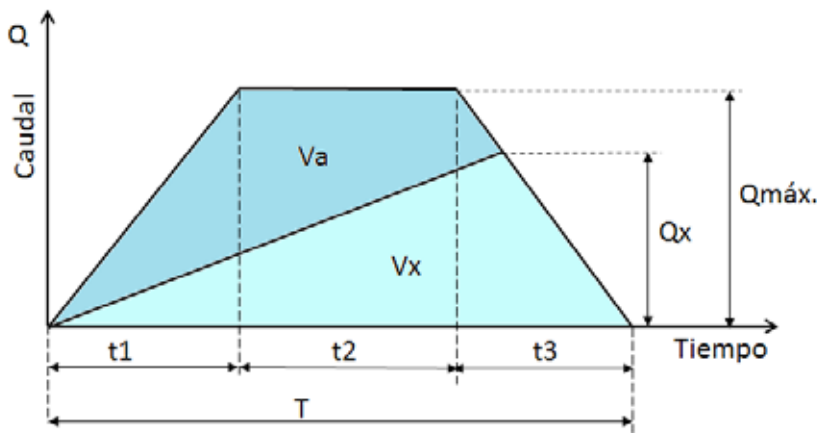


Figura 2.9 Hidrograma trapecial de crecida afectado por un aliviadero

2.6 VOLUMEN ÚTIL

El volumen útil de un embalse está definido por varios factores tales como: la oferta y la demanda de agua de la cuenca, la topografía, la geología, los asentamientos humanos, presencia de restos arqueológicos o monumentos históricos, la flora, la fauna y otros factores cercanos a la zona del futuro embalse y el sitio de la presa.

En el caso ideal, el volumen útil corresponderá al volumen de oferta de agua de la cuenca, para una regulación multianual. En la práctica, los embalses del Ecuador, excepto el Daule Peripa, son de regulación anual, por lo que el volumen del embalse corresponde al almacenamiento del excedente, originado en los meses de mayor precipitación para que pueda ser utilizado en los meses de déficit de agua.

Para determinar el volumen útil se debe realizar un balance hídrico del embalse, la manera más fácil de hacerlo consiste en un gráfico de la integral de masas de los aportes de la cuenca a través del tiempo, más conocido como Diagrama de Rippl, figura 2.10. En el eje de las abscisas se coloca el tiempo, en las unidades que se considere más adecuadas; días, meses o años, mientras en el eje de las ordenadas se encuentra el volumen total aportado por la cuenca, en el tiempo analizado.

El diagrama de Rippl tiene las siguientes propiedades:

- Cada ordenada representa el total de agua acumulado hasta el valor del tiempo analizado.
- La diferencia entre dos puntos de las ordenadas de la curva es el volumen de agua aportado entre el intervalo de tiempo ΔT .
- La pendiente de la recta trazada desde el origen de coordenadas hasta un punto determinado de la curva corresponde al caudal medio aportado por la cuenca, en ese intervalo de tiempo.

$$\tan \alpha = \frac{\Delta V}{\Delta T} = Q_{medio} \tag{2.43}$$

- La tangente en un punto de la curva representa el caudal, en ese punto, de contacto.

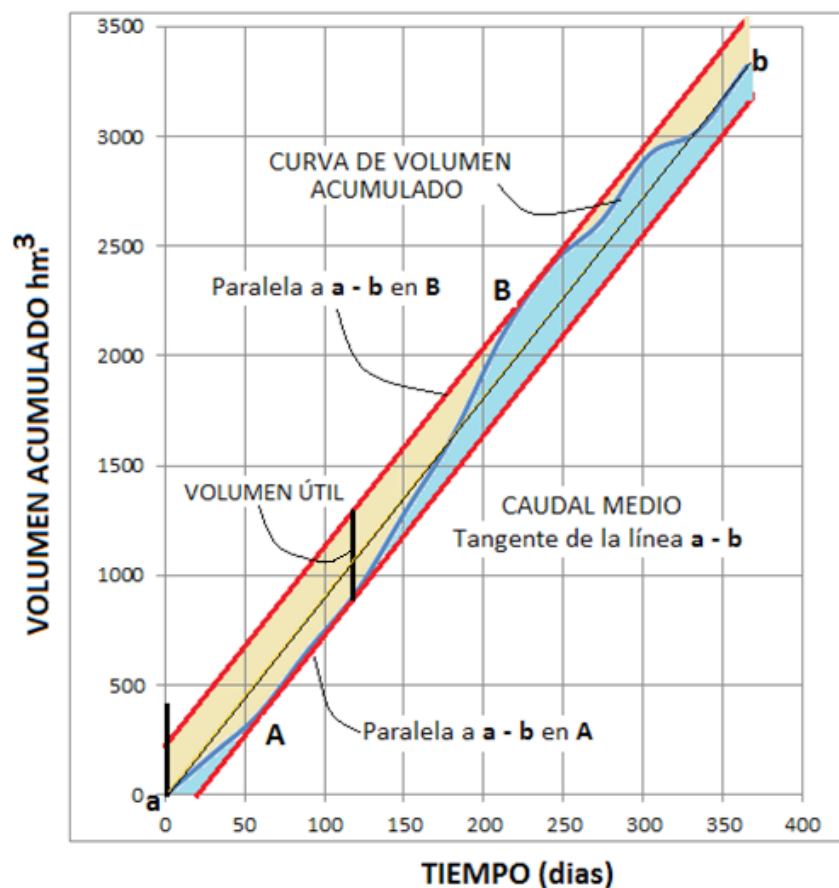


Figura 2.10 Diagrama de Rippl

El volumen útil del embalse es la diferencia entre las líneas paralelas del caudal medio trazadas en los extremos a la curva de masas, puntos A y B de la figura 2.10. La zona comprendida bajo la curva de masas (con color azul) corresponde al llenado del embalse y la zona sobre la curva a la de vaciado.

2.7 VOLUMEN MUERTO

De acuerdo con Akimov (2004) el volumen muerto se lo determina con la siguiente expresión:

$$V_m = \frac{\rho V_0}{10^3} \left(\frac{1}{\gamma_1} + \frac{\beta}{\gamma_2} \right) (1 - \delta) t \quad (2.44)$$

ρ - Concentración media anual de sedimentos (0,25 a 0,35 kg/m³)

t - Tiempo de vida útil del embalse (25 a 100 años)

γ_1 - Peso volumétrico de los azolves en suspensión (0,6 a 0,9 t/m³)

β - Relación en volumen de los azolves de fondo sobre los en suspensión (0,02 a 0,10 para ríos de llanura y 0,01 a 0,8 para ríos de montaña).

γ_2 - Peso volumétrico de los azolves de fondo (1,3 a 2,2 t/m³)

δ - Porcentaje de sedimentos lavados por los desagües de fondo (0,3 a 0,4)

V_0 - Volumen medio anual de escorrentía ($V_0 = 31,5Q_0 \cdot 10^6$, m³/año).

Como dato de concentración de sedimentos medidos en el proyecto Sopladora (Castillo, 2013) se tiene que $\rho = 0,250 \text{ kg/m}^3$, para un caudal $Q = 209 \text{ m}^3/\text{s}$ y una partícula $d_{50\%} = 0,15 \text{ m}$.

De un estudio realizado sobre la sedimentación de los embalses de la costa ecuatoriana, tabla 2.11, atribuido a Rivero (2009) se obtuvo la siguiente ecuación para la producción de sedimentos Q_s :

$$Q_s = 2616 * A^{-0,2774}, \text{ (m}^3/\text{km}^2/\text{año)} \quad (2.45)$$

En el embalse Manduriacu, abastecido por aguas de subcuencas de las provincias de Pichincha e Imbabura en la sierra ecuatoriana, para el período de un año, comprendido entre el 2016 y 2017, el caudal de sedimentos determinado mediante una batimetría de precisión fue de $702 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{año}$.

Tabla 2.11 Producción de sedimentos en embalses de la costa ecuatoriana, Fuente: (Rivero, 2009), CEDEGE

EMBALSE	Q_s $\text{m}^3/\text{km}^2/\text{año}$
Daule Peripa	238,00
Chongón	504,00
San Vicente	537,00
La Esperanza	607,42
Poza Honda	746,00
Misbaque	541,00

2.8 VOLUMEN DEL EMBALSE

El volumen total del embalse representa la suma del volumen útil y el volumen muerto, menos el volumen de pérdidas por filtración, evaporación y otras que, en primera instancia, no se las toma en cuenta. Para un pre-dimensionamiento, las pérdidas por filtración y evaporación no se las puede considerar. A partir de este volumen se determina la cota del nivel de aguas máximo normal, o de operación, NMN o NAMO.

A partir del estudio de varios embalses en el mundo, de acuerdo con Zhelezniakov & Negovskaya (1984) se ha determinado que las pérdidas por evaporación y filtración, según las condiciones climáticas, pueden ser del 5% al 40%. En condiciones normales se toma el 20% del volumen útil del embalse; no obstante, la determinación de estas pérdidas requiere de estudios específicos para cada embalse. Se ha establecido que la temperatura ambiente no influye tanto en las pérdidas, como el tamaño del espejo del embalse, en relación con su volumen. Un embalse con un área pequeña del espejo tiene menores pérdidas que otro con mayor área.

Respecto a las pérdidas por filtración se tiene que éstas dependen de las condiciones hidrogeológicas del vaso. Los primeros cinco años de funcionamiento de la presa es el tiempo en que se estabilizan las pérdidas por filtración. Al inicio son mayores debido a la etapa de saturación de los suelos en el embalse.

2.9 NIVEL DE AGUAS DEL PROYECTO (NAP)

El nivel de aguas del proyecto es el nivel del embalse que corresponde al volumen forzado, sobre el nivel de operación; se lo determina a partir de un hidrograma con un caudal máximo probable establecido por las normas de diseño, de acuerdo con la categoría de la presa y sus estructuras complementarias.

La norma SP 58.13330.2012 (2013) de la Federación Rusa establece los caudales de diseño y comprobación de las obras permanentes de desagüe, de acuerdo con la tabla 2.12.

Tabla 2.12. Caudales de diseño según la norma SP 58.13330.2012 (2013)

CAUDAL DE DISEÑO	CATEGORIA DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL			
	I	II	III	IV
PROYECTO (p%)	0,1	0,5	1	3
EXTREMO (p%)	0,01	0,1	0,5	1

Tabla 2.13 Caudales de diseño para obras temporales norma SP 58.13330.2012 (2013)

TIEMPO DE VIDA, T (años)	CATEGORIA DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL			
	I	II	III	IV
1	1	3	5	7
2	0,5	3	5	7
5	0,2	2	5	7
10	0,1	1	3	5

Tabla 2.14. Períodos de retorno según la NTS 2 (2011)

CATEGORIA DE LA PRESA	PERÍODO DE AVENIDA (Años)		
	PROYECTO	EXTREMA	
		FABRICA	MAT. SUELTOS
A	1000	5000	10000
B	500	1000	5000
C	100	100	500

Y para las obras temporales, como las ataguías, túneles y canales de desvío durante el período de construcción, con la tabla 2.13.

La norma española NTS2 (2011) coincide con las recomendaciones del US Bureau of Reclamation, como se observa en la tabla 2.14.

Finalmente, se debe mencionar que en el campo de la hidrología nada es absoluto y que cualquier modelo, procedimiento o programa de cálculo son solo instrumentos simplificados de apoyo que, juntamente con el buen criterio de los ingenieros, permiten lograr una mejor aproximación a la probable realidad.

2.10 EJEMPLO DE APLICACIÓN EN LA CUENCA DEL RÍO GRANDE

La cuenca del Río Grande está ubicada en la Provincia de Manabí, Ecuador, donde se construyó la presa del mismo nombre que pertenece al Proyecto de Propósito Múltiple Chone, figura 2.11. Tiene un área $A = 157,12 \text{ km}^2$ y la longitud del cauce principal $L = 21,8 \text{ km}$. La altura máxima en la divisoria de aguas se ubica en la cota 560 msnm y la presa en la cota 25 msnm y, la cuenca tiene un Índice de Gravelius $G = 1,28$.

Como se observa en el mapa hidrográfico de la cuenca del Río Grande, figura 2.11, los ríos Platanales, Sánchez, Cañitas y Coñaque en más del 75% de su longitud, se desarrollan entre las cotas 100 y 25 msnm. Técnicamente se considera que la naciente del Río Grande se ubica en la cota 460 y en un tramo de recorrido

de apenas 2 km, ha descendido hasta la cota 175, por lo que el gradiente promedio inicial es $J=0,1425$; después de 5 km de recorrido se encuentra en la cota 75, ($J=0,02$). En los 14,8 km que restan hasta el sitio de cierre, la pendiente es $J=0,0034$.

La pendiente media del cauce principal es $J_m = 0,0257$, figura 2.12, con un ancho promedio $b = 157,12 / 21,8 = 7,207$ km.

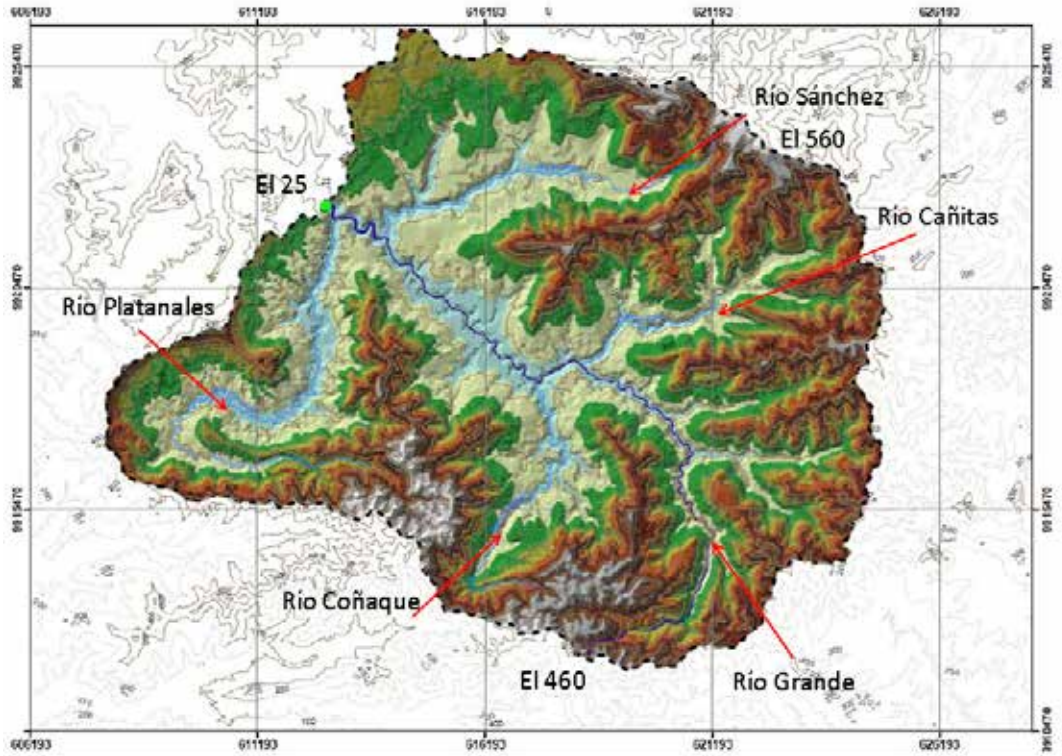


Fig. 2.11 Cuenca del Río Grande. Fuente: Sandoval & Aguilera (2014)

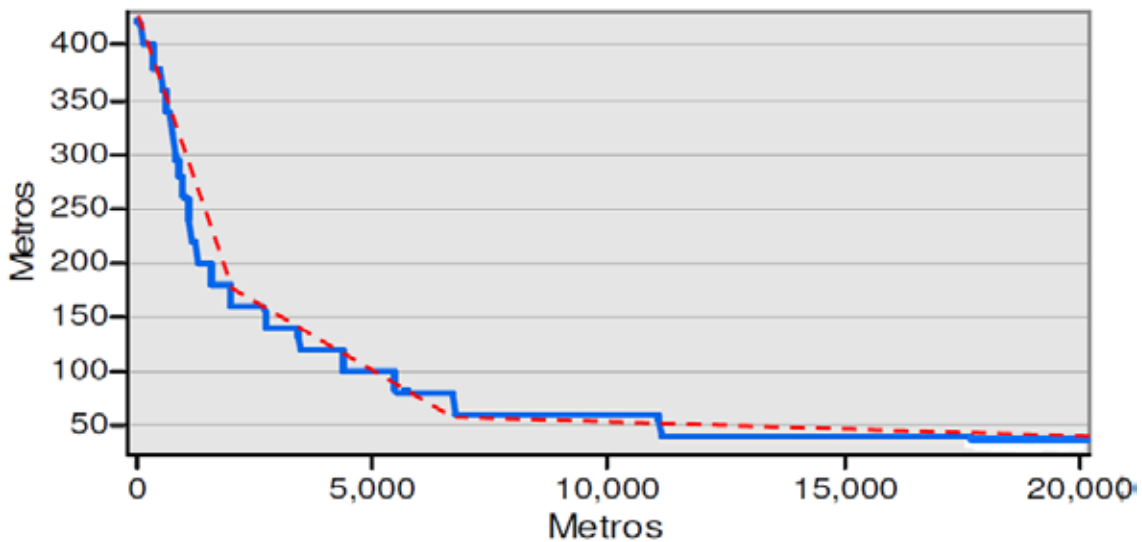


Fig. 2.12 Perfil longitudinal del Río Grande

Nota: El presente ejemplo muestra únicamente una metodología ya que los datos e información utilizados corresponden a diferentes fuentes y épocas, por lo que no necesariamente son iguales a los valores con los que se diseñó y construyó el proyecto.

Para establecer las precipitaciones sobre la cuenca del Río Grande se utilizó los datos de Gutiérrez (2008), que son bastante completos y actualizados y cubren un periodo de 42 años (1964-2005) dentro del cual se incluye información de varios eventos El Niño (ENOS) y de cuyo procesamiento se determinó el valor de la precipitación media de la cuenca $\bar{P} = 1309$ mm, que corresponde al que se obtuvo por el método de Kriging.

2.10.1 Caudal medio

Resumen de datos:

$$A = 157,12 \text{ km}^2$$

$$L = 21,8 \text{ km}$$

$$J_m = 0,0257$$

$$\bar{P} = 1309 \text{ mm}$$

Los datos hidrométricos disponibles corresponden únicamente a caudales máximos de 15 años y caudales diarios con una serie menor a cinco años, por lo que se decidió calcular como si esta no existiese. A partir del mapa elaborado por Pourrut (1995) se puede apreciar que, para esta zona el módulo de escorrentía es $M_o = 0,20$ a $0,25$ l/s/km². Como valor promedio se ha tomado 22 l/s/km² = $0,022$ m/s/km², con el cual, mediante la ecuación (2.12), se tiene:

$$C = \frac{0,022 * 10^6}{31,71 * 1309} = 0,53$$

De donde:

$$Q_0 = \frac{31,71 * 0,53 * 1309 * 157,12}{10^6} = 3,456$$

De acuerdo con los datos presentados por ACOLIT, Cia Ltda. (2008), el volumen medio anual disponible es de $99,76$ hm³, que corresponde a un caudal medio $Q_0 = 3,16$ m³/s y el módulo $M_o = 0,2$ l/s/km².

Una vez conocidas las características de la cuenca, se puede calcular el coeficiente de escorrentía a partir de la tabla 2.5; considerando que la cuenca tiene una cobertura vegetal entre media y mucha, y no tiene capacidad de almacenamiento, resulta que el coeficiente de escorrentía $C = 0,53$, calculado con los coeficientes:

$$K_1 = 0,15$$

$$K_2 = 0,10$$

$$K_3 = 0,08$$

$$K_4 = 0,20$$

Así se ratifica que $Q_0 = 3,456$ m³/s.

2.10.2 Caudales máximos empíricos

Para determinar el caudal máximo se aplican varios modelos, uno de los cuales es el de las huellas de crecidas históricas, para lo cual, se requiere, obviamente del testimonio de los habitantes del sector. En el caso en análisis se tiene que, en el sitio “La Caída”, durante el invierno de 1987 el nivel del Río Grande alcanzó la cota 32 msnm, que corresponde a un caudal $Q = 695,1$ m³/s.

Con base en un análisis *ex post* de la crecida del 4 de marzo de 2013, realizado en la sección de cierre de la presa, se determinó un caudal de crecida en $Q=703 \text{ m}^3/\text{s}$. Para el caso de zonas con la presencia aguas abajo, de construcciones y cultivos, Martínez (2007), de la Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación de México (SAGARPA), recomienda considerar que los caudales históricos representan un 50% del caudal máximo, a partir de lo cual se tendría que:

$Q_{\text{máx}} = 1390,2 \text{ m}^3/\text{s}$, para la cota 32 en el sitio “La Caída”; y,
 $Q_{\text{máx}} = 1406 \text{ m}^3/\text{s}$ con el valor determinado para la crecida del 4 de marzo de 2013.

Así también, con datos recabados de cuencas cercanas, se puede evaluar los caudales máximos. Para el presente caso se dispone de un informe elaborado por Moncayo (1979), en el que se determina el caudal máximo del Río Jama $Q_{\text{máx}} = 3847 \text{ m}^3/\text{s}$, con un área de la cuenca $A= 1094 \text{ km}^2$. Con base en este dato se estableció el valor de la constante de la Envoltente de Creager $C = 66,52$, a partir del cual resulta que el caudal máximo de la cuenca del Río Grande sería:

$$Q = C \left(\frac{A}{2,59} \right)^{0,936/A^{0,048}} = 1359 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con los datos hidrológicos preliminares para el aprovechamiento hidráulico de la cuenca del Río Jama, elaborados por INASSA (2013), para la cuenca del Río Yescas, afluente del Jama que colinda con la del Río Grande, con un área $A=187,9 \text{ km}^2$, se han establecido los caudales que aparecen en la tabla 2.15, con los que se puede inferir los del Río Grande, mediante una simple relación de áreas.

Se destaca que; en los cuatro casos anteriores, el caudal máximo para un período de retorno de 10.000 años se aproxima a los $1.400 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabla 2.15 Caudales para las Cuencas de los Ríos Yescas y Grande

T. Retorno (años)	10	25	50	100	500	1000	5000	10000
Caudal Yescas	355,6	513,4	595,4	730,0	986,7	1231,3	1558,4	1703,3
Caudal R. Grande	298,6	431,2	500,0	613,1	828,6	1034,1	1308,8	1430,4

En la ingeniería de obras hidráulicas el método racional es el más utilizado para la determinación de caudales máximos a partir de la ecuación:

$$Q=kCIA \tag{2.46}$$

El valor de k depende de las unidades que se utilice para expresar la Intensidad (16,67 para mm/min y 0,278 para mm/h). Para determinar las intensidades se requiere conocer el tiempo de concentración de la cuenca, para lo cual se utilizan las ecuaciones (2.28) a (2.31), tabla 2.16

Tabla 2.16 Tiempos de concentración de la cuenca

AUTOR	TIEMPO (h)
KIRPICH (1940)	2,97
V.T. CHOW (1959)	6,34
GIANDOTTI (1934)	4,48
TEMEZ (1977)	6,31

Utilizando la ecuación (2.36) tenemos:

$$k_c = 0,7 * (0,5 - 0,023 \ln 157,12) = 0,269$$

Al tomar $n = 0,028$ (dato de mediciones realizadas en el Río Grande), la pendiente media de la cuenca $J_m = 0,0257$ y $Q_0 = 3,456 \text{ m}^3/\text{s}$. Así resulta que la velocidad de la cuenca, con la ecuación (2.34) sería:

$$v = 0,269 \frac{3,456^{0,25} 0,0257^{0,375}}{0,028^{0,75}} = 1,36 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Con base en algunos aforos realizados en 2013 en una sección ubicada en el Campamento Río Grande, aguas abajo del sitio de presa, se determinó que $v = 1,3 \text{ m/s}$.

El tiempo de concentración, con la ecuación (2.37), sería:

$$t_c = 0,28 \frac{21,8}{1,36} = 4,49 \text{ h}$$

Se asume que el tiempo de concentración es 4,49 horas o 269 min.

En la tabla 2.17 se presentan los valores de las intensidades, en minutos y horas.

Tabla 2.17 Intensidades para diferentes períodos de retorno de la Cuenca Río Grande Fuente: Gutiérrez (2008)

T. Retorno (años)	10	25	50	100	500	1000	5000	10000
Intensidad en mm/h	5,70	7,73	9,74	12,27	20,98	26,43	45,20	56,94
Precipitación en 24 horas*	155,7	186,1	207,5	229,8	278,6	299,9	349,5	370,9

Las variaciones en la aplicación de la fórmula racional radican en la determinación del coeficiente de escorrentía; en este caso se ha tomado $C= 0,53$ con los resultados que se presentan en la Tabla 2.18.

También, los caudales se los puede calcular con las siguientes ecuaciones:

Fórmula modificada de Verni-King, ecuación (2.26) y de Témez, ecuación (2.27), tabla 2.19.

A las anteriores se añade la ecuación (2.25), en la que el coeficiente a es:

$$a=0,644-0,08\ln (1309)=0,07$$

Los resultados con estos tres métodos se presentan en la Tabla 2.19.

El cálculo de los caudales máximos se lo puede realizar por subcuencas, mediante las ecuaciones las propuestas en Sandoval & Aguilera (2014). En este caso, se ha utilizado la ecuación (2.24) que corresponde a áreas menores a 45 km². Los resultados, para diferentes períodos de retorno, son los que aparecen en la tabla 2.20, que al compararlos con los de la tabla 2.19 presentan un buen grado de aproximación.

Tabla 2.18 Caudales máximos determinados mediante la Fórmula Racional

Periodo de Retorno	10	25	50	100	500	1000	5000	10000
CAUDAL (m³/s)	132,9	180,2	227,1	286,1	489,2	616,3	1053,9	1327,6

Tabla 2.19 Caudales máximos con ecuaciones que utilizan precipitaciones

AUTOR\Periodo de Retorno	10	25	50	100	500	1000	5000	10000
VERNI-KING	128,6	190,9	249,3	322,8	556,4	695,4	1141,5	1401,8
TÉMEZ	177,4	296,4	401,7	523,6	856,7	1025,1	1472,9	1690,3
SANDOVAL&AGUILERA	161,8	326,1	450,3	574,6	863,1	987,3	1275,8	1400,1

Tabla 2.20 Cálculo del caudal por subcuencas y períodos de retorno

Áreas	Precipitación Media	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)							
		10	25	50	100	500	1000	5000	10000
0,4	1200	0,4	0,8	1,1	1,4	2,1	2,4	3,1	3,4
30	1200	29,2	58,9	81,4	103,8	156,0	178,5	230,6	253,1
0,9	1200	0,9	1,8	2,4	3,1	4,7	5,4	6,9	7,6
30	1200	29,2	58,9	81,4	103,8	156,0	178,5	230,6	253,1
16	1300	16,9	34,0	47,0	60,0	90,1	103,1	133,2	146,2
19	1300	20,1	40,4	55,8	71,3	107,0	122,4	158,2	173,6
2	1400	2,3	4,6	6,3	8,1	12,1	13,9	17,9	19,7
25	1400	28,4	57,3	79,1	101,0	151,7	173,5	224,2	246,0
34	1400	38,7	77,9	107,6	137,3	206,3	236,0	304,9	334,6
Q TOTAL (m3/s)		166,1	334,7	462,2	589,8	886,0	1013,5	1309,7	1437,2

2.10.3 Método probabilístico para el caudal máximo

El informe “Actualización de los estudios definitivos del Proyecto de Propósito Múltiple Chone”, ACO-LIT S.A. (2008, Tomo III, Vol. 1), presenta una serie de caudales aforados entre los años 1971 y 1984, que aparecen en la tabla 2.21, excepto el de la fila 1, que corresponde al caudal asumido, para la crecida de 1998, que alcanzó la cota 32 en el sitio “La Caída”.

A pesar de que se trata de una serie corta, se la puede procesar para obtener el Coeficiente de Variación C_v , y establecer un Coeficiente de Asimetría C_s , como se presenta en la tabla 2.21.

Utilizando la Distribución de Pearson III, tabla 2.1, se define la Curva de Caudales que aparece en la figura 2.13, cuyos valores se presentan en la tabla 2.22.

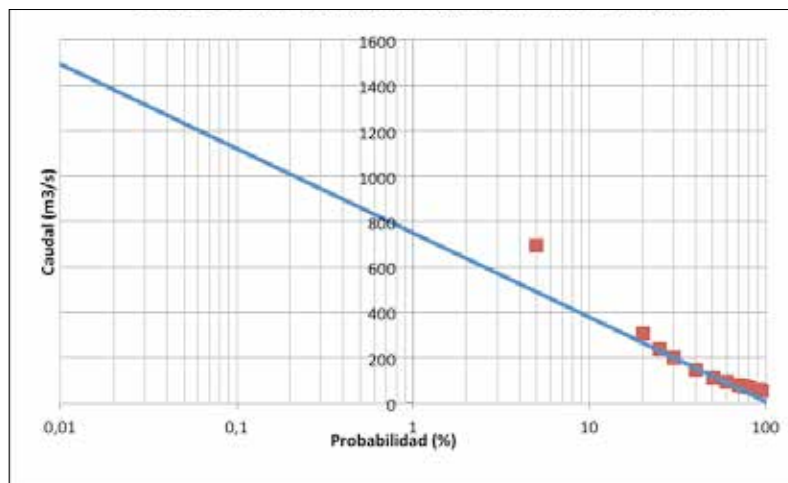


Figura 2.13 Distribución probabilista de los Caudales Máximos del Río Grande

Tabla 2.21 de los caudales del Río Grande

Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Caudales, m³/s	695	375	265	202	168	150	140	126	118	117	89	84	83	79	72	35
Caudal Medio	165	***	Cv	0,99	Cs = 2*Cv = 1,97=2											

Tabla 2.22. Caudales probabilísticos máximos del Río Grande

T. Retorno (años)	10	25	50	100	500	1000	5000	10000
Caudal Q_{max} (m³/s)	378,6	526,6	638,6	750,5	1010,4	1122,4	1382,3	1494,2

Los resultados de los cálculos de caudales, a través de los métodos antes descritos, son los que aparecen en la figura 2.14, en la que se visualiza la divergencia entre ellos.

Tomando en cuenta todos los cálculos, y como el método probabilístico proporciona el valor máximo, se ha fijado el caudal de diseño $Q = 1494,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

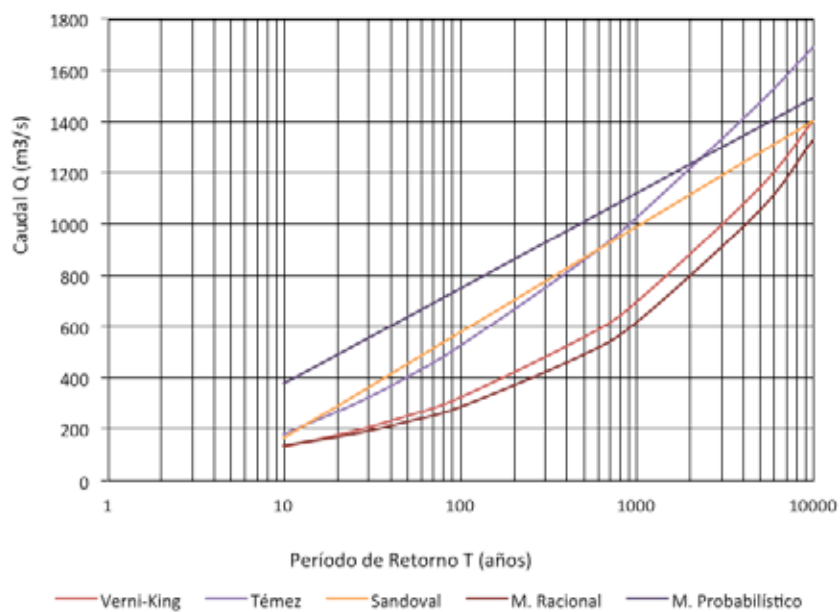


Figura 2.14 Caudales máximos según diferentes autores

Tabla 2.23 Caudales y volúmenes medios mensuales y acumulados

MES	Q med.	Q med. Acumulado	Días	Volumen		Volumen Acumulado
				(m³)	(hm³)	(hm³)
0						0
ENE	3,345	3,345	31	8960000	8,96	8,96
FEB	8,862	12,207	28	21440000	21,44	30,4
MAR	12,261	24,468	31	32840000	32,84	63,24
ABR	7,477	31,945	30	19380000	19,38	82,62
MAY	2,434	34,379	31	6520000	6,52	89,14
JUN	1,474	35,853	30	3820000	3,82	92,96
JUL	1,184	37,037	31	3170000	3,17	96,13
AGO	0,396	37,433	31	1060000	1,06	97,19
SEP	0,274	37,707	30	710000	0,71	97,9
OCT	0,119	37,826	31	320000	0,32	98,22
NOV	0,255	38,081	30	660000	0,66	98,88
DIC	0,698	38,779	31	1870000	1,87	100,75
Qmedio	3,232			Volumen total		100,75

2.10.4 Volumen Útil

Una vez que se ha establecido el caudal medio $Q_0 = 3,232 \text{ m}^3/\text{s}$, se toman los datos de caudal medio mensual, provenientes de una cuenca de régimen hidrológico similar adaptados a las condiciones de la cuenca del Río Grande, según como se presenta en la tabla 2.23.

Con los datos de caudales se construye el diagrama de Rippel, que aparece en la figura 2.15, a partir de la cual se determina el volumen útil del embalse igual a $49,04 \text{ hm}^3$.

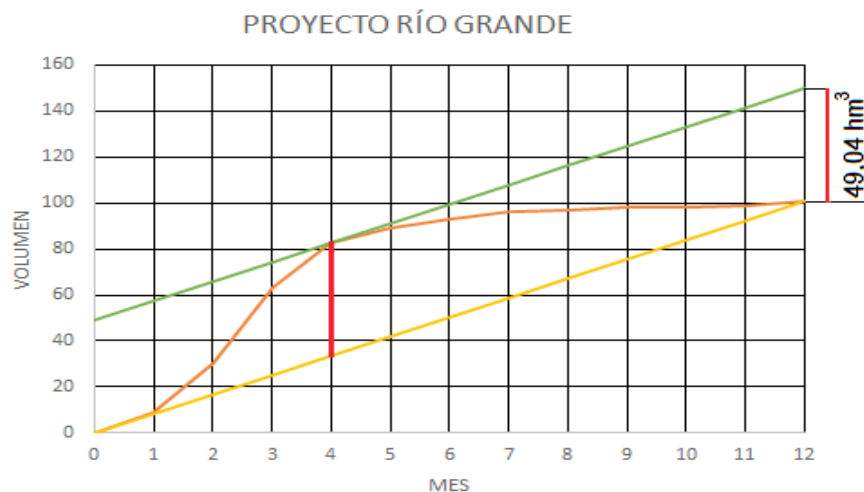


Fig. 2.15 Diagrama de Rippel para el Río Grande

2.10.5 Volumen Muerto

Tomando en cuenta las condiciones especiales de la cuenca del Río Grande, se establecieron los siguientes parámetros para el cálculo del volumen muerto, mediante la ecuación (2.44):

$$\rho = 0,35 \text{ Kg/m}^3; \quad t = 100 \text{ años}; \quad \gamma_1 = 0,75 \text{ t/m}^3; \quad \beta = 0,8; \quad \gamma_2 = 1,65 \text{ t/m}^3; \quad \delta = 0; \quad V_0 = 110,75 \text{ hm}^3$$

$$V_m = \frac{0,35 * 110,75}{10^3} \left(\frac{1}{0,75} + \frac{0,8}{1,65} \right) (1 - 0) 100 = 7,05 \text{ hm}^3$$

De la curva cota vs volumen, figura 2.16, se obtuvo que la cota correspondiente al volumen muerto es 35,6 msnm.

Si utilizamos la ecuación de Rivero (2009) la cantidad de sedimentos sería:

$$Q_s = 2616 * 157,12^{-0,2774} = 643,28 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{año}$$

Y el volumen en 100 años,

$$V_s = 643,28 * 157,12 * 100 = 10,11 \text{ hm}^3$$

Este valor es superior al que se obtuvo anteriormente, lo que implica la necesidad de realizar alguna descarga de sedimentos por el desagüe de fondo, para fijar el nivel del volumen muerto. Así se ha establecido la cota del labio inferior del desagüe de fondo 35,6 msnm.

A partir de las necesidades de carga hidráulica para que el sistema de riego se abastezca a gravedad, el nivel mínimo de operación del proyecto se lo estableció en la cota 49 msnm.

Finalmente, se debe considerar las pérdidas de volumen por evaporación y filtraciones que se pueden presentar en el vaso. De acuerdo con López Moreno (2008) estas pérdidas son del orden del 3 al 6%, para relaciones de volumen-área de 0,1 a 0,4. En el caso del proyecto Río Grande se tiene que $V/\Omega = 94,7 / 549,38 = 0,17$; a partir de lo cual se infiere que pueden ser del 5% del volumen total, o un 10% del volumen útil.

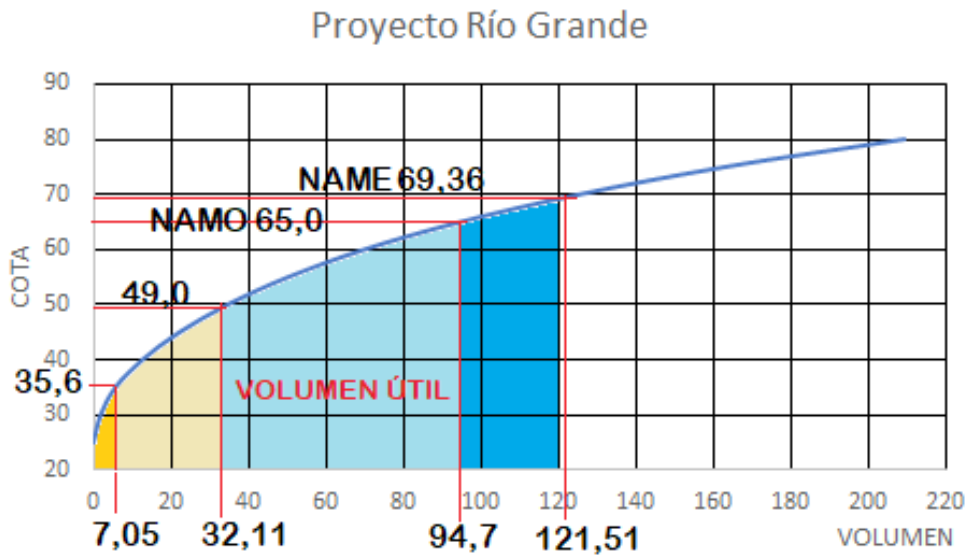


Figura 2.16 Volúmenes y Niveles del embalse

Según Zhelezniakov & Negovskaya (1984) las pérdidas por filtración para condiciones medias, puede llegar a un 10 a 20% del volumen útil. En el presente caso se ha considerado que, las dos pérdidas suman un 20%, a partir de lo cual $V_p = 0,2 \cdot 49,04 = 9,8 \text{ hm}^3$, que se lo tendría que sumar al volumen total del embalse.

Con estos resultados los parámetros característicos son:

- Nivel del cauce 25 msnm
- Nivel volumen muerto 35,6 msnm
- Nivel mínimo de Operación 49,0 msnm
- Nivel de Aguas Máximo de Operación 65,0 msnm
- Nivel de Aguas Extremo 69,36 msnm
- Volumen Muerto 6,47 hm^3
- Volumen hasta el volumen mínimo de operación 32,11 hm^3
- Volumen hasta el nivel máximo de operación 94,70 hm^3
- Volumen hasta el nivel extremo 121,51 hm^3

2.10.6 Volumen forzado

Para determinar el volumen forzado se debe considerar los caudales máximos de crecida:

Para un tiempo de duración de la crecida $t = 4,49$ horas se tiene $Q_{\text{máx}} = 1494,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para un tiempo de duración de la crecida $t = 48$ horas mediante la ecuación (2.39),

$$Q_{\text{máx}48} = \frac{1944,2}{\sqrt{1 + \frac{48}{4,49}}} = 568,62 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los hidrogramas resultantes para estos dos tiempos y caudales se presentan en la figura 2.17, que se los ha elaborado con los datos de la tabla 2.10.

Como sistema de desagüe de excedentes se consideró un aliviadero, con vertedero perfil Creager, con el que se estimó la longitud de la cresta. Con base en diferentes valores de carga sobre el vertedero, se elaboró la tabla 2.24 a partir de la ecuación (2.40).

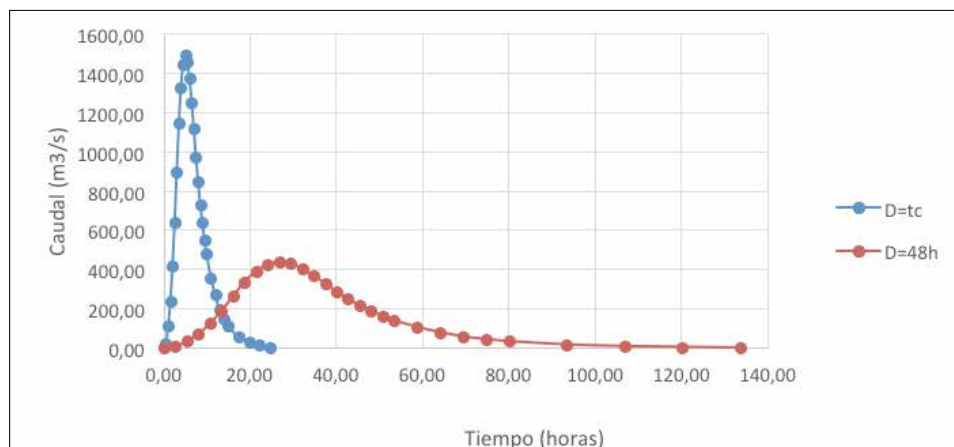


Figura 2.24 Hidrogramas para diferentes duraciones de la lluvia

Tabla 2.24 Posibles valores de longitud de la cresta para diferentes cargas

CARGA VS LONGITUD DEL VERTEDERO				
H	COTA	DELTA V. EMBALSE	Q _x Ec.(2.40)	b
0,0	65,0	94,70	1494,2	
0,5	65,5	97,61	1372,1	1788
1,0	66,0	100,58	1247,5	575
1,5	66,5	103,61	1120,4	281
2,0	67,0	106,70	990,8	161
2,5	67,5	109,85	858,7	100
3,0	68,0	113,06	724,0	64
3,5	68,5	116,33	586,8	41
4,0	69,0	119,66	447,1	26
4,5	69,5	123,05	304,9	15
5,0	70,0	126,50	160,2	7
5,5	70,5	130,01	12,9	0

Con diferentes opciones de longitud, tabla 2.24, el valor de referencia, para establecer la longitud del vertedero, es el ancho del cauce natural que, en el Río Grande, es de aproximadamente 20 m. De este valor se puede tomar uno igual o menor. Se decidió tomar $b = 12$ m, para realizar el estudio de laminación que se presenta en la tabla 2.25.

En la columna (1) aparece el intervalo de una hora en segundos (se podría considerar otros intervalos de tiempo).

En la columna (2) se colocan los valores del caudal del hidrograma, correspondientes al intervalo de tiempo (una hora).

En la columna (3) aparecen los mismos valores de caudal de la columna (2) solo eliminando el primer valor, para considerar el intervalo de tiempo transcurrido de una hora.

La columna (4) son la semisuma de las columnas (2) y (3).

En la columna (5) se pone como primer caudal de salida, el valor cero. En la columna (6) se coloca cualquier caudal pequeño, con el que se calcula la columna (7) como la semisuma de (5) y (6). El volumen inicial de la columna (8) es $94,7 \text{ hm}^3$ que corresponde al volumen en el NAMO.

Con el valor de la columna (8) se calcula el valor V_2 para la (9), con la ecuación (2.42). Este valor se lo ingresa a la ecuación de Volumen de Embalse vs Caudal de Salida, figura 2.25, previamente establecida, de acuerdo con la capacidad de descarga del vertedero perfil Creager de 12 m de ancho, cuya ecuación es: $Q_x = 0,1152*V^2 - 16,164*V + 496,43$, a partir de la cual se obtienen los valores de la columna (10).

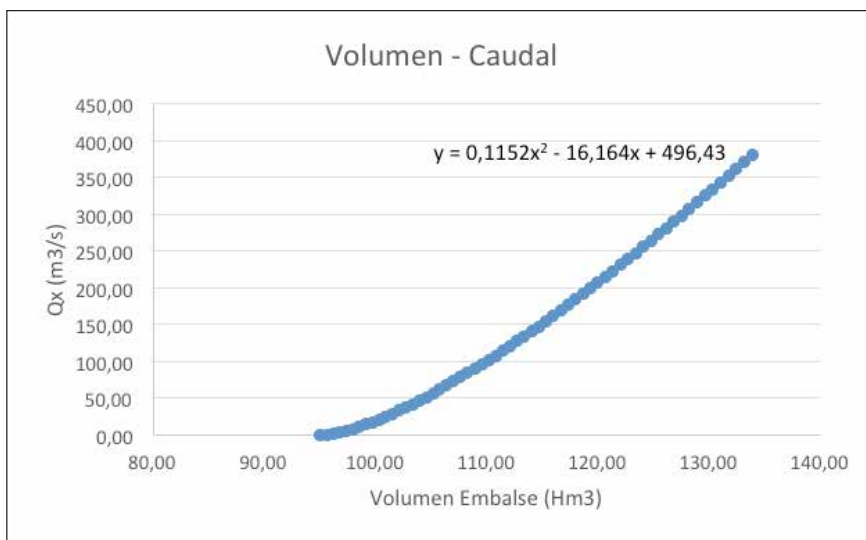


Figura 2.25 Ecuación Volumen Laminado vs Caudal de Salida

Tabla 2.25 Determinación del caudal de diseño del aliviadero considerando el efecto de laminación del embalse

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ΔT (s)	Q_1 (m ³ /s)	Q_2 (m ³ /s)	$(Q_1+Q_2)/2$	Q_{x1} (m ³ /s)	Q_{x2} (m ³ /s)	$(Q_{x1}+Q_{x2})/2$	$V1*10^6$ m ³	$V2*10^6$ m ³	Q_x (m ³ /s)
3600	0,00	115,20	57,60	0,00	0,00	0,00	94,70	94,91	0,00
3600	115,20	658,60	386,90	0,00	8,08	4,04	94,91	96,29	8,08
3600	658,60	1166,32	912,46	8,08	28,65	18,37	96,29	99,50	28,65
3600	1166,32	1454,43	1310,38	28,65	61,84	45,25	99,50	104,06	61,84
3600	1454,43	1451,99	1453,21	61,84	103,19	82,52	104,06	108,99	103,19
3600	1451,99	1233,32	1342,66	103,19	144,66	123,93	108,99	113,38	144,66
3600	1233,32	948,90	1091,11	144,66	179,26	161,96	113,38	116,73	179,26
3600	948,90	773,19	861,05	179,26	205,75	192,51	116,73	119,13	205,75
3600	773,19	532,20	652,70	205,75	223,83	214,79	119,13	120,71	223,83
3600	532,20	402,78	467,49	223,83	233,92	228,88	120,71	121,57	233,92
3600	402,78	300,98	351,88	233,92	236,76	285,34	121,57	121,81	236,76
3600	300,98	220,01	260,50	336,76	235,66	286,21	121,81	121,71	235,66
3600	220,01	162,33	191,17	235,66	233,80	234,73	121,71	121,56	233,80
3600	162,33	123,07	142,70	233,80	230,01	231,91	121,56	121,24	230,01
3600	123,07	95,93	109,50	230,01	225,03	227,52	121,24	120,81	225,03
3600	95,93	72,33	84,13	225,03	219,26	222,15	120,81	120,32	219,26
3600	72,33	51,46	61,90	219,26	212,88	216,07	120,32	119,76	212,88
3600	51,46	40,57	46,02	212,88	206,20	209,54	119,76	119,17	206,19
3600	40,57	29,68	35,13	206,20	199,42	202,81	119,17	118,57	199,42
3600	29,68	22,84	26,26	199,42	192,65	196,04	118,57	117,96	192,65
3600	22,84	17,39	20,12	192,65	185,98	189,32	117,96	117,35	185,98
3600	17,39	11,95	14,67	185,98	179,44	182,71	117,35	116,74	179,44
3600	11,95	6,50	9,23	179,44	173,03	176,24	116,74	116,14	173,03

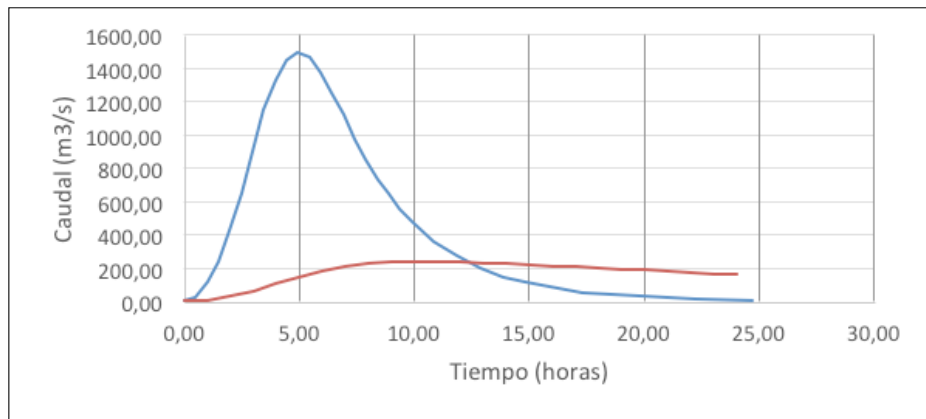


Figura 2.26 Hidrogramas de entrada (línea azul) y de salida (línea roja)

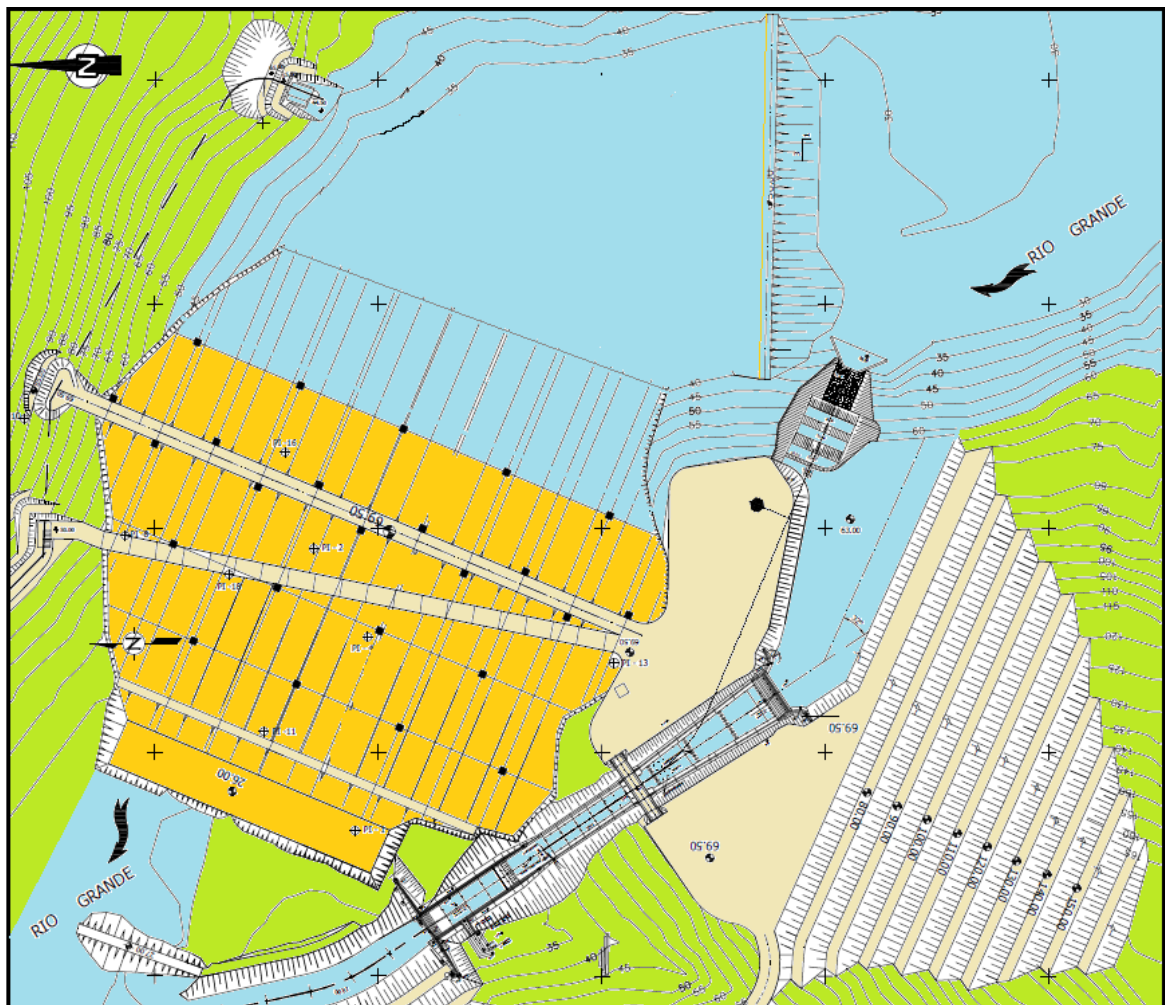


Figura 2.27 Presa Río Grande. Chone, Ecuador

El valor resultante, columna (10) se coloca en la columna (6). En este caso, aparece cero, por ser muy pequeño. El mismo procedimiento se lo repite hasta que el valor de la columna (10) coincida con el de la columna (6).

A continuación, se coloca el valor obtenido de la columna (6) en la siguiente fila de la columna (5), y se procede de igual manera dándose un nuevo valor de caudal Q_{s2} , hasta que se igualen con los de la columna (10). El procedimiento se repite con todas las filas. El caudal de la columna (10) crece hasta llegar a un máximo, en este caso de $236,76 \text{ m}^3/\text{s}$ (celda en blanco), desde el que empieza a decrecer.

Como producto de la tabla 2.25 se obtuvo el caudal de diseño del aliviadero $Q = 236,76 \text{ m}^3/\text{s}$ y la cota del NAME $69,36 \text{ msnm}$, que corresponde al volumen del embalse $V_2 = 121,81 \text{ hm}^3$.

Así también, con los datos de las columnas (2) y (10) se elaboran, de manera gráfica, los hidrogramas de entrada y salida del embalse, Fig. 2.26.

Con el proceso de cálculo antes descrito se completó el diseño hidrológico de las principales obras del proyecto ejemplificado. En la figura 2.27a se presenta una de las alternativas de diseño de la presa Río Grande.

CAPÍTULO III



PRESAS DE HORMIGÓN A GRAVEDAD EN ROCA

3.1 INTRODUCCIÓN

Debido a las bondades del hormigón como material de construcción es bastante amplia su aplicación para la edificación de presas. Las normas fundamentales para el diseño de presas de hormigón a gravedad están incluidas en la US ARMY CORPS, EM 1110-2-2200 (1995) y la norma rusa SP 40.13330.2012 (2012).

La presa a gravedad, de hormigón de más reciente construcción en el Ecuador es la del proyecto hidroeléctrico Manduriacu. Está ubicado a 60 km al noroeste de la ciudad de Quito y aprovecha las aguas del Río Guayllabamba para la generación de energía eléctrica (65 MW), figuras 1.1 y 3.1. El área de la cuenca del proyecto es de 6980 km² que, en su mayoría, pertenece a la provincia de Pichincha. La precipitación media anual es de, aproximadamente, 1500 mm.

En el sitio de la presa la temperatura media anual es de 23,5°C; la humedad relativa 90% y la precipitación media anual 3410 mm.

Esta obra hidroeléctrica de acuerdo con descripción del MEER-EC (2015) “está conformada por una presa a gravedad de hormigón convencional vibrado y rodillado de 61,4 m de alto, considerando desde la base de la cimentación hasta la corona de la presa; dos bocatomas planas de captación ubicadas en el cuerpo de la presa a la margen derecha del río, dos tuberías de presión de 4,50 metros de diámetro y 49,50 m de longitud. La casa de máquinas semienterrada aloja dos grupos turbina-generador de tipo Kaplan de 32,5 MW cada una, para un caudal total de 210 m³/s y una altura neta máxima de 33,70 m”. Sobre la corona de la presa de 7,0 m de ancho, existe una vía para ingresar a la provincia de Imbabura. La longitud de la corona es de 312 m.

El caudal medio anual del proyecto, útil para la generación eléctrica, es de 168,9 m³/s. El desvío de las aguas durante el período de construcción, se lo realizó mediante un túnel que permitía evacuar hasta 1.230 m³/s, que corresponde al caudal con un período de retorno de 50 años. El caudal ambiental, considerando la presencia de especies acuáticas migratorias, como el sábalo y la lisa, es de $Q_e = 0,30$ a 0,36 m³/s. El volumen del embalse, en la cota del nivel de operación, es de 10,3 hm³ y el área del espejo del agua 57 ha.



Fig. 3.1 Presa Manduriacu en construcción. Fuente: MEER-EC (2015)

Para el diseño del proyecto Manduriacu se consideraron los siguientes caudales máximos, que fueron actualizados en el período de construcción:

T (años)	20	50	100	250	500	1000	5000	10000
CAUDAL m ³ /S	1100	1230	1600	1800	1950	2100	2780	3150

Los caudales sólidos en el sitio de la presa se los estableció en el rango de 0,1 a 2,6 kg/m³, según el caudal de paso. En los dos años de funcionamiento inicial (2015-2017) se ha estimado un valor promedio de 0,16 m³/s de sólidos, o el equivalente a 206 kg/s = 0,98 kg/m³.

Niveles del Embalse Manduriacu:

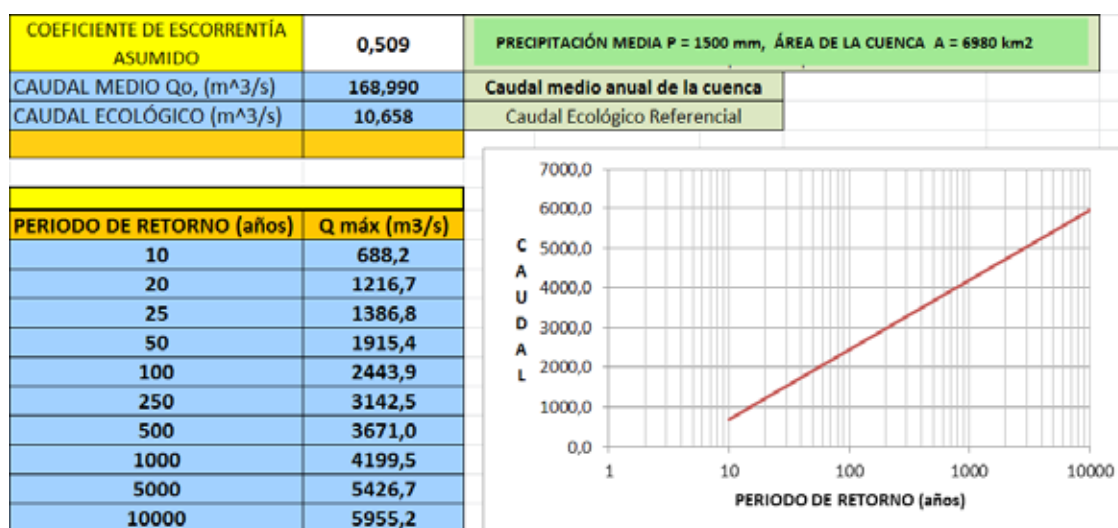
NAME = 492,7 msnm; NAMO = 492,5 msnm; NAmínO = 489,4 msnm y NVM = 458,2 msnm.

Caudales de descarga:

Desagües de fondo Q=2.000 m³/s.

5 vertederos superficiales de 10x10, Q = 5x 695 = 3.475 m³/s.

El caudal total de descarga es Q = 5.475 m³/s, que resulta bastante cercano al calculado mediante las ecuaciones propuestas en el Capítulo 2, para un período de retorno de 5000 años, como se muestran a continuación:



3.2 FUNDACIÓN

La selección del tipo de presa a diseñarse depende de las condiciones topográficas y geológicas, del tipo de suelo o roca de la fundación, disponibilidad de materiales, condiciones hidráulicas, hidrológicas y otras.

Las presas de hormigón se las puede considerar en cualquier condición topográfica, pero su perfil, para garantizar la seguridad de la estructura, depende de la resistencia de material en el que se cimienta, de ahí la importancia de disponer de estudios geológicos y geotécnicos confiables.

De acuerdo con la norma CFE-Comisión Federal de Electricidad (2008) para estudios de la fundación de presas “la exploración geotécnica deberá extenderse, al menos, hasta una profundidad de 10 m”, cuando la velocidad de propagación de las ondas es alta (720 m/s). Si la velocidad es menor, hasta 45 m.

La roca es un material sólido conformado por minerales o granos que tiene ciertas propiedades mecánicas, especialmente una buena resistencia a la compresión Grishin M. R. (1975) y, en forma masiva, tiene propiedades elásticas. El módulo de elasticidad de una roca puede variar entre $E = 20.000$ y 30.000 Kg/cm^2 .

Para el diseño sísmico de edificaciones la Norma Ecuatoriana NEC-SE-DS (2014), en el capítulo 3.2 de Geología local, establece cinco tipos de suelo, como se observa en la tabla 3.1, en la que los tres primeros corresponden a roca.

A partir de las dos normas consideradas se desprende que, el límite entre roca y suelo no está lo suficientemente establecido, González (2005).

La norma rusa SP 23.13330.2011 (2011) para Cimentaciones de Obras Hidráulicas, reconoce únicamente tres tipos de suelos, como se muestra en la tabla 3.2

Tabla 3.1 Tabla resumen de la Norma Ecuatoriana NEC-SD-DS-2015

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Roca de rigidez media	$1500 > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte.	$760 > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante.	$360 > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
E	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda cortante	$V_s < 180 \text{ m/s}$
F	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda cortante	Requiere estudios especiales

Tabla 3.2 Norma SP 23.13330.2011 para Cimentaciones de Obras Hidráulicas

TIPO DE SUELO	DENSIDAD	COEFICIENTE DE POROSIDAD	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	MÓDULO DE ELASTICIDAD	VELOCIDAD ONDA DE CORTE	DETALLE
	t/m^3		MPa	MPa	m/s	
A	2,5 a 3,1	< 0,01	> 5	> 20000	> 700	Rocas de diferente origen
B	2,2 a 2,65	<0,02	< 5	20000 a 200	250 a 700	Rocas blandas y suelos densos
C	1,4 a 2,1	0,25 a 1,0	-	200 a 20	< 250	Arenas, Gravas, bloques
	1,1 a 2,1	0,35 a 1,0	-	4 a 10		Limos y arcillas

Tabla 3.3 Propiedades físicas y mecánicas de las rocas. Fuente: Ramírez (2004)

ROCAS	DENSIDAD	MÓDULO DE YOUNG	COEFICIENTE DE POISSON	POROSIDAD	RESISTENCIA A (MPa)		
	(kg/m ³)	(GPa)		%	COMPRESIÓN	TRACCIÓN	FLEXIÓN
Rocas Batolíticas							
Granito, Granodiorita	2500 - 2750	30 - 70	0,12 - 0,25	0,1 - 2,0	120 - 280	4 - 7	10 - 20
Gabro	2920 - 3050	60 - 100	0,12 - 0,25	2 - 5	150 - 200	5 - 8	10 - 22
Rocas Extrusivas							
Riolita	2450 - 2600	10 - 20	0,10 - 0,20	0,4 - 4,0	80 - 160	5 - 8	10 - 22
Dacita	2500 - 2750	8 - 18	0,09 - 0,20	0,5 - 5,0	80 - 160	3 - 8	9 - 20
Andesita	2300 - 2750	12 - 35	0,11 - 0,20	0,2 - 8,0	40 - 320	5 - 11	13 - 25
Basalto	2750 - 3000	20 - 100	0,14 - 0,20	0,2 - 1,5	30 - 420	6 - 12	14 - 26
Diabasa	2900 - 3100	30 - 90	0,12 - 0,20	0,3 - 0,7	120 - 250	6 - 13	12 - 26
Tobas volcánicas	1300 - 2200		0,10 - 0,20	8 - 35	5 - 60	0,5 - 4,5	3 - 8
Rocas Sedimentarias							
Arenisca	2100 - 2500	15 - 17	0,07 - 0,12	1 - 8	10 - 120	1,5 - 6,0	4 - 16
Caliza de grano fino	2600 - 2850	50 - 80	0,10 - 0,20	0,1 - 0,8	50 - 200	4 - 7	5 - 15
Caliza de grano grueso	1550 - 2300		0,12	2 - 16	4 - 60	1,0 - 3,5	2,5 - 7,0
Caliza	1550 - 2500		0,07 - 0,12	1,5 - 6,0	49 - 200	1,5 - 5,0	3 - 9
Dolomita	2200 - 2700	20 - 30	0,08 - 0,20	0,2 - 4,0	15 - 200	2,5 - 6,0	4 - 16
Esquistos	2450 - 2750			0,2 - 0,4			20 - 30
Rocas Metamórficas							
Mármol	2650 - 2750	60 - 90	0,11 - 0,20	0,1 - 0,5	50 - 180	5 - 8	8 - 12
Gneis	2600 - 2780	25 - 60	0,09 - 0,20	1 - 5	80 - 250	4 - 7	8 - 20

Las principales propiedades físicas de las rocas, dadas por Ramírez (2004), se muestran en la tabla 3.3

Estas propiedades de las rocas son de carácter general, pero como lo anota Lombardi (2004), “en la construcción de presas en lechos rocosos no se puede tener la certeza de las propiedades de la fundación por la variabilidad y el limitado conocimiento de todos los parámetros que se puede encontrar en la naturaleza”. Expresión de gran importancia, que se la debe tomar muy en cuenta para el diseño de las presas.

Según Gómez (2008) en el diseño de presas se requiere que el módulo de deformación del cimient (Em) supere cierto valor que depende de la altura de la presa h y la tipología, según la siguiente variación lineal:

$$E_m > 1000 * (0,20 * h + C_t) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Siendo, C_t - un coeficiente que depende de la tipología de la presa, asignados según los siguientes valores: 35 - bóveda, 30 - hormigón convencional CVC, 25 - hormigón compactado con rodillo RCC, 20 - relleno duro Hardfill.

Con el fin de garantizar la seguridad de una presa la relación de los módulos de elasticidad del hormigón y de la roca (E_c/E_m), según los trabajos de Manuel Rocha de 1964 y 1976, citados por Gómez (2008), deben encontrarse dentro de los rangos que se presentan en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Condiciones de deformación del cimient. Fuente: Gómez (2008)

Presa Bóveda			Presa a Gravedad	
Ec/Em	Influencia en presa	Problema	Ec/Em	Problema
< 1	Despreciable	Ninguno	< 8	Cierta Seguridad
1 a 4	Escasa	Ninguno		
4 a 8	Importante	Algunos		
8 a 16	Muy Importante	Serios	> 16	Moderados Grandes
> 16	Medidas Especiales	Muy Peligrosos		

Como se conoce, el módulo de elasticidad del concreto en kg/cm^2 es:

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c}$$

3.3 TIPOLOGÍA DE LAS PRESAS DE HORMIGÓN

El perfil de una presa cimentada sobre roca está dado por la interacción de la presa como estructura y la forma en que soporta, principalmente, la presión del agua y otras fuerzas actuantes. Si lo hace por peso propio, tendría un típico perfil triangular, que corresponde a las presas a gravedad; pero, si la roca es de buena calidad y es posible transmitir mayores esfuerzos a la cimentación, se pueden diseñar perfiles que generen un menor volumen de material, llamadas aligeradas, como las de contrafuertes y losas planas. Adicionalmente, si fuera posible transmitir a las márgenes del cauce las fuerzas que actúan, se pueden diseñar presas de arco gravedad o de arco de radio constante o radio variable. En la figura 3.2, se muestra una presa de arco de radio constante, de 86,5 m de altura y 179 m de longitud de la corona.

Desde el punto de vista topográfico, la forma de una presa de hormigón depende de la relación entre el ancho de la sección de cierre (longitud de la cresta de la presa, L) versus su altura H (Grishin M. S., 1979) y se lo puede establecer de acuerdo con la siguiente tabla 3.4:



Figura 3.2 Vista de la presa Miatlinskaya, Rusia. Fuente: Popov (2013)

Tabla 3.4 Perfil según las condiciones para la sección de cierre

PERFIL	L/H
A GRAVEDAD	> 7,5
ARCO GRAVEDAD	3,5 a 7,5
ARCO GRUESO	2 a 3,5
ARCO FINO	< 2,0

Aunque la sección topográfica de un cauce pueda ser angosta, como para diseñar una presa de arco, si es que sus condiciones geológicas y el tipo de suelo, no son buenas, se tendría que diseñar una presa a gravedad; en consecuencia, se remarca que la relación L/H es puramente referencial y puede variar de acuerdo con las condiciones del sitio de emplazamiento, u otros criterios que determine el diseñador.

3.4 PERFIL BASE DE UNA PRESA A GRAVEDAD

Como la presión del agua y la subpresión, que actúan de manera permanente, tienen distribución triangular, el perfil de la presa, para resistir esa acción, tiende a adoptar la misma forma, pero con un material de mayor peso específico que el del agua. En la mayoría de los casos es el hormigón $\gamma_h = 2,4 \text{ t/m}^3$. En tal forma que, las fuerzas de resistencia al deslizamiento, o volcamiento, sean mayores que las fuerzas que actúan sobre la presa. Esta condición corresponde a la figura. 3.3a; sin embargo, al no actuar únicamente las fuerzas mencionadas, se puede requerir un mayor ancho de la base, con lo que se generan incrementos del área del hormigón en el talud de aguas arriba que, a su vez, añade un volumen de agua que apoya a la seguridad de la presa, figura. 3.3b.

El incremento del área en el talud de aguas arriba de una presa no debe ser necesariamente, en toda su altura, por lo que puede hacerse desde cierto nivel de profundidad, figura 3.3c. A estas modificaciones, se requiere añadir otro elemento en la arista superior, para conformar la corona de la presa y permitir la construcción de una vía para trasladarse a lo largo de la presa, por lo que el perfil puede adquirir la forma que se observa en la figura 3.3d.

De acuerdo con Nedrigi (1983) el vértice superior del triángulo debe coincidir con el nivel normal de operación (NAMO); pero, según el US Bureau of Reclamation (1976) el vértice debe coincidir con el nivel máximo del agua (NAME). Ante esta diferencia se recomienda utilizar la propuesta del USBR, figura 3.4.

Las modificaciones que puede requerir el perfil indican que, el diseño de una presa es un concepto dinámico, que se lo debe adaptar a las necesidades hidráulicas, estructurales, funcionales, operativas y económicas.

Según Rasskazov (2008) para coeficientes de fricción de contacto de la cimentación entre hormigón y roca de $f = 0,6$ a $0,8$, el ancho de la base de la presa resulta $b = (0,7 \text{ a } 0,8) H$, que corresponde a un talud de aguas abajo $m_2 = 0,6$ a $0,8$.

En las presas a gravedad de poca altura, el talud aguas arriba es, generalmente, vertical. Para presas más grandes, el valor de este talud según Vallarino (1994), puede ser $m_1 = 0,05$ a $0,10$; en la práctica, existen taludes de hasta de $0,25$. Si la presa es aligerada o de contrafuertes, este valor aumenta significativamente y puede alcanzar o superar el valor del talud aguas abajo.

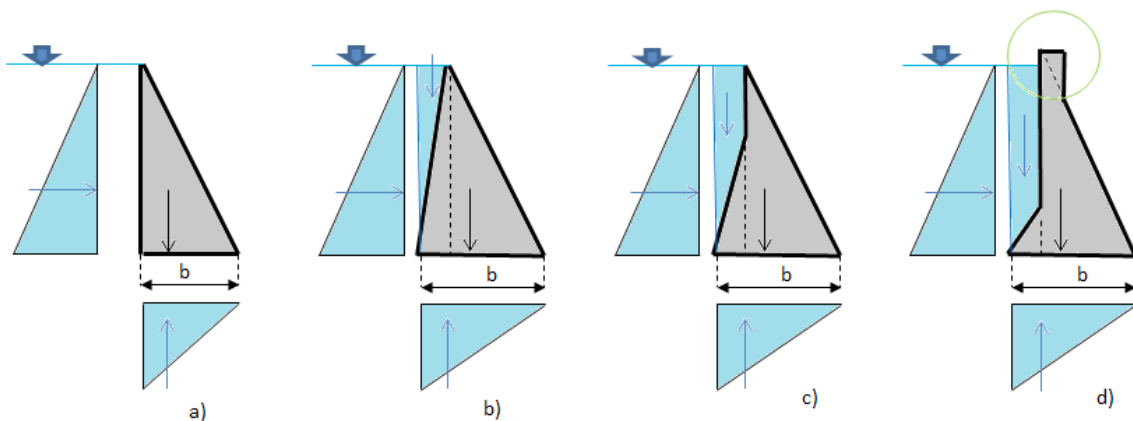


Figura 3.3 Modificaciones al perfil base de una presa a gravedad

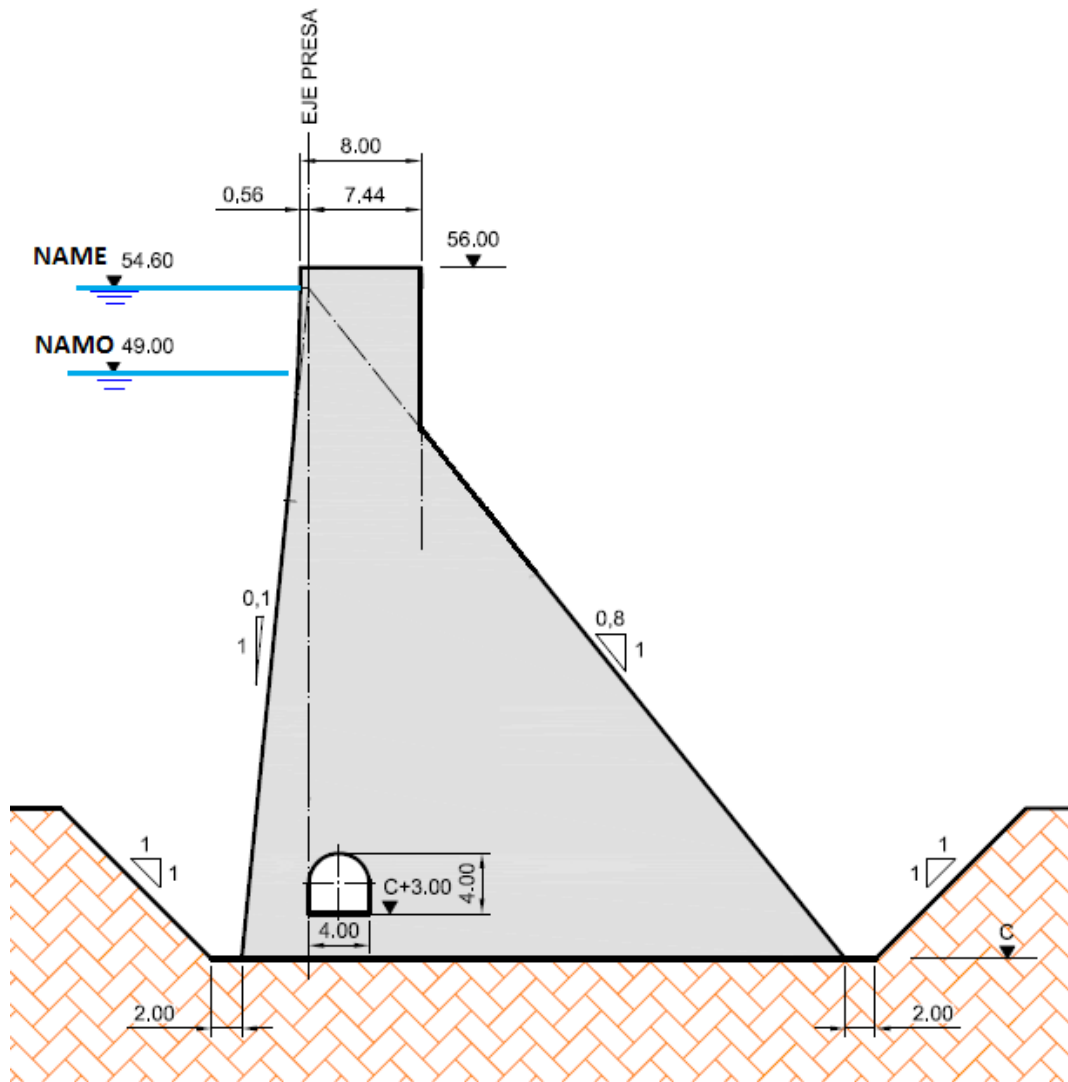


Figura 3.4 Diseño geométrico de una presa a gravedad

En la figura 3.4 se puede observar un ejemplo del diseño geométrico típico de una presa a gravedad, con los diferentes detalles de su configuración.

3.5 ANCHO DE LA CORONA

De acuerdo con el manual para el diseño de presas pequeñas del US Bureau of Reclamation (1982, pág. 235), el ancho de la corona, en metros, se lo determina con la siguiente fórmula:

$$B = 3 + \frac{H}{5}$$

Esta ecuación se la desarrolló para presas de tierra, por lo que, para presas de hormigón de más de 15 m de altura, el uso de esta expresión arroja valores altos, no siempre aplicables.

A partir del hecho que la corona sirve como medio para la operación y mantenimiento de la presa, o para una vía pública, Rasskazov (2008) considera que el ancho de la corona se lo debe establecer con base en



Figura 3.5 Presa en arco Alqueva. Portugal. Fuente: YouTube

las necesidades viales; pero nunca menor a 3 m; sin embargo, dependiendo del tipo y el objetivo de la presa, en algunos casos de presas pequeñas, este ancho puede ser menor de tres. En la figura 3.5 aparece la presa Alqueva en Portugal, en la que se visualiza la vía sobre la corona y el logro arquitectónico de la estructura.

Del análisis del ancho de la corona de varias presas construidas con hormigón en el mundo, se tiene que el ancho de la corona $B_c = (0,06 \text{ a } 0,12) H$. Para presas construidas en zonas sísmicas, el porcentaje establecido para el ancho de la corona, en algunos casos, es mayor al indicado. Para fines de predimensionamiento el ancho de la corona de una presa de hormigón se lo puede determinar con la siguiente ecuación:

$$B_c = 1,6H^{0,315} \quad (3.1)$$

Cuando se considera el paso de una vía pública, el ancho de la corona podría incrementarse de acuerdo con el orden de vía que se requiera, aunque una parte de ella se la podría construir en volado (cantiléver), figura 3.5.

3.6 ALTURA DE LA PRESA

La altura de una presa se la determina en función de los volúmenes del embalse y la altura de la ola que puede presentarse con los niveles operativo y extremo. La altura de la ola es un valor probabilístico que depende de la velocidad del viento y la longitud de recorrido crítico del viento sobre la superficie libre del embalse. A esta distancia (D) se la denomina con la palabra inglesa *Fetch*.

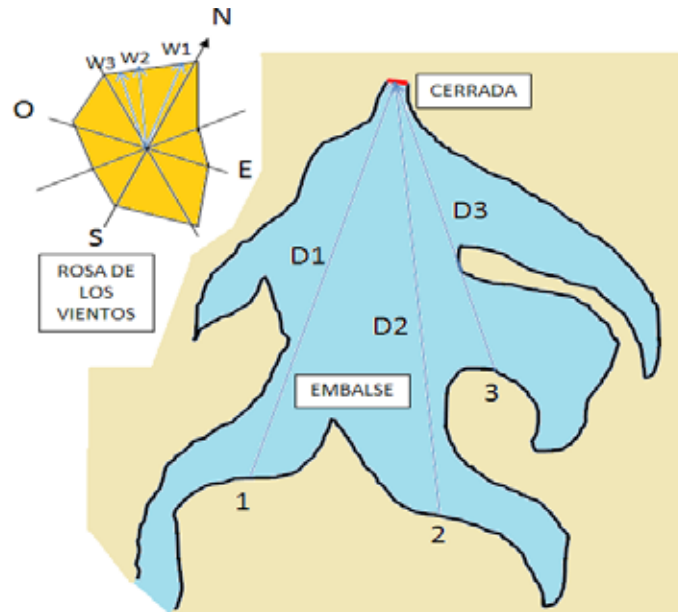


Figura 3.6 Ejemplo de recorridos (Fetch) y velocidades del viento

Para el cálculo de la ola, se requiere conocer la forma del espejo del embalse y establecer varios recorridos del viento (D_1 , D_2 y D_3), expresado en km, figura 3.6. Para estos recorridos se determina sus velocidades con base en la rosa de los vientos (w_1 , w_2 y w_3), con cuyos valores se establece la mayor altura probable de la ola. La rosa de los vientos contiene la dirección y las velocidades del viento, figura 3.6. En los proyectos hidráulicos se determina la velocidad del viento a la altura de 10 m.

Velasco (2016) y otros autores recomiendan calcular el *Fetch* como un promedio relativo al ángulo de incidencia del viento sobre la presa.

La revancha, o borde libre, para fijar la altura de la presa se la puede determinar con la ecuación:

$$bl=h+a \quad (3.2)$$

Donde, h – es la altura de la ola sobre el paramento de aguas arriba, y

a - la altura mínima de seguridad, que depende de la categoría de la presa. Según Nedrigi (1983) para las presas de hormigón son: I categoría = 0,8 m; II categoría = 0,6 m; III y IV categoría = 0,4 m.

Para determinar la altura de la ola h , la bibliografía recomienda utilizar la ecuación de Seville (1957),

$$h=0,005124D^{0,47} W^{1,06} \quad (3.3)$$

Para estructuras hidráulicas con taludes verticales o casi verticales, como las presas de hormigón a gravedad, se puede utilizar la ecuación de Labzovckiy, N., citada por Nedrigi (1983),

$$h = 0,073k \cdot W \sqrt{D \cdot \beta} \quad (3.4)$$

$$\lambda = 0,073 \cdot W \sqrt{D/\beta} \quad (3.5)$$

Donde k y β son coeficientes que se determinan a partir de las siguientes expresiones:

$$\beta = \frac{1}{9+19e^{-14/W}} \tag{3.6a}$$

$$k = 1 + e^{-0,4D/W} \tag{3.6b}$$

Tanto la velocidad del viento, como el *Fetch*, son diferentes para los niveles normal y extremo del embalse y se asume que no coincidirían en el tiempo la máxima velocidad del viento con la llegada de una crecida.

3.7 FUERZAS QUE ACTÚAN EN UNA PRESA

A pesar de que cada presa se la considera única y que se debe realizar un análisis muy profundo de la fuerzas y condiciones a las que estará sujeta la estructura en el período de construcción y operación, existen fuerzas que son comunes para este tipo de estructuras. A continuación, se analizarán algunas fuerzas que se toman en cuenta en el diseño, considerando que en el Ecuador ciertas fuerzas tienen poca probabilidad de ocurrencia, por ejemplo, la acción del hielo; a pesar de que, en algunas altitudes del callejón interandino, podría llegar a considerarse.

Todas las estructuras hidráulicas, incluidas las presas, de alguna u otra manera se encuentran, permanentemente bajo la acción del agua, lo que genera fuerzas de carácter físico, químico y biológico. A continuación, se analizan únicamente las de carácter físico; por ejemplo, cuando se forma una carga hidráulica (presión) generan fuerzas como la subpresión, empuje ascensional, deformaciones de la fundación por la filtración, etc.

Cuando sobre las estructuras hidráulicas aparecen flujos de agua de alta velocidad se presentan otros fenómenos adicionales que deben tomarse en cuenta, en especial la llamada cavitación, que ha destruido algunas obras hidráulicas. Si el agua contiene partículas sólidas en suspensión o de arrastre (azolves) actuarán desgastando la superficie de los materiales que conforman las estructuras, por lo que se requiere considerar una capa complementaria para contrarrestar el desgaste, o el uso de otros materiales más resistentes, como el acero, para proteger la superficie contra la abrasión.

La presencia de organismos en el agua puede afectar los materiales que conforman las estructuras, inclusive el hormigón, que puede ser destruido por una permanente interrelación biológica, originada por la fluctuación de los niveles del agua.

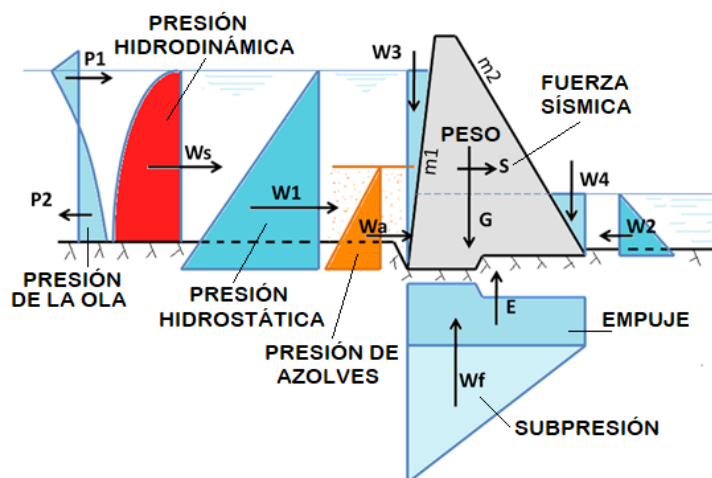


Figura 3.7 Principales fuerzas que actúan sobre una presa

En la figura 3.7 se presenta un esquema de las principales fuerzas que actúan sobre una presa, remarcándose que no son todas.

En primera instancia se encuentra la fuerza G , que corresponde al peso propio de la estructura, en el que deben estar incorporados algunos elementos o estructuras permanentes, como las compuertas, mecanismos de operación y otros.

Para estructuras con una longitud de la corona suficientemente larga, $L \geq 3H$, el cálculo se lo puede realizar para una dovela de un metro de ancho o para todo un bloque. (a las presas se las divide en bloques separados por juntas constructivas o de dilatación de entre 10 y 20 m de largo, o más). Para presas con secciones de cierre angostas, $L < 3H$, se puede requerir el análisis como un bloque único.

La fuerza de presión del agua está representada por la letra W , con varios subíndices que indican el origen de esta. Las flechas muestran una de las posibles direcciones; sin embargo, en cada caso pueden existir otras fuerzas y direcciones.

Por debajo de la presa actúan; la fuerza E , que corresponde al empuje ascensional que se origina al estar sumergido una parte del volumen de la presa, y la fuerza W_f , que corresponde a la subpresión.

La fuerza W_a se genera por la presencia de azolves (sedimentos) en el embalse frente a la presa. Es una fuerza variable en el tiempo, ya que, al inicio del funcionamiento es cero, y al final de la vida útil puede ser la máxima.

Las fuerzas P_1 y P_2 son las que genera el golpe de las olas sobre la cara de aguas arriba de la presa que, en algunos casos, pueden ser muy significativas.

La fuerza S es la fuerza sísmica que tiene una componente horizontal y vertical. En los análisis estructurales se considera que actuará en la dirección menos conveniente para la seguridad de la estructura.

La fuerza W_s se origina como resultado de la oscilación de la masa de agua sobre la superficie de la estructura ante un sismo, que produce una presión llamada hidrodinámica.

De acuerdo con la Norma SP.58.13330.2012 (2013), las cargas sobre una estructura hidráulica pueden ser:

Permanentes – son aquellas cargas cuya acción permanece durante el período de construcción y operación de la obra.

Temporales – son las que actúan en ciertos períodos del tiempo de construcción u operación. Entre las cargas temporales se mencionan las de **largo tiempo**, como las cargas térmicas y de los azolves; las de **corto tiempo**, como el choque de las olas, las grúas, el transporte, el choque de cuerpos flotantes, el golpe de ariete, vibraciones por efectos de descargas, etc.; y,

Accidentales o extremas - como las sísmicas, térmicas, funcionamiento no apropiado de drenes o equipos, etc.

A continuación, se describe la forma cómo se determinan las principales cargas que actúan sobre una presa y, posteriormente, cómo se combinan cada una de ellas.

3.7.1 Peso propio

Esta carga se concentra en el centro de gravedad y la origina la geometría de la estructura y su peso volumétrico. Se puede asumir un peso volumétrico del hormigón $\gamma_h = 2,4 \text{ t/m}^3$. Para hormigones especiales, o cualquier otro material, se podría revisar la bibliografía o determinar su valor en laboratorio con un grado de exactitud de $0,005 \text{ t/m}^3$ (Nedrigi, 1983).

En la actualidad, con el uso de un software especializado, no existen dificultades para determinar los valores de las áreas, volúmenes y centros de gravedad de cualquier estructura por más compleja que esta sea.

Como se indicó anteriormente, al peso de la estructura se tiene que sumar los pesos permanentes de otros elementos tales como: compuertas, mecanismos, equipos, puentes, torres, transformadores, etc. o las

variables como el paso vehicular, grúas, personas, ganado, etc. Estas fuerzas están aplicadas conforme a su ubicación en la posición más desfavorable.

3.7.2 Presión del agua

A partir del curso básico de hidráulica se conoce que, en la mayoría de los casos, la componente horizontal de la presión del agua sobre una superficie es de carácter triangular, figura 3.6 (W_1 y W_2), que se la determina proyectando a un plano vertical la superficie en la que actúa el agua. La fuerza es igual al producto del área por la presión en el centroide del plano y está concentrada en un punto denominado centro de presiones, que, en este caso, corresponde al área del triángulo multiplicada por el ancho de la dovela. Se ubica a $1/3$ de la base o a $2/3$ de la superficie del agua.

$$W_{i\text{-horizontal}} = \gamma \frac{H^2}{2} b \quad (3.7)$$

Donde: H es la profundidad del agua hasta la cimentación de la presa, y
b – el ancho de la dovela considerada en el cálculo.

Para las componentes verticales de la fuerza del agua, se requiere definir el cuerpo de presión, figura 3.6, W_3 y W_4 . Para superficies planas, como la cara de aguas arriba y abajo de las presas a gravedad, su volumen corresponde al área visible en el perfil por el espesor de la dovela; la fuerza está ubicada en el centroide de esta área.

$$W_{i\text{-vertical}} = \gamma V_{cp} = \gamma A_{cp} b \quad (3.8)$$

Donde: V_{cp} , A_{cp} - son el volumen y el área del cuerpo de presión.

3.7.3 Subpresión

La presión en un punto es igual en todas las direcciones; esto significa que, si hay una presión en el sentido horizontal en el extremo inferior de la presa aguas arriba, debe existir una presión de igual magnitud en el sentido vertical, la misma que, trata de levantar la estructura, figura 3.8.

Así también, debido a la diferencia de carga hidráulica H, el flujo tratará de desplazarse desde la zona de aguas arriba del embalse hacia aguas abajo. A este fenómeno se le denomina filtración; de esta manera la energía hidráulica o carga H se pierde poco a poco, a lo largo de su recorrido por la cimentación, formando la fuerza W_p , figura 3.8, la cuál de manera general tiene la forma triangular.

Con el fin de reducir la magnitud de la fuerza de subpresión, se realizan algunas obras en la cimentación, como las inyecciones de lechada de cemento en la base de la cara de aguas arriba de la presa, para formar la denominada cortina de inyecciones, figura 3.9, cuyo objetivo consiste en rellenar las fisuras existentes en las rocas para alargar o dificultar el recorrido del flujo filtrante.

De acuerdo con APDF-MX (2008) “las inyecciones se realizan en una fila en perforaciones de 7,62 cm de diámetro, hasta una profundidad del 60% de la altura de la presa y una separación inicial de 10 m”. Según Zhuravliov (1979) la separación entre inyecciones puede variar entre 2,5 y 4 m, debiendo afinarse en obra. De igual manera, recomienda que la profundidad alcance los valores de $(0,5 \text{ a } 1,0) H$, con un diámetro variable entre 56 y 76 mm.

Tras la cortina de inyecciones se realiza una o varias filas de perforaciones en la roca, para que cumplan la función de drenes, que reducen considerablemente la subpresión por la presencia de la presión atmosférica.

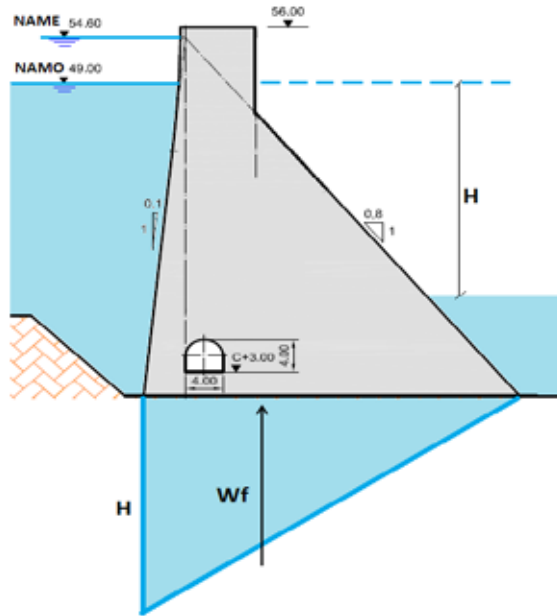


Figura 3.8 Subpresión bajo una presa

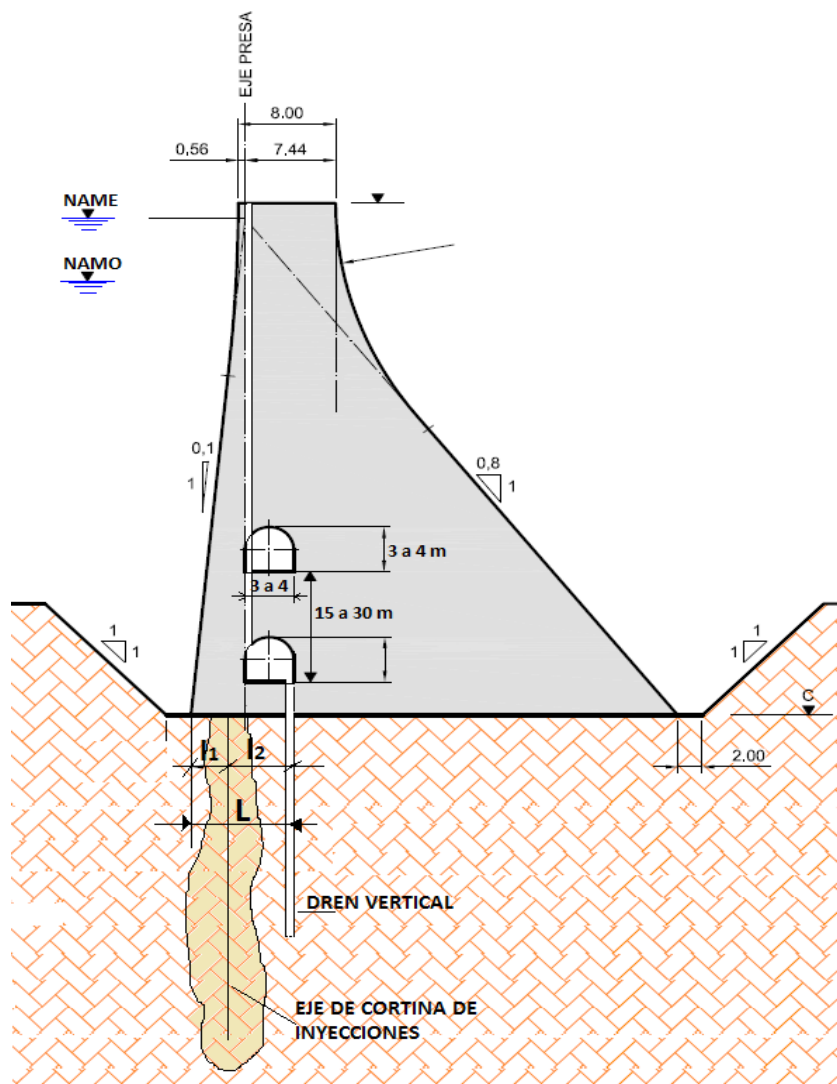


Figura 3.9 Ubicación de la cortina de inyecciones y drenes

En la parte inferior del talud aguas arriba se construye una galería, indispensable para la ejecución de la cortina de inyecciones y los drenajes en el período de construcción y operación; por lo tanto, sus dimensiones deben ser adecuadas como para permitir el ingreso de la maquinaria de perforación y mantenimiento. Estas galerías permiten, a la vez, recolectar el agua que pasa por la cara de aguas arriba de la presa y se dirige hacia los pozos de alivio, figura 3.9. De acuerdo con Nedrigi (1983), las dimensiones mínimas de una galería son; 1,2 m de ancho y 2 m de altura, si es que son únicamente de observación y de 2,5 m de ancho y 3 m de altura si es que se prevé utilizarlas para operación y mantenimiento.

En presas de mediana o gran altura, la separación vertical entre galerías puede variar entre 15 y 30 metros, de acuerdo con las necesidades y condiciones específicas de funcionamiento de la presa. Para presas grandes, según Vallarino (1994), se las puede ubicar entre 40 y 50 m de altura.

Para recolección del agua cada galería tiene una cuneta ubicada en uno de sus costados, debiendo considerarse la forma de evacuar el líquido hacia aguas abajo, en vista de lo cual, la galería inferior debe ubicarse en una altura que supere ligeramente el nivel máximo de aguas abajo. De no ser así, se requerirá bombeo.

Como una medida de protección del hormigón contra la lixiviación, de acuerdo con Subbotin (1983), la distancia mínima entre la cara de aguas arriba de la presa y la pared interna de la galería debe ser 2 m, la distancia $l_1 \geq 1m$ y la longitud total $L \geq (0,05 \text{ a } 0,07) H_p$, figura 3.9; sin embargo, a este valor se lo tiene que ajustar de acuerdo con las condiciones de la cimentación y altura de la presa.

El diámetro de los drenes varía de 0,15 a 0,30 m y se las ubica con una separación de 3 a 4 m. Cuando se considera varias filas de drenes, se los ubicará en tresbolillo.

En el caso de presas cimentadas en roca, los diagramas de subpresión se los determina, según Grishin (1979), de acuerdo con la altura de la presa, figura 3.10, con la ayuda de las siguientes ecuaciones:

a) Para presas de altura $H < 25 \text{ m}$

$$W_f = 0,5\gamma H(1-\alpha_0)L\alpha_2 \tag{3.9}$$

b) Para presas de altura $25 \text{ m} \leq H \leq 75 \text{ m}$

$$W_f = 0,5\gamma H [L(1-\alpha_0) + b\alpha_1'']\alpha_2 \tag{3.10}$$

c) Para presas de altura $H > 75 \text{ m}$

$$W_f = 0,5\gamma H [l_1(1+\alpha_1'-\alpha_1'') + l_2\alpha_1'+b\alpha_1'']\alpha_2 \tag{3.11}$$

Estas ecuaciones se las obtuvo a partir del monitoreo de la subpresión de varias presas, los coeficientes para el cálculo se presentan en la tabla 3. 5.

Tabla 3.5 Valores de los coeficientes de subpresión

TIPO DE PRESA	α_1'	α_1''
Gravedad $H < 25$	0,3	0
Gravedad $25 < H < 75$	0,4	0,15
Gravedad $H > 75$	0,5	0,25
Contrafuertes	0,4	0
Arco	0,5	0,25
α_0 - Coeficiente de pérdida de carga inicial	0,05 – 0,08	
α_2 - Coeficiente de porosidad de la zona	0,70 – 0,95	

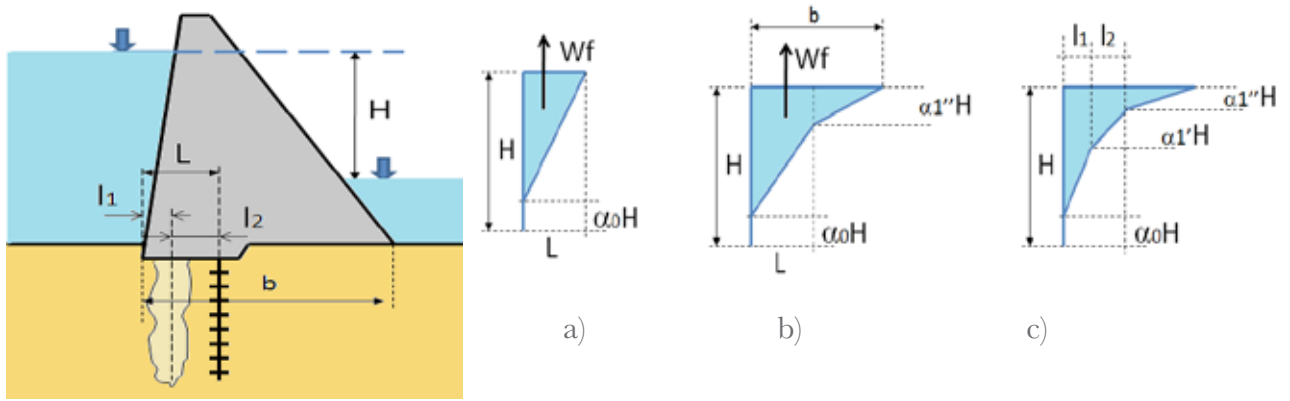


Figura 3.10 Diagramas de subpresión en presas a gravedad

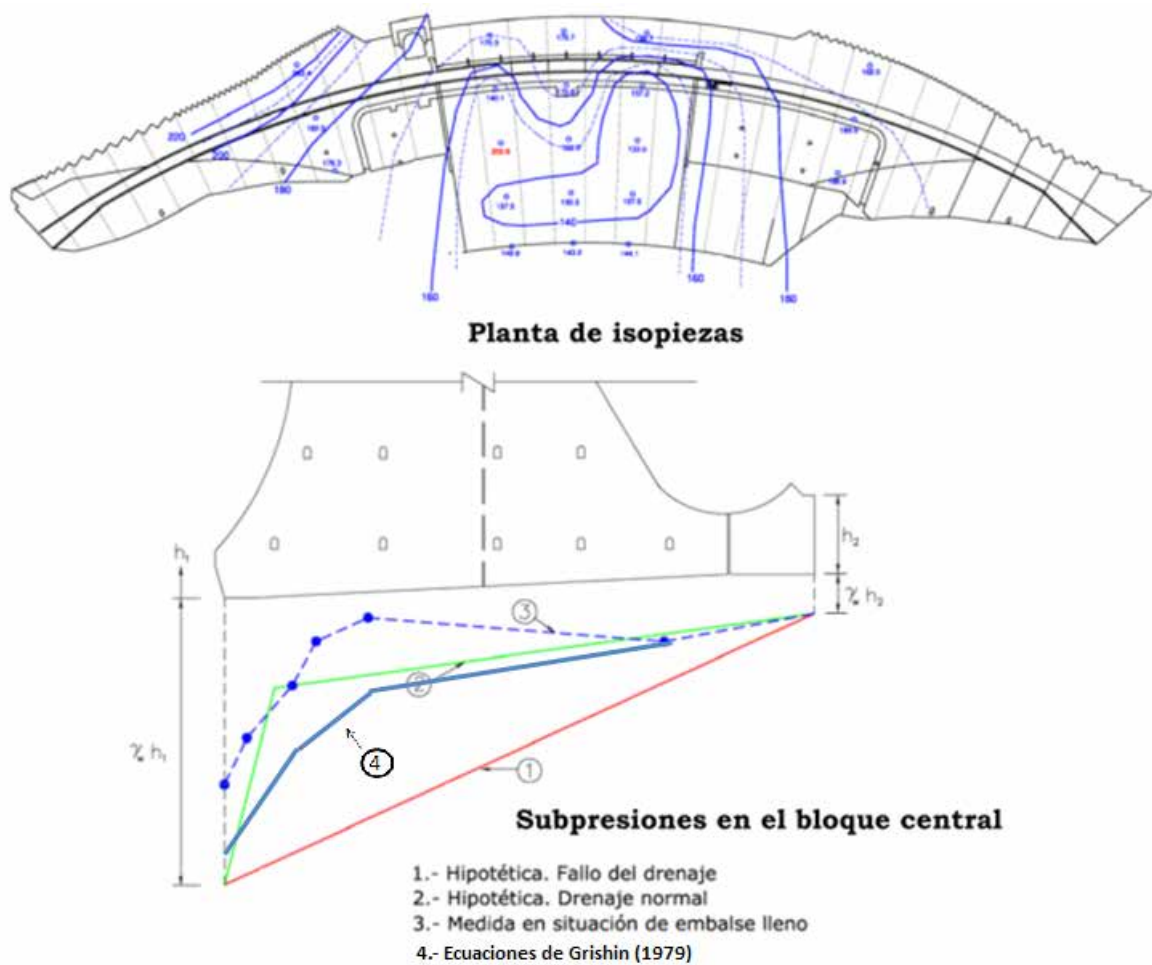


Figura 3.11 Datos de subpresión de la Presa Rules. Fuente: Soriano (2010)

Al comparar la ecuación (3.11) con los datos de subpresión obtenidos por Soriano (2010) de la presa a gravedad Rules (España), 130 m de altura, se observa, que la ecuación arroja valores del lado de la seguridad cercanos a los registrados en esa presa, por lo que se podría asegurar que, los coeficientes de la tabla 3.5, son un poco conservadores, figura 3.11. En la misma figura se observa una planta con la distribución de las isopiezas (líneas de igual presión).

3.7.4 Fuerza por el oleaje

Para determinar la fuerza que genera el golpe de una ola sobre una estructura que posee una pared vertical o casi vertical, Grishin (1975) propone utilizar las ecuaciones desarrolladas por Zagriadskaya N., que se aplican para profundidades del agua $H > 1,5h$ (h – altura de la ola). La fuerza se la determina para la condición de mayor carga posible sobre la estructura, como se presenta el esquema de la figura 3.12.

La máxima fuerza de presión de una ola, por cada metro de ancho de la estructura, se calcula con la siguiente fórmula:

$$P_{m\acute{a}x} = k_p \gamma h (H + \frac{h}{2}) \tag{3.12}$$

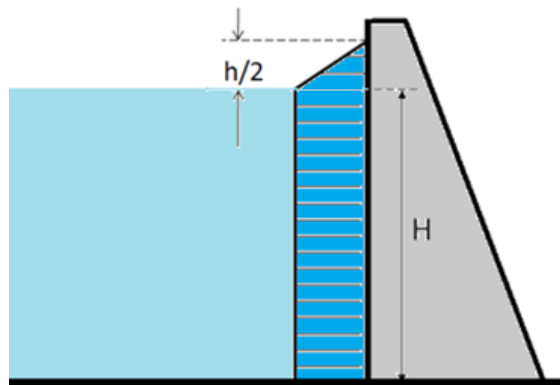


Figura 3.12 Diagrama de presiones por impacto de una ola

El momento generado por esta presión, respecto a la base de la estructura, es:

$$M_{m\acute{a}x} = k_M \gamma h (\frac{h^2}{6} + \frac{hH}{2} + \frac{H^2}{2}) \tag{3.13}$$

En las ecuaciones 3.12 y 3.13, γ es el peso específico del agua y los coeficientes k_p y k_M se los determina según los nomogramas de la figura 3.13

De acuerdo con la autora de las fórmulas 3.12 y 3.13 para presas o estructuras muy grandes ($H > 50m$) este método se lo tiene que considerar solo aproximado.

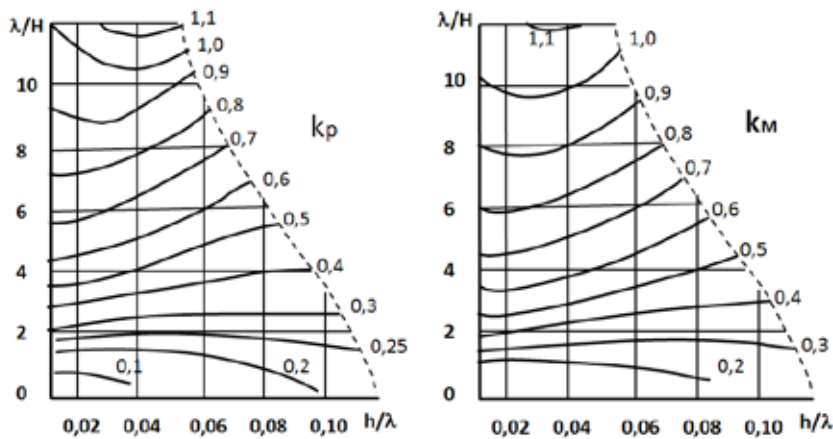


Figura 3.13 Nomogramas para los coeficientes k_p y k_M . Fuente: Grishin (1975)

3.7.5 Fuerza de presión de azolves (sedimentos)

La fuerza de presión de azolves para presas o estructuras sumergidas, cimentadas en roca, sobre las cuales el sedimento acumulado ejerce presión se la determina con la misma ecuación de empuje, utilizada en mecánica de suelos, figura 3.7:

$$W_a = \gamma_a \frac{h_a^2}{2} K_p \quad (3.14)$$

Donde: γ_a es el peso volumétrico de los azolves bajo el agua, que se lo determina como sigue;

$$\gamma_a = (\gamma_{es} - \gamma)(1-n) \quad (3.15)$$

γ_{es} – peso específico de los sedimentos

h_s - espesor de la capa de sedimentos, y

K_p – coeficiente de presiones pasivas del suelo.

En presas pequeñas de montaña, o en embalses poco profundos, los sedimentos están constituidos por partículas gruesas, bloques, gravas y arenas. En los embalses profundos, las partículas gruesas se sedimentan en la cola; cerca de la presa se acumulan las partículas pequeñas como las arenas finas, los limos, las arcillas y los componentes coloidales.

Rasskazov (2008), para presas sobre roca, recomienda utilizar los siguientes valores para el coeficiente de presiones: $K_p = 0,64$ para las arenas sueltas ($e = 0,9$); $K_p = 0,52$ para las arenas medio compactas ($e = 0,7$); $K_p = 0,49$ para las arenas bien compactadas; y para las arcillas $K_p = 1,0$ a $0,67$.

3.7.6 Fuerza sísmica

Debido a su ubicación geodinámica, el Ecuador y los demás países de la costa del océano Pacífico tienen un elevado riesgo sísmico, generado por la continua presencia de temblores y terremotos; así lo demuestra el último terremoto que se presentó el 16 de abril del 2016 a las 18:50 horas en el cantón Pedernales de la Provincia de Manabí. Según la información oficial del IGEPN (2016) el sismo tuvo una magnitud 7,8 en la escala de Richter y una intensidad de IX en la escala modificada de Mercalli.

Según el IGEPN (2012) “A las 10:36 del 31 de enero de 1906 se produjo un sismo de magnitud 8,8 con epicentro en el Océano Pacífico y frente a la frontera Ecuador-Colombia. Este es uno de los sismos más grandes registrados en el mundo y tiene la misma magnitud del terremoto de Chile del 27 de febrero de 2010”.

En vista de lo anterior, el diseño de presas en el Ecuador requiere la realización de estudios especializados de la peligrosidad sísmica, especialmente para las presas medianas y de gran altura. La norma ecuatoriana NEC-SE-DS (2014, pág.85), no ha incluido aspectos relacionados con las presas, o estructuras hidráulicas, únicamente menciona que “Para el caso de puentes y presas, se aplicarán las normas ecuatorianas correspondientes y, en su ausencia, aquellas internacionalmente aceptadas”.

En tal virtud, se puede recomendar el uso de otras normas tales como: las mexicanas publicadas por la CFE-Comisión Federal de Electricidad (2008), que, en su sección 3.12, dentro de las estructuras tipo 9 existen recomendaciones para las presas; el capítulo 5.2 de la norma US ARMY CORPS, EM 1110-2-2200 (1995); y, la norma rusa para construcción en zonas sísmicas SP 14.13330.2011 (2011).

La NEC-SE-DS (2014, pág. 27) establece en el Ecuador seis zonas sísmicas, la de riesgo sísmico más alto, es la zona del litoral y la de menor peligro la zona nororiental. “El mapa de zonificación sísmica para

diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años)”.

En cada zona de peligro sísmico, el factor Z representa la aceleración máxima expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, que varía entre 0,15 y más de 0,50 para el perfil costero del Ecuador.

En un documento recientemente elaborado por docentes de la Universidad de las Fuerzas Armadas-ES-PE (Toulkeridis, 2017), se presenta un mapa más preciso con la zonificación del peligro sísmico, figura 3.14.

Un método simple para la determinación de la fuerza sísmica que actúa sobre una presa, en un análisis pseudo estático, es el recomendado por las normas US ARMY CORPS, EM 1110-2-2200 (1995) que se la evalúa con la ecuación (3.16) y actúa en el centro de masa del cuerpo de la presa:

$$S = \alpha_{h,v} G \tag{3.16}$$

Donde: $\alpha_{h,v}$ es el coeficiente sísmico adimensional horizontal y vertical, y G – el peso de la estructura.

De manera general, la fuerza sísmica S actúa en todas las direcciones, por lo que se debe considerar una componente horizontal y una vertical, mediante el coeficiente sísmico horizontal α_h y vertical α_v , que generan las fuerzas S_h y S_v , figura 3.15.

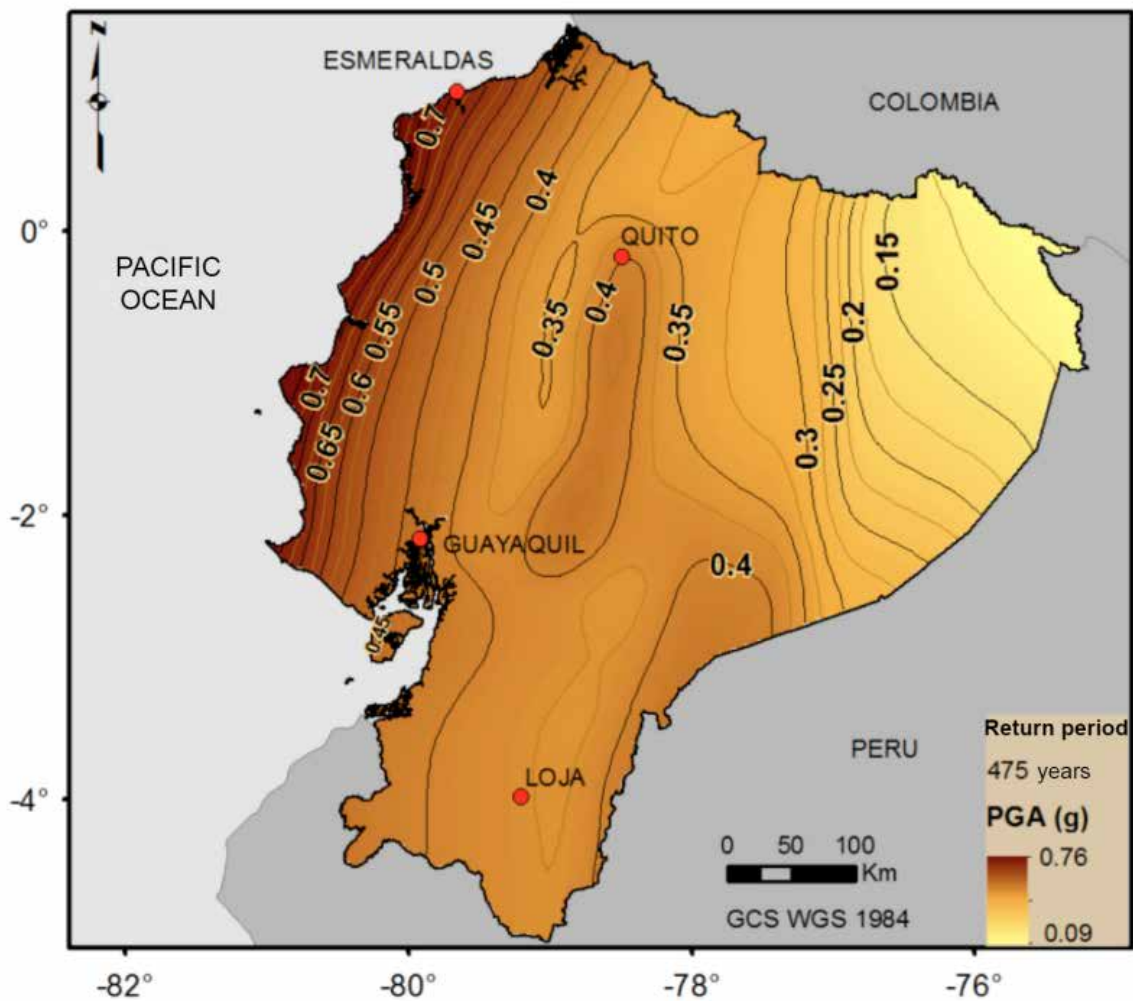


Figura 3.14 Mapa del valor Z para un período de retorno de 475 años. Fuente: Toulkeridis (2017)

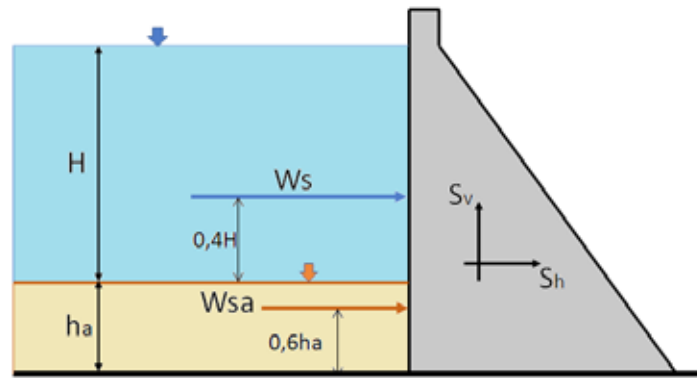


Figura 3.15 Fuerzas sísmicas en una presa

La norma CFE-Comisión Federal de Electricidad (2008, pág. 213) establece que; para el análisis de estabilidad de una presa de hormigón el coeficiente sísmico horizontal se lo puede determinar con la siguiente ecuación:

$$\alpha_h = \frac{Z}{1+3Z} \quad (3.17)$$

Y, el coeficiente sísmico vertical,

$$\alpha_v = \frac{2}{3} \alpha_h \quad (3.18)$$

Según Novak (2001) en el cálculo de la estabilidad, en el que intervienen las fuerzas sísmicas, se tiene que considerar las siguientes cargas:

1. Componente sísmica horizontal,
2. Componente sísmica vertical (considerar el volumen de agua vertical), y
3. La fuerza hidrodinámica generada por el agua del embalse sobre la presa.

La fuerza hidrodinámica por cada metro de ancho, según la CFE-Comisión Federal de Electricidad (2008), se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$W_s = 0,48 \alpha_h \gamma H^2 \quad (3.19)$$

Se asume que estará ubicada a $0,4H$ de la base, figura 3.15.

La fuerza sísmica generada por los sedimentos, por cada metro de ancho, que se encuentra ubicada a $0,6h_a$ de la base es:

$$W_{sa} = 2,15 \alpha_h \gamma_a H^2 \quad (3.20)$$

La fuerza hidrodinámica, para cualquier valor de profundidad, se la puede definir con la ecuación que consta en US ARMY CORPS, EM 1110-2-2200 (1995):

$$W_s = \frac{2}{3} C_e \alpha_h \gamma \sqrt{yH} \quad (3.21)$$

Donde: y es la profundidad de la sección de análisis con respecto a la superficie libre.

C_e - es un factor que depende de la carga de agua H y del período de vibración del suelo o roca t_e , se determina con la siguiente ecuación, modificada para obtener la fuerza en toneladas;

$$C_e = \frac{0,817}{\sqrt{1 - 0,72 \left(\frac{H}{304,8 t_e} \right)^2}} \quad (3.22)$$

Como se requiere el tono de vibración t_e y, en los primeros estados de diseño no siempre está disponible, se sugiere utilizar la tabla 3.6 propuesta por Poliakov (1983).

Tabla 3.6 Períodos de vibración. Fuente: (Poliakov, 1983)

TIPOS DE SUELO (NORMA SP 58.13330.2012)	PERÍODO NATURAL DE VIBRACIÓN t_e (s)
A (ROCAS)	0,20 a 0,45
B (GRANULARES)	0,40 a 0,80
C (SUELOS SATURADOS)	0,80 a 1,05

Es probable que la presencia de un sismo en un embalse lleno genere una ola que, si no se la ha tomado en cuenta, podría superar la cota de la corona de la presa. Según Nedrigi (1983) es igual a:

$$h_s = 0,5 \alpha_h t_e \sqrt{gH} \quad (3.23)$$

La altura de la ola sísmica, de acuerdo con Rasskazov (2008) se la puede determinar con la siguiente expresión:

$$h_s = 0,4 + 0,76(I-6) \quad (3.24)$$

Donde: I es la intensidad del sismo, medida en la escala MKS, que es bastante similar a la escala modificada de Mercalli.

3.8 COMBINACIÓN DE FUERZAS EN PRESAS

Para el análisis de la estabilidad y resistencia de materiales de las estructuras hidráulicas todas las normas, mencionadas en este trabajo, recomiendan una combinación de cargas, cada una de las cuales, de manera general, integran una combinación óptima para disminuir el riesgo de falla. Sin embargo, a nuestro criterio, las normas españolas NTS-2 (2011) sintetizan y estructuran de mejor manera los cálculos a realizarse, resumiéndolas en tres situaciones: Normales (**N**), Accidentales (**A**) y Extremas (**E**).

A continuación, se presentan las combinaciones sugeridas en las normas NTS-2 (2011) y recogidas en las recomendaciones del SPANCOLD (2017).

Combinación de fuerzas en situaciones Normales (N):• **N1- Embalse vacío**

N11: Peso Propio.

N12: Peso propio + Efectos térmicos.

• **N2- Embalse lleno**

N21: Peso propio + Empuje hidrostático en el nivel normal (NMN) (NAMO) + Subpresión + Empuje sedimentos + Efectos térmicos + Ola máxima en el nivel normal (NAMO).

Combinación de fuerzas en situaciones Accidentales (A):• **A1- Embalse vacío**

A11: Peso propio + Efecto sísmico de proyecto + Efectos térmicos.

• **A2- Embalse lleno**

A21: Peso propio + Empuje hidrostático en el nivel de aguas de proyecto (NAP) + subpresión + Empuje sedimentos + Efectos térmicos + Ola máxima en el NAP.

A22: Peso propio + Empuje hidrostático (NAMO) + subpresión sin funcionar el drenaje + Empuje sedimentos + Efectos térmicos + Ola máxima en el NAP.

A23: Peso propio + Empuje hidrostático (NAMO) + Subpresión + Efecto sísmico de proyecto + Empuje sedimentos + Ola sísmica.

Combinación de fuerzas en situaciones Extremas (E):• **E1-Embalse vacío**

E11: Peso propio + Efecto sísmico extremo + Efectos térmicos.

• **E2-Embalse lleno**

E21: Peso propio + Empuje hidrostático en el nivel de aguas extremo (NAE) (NAME) + Subpresión + Empuje sedimentos + Efectos térmicos + Ola máxima en el NAE (NAME).

E22: Peso propio + Empuje hidrostático (NMN) + subpresión + Empuje sedimentos + Efecto sísmico extremo + Ola sísmica.

En estas combinaciones se ha excluido el empuje del hielo, porque, tal como se lo mencionó anteriormente, su ocurrencia es poco probable en el Ecuador.

3.9 ESTABILIDAD DE UNA PRESA AL DESLIZAMIENTO

La posibilidad de deslizamiento de una presa de hormigón a lo largo de la superficie de contacto con la roca o entre las grietas de la cimentación, figura 3.16, se la determina mediante el coeficiente de seguridad al deslizamiento k_{sd} , que representa la relación entre las fuerzas que sostienen a la presa sobre las que tratan de desplazarla. La fórmula tiene su origen en la ecuación de estado límite de una estructura a un desplazamiento plano:

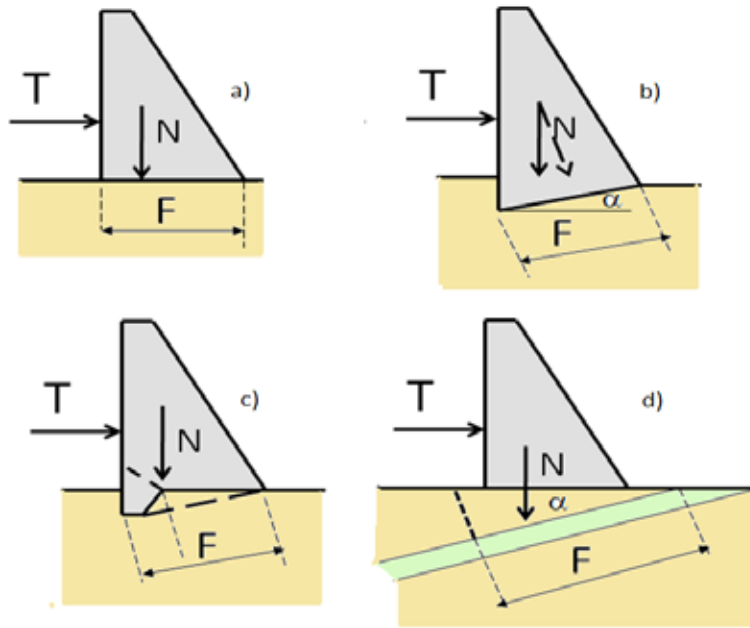


Figura 3.16 Condiciones de deslizamiento de una presa

$$k_c T = R \frac{k_t}{k_s} \tag{3.25}$$

Donde: k_c es el coeficiente de combinación de cargas que, para las normales y accidentales es $k_c = 1$ y, para las extremas, es $k_c = 0,9$.

T – es la sumatoria de las cargas o acciones sobre la presa.

R – la sumatoria de las fuerzas o momentos de resistencia, según sea el caso,

k_t – coeficiente de las condiciones de trabajo (puede ser menor, igual o mayor a 1).

k_s – es el coeficiente de seguridad, que depende del tipo y categoría de la estructura.

Para el caso de las presas $R = f N + c F$, siendo f el coeficiente de fricción entre los materiales de la superficie de deslizamiento; N - la sumatoria de las fuerzas normales a la superficie de deslizamiento; c - la cohesión entre los materiales; y F – el área de contacto entre las superficies de deslizamiento, figura 3.16.

En la figura 3.16a se presenta el caso de una superficie de contacto horizontal; en la figura 3.16b, de una superficie de contacto inclinada en un ángulo α ; la figura 3.16c, de una superficie de contacto irregular (por ejemplo, con uno o varios dientes) con la posibilidad de que se produzcan roturas, que hagan disminuir el área de contacto; y en la 3.16d, el caso en el que la superficie de deslizamiento pueda ocurrir entre fisuras, grietas o estratos de la roca.

Si $k_c = k_t = 1$, al despejar de la ecuación (3.25) el coeficiente k_s , obtenemos el coeficiente de seguridad al deslizamiento para la estructura:

$$k_{sd} \geq \frac{f N \cos \alpha + T \sin \alpha + c F}{T \cos \alpha + N \sin \alpha} \tag{3.26}$$

Los valores del coeficiente de fricción pueden variar entre 0,45 y 0,95 y el de cohesión entre 0 y 0,4 MPa. Para estudios de prefactibilidad se los puede asumir de acuerdo con la tabla 3.7.

Tabla 3.7 Coeficiente de fricción y cohesión, hormigón-roca. Fuente: Rasskazov (2008)

TIPO DE ROCA	f	C (MPa)
Grandes macizos rocosos, en capas, estratos grandes no fisurados, con resistencia a la compresión mayor a 500 Kg/cm ² ($R_c > 50$ MPa).	0,95	0,4
Grandes macizos rocosos, en capas, estratos grandes medio fisurados y poco meteorizados ($R_c > 50$ MPa).	0,85	0,3
Rocas bastante fisuradas ($R = 15$ a 50 MPa), poco fisuradas y poco meteorizadas ($R = 5$ a 15 MPa).	0,75	0,2
Rocas medio blandas, rocas en capas delgadas y meteorizadas ($R < 15$ MPa).	0,7	0,1

Tabla 3.8 Factores de seguridad para presas de hormigón. Fuente: Lypiachev (2012)

CONCEPTO	COMBINACIONES DE CARGA		
	NORMAL	ACCIDENTAL	EXTREMA
ESTABILIDAD AL VOLTEO	1,5	1,25	1,1
ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO PARA FRICCIÓN + COHESIÓN			
Hormigón Masivo	3,00	2,00	>1,00
Contacto Hormigón - Roca	3,00	2,00	>1,00
Roca	4,00	2,70	1,30
Deslizamiento Sin Considerar Cohesión	1,10	1,05	>1,00
ESFUERZOS DE COMPRESIÓN			
Hormigón Masivo	3,00	2,00	1,00
Fundación Rocosa	4,00	2,70	1,30
ESFUERZOS DE TENSIÓN			
Hormigón Masivo	3,00	2,00	1,00
Fundación Rocosa	No se permiten esfuerzos de tensión		

Los valores anotados en la tabla 3.7 son referenciales, por lo que, para presas de categoría I y II, es indispensable determinar los coeficientes en campo. Así también, la SPANCOLD (2017, Art. 39) recomienda para el análisis de estabilidad, se reduzcan los valores de los coeficientes de fricción y cohesión en 1,5 veces.

En la tabla 3.8 se presentan los coeficientes de seguridad al deslizamiento, al volteo y de los mínimos esfuerzos de tracción y compresión.

3.10 ESFUERZOS EN LA PRESA

Una vez superadas las condiciones de estabilidad al deslizamiento, se requiere comprobar las condiciones de resistencia general de los materiales dentro del cuerpo de la presa y en la superficie de contacto con la cimentación. Los únicos esfuerzos permitidos en las presas son los de compresión; sin embargo, bajo ciertas combinaciones es permisible la aparición temporal de esfuerzos de tracción, siempre que se encuentren dentro de los límites tolerables del material.

Para una presa de hormigón sobre roca que supera las condiciones de esfuerzos no se requiere comprobar el volcamiento puesto que, antes de que éste se produzca, el material de la estructura o la fundación ya habría perdido su capacidad de soporte.

La determinación de los esfuerzos se empieza siempre en la cimentación, para luego ir comprobando en varias secciones de su altura, tal como se muestra en la figura 3.17.

Para el análisis de esfuerzos, figura 3.17, se asume la siguiente convención de signos; son positivas las fuerzas que actúan de izquierda a derecha y de arriba hacia abajo. Los momentos son positivos en el sentido antihorario.

Para una dovela de un metro de ancho, los esfuerzos en los extremos de la cortina, aguas arriba y aguas abajo, se las puede determinar con la siguiente ecuación de resistencia de materiales:

$$\sigma_{y1,2} = \frac{\sum V}{b} \mp \frac{\sum M}{b^2} \tag{3.27}$$

Donde: $\sum V$ es la sumatoria de todas las fuerzas verticales.

$\sum M$ – es la sumatoria de los momentos en la estructura.

b – es el ancho de la base en cada sección de análisis.

Si se conocen los valores de los esfuerzos en los extremos, se asume que su distribución en el interior de la estructura el lineal, aunque algunos estudios más detallados indican que la distribución de esfuerzos en el interior de la estructura es parabólica. Aun así, en vista del grado de exactitud de las variables, es aceptable esta idealización.

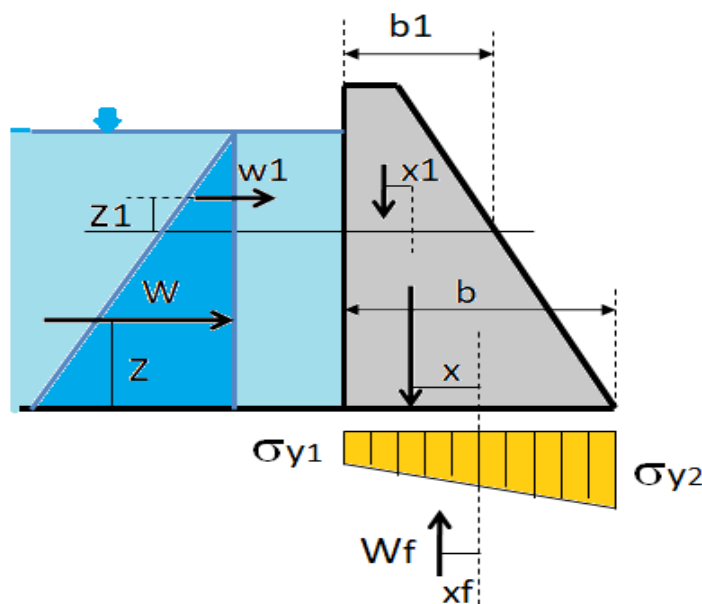


Figura 3.17 Esquema para el análisis de esfuerzos

Los demás esfuerzos, en el sentido x (horizontal) y los esfuerzos de corte, se los determina con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{x1} = \gamma y - (\gamma y - \sigma_{y1})m_1^2 \quad (3.28)$$

$$\sigma_{x2} = \sigma_{y2}m_2^2 \quad (3.29)$$

$$\tau_1 = (\gamma y - \sigma_{y1})m_1 \quad (3.30)$$

$$\tau_2 = \sigma_{y2}m_2 \quad (3.31)$$

Al aplicar la ecuación 3.27 en la cimentación de la presa surgen varias posibilidades para el diagrama de esfuerzos. En la figura 3.18 se indican los tres principales.

La condición óptima para el equilibrio de la estructura al volcamiento corresponde al caso en el que la resultante de todas las fuerzas, figura 3.18a, está ubicada en el tercio medio del ancho de la base. En la figura 3.18b se muestra la condición de equilibrio extrema en la que, el esfuerzo en la cara de aguas arriba es igual a cero, pero todavía no aparecen esfuerzos de tracción. En la figura 3.18c, la resultante se ha desplazado al tercer tercio de la base, lo que significa que deben aparecer esfuerzos de tracción en el vértice de aguas arriba, no admisibles para este tipo de estructuras.

Es preferible que el análisis dinámico de una presa se lo realice con un software especializado con el uso de elementos finitos. A modo de ejemplo comparativo a continuación, se presentan los resultados del análisis de la presa Tierras Blancas realizado por Sosa (2011), figura 3.19, en la que se muestran las isobaras en t/m^2 , en el interior de la presa, para las cargas estáticas y dinámicas. Se puede observar claramente que para estas cargas la distribución de los esfuerzos es totalmente diferente. En el análisis dinámico de la presa, se nota la presencia de esfuerzos de tracción en el sentido vertical, en la zona de contacto de la estructura con la base, que llegaron al valor de $80,24 t/m^2$.

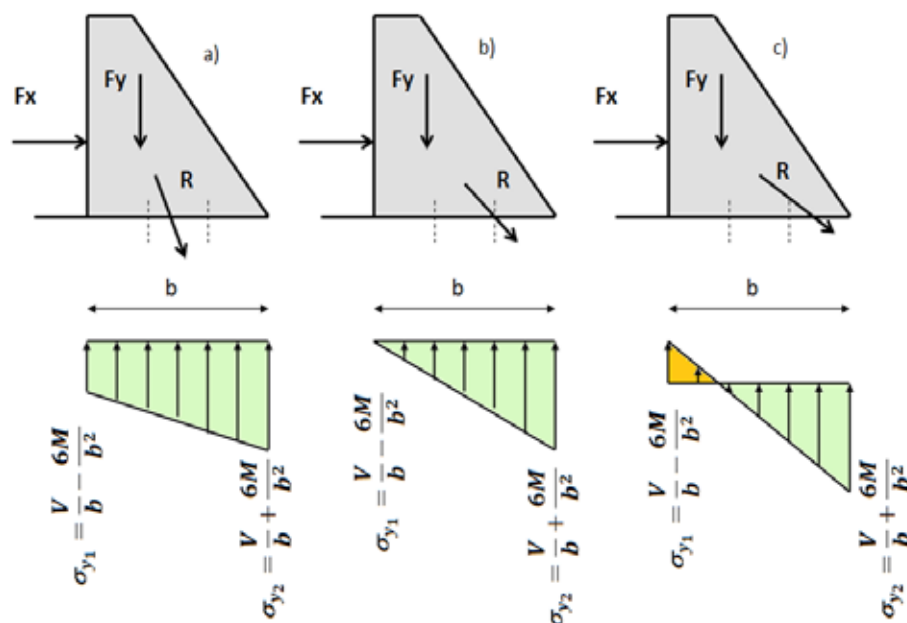


Figura 3.18 Diagrama de esfuerzos en la cimentación de una presa

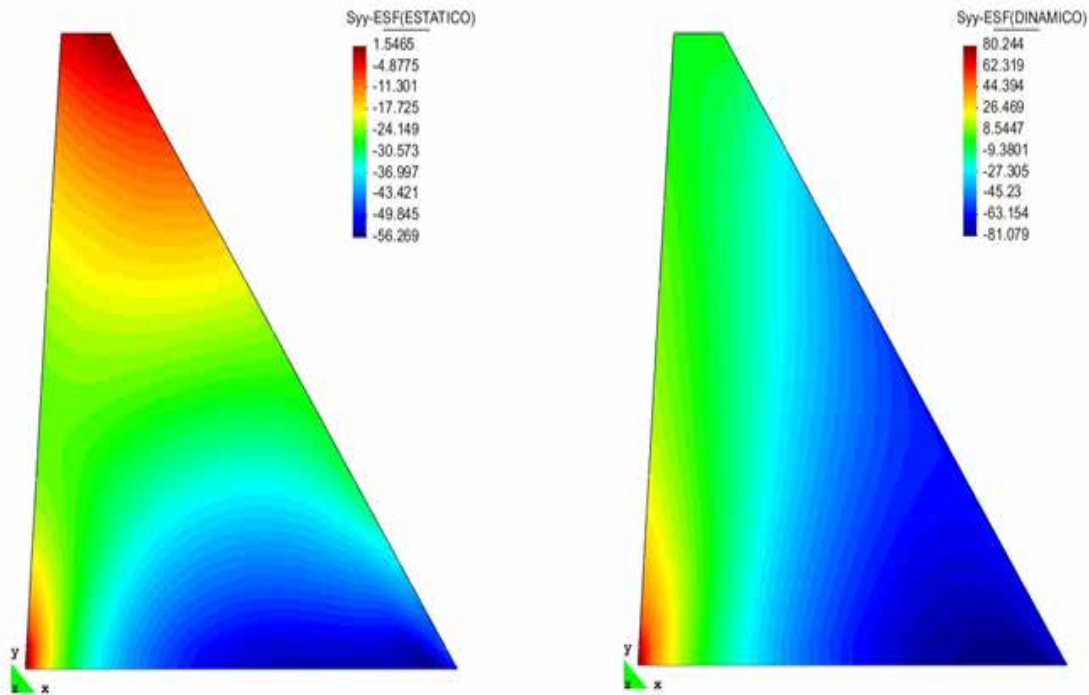


Figura 3.19 Esfuerzos verticales estáticos y dinámicos en la presa Tierras Blancas. Fuente: Sosa (2011)

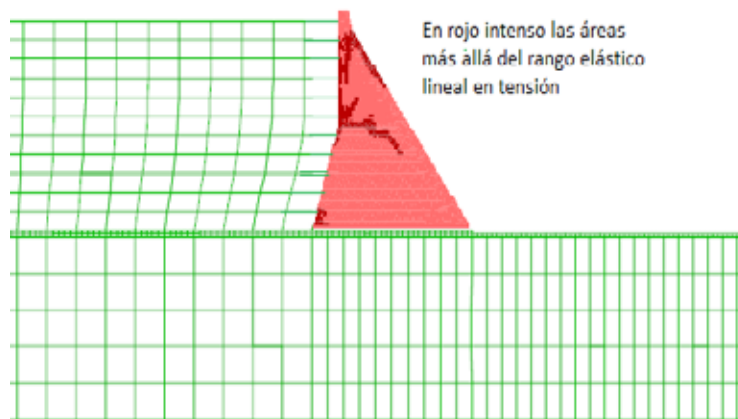


Figura 3.20 Red de elementos finitos para el análisis tensional de la presa El Chontal, Ecuador. Fuente: Bouckovalas (2011)

Con base en el desarrollo de la tecnología, actualmente se realizan simulaciones en dos y tres dimensiones que consideran la interacción con la fundación, como se muestra en la figura 3.20 para el caso de la simulación numérica de la presa El Chontal, Ecuador (Bouckovalas, 2011) y del modelo tridimensional de la presa Manduriacu, figura 3.21.

3.11 SECCIÓN VERTEDORA EN PRESAS DE HORMIGÓN

Una de las ventajas económicas de las presas de hormigón y de otros materiales poco deformables, es la posibilidad de diseñar el aliviadero de excedentes en el cuerpo mismo de la presa, como se puede observar en la figura 3.21.

El diseño hidráulico requiere indefectiblemente conocer los caudales del proyecto y que se haya definido los niveles del embalse, de acuerdo con lo descrito en el Capítulo 2.

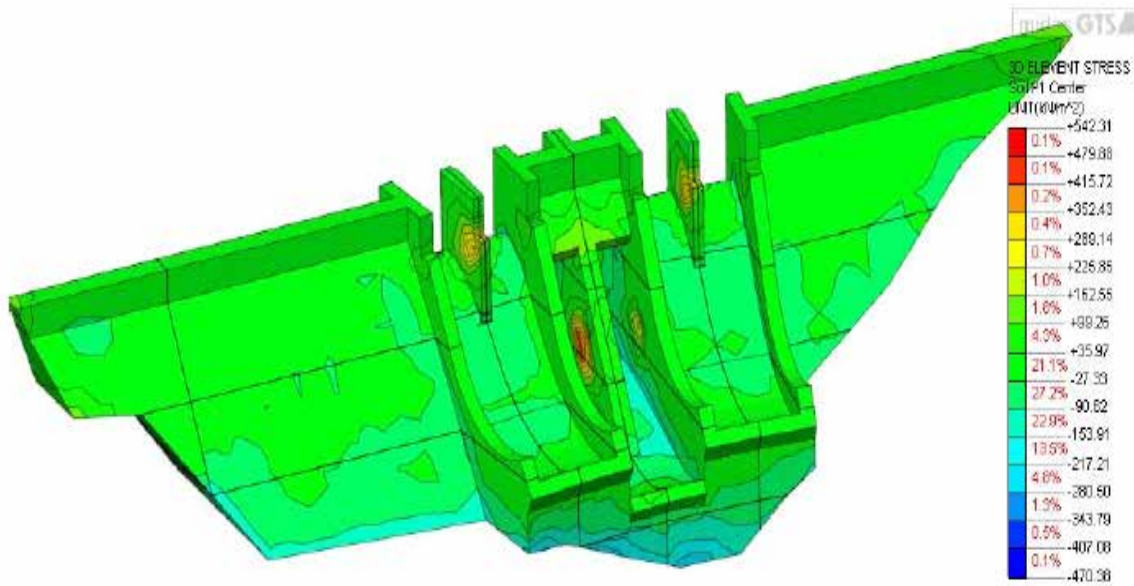


Figura 3.21 Esfuerzos en modelación 3D de la presa Manduriacu. Fuente: Consorcio TCA (2012)

Tabla 3.9 Coordenadas de un vertedero Creager. Fuente: Sotelo (1977)

X	SUPERFICIE LIBRE	PERFIL CREAGER	X	SUPERFICIE LIBRE	PERFIL CREAGER
-2,40	0,989		0,15	0,793	-0,014
-2,00	0,984		0,20	0,779	0,000
-1,60	0,975		0,30	0,747	-0,004
-1,20	0,961		0,40	0,710	-0,011
-0,80	0,938		0,50	0,668	-0,034
-0,40	0,898		0,75	0,539	-0,129
-0,20	0,870		1,00	0,373	-0,283
-0,10	0,837		2,00	-0,743	-1,393
0,00	0,831	-0,125	3,00	-2,653	-3,303
0,05	0,819	-0,066	4,00	-5,363	-6,013
0,10	0,807	-0,033	5,00	-8,878	-9,523

El vertedero se lo diseña, generalmente, con base en las coordenadas del perfil Creager, que se presentan en la tabla 3.9 y su representación gráfica, en la figura 3.22. Los valores indicados corresponden tanto a la lámina interior como a la superficie libre. Las coordenadas están referidas a una carga de diseño de un metro, por lo que; todos los valores se los tiene que multiplicar por el valor de la carga H del proyecto. En la figura 3.23 se observa la presa de hormigón compactado con rodillo y la parte vertedora del proyecto Baba.

La carga se la determina con la ecuación para vertederos utilizando el caudal de diseño Q_d :

$$Q_d = k_H k_s m L \sqrt{2g} H_0^{3/2} \tag{3.32}$$

Donde: m coeficiente de gasto; $m = 0,49$ siempre que no se realicen modificaciones al perfil Creager.

L – la longitud de la cresta. Si existen pilas intermedias se debe corregir el valor por contracción del flujo, figura 4.8.

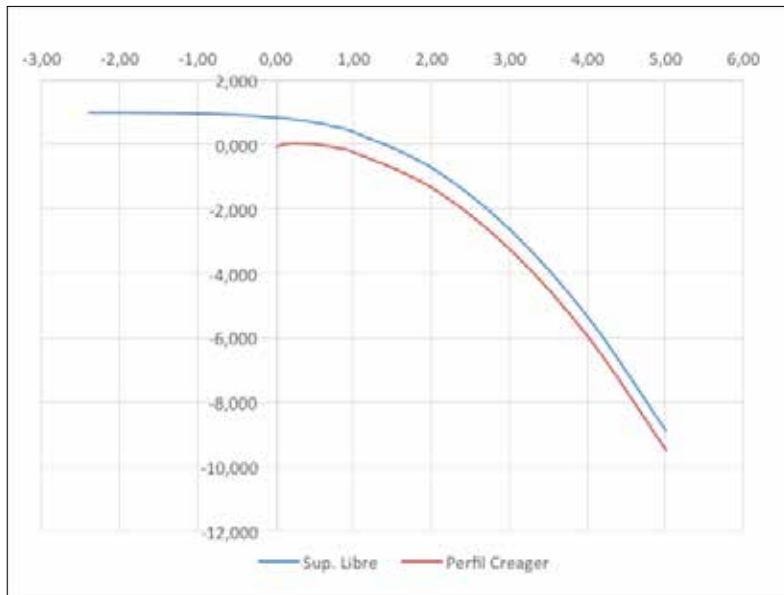


Figura 3.22 Perfil Creager unitario y superficie libre



Figura 3.23 Vista de la sección de cierre y presa vertedora del proyecto Baba, Ecuador

k_H – coeficiente que considera la variación de H respecto a la carga con la que se diseñó el perfil H_d . Se la determina con la ecuación de Rozanov (1985):

$$k_H = 0,62 + 0,38 \left(\frac{H}{H_d} \right)^{1/3} \tag{3.33}$$

k_s – coeficiente de inmersión, se lo determina con la ecuación resultante de la tabla de Pavlovsky, dada en Sandoval (2013):

$$k_s = 1,0 - 1,2924 \left(\frac{hs}{H_0}\right)^3 + 1,0682 \left(\frac{hs}{H_0}\right)^2 - 0,3291 \left(\frac{hs}{H_0}\right) \quad (3.34)$$

Si el diseño no incluye compuertas sobre el vertedero, la cresta, a la escala correspondiente, se hará coincidir con el NAMO y la línea descendente del perfil Creager (línea roja) con la inclinación del talud de aguas abajo, figura 3.24. Si en esta operación, el perfil se sale del talud de aguas arriba del vertedero, se requerirá colocar un diente externo que complete el perfil.

En caso de que se requiera colocar compuertas para el control de las descargas de flujo, el cimacio se lo ubicará en la cota establecida en el proyecto para la descarga antes de proceder con la misma acción, para la implantación del perfil, considerada en el caso anterior.

En el caso en el cual, la sección de la presa de cierre sea mayor al del perfil del vertedero (láminas de agua pequeñas), se requiere extender la parte vertedora y esto se lo realiza, alargando la cara anterior del vertedero hacia aguas arriba, hasta que coincida con el perfil de la sección de cierre, con un ángulo de empate de 45°; siempre que $e \leq 0,3H$, figura 3.25. Si, $e > 0,3H$, la diferencia se completa con una extensión horizontal en el punto más alto del cimacio.

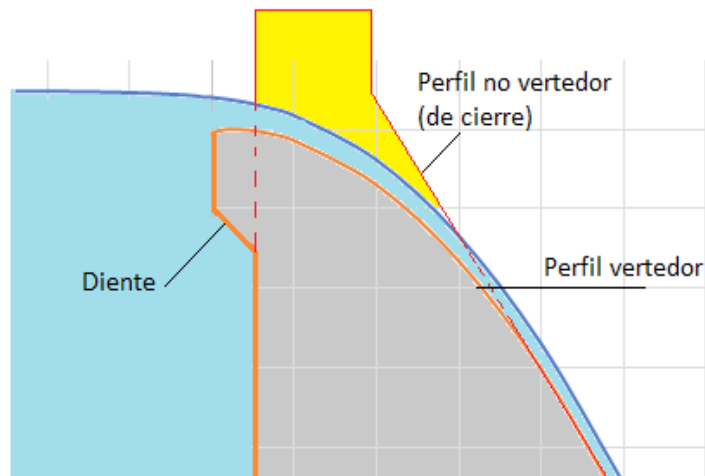


Figura 3.24 Implantación del perfil Creager en la presa

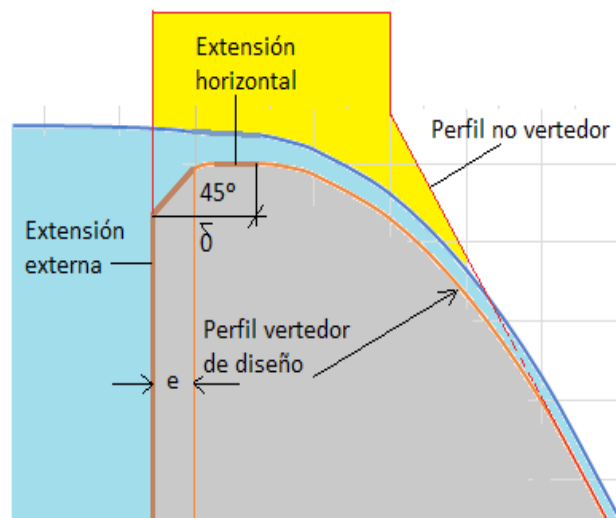


Figura 3.25 Modificaciones del perfil para ubicarlo en la sección de cierre

Todos estos cambios hacen que se modifique el valor del coeficiente de caudal de la ecuación 3.32. Si es que únicamente se utiliza la extensión externa $m = 0,48$ y si se realiza la extensión horizontal, se lo determina con la ecuación de Berezinsky (1950):

$$m = 0,36 + 0,1 \frac{2,5 - \delta/H}{1 + 2\delta/H} \tag{3.35}$$

En el Ecuador es frecuente el uso de los perfiles WES (Waterways Experimental Station), que se presentan en la figura 3.26, desarrollados de manera general por el US Bureau of Reclamation (1982) y estandarizados por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, citado en Chow (2004). Las coordenadas de la parte posterior del vertedero están dadas por la siguiente ecuación:

$$X^n = KYH_d^{n-1} \tag{3.36}$$

Los valores de n y K constan en la figura 3.26 o en la tabla 3.10

Dependiendo de la carga del vertedero y de la altura de la presa los vertederos pueden lucir esbeltos o aplanados, como se puede apreciar en la figura 3.27.

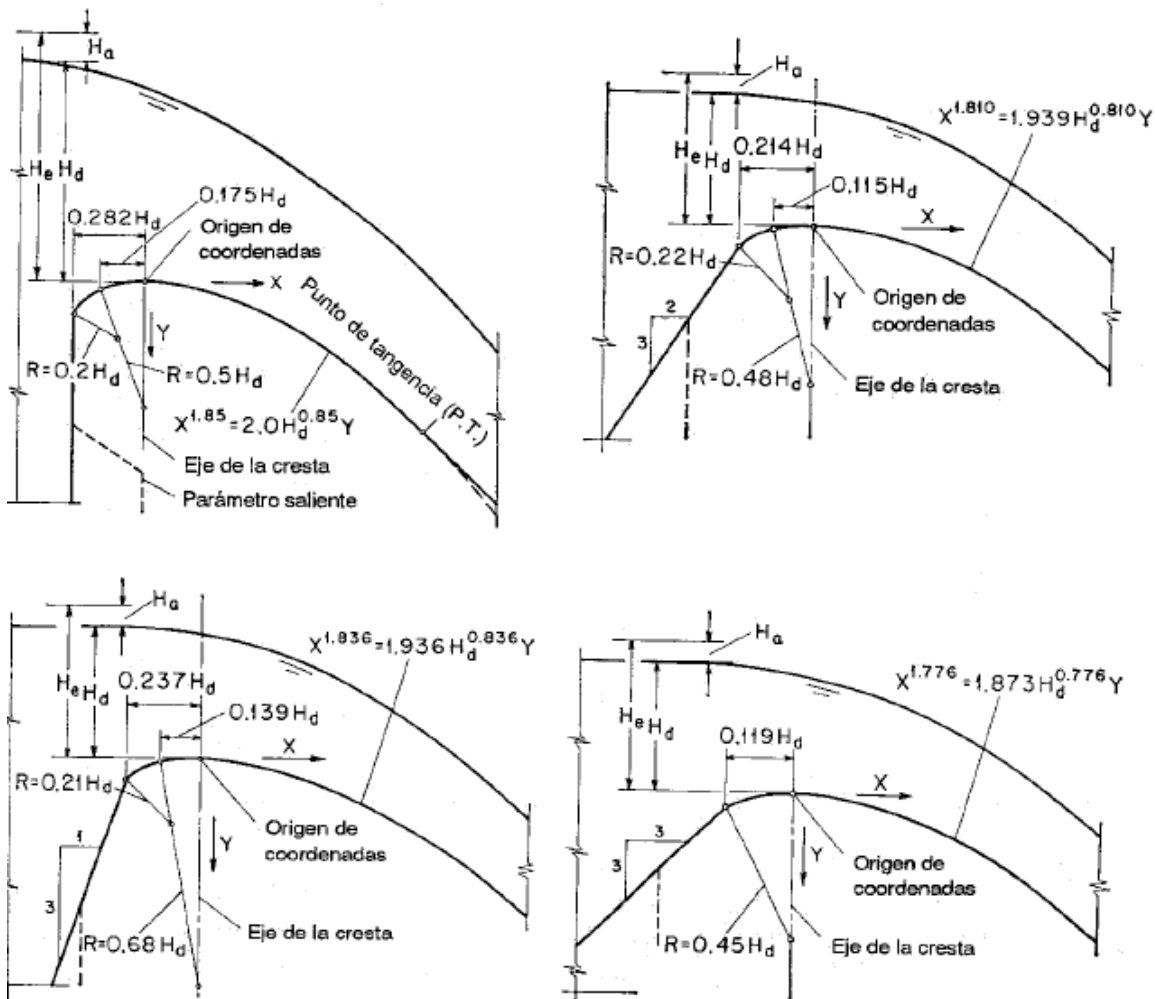


Figura 3.26 Perfiles WES para el diseño de vertederos. Fuente: Chow (2004)

Tabla 3.10 Constantes de la ecuación del perfil WES. Fuente: Chow (2004)

TALUD	K	n
Vertical	2	1,85
1 a 3	1,936	1,836
2 a 3	1,939	1,81
3 a 3	1,873	1,776

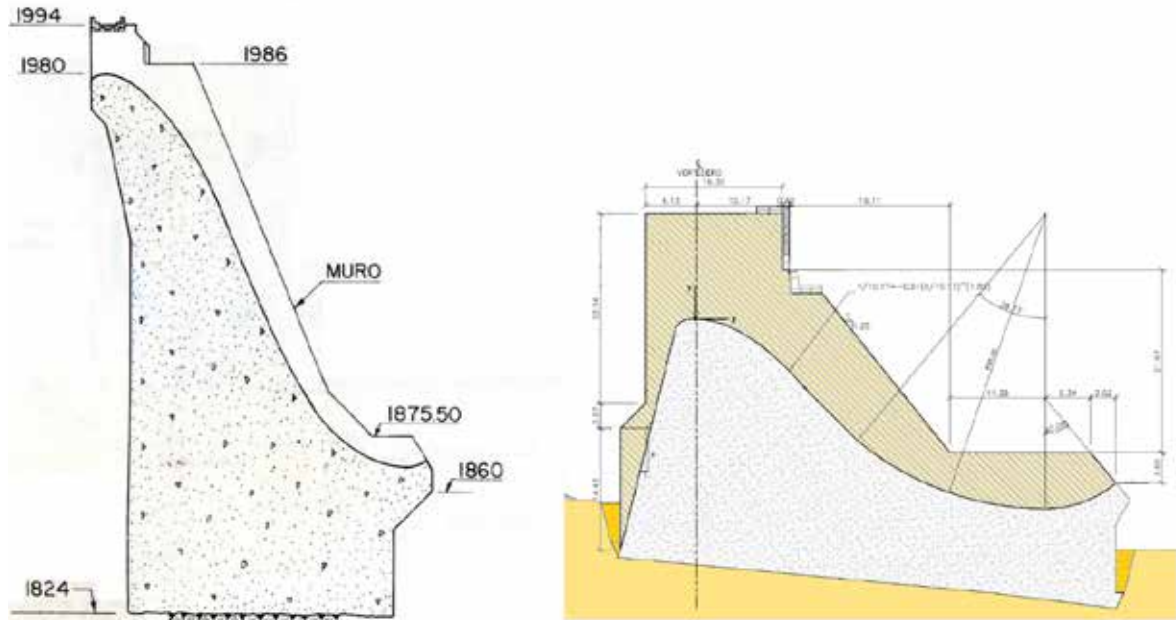


Figura 3.27 Diferentes perfiles de vertederos (esbelto-Paute, aplanado- Manduriacu)

Al estar definido el sector de aguas abajo del perfil WES, por una ecuación, es posible determinar el punto de tangencia del vertedero con el talud de aguas abajo de la presa. Al derivar la ecuación 3.36 y con base en el valor, ya establecido, del talud de la presa no vertedora $m_2 = \text{ctg}\beta_2$, se obtiene la abscisa X_t del punto de tangencia. Esto facilita la implantación del vertedero en el perfil de la presa.

$$X_t = \left(\frac{KH_d^{n-1}}{n m_2} \right)^{1/(n-1)} \quad (3.37)$$

La ecuación con la que se determina el caudal de paso sobre el vertedero WES es:

$$Q_d = C_0 L H_d^{1,5} \quad (3.38)$$

Esta ecuación es semejante a la 3.32 si es que se asume que $C_0 = m(2g)^{0,5}$; sin embargo, existen recomendaciones específicas para la determinación del coeficiente C_0 (Chow, 2004). Se debe tener precaución en el uso de esta referencia para el cálculo de los valores de C_0 , en vista de que está expresada en unidades inglesas, y que el coeficiente cambia de acuerdo con el sistema de unidades. Según Chow (2004), $C_0 = 4,03$ en unidades inglesas. Para el SI $C_0 = 2,17$. Por esta razón, algunos diseñadores prefieren tomar $C_0 = 2$.

Como en la mayoría de los cálculos se utiliza la aceleración de la gravedad, vale la pena mencionar que, en el Ecuador se toma $g = 9,78 \approx 9,8 \text{ m/s}^2$.

Para el caso que la altura del vertedero aguas arriba $p \geq 0,5H$, se recomienda el uso de la siguiente ecuación en el sistema internacional (SI), obtenida para el talud vertical a partir de los ábacos dados en US Bureau of Reclamation (1982).

$$C_0 = 2,047 + 0,1276 \left(\frac{p}{H_0}\right) - 0,0443 \left(\frac{p}{H_0}\right)^2 + 0,0052 \left(\frac{p}{H_0}\right)^3 \tag{3.39}$$

Según Alegret (2005) el coeficiente C_0 se lo determina con la siguiente ecuación:

$$C_0 = \frac{0,385 + 3,9206 \frac{p}{H_0}}{1 + 7,8192 \frac{p}{H_0}} \sqrt{2g} \tag{3.40}$$

De la comparación realizada entre los coeficientes k_H y k_s , resulta que los valores encontrados para los perfiles WES son aproximadamente iguales a los determinados con las ecuaciones (3.33) y (3.34).

Para el caso de otras inclinaciones de los taludes frontales de los vertederos, se recomienda utilizar directamente los ábacos de la referencia US Bureau of Reclamation (1982, pp. 304-311).

3.12 FLUJO AL PIE DE UN VERTEDERO

Cuando se desliza por la parte posterior del vertedero el flujo se acelera y pasa en su condición de subcrítico a supercrítico; esto ocurre en la zona inmediata posterior a la cresta del cimacio. De acuerdo con Bogomolov (1979), la distancia a la que ocurre el cambio de régimen $X \approx 0,46H$. A partir de la profundidad crítica, el flujo forma una curva de derrame sobre la superficie del vertedero, hasta llegar al pie de la presa, donde puede empatar con el nivel de aguas abajo, directamente con la solera o con un deflector tipo esquí.

En cualquiera de los casos se requiere calcular el tirante al pie de la presa, figura 3.28, de acuerdo con el procedimiento descrito en Sandoval (2013):

$$h_c = \frac{Q}{LC_v \sqrt{2g(T_0 - h_c)}} \tag{3.41}$$

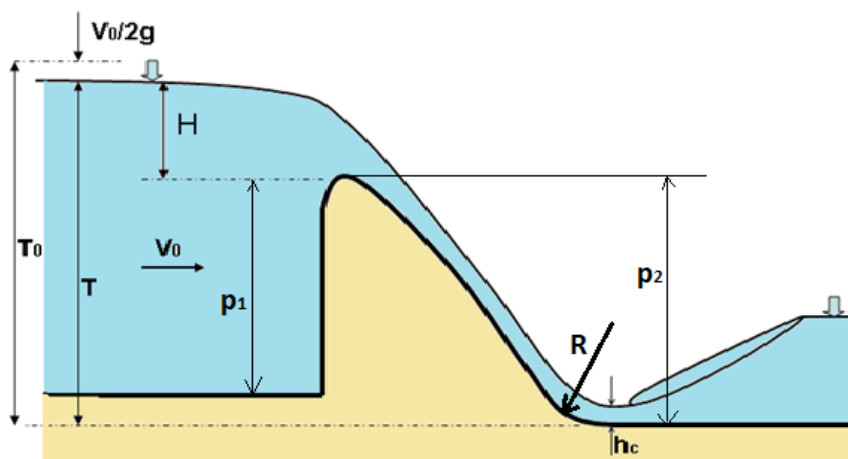


Figura 3.28 Tirante contraído al pie de una presa. Fuente: Sandoval (2013)

Donde: C_v es el coeficiente de velocidad, que corrige la diferencia entre la velocidad teórica y real. De acuerdo con Novak (2001) este se lo puede calcular con la siguiente relación:

$$C_v = 1 - 0,0155 \frac{T-H}{H} \quad (3.42)$$

La ecuación (3.42) fue inicialmente citada por Kiselev (1974) con una aplicación restringida a las presas pequeñas, por lo que Bogomolov (1979) propone la siguiente expresión aplicable para grandes presas:

$$C_v = \left[1 + 0,002 \left(\frac{T-H}{h_{cr}} \right)^{4/3} \right]^{-1} \quad (3.43)$$

Donde: h_{cr} es el tirante crítico del flujo.

De manera aproximada, para un dimensionamiento preliminar, se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$C_v \approx e^{-0,004T} \quad (3.44)$$

Al pie de la presa el flujo cambia de dirección, por lo que se necesita realizar un empate entre el talud de aguas abajo y la horizontal, con un radio de curvatura gradual, figura 3.28. Este radio, según Rasskazov (2008) es $R \geq 5h_c$.

Para determinar el radio de empate Alegret (2005) cita las ecuaciones que se presenta a continuación:

Para presas pequeñas $p_2 \leq 19H_0$

$$\frac{R}{H_0} = 1 + 0,25 \frac{p_2}{H_0} - 0,0004 \left(\frac{p_2}{H_0} \right)^{2,5} \quad (3.45)$$

Para presas grandes $p_2 > 19H_0$,

$$\frac{R}{H_0} = 2,9 \left(\frac{p_2}{H_0} \right)^{0,128} \quad (3.46)$$

Al considerar la distribución de la presión por cambio de dirección Ostiakova (2011) recomienda calcular el radio de empate con la siguiente expresión:

$$R = 2H \sqrt{\left(1 + \frac{p_2}{H} \right)^{0,5} - 1} \quad (3.47)$$

Para presas cimentadas en roca y como una primera aproximación el radio R, se lo puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$R = 1,27 \left(\frac{p_2}{H} \right)^{0,4} \tag{3.48}$$

3.13 DEFLECTOR TIPO ESQUÍ

Para el caso de cimentaciones en roca, lo más recomendable resulta que la conjugación de aguas se la haga mediante un deflector tipo esquí. Esto permite ahorrarse la construcción de un estanque disipador, que es mucho más caro comparado con el deflector propuesto. En teoría, el chorro que se desprende del esquí

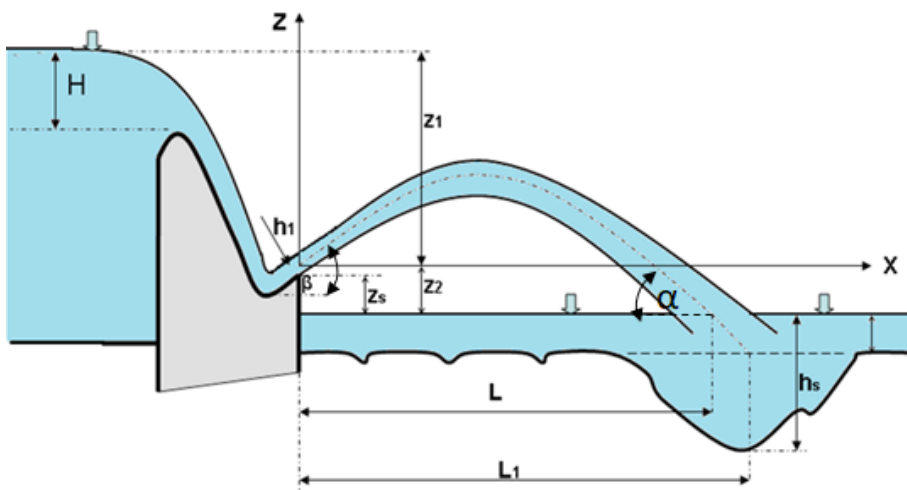


Figura 3.29 Esquema para el cálculo del deflector tipo esquí. Fuente: Sandoval (2013)



Figura 3.30 Deflectores tipo esquí de la presa Pirrís. Costa Rica. Fuente: Anónima

debe, por sí mismo, socavar y producir el colchón de aguas. En la práctica, los diseñadores proponen excavar un cuenco, de dimensiones equivalentes al posible volumen de socavación del chorro; esta recomendación es obligatoria para los casos en los cuales el chorro se impacta muy cerca de la presa.

La metodología de cálculo del deflector está disponible en algunos documentos como; Chow (2004), Slisskiy (1986), Novak (2001), Sandoval (2013) y otros. Consiste básicamente en determinar la longitud de caída del chorro en la zona de aguas abajo y la profundidad final de socavación causada por el impacto del agua, para lo cual, se considera la trayectoria teórica de una partícula ubicada en el centro del flujo, que se desprende del deflector con un ángulo β respecto a la horizontal, figura 3.29.

En la figura 3.30 se observa la trayectoria parabólica del flujo, generada por los deflectores tipo esquí de la presa del Proyecto Pirrís de Costa Rica.

Para realizar el cálculo se requiere conocer la velocidad del flujo en el deflector v_1 , que se la determina en función del tirante contraído $h_1 = h_c$, ecuación 3.41, y el ángulo β que tiene un valor comprendido entre 25° y 30° .

$$L = k_a \frac{v_1^2}{g} \cos\beta \left(\operatorname{sen}\beta + \sqrt{\operatorname{sen}^2\beta - \frac{2gz_2}{v_1^2}} \right) \quad (3.49)$$

Siendo: $z_2 = -(z_s + h_1 \cos \beta/2)$

k_a - coeficiente de aireación del flujo, según Slisskiy (1986) para flujos con $Fr_1^2 < 35$ es $k_a = 1$; y para $Fr_1^2 > 35$, $k_a = 0,8$ a $0,9$.

Novak (2001), citando a Horení (1956), indica que el alcance del chorro es aproximadamente:

$$L = 6q^{1/3} \quad (3.50)$$

Donde: q es el caudal unitario (m^3/s) / m .

Para determinar la profundidad de la socavación producida por el chorro h_s , figura 3.29, el CNE-GP-CICCP (1997) propone las ecuaciones de Veronese y de Martins, respectivamente:

$$h_s = 1,9Z^{0,225} q^{0,54} \quad (3.51)$$

$$h_s = 2,3Z^{0,1} q^{0,6} \quad (3.52)$$

Donde: Z es la diferencia de niveles entre aguas arriba y aguas abajo.

De igual manera Sandoval (2013) presenta la ecuación propuesta por M. Vuizgo, que considera el tamaño de las partículas grandes de las que está compuesto el suelo:

$$h_s = 5,13K \frac{q^{0,567} (Z/g)^{0,15}}{(0,2+d_{90\%})^{0,3}} \quad (3.53)$$

Donde: K - es el coeficiente de desprendimiento del flujo del deflector ($K = 1,0$ a $0,4$); para los deflectores en vertederos de grandes presas $K = 0,7$.

$d_{90\%}$ es el diámetro de las partículas (mm), que corresponde al 90% de la masa del suelo en la zona de impacto del chorro (para roca, se toma el tamaño medio de los bloques).

Patrashev A. de acuerdo con Bolshakov (1979), propuso calcular la profundidad de socavación con la siguiente fórmula:

$$h_s = 3,9\sqrt{q} \sqrt[4]{\frac{Z_0}{d_{90\%}}} \quad (3.54)$$

Donde, $Z_0 = Z + v_0^2/2g$

$d_{90\%}$ es el diámetro, en mm, de las partículas correspondiente al 90% de la curva granulométrica.

Para una caída del chorro sobre rocas con grietas y fisuras el VNIIG P80-79 (1979) recomienda calcular la profundidad de socavación con la siguiente expresión:

$$h_s = h_1 F_r (0,1 + 0,45\sqrt{F_r}) \sqrt[4]{\frac{h_a}{d}} \quad (3.55)$$

Donde: Fr es el número de Froude a la salida del flujo del esquí calculado con el tirante h_1 , figura 3.29.

d - es el diámetro medio, en metros, de los bloques representativos del macizo rocoso en el que impacta el chorro.

A partir de la misma fuente VNIIG P80-79 (1979) se tiene que las dimensiones del pozo de socavación se las establece en forma de un trapecio invertido, con un talud inicial de 2,2 (en el sentido del flujo); el final 1,5 y, la longitud de la base del fondo de $2,5h_{cr}$.

Si, para dimensionar el pozo de socavación se toma en cuenta la recomendación de CNEGP-CICCP (1997), relacionada con la profundidad máxima de fluctuación de la presión por la caída de un chorro, en sentido vertical, se tendría que, $h_{s\text{máx}} \leq 0,45Z$. Este valor debería disminuir cuando el ángulo de ingreso del flujo (chorro) al agua es inferior a 90° , tanto como por la aireación del flujo antes de su ingreso al nivel de aguas abajo, que no se la considera en este caso:

$$h_{s\text{máx}} = 0,45k_\alpha Z \quad (3.56)$$

Donde k_α - es el coeficiente de reducción relacionado con el ángulo de ingreso del flujo a la superficie libre de aguas abajo. Si se utiliza la ecuación de Mijaliiov (1971) se tiene que,

$$k_\alpha = \text{sen}\alpha + \frac{\text{cos}\alpha}{3} \quad (3.57)$$

El ángulo α de ingreso del flujo en el nivel de aguas abajo según Slisskiy (1986) es,

$$tg\alpha = \sqrt{tg^2\beta - \frac{2gz_2}{v_1^2 \cos^2\beta}} \quad (3.58)$$

3.14 ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS DEL VERTEDERO

En un vertedero existen algunos elementos, que se requiere diseñarlos como, por ejemplo, los pilares o pilas, compuertas, aireadores, muros laterales o cajeteros, puentes, etc. A continuación, se presenta una breve descripción de algunos de esos elementos.

Las pilas o pilares de un vertedero sirven para soportar el puente que completa la corona y las compuertas de regulación, si la descarga es controlada, o para separar la longitud total en vanos. De acuerdo con Chow (2004) el ancho de una pila se lo puede fijar entre 0,2 a 0,3 la longitud del vano, dependiendo de la función que cumpla. La longitud de un vano puede variar desde 2 m hasta 20 m o más, en tanto que, la altura dependerá del tipo de compuerta que se utilice; para planas y de segmento de circunferencia, la altura de la compuerta puede ser igual a 0,5 a 0,75 la longitud del vano. La altura de la compuerta depende de la carga sobre el vertedero más un borde libre mínimo de 5 a 20 cm. Algunos detalles sobre la geometría de las pilas se presentan en el capítulo 4.

La altura de los muros laterales, o cajeteros, debe ser suficiente para contener la lámina del flujo más un borde libre. Para el cálculo de la profundidad de la lámina de agua se recomienda el uso de un software, entre los cuales el más amigable es el H-CANALES. El borde libre, según el USBR, citado en CNEGP-CICCP (1997) se lo puede establecer mediante la siguiente relación:

$$b_1 = 0,61 + 0,04vh^{1/3} \quad (3.59)$$

O, según Zhuravliov (1979):

$$b_1 = 0,2Q^{0,24} \quad (3.60)$$

En ningún caso el borde libre puede ser inferior a 0,3 m. Tratándose de flujos supercríticos se recomienda ser generoso cuando se establece las alturas de los muros laterales, con el fin de evitar las salpicaduras del flujo fuera de los cajeteros.

El flujo de alta velocidad se mezcla de manera natural con el aire, lo que beneficia las condiciones de trabajo de una estructura; sin embargo, con el fin de evitar que aparezca el fenómeno de la cavitación, cuando la velocidad del flujo supera los 25 m/s (SP 290.1325800.2016, 2016), se requiere introducir aire al flujo (aireación artificial), con el fin de proteger las paredes y la solera del vertedero o estructura hidráulica. La introducción de aire en el flujo evita que se formen burbujas de vacío debido a las altas velocidades y que éstas implosionen en zonas de mayor presión.

La presencia de aire modifica la estructura del flujo, ya que éste pasa a ser bifásico; así también, entre otros cambios, puede modificar la profundidad y la carga dinámica.

De acuerdo con Isachenko, N., citado por Rozanov (1985) y Slisskiy (1986), el caudal de aire que se requiere inyectar al flujo se lo puede determinar mediante la relación:

$$Q_{aire} = 0,04Q_{flujo}\sqrt{Fr^2 - 40} \quad (3.61)$$

Para mantener condiciones de seguridad, se recomienda que la velocidad en los ductos de aireación no supere los 60 m/s.

Para una mejor comprensión de este tema y para visualizar los tipos de aireadores que se utilizan en los vertederos se recomienda revisar CNEGP-CICCP (1997, Anexo 2).

3.15 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA PRESA SOBRE ROCA

Objetivo: Diseñar una presa de hormigón a gravedad, su sección de cierre, figura 3.31 y sección vertedora sin compuertas. Determinar las fuerzas actuantes, los coeficientes de estabilidad y los esfuerzos en la cimentación, para las combinaciones **N21** y **A23**, con los datos que aparecen a continuación

Datos:

Cota NAME = 40,70 msnm

Cota NAMO = 39,00 msnm

Cota NAA = 18,90 msnm

Cota NSC = 17,60 msnm

Nivel de los sedimentos (azolves) = 23,95 msnm

Caudal laminado $Q_{m\acute{a}x} = 48,07 \text{ m}^3/\text{s}$

Cota de la Corona = NAME + altura de la ola + 0,4 (IV categoría)

Nivel mínimo de aguas abajo = 1,3 m

Fundación: Roca de buena calidad.

$\gamma_{\text{agua}} = 1000 \text{ kg/m}^3$

$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$

$\gamma_{\text{azolves}} = 2700 \text{ kg/m}^3$

D = Fetch = 15,6 km

w - Velocidad del viento = 11 m/s

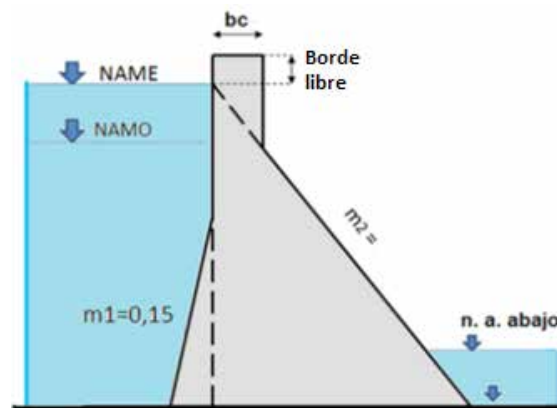


Figura 3.31 Esquema de la presa a diseñarse

Talud aguas abajo m_2 = Según necesidades de estabilidad

Talud aguas arriba m_1 = 0,15

Zona Sísmica V (Escala de Mercalli, I=8)

Porosidad de los azolves n = 0,3

3.15.1 Cota de la corona de la presa

Para determinar la altura de la ola se utilizará las ecuaciones (3.4) y (3.6) en las que se ingresa la velocidad del viento y el fetch.

Se procede a calcular los coeficientes:

$$K = 1 + \frac{1}{e^{0,4 \cdot 15,6/11}} = 1,57$$

$$\beta = \frac{1}{9 + 19e^{-14/11}} = 0,07$$

La altura de la ola, ecuación (3.4):

$$h = 0,073 * 1,57 * 11 \sqrt{15,6 * 0,07} = 1,32 \text{ m}$$

Al tratarse de una zona sísmica se requiere calcular la altura de la ola por sismo con las ecuaciones (3.23) y (3.24) y los siguientes datos:

Según la NEC-SE-DS (2014) para la zona sísmica V; $Z=0,4$

Tabla 3.6, roca buena $t_e=0,45$ s

Profundidad del agua $H = 40,7 - 17,6 = 23,1$ m

Se asume que, $Z = \alpha$

$$h_s = 0,5 * 0,4 * 0,45 \sqrt{9,8 * 23,1} = 1,35 \text{ m}$$

$$h_s = 0,4 + 0,76(8 - 6) = 1,92 \text{ m}$$

Como dato se estableció que la cota de la corona $CC = NAME + \text{altura de la ola} + 0,4$

$$CC = 40,70 + 1,32 + 0,4 = 42,42 \text{ msnm}$$

$$CC = 40,70 + 1,35 + 0,4 = 42,45 \text{ msnm}$$

$$CC = 40,70 + 1,92 + 0,4 = 43,02 \text{ msnm}$$

Por condiciones constructivas, conociendo que una presa de hormigón tiene mejores condiciones para soportar una ola y que, además es poco probable que se presente un sismo con el embalse completamente lleno y con la cota del NAME, se estableció en 43 msnm la cota de la corona.

Cota de la Corona= 43,00 msnm

3.15.2 Altura de la presa

Altura de la Presa = Cota de la Corona – NSC = 43,0-17,6 =25,40 m

Altura de la Presa =25,40 m

La profundidad de excavación de la cimentación se asume igual a 1m, por tratarse de una roca de buena calidad.

3.15.3 Borde libre

Borde libre=Cota de la corona-NAME

Borde libre=43,00-40,70=2,3 m

Borde libre=2,3m

3.15.4 Ancho de la corona

El ancho de la corona puede constituir un dato, pero en otros casos, se lo debe establecer de acuerdo con las condiciones de la vía, o con la ecuación (3.1):

$$B=1,6*25,4^{0,315}=4,43 \approx 4,5 \text{ m}$$

Ancho de la corona=4,5 m

3.15.5 Talud de aguas abajo

Al tratarse de una presa a gravedad, el talud de aguas abajo puede variar entre 0,6 y 1,0. Considerando que es una zona sísmica, se decidió establecer el talud de aguas abajo $m_2 = 0,8$ (ver figura 3.32).

Nota: Inicialmente se realizó el cálculo para $m_2 = 0,75$, que no cumplió con el coeficiente de seguridad requerido.

Con el valor asumido se tiene que la longitud de la base, considerando la altura del triángulo $h_t = 40,7-17,6 = 23,1$ m (no se toma en cuenta la profundidad de la cimentación)

$$B=0,15*23,1+0,8*23,1=3,47+18,48=21,95 \text{ m}$$

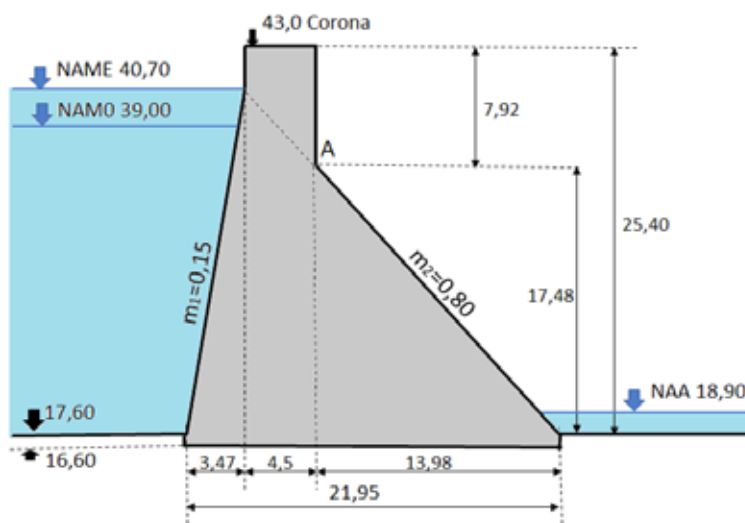


Figura 3.32 Esquema de la presa con las dimensiones establecidas

Con el fin de establecer formas geométricas simples, se ha dividido el cuerpo de la presa en dos triángulos y un rectángulo y, por lo tanto, la base del triángulo de aguas abajo sería; $18,48 - 4,50 = 13,98$ m, figura 3.32.

Para la cimentación se decidió profundizar verticalmente un metro, para evitar que, en la base, aparezca una arista viva y se evite la concentración de esfuerzos en esos puntos.

El vértice A, figura 3.32, se lo podría haber eliminado, uniendo la línea vertical con el talud m_2 mediante un radio de curvatura. Así se conseguiría que la unión sea gradual y se evite la concentración de esfuerzos; sin embargo, esto requiere un costo adicional en mano de obra y encofrado, por lo que se decide mantener la solución inicial.

3.15.6 Relación de esbeltez

Tabla 3.11 Relación de esbeltez

ANCHO DE LA PRESA [B]	21,95	m
ALTURA DE LA PRESA [P]	25,40	m
$\beta=B/P$	0,86	

$$\beta = \frac{B}{P} = \frac{21,95 \text{ m}}{25,4 \text{ m}} = 0,86$$

3.15.7 Determinación de las fuerzas

Las fuerzas se las determina para una dovela de un metro de ancho.

Fuerzas de Presión

Las fuerzas de presión están dadas por el empuje del agua, tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa, y el empuje por inmersión que se produce en la parte baja de la presa, figura 3.33.

$$H_1 = 40,70 - 17,6 + 1 = 24,1 \text{ m}$$

$$W_1 = \frac{1}{2} \gamma (H_1)^2$$

$$W_1 = \frac{1}{2} (1)(24,1)^2 = 290,405 \text{ t}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} \gamma (H_2)^2$$

$$H_2 = NAA - NSC + h \text{ cimiento}$$

$$H_2 = 18,9 - 17,6 + 1 = 2,30$$

$$W_2 = \frac{1}{2} (1)(2,30)^2 = 2,65 \text{ t}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} \gamma H_1^2 * m_1$$

$$W_3 = \frac{1}{2} (1)(24,1)^2 * 0,15 = 43,561 \text{ t}$$

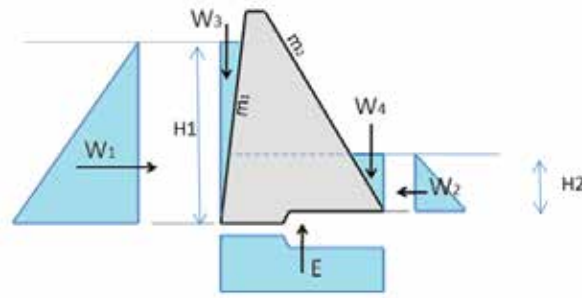


Figura 3.33 Esquema de las fuerzas del agua

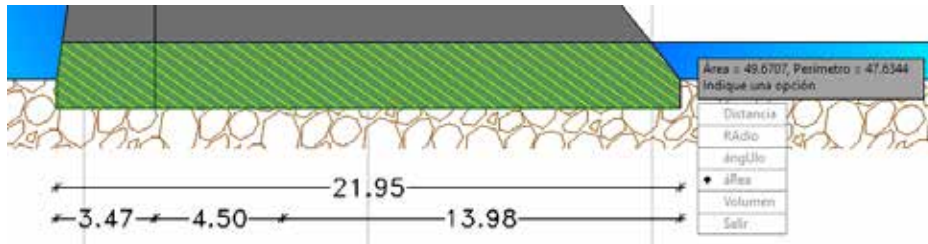


Figura 3.34 Determinación del cuerpo de presión

$$W_4 = \frac{1}{2} * H_2^2 * m_2$$

$$W_4 = \frac{1}{2} * 2,30^2 * 0,80 = 2,12 \text{ t}$$

$$E = \gamma * V_{cp}$$

El cálculo del volumen sumergido de la presa se lo realizó con la ayuda del software AutoCAD, figura 3.34.

$$V_{cp} = \text{Area} * \text{Ancho} = 49,67 * 1 = 49,67 \text{ m}^3$$

$$E = 1 * 49,67 = 49,67 \text{ t}$$

Peso de la estructura

Se calcula el peso de la presa de acuerdo con las áreas de los elementos geométricos fundamentales que lo conforman, figura 3.35, como constan en la tabla 3.12.

Fuerza de supresión

Debido a que las combinaciones que se utilizarán en el ejemplo **N21** y **A23** contemplan las operaciones con los niveles de proyecto y máximo y, en este caso, los dos coinciden con el NAME, únicamente se determinará la fuerza de subpresión para este nivel.

Tabla 3.12 Áreas para determinar el peso propio

ELEMENTO	AREA(m ²)	VOLUMEN(m ³)	Gi (t)
1	114,300	114,300	279,40
2	40,021	40,021	97,83
3	122,150	122,150	298,59
4	21,945	21,945	53,64
		GT(t)	729,46

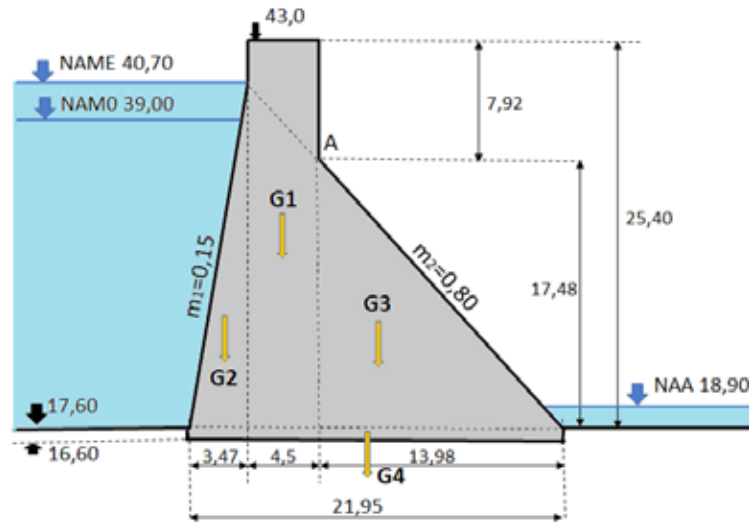


Figura 3.35 Esquema para el cálculo del peso propio

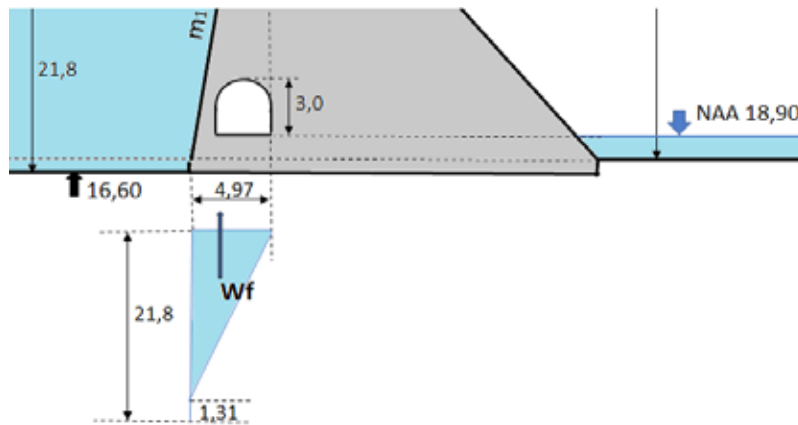


Figura 3.36 Galería de inyecciones y diagrama de subpresiones

Diferencia de niveles entre aguas arriba y abajo:

$$H = \text{Cota NAME} - \text{NAA} = 40,70 - 18,9 = 21,8 \text{ m}$$

Como H es menor que 25, se utiliza la ecuación (3.9) para calcular Wf, en tanto que los coeficientes se los asumen de la tabla 3.5.

$$\alpha_0 = 0,06$$

$$\alpha_2 = 0,8$$

Como se requiere realizar en la cimentación una cortina de inyecciones y perforaciones que funcionen como drenes, se decidió construir una galería ubicada cerca del talud de aguas arriba, cuyas dimensiones se indican en la figura 3.36, a partir de lo cual se estableció la dimensión L, para el cálculo de la subpresión:

$$Wf = \frac{1}{2} * 1 * 21,8 * 4,97(1 - 0,06) * 0,8$$

$$Wf = 40,738 \text{ t}$$

Presión de Azolves

Para determinar la presión que ejercen los sedimentos sobre la presa, se necesita conocer el nivel al que llegaran al final del período de vida de la obra. La profundidad de los azolves es: $23,95\text{msnm} - 17,6\text{msnm} = 6,35 \text{ m}$

$$h_a = 6,35 \text{ m}$$

La fuerza de la presión de los azolves se la determina con la ecuación (3.14) y el valor del peso específico sumergido del suelo con la (3.15). El coeficiente K_p se lo asume igual a 1, que corresponde a suelos finos (arcillas) debido al tipo de suelo que existe en la zona del embalse:

$$\gamma_a = 2,7 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma = 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

$$n = 0,3 \text{ (dato)}$$

de donde:

$$\gamma_a = 2,7 - 1(1 - 0,3) = 2 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}, \text{ y la fuerza de los azolves:}$$

$$W_a = 2 * \frac{6,35^2}{2} * 1 = 40,32 \text{ t}$$

Presión por Impacto de una Ola

La altura de la ola se la determinó anteriormente,

$$h = 1,32\text{m}$$

A continuación, se calcula la longitud de la ola, ecuación (3.5):

$$\lambda = 0,073 * 11 * \sqrt{\frac{15,6}{0,07}} = 11,99 \text{ m}$$

La profundidad del embalse, cuando esté lleno de sedimentos es:

$$H = H_{\text{NAME-NSC}} - h_a$$

$$H = 40,7 - 17,6 - 6,35 = 16,75 \text{ m}$$

Los parámetros adimensionales para el uso de los ábacos de la figura 3.13 son:

$$\frac{\lambda}{H} = \frac{11,99}{16,75} = 0,72$$

$$\frac{h}{\lambda} = \frac{1,32}{11,99} = 0,11$$

Como el valor de h/λ supera el límite del ábaco, se toma el valor extremo en la línea discontinua, con el dato de λ/H . Así resulta que, los valores de k_p y k_m aproximadamente son:

$$K_P = 0,10$$

$$K_M = 0,20$$

Con estos valores se determina $P_{\text{máx}}$ y $M_{\text{máx}}$,

$$P_{\text{max}} = 0,10 * 1 * 1,32 \left(16,75 + \frac{1,32}{2} \right) = 2,298 = 2,3 \text{ t}$$

$$M_{\text{max}} = 0,2 * 1 * 1,32 \left(\frac{1,32^2}{6} + \frac{1,32 * 16,75}{2} + \frac{16,75^2}{2} \right) = 40,03 \text{ t * m}$$

Fuerzas Sísmicas

El factor de zona sísmica toma en cuenta el lugar en el que está ubicada la presa. Para este caso se tuvo como dato, que corresponde a la zona V.

Si $Z = 0,4$, con las ecuaciones (2.17) y (3.18) se tiene que:

$$\alpha_h = \frac{Z}{1 + 3Z} = \frac{0,4}{1 + 3(0,4)} = 0,182$$

$$\alpha_v = \frac{2}{3} \alpha_h = \frac{2}{3} * 0,182 = 0,121$$

A partir del peso de la presa $G = 729,46 \text{ t}$, a través de la ecuación (3.16) se encuentra que:

Componente horizontal,

$$S_h = G * \alpha_h = 729,46 * 0,182 = 132,76 \text{ t}$$

Componente vertical,

$$S_v = G * \alpha_v = 729,46 * 0,121 = 88,26 \text{ t}$$

Tabla 3.13 Aceleración según la zona sísmica. Fuente: NEC-SE-DS (2014)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

La fuerza hidrodinámica se la determina con las ecuaciones (3.21) y (3.22), para lo cual se requiere conocer la profundidad del agua descontando los sedimentos:

$$H = \text{Cota NAME} - \text{NSC} - h_a$$

$$H = 40,7 - 17,6 - 6,35 = 16,75 \text{ m}$$

El período de vibración se lo toma de la tabla 3.6, $t_c = 0,45$:

$$C_e = \frac{0,817}{\sqrt{1 - 0,72 \left(\frac{16,75}{304,8 * 0,45} \right)^2}} = 0,821$$

En consecuencia, la fuerza hidrodinámica es:

$$W_s = \frac{2}{3} * 0,821 * 0,182 * 16,75 * \sqrt{16,75 * 16,75} = 27,95 \text{ t}$$

La fuerza sísmica generada por los sedimentos, ecuación (3.20) es:

$$W_{sa} = 2,15 \alpha_h \gamma_a H^2 = 2,15 * 0,182 * 2 * 6,35^2 = 31,56 \text{ t}$$

3.15.8 Factor de seguridad al deslizamiento y esfuerzos

Una presa a gravedad debe cumplir con los factores de seguridad establecidos en las normas de diseño para cada una de las combinaciones establecidas. En el presente ejemplo se analizará únicamente las combinaciones N21 y A23, para partir de lo cual se ha elaborado la tabla 3.15, en la que aparece un resumen de las fuerzas.

Para la elaboración de la tabla se tomó en cuenta la siguiente convención de signos:

$$\begin{aligned} \rightarrow + T &= \sum \text{Sumatoria de componentes horizontales} \\ \downarrow + N &= \sum \text{Sumatoria de componentes verticales} \end{aligned}$$

Tabla 3.15 Resumen de fuerzas

Fuerza	Valor	U
W1	290,41	t
W2	2,65	t
W3	43,56	t
W4	2,12	t
G	729,46	t
E	49,67	t
Wf	40,74	t
Wa	40,32	t
Pmáx	2,30	t
Sv	88,26	t
Sh	132,76	t
Ws	27,95	t
Wsa	31,56	t

Combinación N21

N21=Peso propio+E hidrostático (NAP)+Subpresión+E sedimentos+Efectos térmicos+Ola máxima (NAP)

$$N=G+W3+W3'+W4-E-Wf$$

$$T=W1-W2+Wa+Pmáx$$

Así se tiene que:

$$N=729,46+43,56+0+2,12-49,67-40,74$$

$$N=684,73 \text{ t}$$

$$T=290,41-2,65+40,32+2,30$$

$$T=330,38 \text{ t}$$

Cálculo del coeficiente de deslizamiento, mediante la tabla 3.15:

$$f = 0,75$$

$$c = 0,4 \text{ MPa} = 40 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha=0 \rightarrow \text{forma de cimentación; } \text{Cos}(0)=1; \text{Sen}(0)=0$$

$$F= 21,95 \text{ m (dimensión de la base)}$$

$$ksd = \frac{0,75 * 684,73 * 1 + 330,38 * 0 + 40 * 21,95}{330,38 * 1 + 684,73 * 0}$$

$$ksd=4,21 > 3 \rightarrow \text{OK cumple con la estabilidad}$$

Combinación A23

A23=Peso propio+E hidrostático (NMN)+Subpresión+Efecto sísmico del proyecto+E sedimentos+Ola sísmica

$$N=G+W3+W3'+W4-E-Wf-Sv$$

$$T=W1-W2+Sh+Wa+Wsa+Ws$$

Por lo tanto:

$$N=729,46+43,56+0+2,12-49,67-40,74-88,26$$

$$N=596,47 \text{ t}$$

$$T=290,41-2,65+132,76+40,32+31,56+27,95$$

$$T=520,35 \text{ t}$$

Cálculo del coeficiente de deslizamiento:

$$f = 0,75$$

$$c = 0,4 \text{ MPa} = 40 \text{ T/m}^2$$

$$\alpha=0 \rightarrow \text{forma de cimentación; } \text{Cos}(0)=1; \text{Sen}(0)=0$$

$$F= 21.95 \text{ m (dimensión de la base)}$$

$$k_{sd} = \frac{0,75 * 596,47 * 1 + 40 * 21,95}{520,35 * 1} = 2,55$$

ksd=2,55 >2 →OK cumple con la estabilidad

Determinación de los esfuerzos

Para encontrar los momentos que se presentan en las tablas 3.16 y 3.17, de acuerdo con las combinaciones solicitadas, se determinan los brazos de palanca de cada una de las fuerzas.

Para encontrar el centro de gravedad de la presa se utilizó el programa AutoCAD, figura 3.37

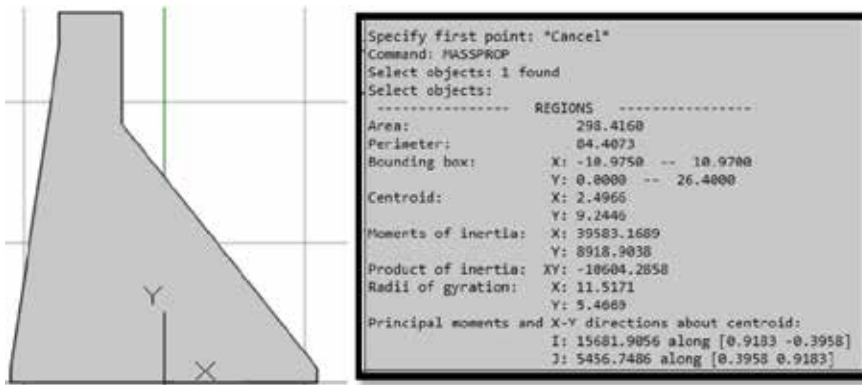


Figura 3.37 Esquema para la determinación del centro de gravedad

Tabla 3.16 Momentos para la Combinación N 21

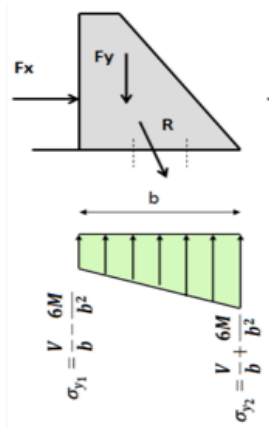
MOMENTOS EN LA SECCION NO VERTEDORA			
Combinación N21			
Fuerza	Valor (t)	Brazo (m)	Momento (t.m)
W1	290,41	-8,03	-2331,99
W2	2,65	0,43	1,14
W3	43,56	9,37	408,16
W4	2,12	-10,28	-21,79
G	729,46	2,50	1823,65
Wf	40,74	-7,66	-312,07
Wa	40,32	-2,12	-85,48
P max	2,30		-40,03
E	49,67	0,00	0,00
Momento Total (t. m)			-558,41

Combinación (N21)

La fuerza V es la suma de las fuerzas verticales

$$V=N=684,73 \text{ t}$$

Al aplicar la ecuación de esfuerzos se tiene que:



$$\sigma_{y_i} = \frac{V}{b} \pm \frac{6M}{b^2}$$

$$\sigma_{y_1} = \frac{684,73}{21,95} - \frac{6 * 558,41}{21,95^2} = 24,24 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{y_2} = \frac{684,73}{21,95} + \frac{6 * 558,41}{21,95^2} = 38,15 \text{ t/m}^2$$

Verificación de Esfuerzos

La relación de esfuerzos debe ser inferior a 3:

$$\frac{38,15}{24,24} = 1,57 < 3 \text{ cumple}$$

Esfuerzos en sentido x (Combinación N21)

$$\sigma_{x1} = \gamma y - (\gamma y - \sigma_{y1}) m_1^2$$

$$\sigma_{x1} = 1 * 24,1 - (1 * 24,1 - 24,24) 0,15^2$$

$$\sigma_{x1} = 24,10 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{x2} = \sigma_{y2} m_2^2$$

$$\sigma_{x2} = 38,15 * 0,80^2$$

$$\sigma_{x2} = 24,42 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzos cortantes (Combinación N21)

$$\tau_1 = (1 * 24,1 - 24,24) 0,15^2$$

$$\tau_1 = -0,003 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_2 = 38,15 * 0,80$$

$$\tau_2 = 30,52 \text{ t/m}^2$$

Combinación A23

Tabla 3.17 Momentos para la Combinación A 23, sección no vertedora

Fuerza	Valor (t)	Brazo (m)	Momento (t.m)
W1	290,41	-8,03	-2331,99
W2	2,65	0,43	1,14
W3	43,56	9,37	408,16
W4	2,12	-10,28	-21,79
G	729,46	2,50	1823,65
Wf	40,74	-7,66	-312,07
Wa	40,32	-2,12	-85,48
Was	31,56	-3,81	-120,24
Ws	27,95	-13,05	-364,75
Sh	132,76	-9,24	-1226,70
Sv	88,26	-2,5	-220,65
E	49,67	0,00	0,00
Momento Total (t.m)			-2450,72

$$N = G + W3 + W4 - E - Wf - Sv$$

$$N = 729,46 + 43,56 + 0 + 2,12 - 49,67 - 40,74 - 88,26$$

$$V = N = 596,47 \text{ t}$$

Aplicando la ecuación de esfuerzos se tiene que:

$$\sigma_{y1} = \frac{596,47}{21,95} - \frac{6 * 2450,72}{21,95^2} = -3,34 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{y2} = \frac{596,47}{21,95} + \frac{6 * 2450,72}{21,95^2} = 57,69 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzos en sentido x (Combinación A23)

$$\sigma_{x1} = \gamma y - (\gamma y - \sigma_{y1}) m_1^2$$

$$\sigma_{x1} = 1 * 24,1 - (1 * 24,1 + 3,34) 0,15^2$$

$$\sigma_{x1} = 23,48 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{x2} = \sigma_{y2} m_2^2$$

$$\sigma_{x2} = 57,69 * 0,80^2$$

$$\sigma_{x2} = 36,92 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzos cortantes (Combinación A23)

$$\tau_1 = (1 * 24,1 + 3,34)0,15^2$$

$$\tau_1 = 0,62 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_2 = 57,69 * 0,80$$

$$\tau_2 = 46,15 \text{ t/m}^2$$

3.15.9 Diseño de la presa vertedora

Como dato inicial se dispone de los niveles NAMO y NAME, cuya diferencia es la magnitud de la carga del vertedero H, a partir de la cual, se determinan los valores del perfil Creager y de la superficie libre, tabla 3.18, cuya representación gráfica se muestra en la figura 3.38

Las coordenadas obtenidas se las tiene que implantar en el perfil de la sección no vertedora, buscando el punto de tangencia entre ellos, como se muestra en la figura 3.39, elaborada con AutoCAD, haciendo coincidir la cota del cimacio con la del NAMO (39,00 msnm).

Tabla 3.18 Coordenadas del vertedero y superficie libre

Eje X	Superficie Libre	Perfil Creager
-4,08	1,6813	
-3,4	1,6728	
-2,72	1,6575	
-2,04	1,6337	
-1,36	1,5946	
-0,68	1,5266	
-0,34	1,479	
-0,17	1,4229	
0	1,4127	-0,2125
0,085	1,3923	-0,1122
0,17	1,3719	-0,0561
0,255	1,3481	-0,0238
0,34	1,3243	0
0,51	1,2699	-0,0068
0,68	1,207	-0,0187
0,85	1,1356	-0,0578
1,275	0,9163	-0,2193
1,7	0,6341	-0,4811
3,4	-1,2631	-2,3681
5,1	-4,5101	-5,6151
6,8	-9,1171	-10,2221
8,5	-15,0926	-16,1891

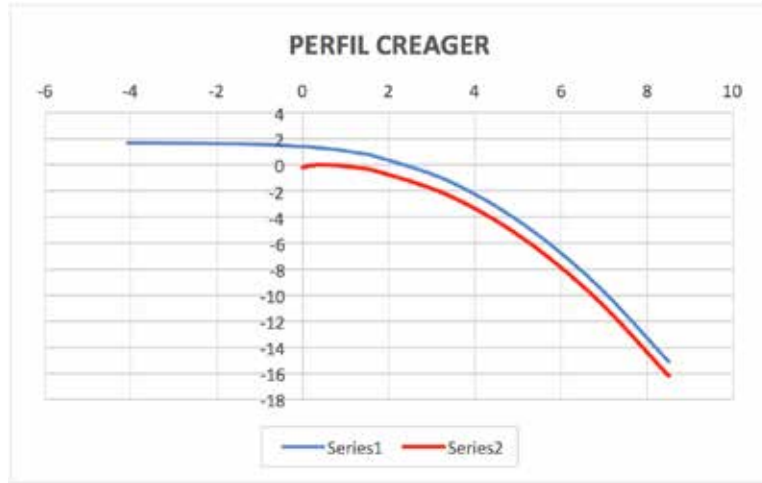


Figura 3.38 Gráfica de las coordenadas del vertedero Creager

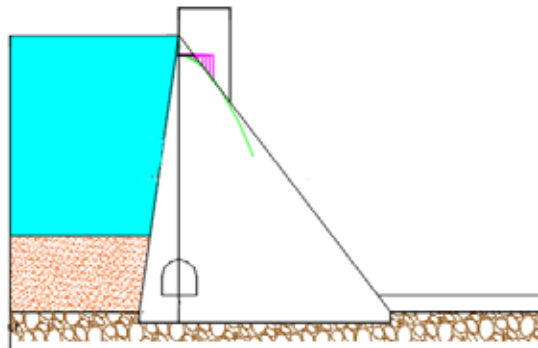


Figura 3.39 Implantación del perfil Creager en la presa

3.15.10 Estructura de disipación, deflector tipo esquí

Con el fin de asegurarse que el deflector tipo esquí se encuentre sobre el nivel de aguas abajo, se le ubica dos metros arriba de éste, cota 20,90 msnm.

Tirante contraído en el deflector

Datos:

$$\text{Cota NAMO} = 39 \text{ msnm}$$

$$p_2 = 39,00 - 20,90 = 18,10 \text{ m}$$

$$\text{Cota NAME} = 40,7 \text{ msnm}$$

$$H = 1,70 \text{ m}$$

$$v_o = 0,015 \text{ m/s}$$

$$Q = 48,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 10 \text{ m}$$

$$T_o = P_2 + H + \frac{v^2}{2g} = 18,10 + 1,70 + \frac{0,015^2}{2 * 9,8} = 19,80 \text{ m}$$

Para calcular el tirante contraído se requiere el coeficiente de velocidad. Con las tres ecuaciones propuestas (3.42), (3.43) y (3.44) se procede a comparar los resultados:

$$C_v = 1 - 0,0155 * \frac{p_2}{H} = 1 - 0,0155 * \frac{18,10}{1,70} = 0,835$$

Para aplicar la ecuación (3.43) se requiere conocer el tirante crítico:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{48,07^2}{9,8 * 10^2}} = 1,33 \text{ m}$$

$$C_v = \left[1 + 0,002 \left(\frac{18,1}{1,33} \right)^{4/3} \right]^{-1} = 0,939$$

$$C_v \approx e^{-0,004T} = e^{-0,004 * 19,8} = 0,924$$

Como se puede notar, la ecuación de Novak (2001) produce un resultado diferente y, tomando en cuenta que se lo aplica para presas pequeñas, se considera para el cálculo este valor $C_v=0,939$:

$$hc = \frac{48,07}{0,939 * 10 * \sqrt{19,6 * (19,8 - hc)}} = 0,26 \text{ m}$$

Radio de curvatura (empalme entre deflector y vertedero)

$$R = R \geq 5 * hc ; R \geq 5 * 0,2248 = 1,124 \text{ m}$$

Con la ecuación (3.48)

$$R = 1,27 \left(\frac{p_2}{H} \right)^{0,4} = 1,27 \left(\frac{18,1}{1,7} \right)^{0,4} = 3,27 \text{ m}$$

Al mediar el radio de empalme las dos respuestas, se define que:

$$R = 2,0 \text{ m}$$

Velocidad en el deflector

$$v = \frac{Q}{bh_c} = \frac{48,07}{10 * 0,26} = 18,488 \text{ m/s}$$

Número de Froude

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gh_c}} = \frac{18,488}{\sqrt{9,8 * 0,26}} = 11,58$$

$$Fr^2 = 134,15$$

El coeficiente de aireación $K_a = 0,8$ a $0,9$, y por tratarse de una presa no muy alta asumimos:

$$k_a = 0,9$$

El ángulo del deflector debe estar comprendido en el rango: $\beta = 25^\circ$ a 35° , por lo que se asume $\beta = 30^\circ$.

Gráficamente se obtiene que, $z_s = 2,5\text{m}$

$$z_2 = -(2,5 + h_1 \cdot \cos\beta/2)$$

$$z_2 = -(2,5 + 0,26 \cdot \cos 30/2)$$

$$z_2 = -2,75 \text{ m}$$

Ecuación (3.49):

$$L = 0,9 \cdot \frac{18,49^2}{9,8} \cos 30 \left(\sin 30 + \sqrt{\sin^2 30 - \frac{(2 \cdot 9,8 \cdot (-2,75))}{18,49^2}} \right) = 30,96 \text{ m}$$

Con la ecuación (3.50), $q = 48,07/10 = 4,807 \text{ m}^2/\text{s}$

$$L = 6 \cdot 4,807^{\frac{1}{3}} = 10,12 \text{ m}$$

Este valor resulta bastante bajo con respecto al que se determinó con la ecuación anterior, por lo que se toma:

$$L = 30,96 \text{ m}$$

3.15.11 Profundidad de socavación

Profundidad de la socavación, ecuación (3.51)

$$h_s = 1,9 \cdot 21,8^{0,225} \cdot 4,807^{0,54} = 8,87 \text{ m}$$

Profundidad de la socavación, ecuación (3.52)

$$h_s = 2,3 \cdot 21,8^{0,1} \cdot 4,807^{0,6} = 8,03 \text{ m}$$

Para evaluar la profundidad de socavación mediante la ecuación (3.53), se asume que el diámetro del material granular de aguas abajo es $d_{90\%} = 150 \text{ mm}$.

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{48,07}{10} = 4,807 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$K = 1,0$ a $0,4$ - coeficiente de desprendimiento del flujo en el deflector.

Se asume un $k = 0,7$

$$z_1 = 40,7 - 18,9 - 2,75 = 19,05 \text{ m}$$

$$h_s = 5,13 \cdot (0,7) \frac{(4,807)^{0,567} \left[\frac{19,05 + 2,75}{9,8} \right]^{0,15}}{(150 + 0,2)^{0,3}}$$

$$h_s = 2,192 \text{ m}$$

Profundidad de socavación con la ecuación (3.54):

$$Z_o = P_2 + H + Z_2 + \frac{v^2}{2g} = 18,10 + 1,70 + 2,75 + \frac{0,015^2}{2 * 9,8} = 22,55 \text{ m}$$

$$h_s = 3,9\sqrt{4,807} + \sqrt{\frac{22,55}{150}} = 5,32 \text{ m}$$

Profundidad de socavación con la ecuación (3.55):

$$h_s = 0,26 * 11,58 \left(0,1 + 0,45\sqrt{11,58} \right) + \sqrt{\frac{1,3}{0,15}} = 8,43 \text{ m}$$

A partir de las ecuaciones (3.57) y (3.58) se determinó que, el ángulo de ingreso $\alpha=37,6^\circ$ y, el coeficiente $k_\alpha = 0,83$:

$$h_{s\text{máx}} = 0,45 * 0,83 * 21,8 \leq 8,14 \text{ m.}$$

Los resultados indican que las ecuaciones (3.51), (3.52), (3.55) y (3.56) arrojan los máximos valores de socavación.

3.15.12 Altura de los muros laterales del vertedero

Borde libre, ecuación (3.60)

$$b_l = 0,61 + 0,04 * 18,49 * 0,26^{\frac{1}{3}} = 1,08 \text{ m}$$

Altura del muro lateral: = 1,08 + 0,26 m = 1,34 m

Borde libre, ecuación (3.59)

$$bl = 0,2Q^{0,24} = 2 * 48,07^{0,24} = 0,51 \text{ m}$$

Altura del muro lateral: = 0,51 + 0,26 m = 0,77 m

Se asume $h_m = 1,50 \text{ m}$

3.15.13 Estabilidad de la sección vertedora

Fuerzas del agua

$$W_1 = \frac{1}{2} * 1 * (39 - 16,6)^2 = 250,88 \text{ T}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} * 1 * (1,3 + 1)^2 = 2,645 \text{ T}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} * 1 * (21,4)^2 * 0,17 = 38,93 \text{ T}$$

$$W_4 = 0,0 \text{ T}$$

$$E = 1 * 49,67 = 49,67 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

Peso Propio

El área de la sección vertedora se la divide en tres partes, cuyas áreas se las determina con ayuda del AutoCAD, figura 3.40, los resultados se muestran en la tabla 3.19.

Subpresión:

$$H=39-18,9=20,1 \text{ m}$$

$$L=4,97 \text{ metros}$$

$$W_f = \frac{1}{2} * 1 * 20,1 * 4,97[(1 - 0,06)]0,8$$

$$W_f=37,56 \text{ t}$$

Tabla 3.19 Áreas y pesos de la sección vertedora

ELEMENTO	ÁREA(m ²)	G (t)
1	40,84	98,02
2	215,873	518,10
3	21,95	52,68
Total	278,663	668,79



Figura 3.40 Esquema de apoyo para determinar el peso

Azolve:

$$W_a = 2 * \frac{6,35^2}{2} * 1 = 40,32 \text{ t}$$

Impacto de ola:

$$P_{\max} = 0,1 * 1 * 1,32 \left((21,40 - 6,35) + \frac{1,32}{2} \right)$$

$$P_{\max} = 2,09 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 0,2 * 1 * 1,32 \left(\frac{1,32^2}{6} + \frac{1,32 * (21,40 - 6,35)}{2} + \frac{(21,40 - 6,35)^2}{2} \right)$$

$$M_{\max} = 32,60 \text{ t * m}$$

Fuerzas sísmicas:

$$\alpha_h = 0,182$$

$$\alpha_v = 0,121$$

Componente horizontal

$$S_h = G \cdot \alpha_h = 668,79 * 0,182 = 121,72 \text{ t}$$

Componente vertical

$$S_v = G \cdot \alpha_v = 668,79 * 0,121 = 80,92 \text{ t}$$

Presión hidrodinámica con $t_e = 0,45 \text{ s}$:

$$C_e = \frac{0,817}{\sqrt{1 - 0,72 \left(\frac{21,4 - 6,35}{304,8 * 0,45} \right)^2}} = 0,82$$

La fuerza sísmica W_s es:

$$W_s = \frac{2}{3} * 0,82 * 0,182 * 15,05 \sqrt{(21,4 - 6,35) * 15,05}$$

$$W_s = 22,54 \text{ t}$$

La fuerza sísmica generada por los sedimentos es:

$$W_{sa} = 2,15 \alpha_h \gamma_a H^2 = 2,15 * 0,182 * 2 * 6,35^2 = 31,56 \text{ t}$$

Factor de seguridad al deslizamiento

Combinación N21

N21 = Peso propio + E hidrostático (NMN) + Subpresión + E sedimentos + Efectos térmicos + Ola máxima (NMN)

Con esta combinación se simula el funcionamiento de la presa en condiciones normales y con el embalse lleno:

$$N = G + W3 + W4 - E - Wf$$

$$N = 668,79 + 38,93 + 0,0 - 49,67 - 37,56 \text{ T} = 620,49 \text{ t}$$

$$T = W1 - W2 + Wa + Pmáx$$

$$T = 250,88 - 2,65 + 40,32 + 2,09 = 290,64 \text{ t}$$

$$ksd = \frac{0,75 * 620,49 * 1 + 40 * 21,95}{290,64 * 1} = 4,62$$

$$ksd = 4,62 > 3 \rightarrow \text{OK}$$

Combinación A23

A23=Peso propio+E hidrostático (NMN)+Subpresión+Efecto sísmico del proyecto+E sedimentos+Ola sísmica

Con esta combinación se simula el funcionamiento de la presa en condiciones accidentales y con el embalse lleno:

$$N = G + W3 + W4 - E - Wf - Sv$$

$$N = 668,75 + 38,93 + 0,0 - 49,67 - 37,56 - 80,92 = 540,24 \text{ t}$$

$$T = W1 - W2 + Sh + Wa + Wsa + Ws$$

$$T = 250,88 - 2,65 + 121,72 + 40,32 + 31,56 + 22,54 = 464,37 \text{ t}$$

Factor de seguridad al deslizamiento:

$$ksd = \frac{0,75 * 540,24 * 1 + 40 * 21,95}{464,37 * 1} = 2,76$$

$$ksd = 2,76 > 2 \rightarrow \text{OK}$$

Tabla 3.20 Momentos de la sección vertedora

MOMENTOS EN LA SECCION VERTEDORA			
Combinación N21			
Fuerza	Valor (t)	Brazo (m)	Momento (t.m)
W1	250,88	-8,03	-2014,57
W2	2,65	0,43	1,14
W3	38,93	9,37	364,77
G	668,79	2,50	1671,98
Wf	37,56	-7,66	-287,71
Wa	40,32	-2,12	-85,48
P max	2,09	-17,90	-37,41
E	49,67	0,00	0,00
Momento Total (t.m)			-387,28

Esfuerzos presentes en el vertedero, combinación N21

La tabla 3.20 contiene un resumen de las fuerzas, brazos de palanca y momentos de cada sección.

Esfuerzos en sentido vertical:

La fuerza V es la suma de las fuerzas verticales

$$V=N=540,24 \text{ t}$$

Aplicando la ecuación de esfuerzos se tiene que:

$$\sigma_{y1} = \frac{540,24}{21,95} - \frac{6 * 387,28}{21,95^2} = 19,79 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{y2} = \frac{540,24}{21,95} + \frac{6 * 387,28}{21,95^2} = 29,44 \text{ t/m}^2$$

Verificación de Esfuerzos

$$\frac{29,44}{19,79} = 1,49 < 3 \text{ cumple la relacion}$$

Esfuerzos σ - τ

$$\sigma_{x1} = \gamma y - (\gamma y - \sigma_{y1}) m_1^2$$

$$\sigma_{x1} = 1 * 21,4 - (1 * 21,4 - 19,79) 0,15^2 = 21,36 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{x2} = \sigma_{y2} m_2^2$$

$$\sigma_{x2} = 29,44 * 0,80^2 = 18,84 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_1 = (\gamma y - \sigma_{y1}) m_1^2$$

$$\tau_1 = (1 * 21,4 - 19,79) 0,15^2 = 0,04 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_2 = \sigma_{y2} m_2$$

$$\tau_2 = 29,44 * 0,80 = 23,55 \text{ t/m}^2$$

El procedimiento es repetitivo para todas las combinaciones de fuerzas.

3.15.14 Planos

A partir de los resultados del dimensionamiento de la presa se procede a elaborar los planos con la implantación de su geometría sobre la topografía, tal como se muestra en las figuras 3.41, 3.42, 3.43 y 3.44.

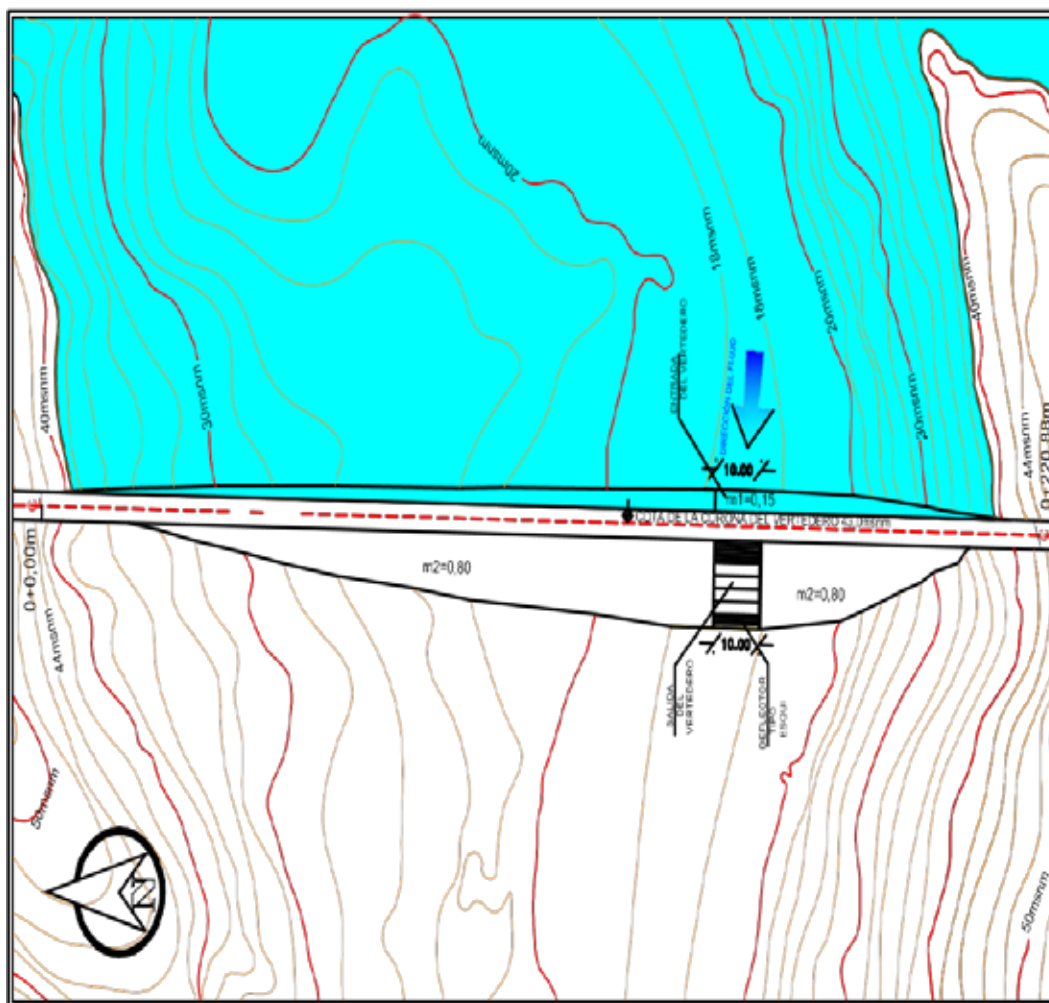


Figura 3.41 Vista en planta de la presa

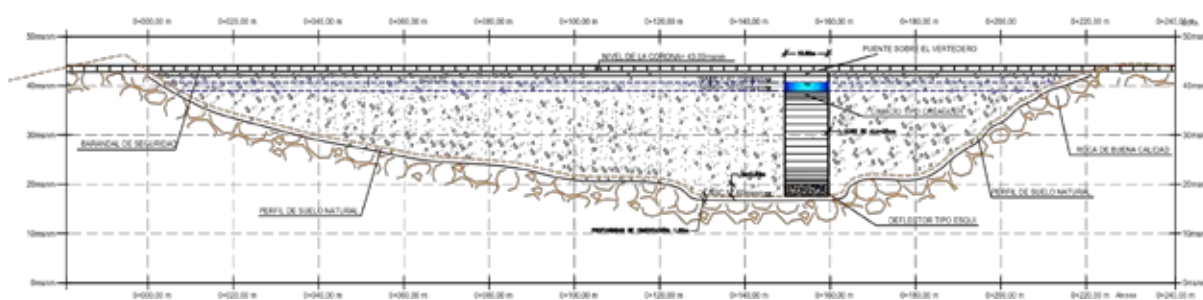


Figura 3.42 Vista de la presa desde aguas abajo

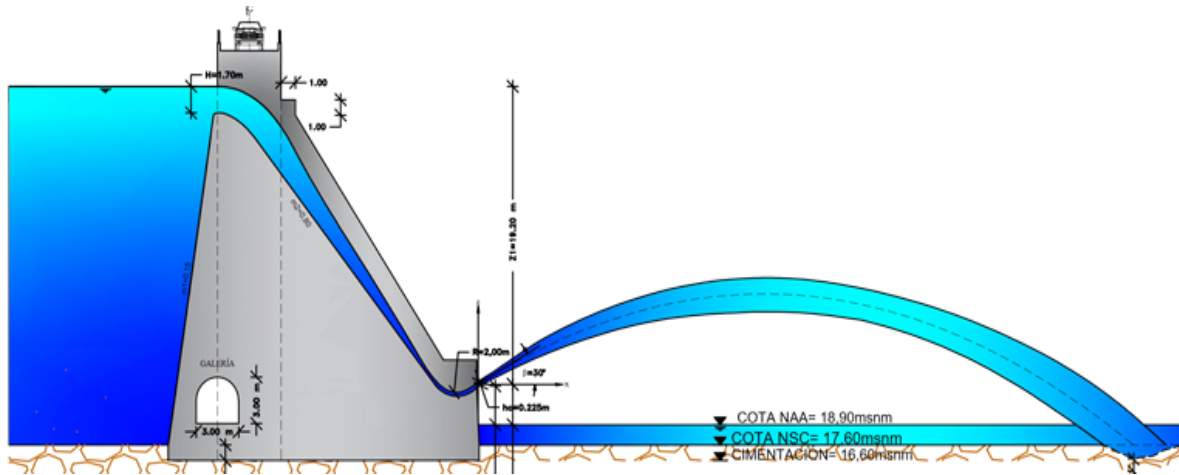


Figura 3.44 Vista de la sección vertedora de la presa

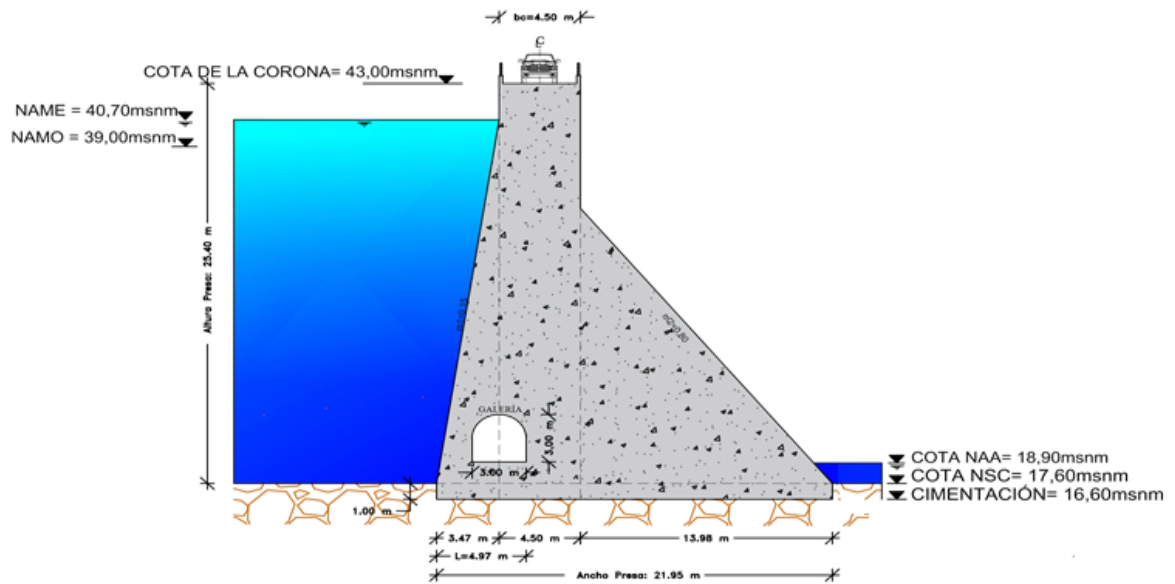


Figura 3.43 Vista de la sección no vertedora de la presa

CAPÍTULO IV



PRESAS DE HORMIGÓN A GRAVEDAD SOBRE SUELOS

4.1 INTRODUCCIÓN

Un suelo se caracteriza por presentar una composición física trifásica (sólida, líquida y gaseosa), por lo que su comportamiento es diferente al de las rocas, y su respuesta a la acción de las estructuras hidráulicas también es distinta en muchos aspectos.

Cuando en un posible sitio de cierre del cauce aparece un suelo, este, casi siempre, será heterogéneo y constituido por diferentes capas aluviales, coluviales y otros estratos naturales, no rocosos, que han conformado o deformado el cauce a lo largo de su historia geológica. En este proceso influyen las características físicas, químicas, climáticas y antropogénicas de la zona.

Como resultado de la heterogeneidad, cada tipo de suelo tiene una diferente capacidad de deformación. Las cargas a la que está sujeto un suelo modifican la permeabilidad, que es la propiedad que permite que el agua se desplace con menor o mayor grado de dificultad a través de los poros, afectando la estanqueidad, su propia estructura y la capacidad de soporte a corto o largo plazo. Como una dificultad adicional se menciona, la alta posibilidad de socavación con el paso de los flujos que, en muchos de los casos, constituye la causa primordial de la destrucción de las obras.

Como es de suponer, la topografía juega también un papel importante en el momento de decidir la ubicación de las diferentes obras de cualquier complejo hidráulico. Así, resulta que, para seleccionar el sitio, para la posible construcción de una presa, se deben tomar en cuenta, a más de otras condiciones, todo lo que se ha mencionado anteriormente.

En ríos de llanura, por existir secciones del cauce anchas, es frecuente la construcción de presas con una sección de cierre constituida por materiales sueltos; sin embargo, ante la ausencia de elevaciones naturales y la necesidad de disponer de aliviaderos de excedentes, surge la necesidad de construir secciones vertedoras de hormigón y ubicar la casa de máquinas sobre el mismo cauce del río.

En la figura 4.1 aparece una vista del proyecto binacional (Argentina - Paraguay) Yacyretá, sobre el Río Paraná, con una presa de materiales sueltos de 44 m de altura y 67 km de largo y una central hidroeléctrica de 3200 MW equipada con 20 turbinas Kaplan. Los vertederos permiten el paso de 53.000 m³/s que corresponden a la crecida histórica, (VINCI, 2017).



Figura 4.1 Proyecto Yacyretá (Argentina – Paraguay). Fuente: NOTICONGRESO (2012)

Una gran parte de la cimentación está constituida por “una serie aluvial clásica que incluye todas las facies arcillo-arenosas pasando por pedregales y limos hasta los conglomerados. La estanqueidad se consiguió mediante la formación de una pared moldeada de bentonita y cemento de 60 centímetros de espesor y una profundidad media de 19 m” (VINCI, 2017).

Así también, en zonas semi montañosas en las que la capa de material aluvial es bastante considerable y, por lo tanto, el costo de removerlo es alto, las obras hidráulicas se las tiene que construir sobre el suelo disponible. Un ejemplo de esta condición es la obra de toma del proyecto Coca Codo Sinclair, inaugurada el 18 de noviembre de 2016, de la que a continuación se presenta un corto resumen.

4.2 PROYECTO COCA CODO SINCLAIR (CCS)

La obra de toma está ubicada en el Río Coca, a poca distancia de su origen, en la confluencia de los ríos Quijos y Salado. Esta es una zona de condiciones geológicas bastante complejas debido a la cercanía del volcán Reventador y de las fallas activas del borde oriental de los Andes, que, el 5 de marzo de 1987, mostró a los ingenieros del país su capacidad destructiva con dos terremotos sucesivos, de magnitudes 6,1 y 6,9 en la escala de Richter. Dichos movimientos sísmicos hicieron que se abandone la intención inicial de construir, en este sitio, una gran presa de materiales sueltos, de 140 metros de altura.

Los estudios definitivos determinaron la necesidad de construir una obra de derivación de 222 m³/s de los caudales del Río Coca para conducirlos, mediante un túnel de 8,2 m de diámetro y 24,83 km de longitud, hasta un reservorio de acumulación diaria, denominado Embalse Compensador, de 0,9 hm³ de volumen útil, desde el cual, aprovechando una caída de 620 m y mediante dos tuberías de presión, de 5,8 m de diámetro, se alimenta una central hidroeléctrica de 1500 MW de potencia instalada, equipada con ocho turbinas tipo Pelton, de 187,5 MW cada una (CELEC EP, 2016).

En la figura 4.2 se puede observar la implantación de las obras de la toma del proyecto CCS.

A partir del estudio geológico y geotécnico de INECEL (1978) se conoce que; en el sector de la presa, las rocas son de origen volcánico, pertenecientes a la formación Misahualli (JK). En la margen izquierda, coin-



Figura 4.2 Implantación de las obras del proyecto Coca Codo Sinclair. Imagen: Mundo Constructor (2017)

ciendo con el propio eje de la cerrada, existe un cuerpo piramidal de granodiorita, recubierto, en una gran parte, por un depósito aluvial de hasta 174 metros de espesor que corresponde a un antiguo cauce. “Esta capa está compuesta por material limo-arenoso, arenas finas a gruesas, gravas con tamaños preponderantes de 3 a 30 cm y bloques”, sobre la que se asientan los aliviaderos del proyecto. La permeabilidad de este material se la estimó en $k = 4,5 \cdot 10^{-3}$ cm/s.

Con base en los estudios de sedimentación realizados para la zona de la obra, se ha establecido que la carga media diaria de sedimentos es de 24,24 t/día, que origina un total anual de $6,75 \text{ hm}^3$ y una lámina de erosión anual de la cuenca de 1,85 mm.

Los vertederos, figura 4.2, están ubicados en la margen izquierda del cauce y se los construyó sobre los suelos constituidos por material aluvial y coluvial antes descritos, mejorados con pilotes de hormigón armado. Un gran porcentaje de las demás obras, también están asentadas sobre el mismo tipo material. La solera se encuentra en la cota 1262 msnm y la cresta del vertedero en los 1275,50 msnm. La cota 1289,50 msnm corresponde a la corona de la presa, que tiene una longitud total de 272 m y un ancho de 8 m. Los vertederos tienen una altura sobre el cauce, de 27,5 m y una altura total de 39 m desde los cimientos.

Cada vano de vertedero, ocho en total, tiene 20 m de longitud, separados con pilas de 2,0 m de ancho. Su perfil es tipo WES, con un talud aguas arriba 2H:3V ($m=0,75$), mientras que el talud de aguas abajo, después del punto de tangencia 1H:1V ($m=1$). Se empata con el cuenco dissipador, ubicado en la cota 1255,50 msnm, con un radio de curvatura $R = 15$ m, figura 4.3.

El cuenco dissipador, o colchón de aguas, es del tipo pozo con una longitud de 64,41 m, una profundidad de 4 m y una altura de los muros laterales de 18 m medida desde la solera del estanque. En la figura 4.3 se puede observar las dimensiones de los vertederos y estanques dissipadores.

Adicionalmente, se construyeron tres desagües de fondo, para lavado de sedimentos, controlados por una compuerta radial de 8×8 m, con una capacidad de descarga máxima de $850 \text{ m}^3/\text{s}$ y dos compuertas planas de $4,5 \times 4,5$ m con una capacidad de descarga de $260 \text{ m}^3/\text{s}$ cada una.

En conjunto, los ocho vanos del vertedero pueden descargar el caudal máximo extremo $Q_{\text{máx}} = 16500 \text{ m}^3/\text{s}$, con una carga $H = 12,8$ m.

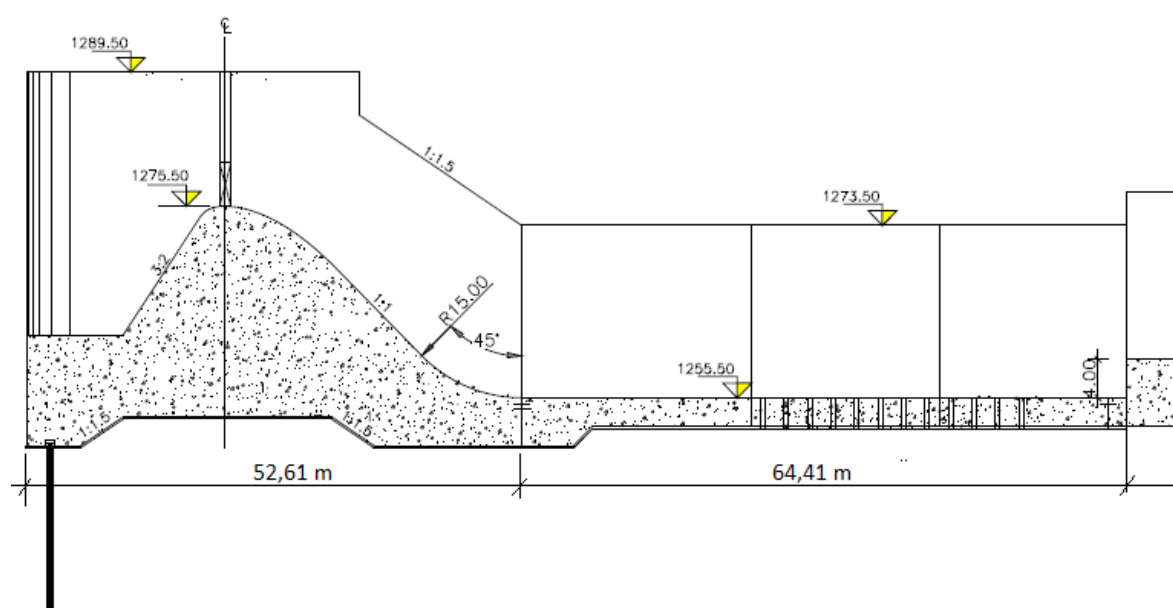


Figura 4.3 Perfil del vertedero y colchón de aguas. Fuente: SINOHYDRO (2012)

El proyecto contempla ocho cámaras de desarenadores de, 153 m de largo, 13 m de ancho y 10,8 m de profundidad, separadas con paredes de 1,2 m de espesor, previstos para retener todas las partículas mayores a 0,25 mm, figura 4.4.

4.3 PRESAS VERTEDORAS EN SUELOS

El diseño de una presa vertedora asentada en suelos incluye dos partes; el perfil superior, o externo, y el perfil interior, o subterráneo, considerando que el flujo siempre se desplaza bordeando estos dos perfiles. Con estos dos elementos establecidos de antemano, resulta que el perfil geométrico longitudinal de estas presas es diferente al de las cimentadas en roca, como se puede notar en la figura 4.3, y de forma esquemática, en la figura 4.5.

Estos dos perfiles, interno y externo, están relacionados entre sí y su dimensionamiento requiere de algunas aproximaciones tendientes a garantizar la seguridad de la estructura y del suelo en el que está cimentada la obra.

La primera incógnita por resolver es la longitud del labio vertedor, considerando que, existen limitaciones en cuanto al caudal unitario que se puede descargar, sin que se produzcan mayores daños en la zona del cauce aguas abajo, porque podría ser muy alto el costo de protegerle contra la erosión. Con base en esta limitación, resulta indispensable que se analicen varias alternativas técnico-económicas para garantizar un diseño seguro, a un costo racional y sin que el medio ambiente resulte afectado gravemente y, por lo tanto, no se requiera de grandes recursos para la remediación.

Como se puede apreciar en la figura 4.5 se requiere disponer de varios elementos hidráulico-estructurales ubicados antes y después de la obra de control, como: una protección del cauce antes del vertedero, a la que se le denomina delantal, otra protección rígida, después del vertedero, llamada zampeado o losa de aguas abajo. A continuación, viene una zona de protección flexible del cauce, que permite ligeras deformaciones del lecho y, finalmente un pozo de erosión controlada o de socavación permitida. Por lo general, la mayoría de estas estructuras están ausentes en las presas cimentadas en roca.



Figura 4.4 Vista de las cámaras de los desarenadores del proyecto CCS.

Las presas vertedoras pueden tener, o no, compuertas de control, lo que modifica directamente la altura de la estructura vertedora y las demás obras de protección que se requieren para estos proyectos.

No todas las presas tienen un cuerpo vertedor, ya que la carga de agua se la puede formar únicamente con compuertas, como en el caso de la presa Simbocal, figura 4.6, que tiene 12 compuertas de segmento de circunferencia, para regular el caudal del Río Chone, a la vez que restringe el ingreso de las mareas altas de la zona de Bahía de Caráquez al interior.

En todos los proyectos se necesita descargar los sedimentos que acarrea el río, en vista de lo cual, se debe considerar la construcción de desagües de fondo para realizar un lavado periódico de los sedimentos. Esta condición genera la necesidad de desagües, que se los puede incluir en el cuerpo de la presa, o remplazar los vertederos por una estructura única de desagüe con compuertas, como se muestra en la figura 4.7.

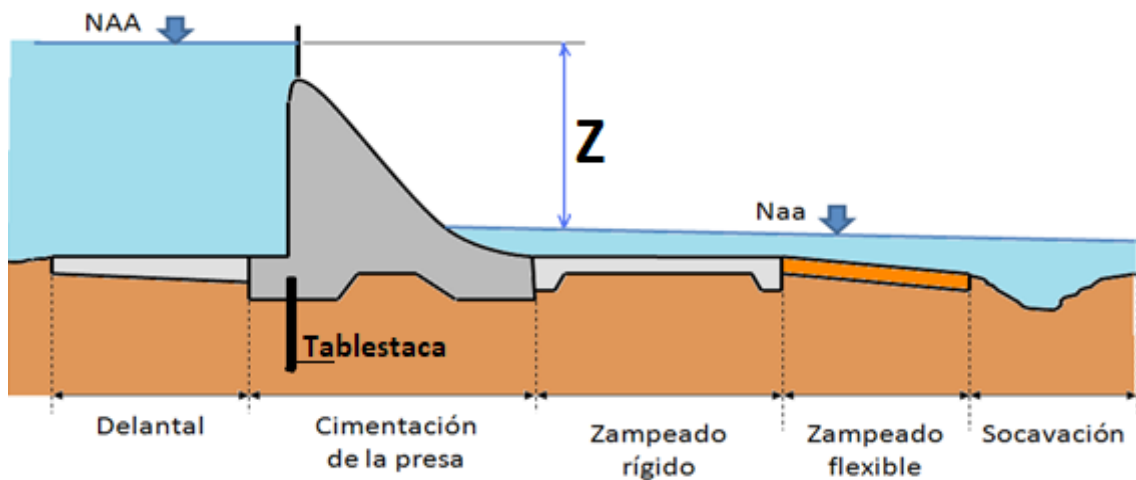


Figura 4.5 Esquema del perfil longitudinal de una presa vertedora en suelo



Figura 4.6 Presa de regulación Simbocal, Manabí-Ecuador

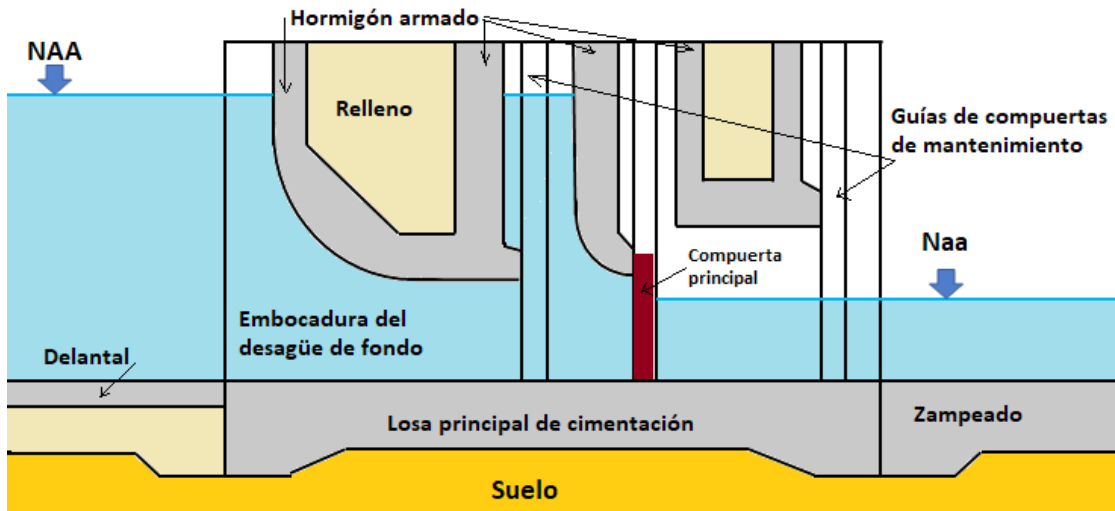


Figura 4.7 Presa con desagüe de fondo para lavado de sedimentos

4.4 DISEÑO DEL PERFIL DEL VERTEDERO

De acuerdo con Rozanov (1985) para dimensionar la longitud del vertedero se puede asumir que el caudal unitario, para suelos blandos, puede ubicarse en el rango de 35 a 75 m²/s; sin embargo, también recomienda evaluarlo con la siguiente expresión:

$$q \leq 1,7v_{h=1}h_a^{1,2} \tag{4.1}$$

Donde: $v_{h=1}$ es la velocidad no erosiva para el suelo en el que se ubica la presa, para una profundidad del flujo igual a un metro.

h_a – es el tirante de aguas abajo.

Beleashevskiy recomienda asumir las velocidades a partir de la tabla 4.1

Tabla 4.1 Límite de velocidades no erosivas. Fuente: Rozanov (1985)

DIAMETRO (mm)	VELOCIDAD (m/s)	DIAMETRO (mm)	VELOCIDAD (m/s)
0,1	0,21	20	1,59
0,25	0,23	40	2,36
0,5	0,25	60	2,94
1	0,28	80	3,42
2	0,35	100	3,85
3	0,43	150	4,75
4	0,51	200	5,5
5	0,59	250	6,1
6	0,66	300	6,7
8	0,81	400	7,7
10	0,96	500	8,65

Para la velocidad no erosiva Nedrigi (1983) recomienda los siguientes valores:

Suelos arenosos; de 2,5 a 3,0 m/s

Suelos arcillosos; de 3,0 a 3,5 m/s

Rocas blandas; de 3,5 a 4,0 m/s.

Con el valor establecido se puede determinar la longitud del aliviadero:

$$L = \frac{Q_d}{q} + n e \quad (4.2)$$

Donde: Q_d es el caudal de diseño del proyecto,

n – el número de pilas o pilares, y e – el ancho de las pilas.

La cantidad de pilares depende del número de vanos que se haya establecido, del tipo de compuertas a instalarse y de los requerimientos del puente. Cuando el vertedero no contiene compuertas y se requiere de un puente, los vanos pueden alcanzar hasta 40 m. Para compuertas planas se recomienda hasta 20 m y para compuertas de segmento hasta 12 m (Nedrigi, 1983). No obstante, por condiciones de evacuación de basuras, no se recomienda vanos menores de 3 m.

Una vez, establecida la longitud del vano L_v , el ancho de los pilares es:

$$e = (0,1 \text{ a } 0,3) L_v \quad (4.3)$$

El menor valor (0,1) corresponde a pilares sin compuertas y el más alto a pilares con compuertas.

En el Ecuador, el valor más utilizado para cuando se contempla el uso de compuertas es $e = 0,25L_v$.

Después de que se han establecido estos parámetros, se procede a determinar la carga sobre el vertedero con la ecuación (3.32), utilizada en el Capítulo 3:

$$H_0 = \left(\frac{Q_p}{k_H k_s m L_e \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (4.4)$$

Donde: L_e – es la longitud efectiva de todos los vanos, que se la determina con la siguiente ecuación,

$$L_e = L - 0,1n\zeta H_0 \quad (4.5)$$

ζ - es el coeficiente de contracción relacionado con la forma del tajamar de la pila, $\zeta=1$ para arista viva, figura 4.8a; $\zeta=0,7$ para circular y de diamante en 90° , figura 4.8b,c y; $\zeta=0,4$ para un tajamar de perfil hidrodinámico, figura 4.8d, (Sandoval, 2013).

Una vez establecida la carga para definir las coordenadas del perfil se procede de acuerdo con la sección 3.11. Para el caso de vertederos en suelos no es permitido el diseño de perfiles que generen vacío con el paso del flujo; esto significa que tiene que ser Creager, WES o USBR, (Liapichev, 2008).

Dependiendo de las características del suelo el perfil se lo modifica, generalmente, en el sentido del flujo, para asegurar una mayor estabilidad al volcamiento y al deslizamiento, tal como se muestra en la figura 4.9. El perfil original, pared vertical en el sector de aguas arriba, aparece con línea entrecortada y con el número uno; el dos corresponde al perfil más recomendado o más utilizado en la práctica; y, el tres, cuando por condiciones de estabilidad, de descarga de sedimentos, presencia basuras, ramas y otros objetos flotantes, se requiere de un ingreso más gradual.

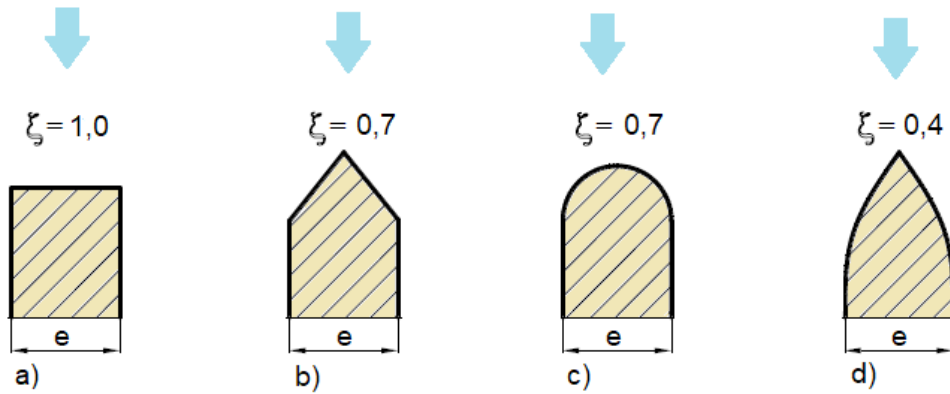


Figura 4.8 Coeficientes de contracción según la forma del tajamar de la pila

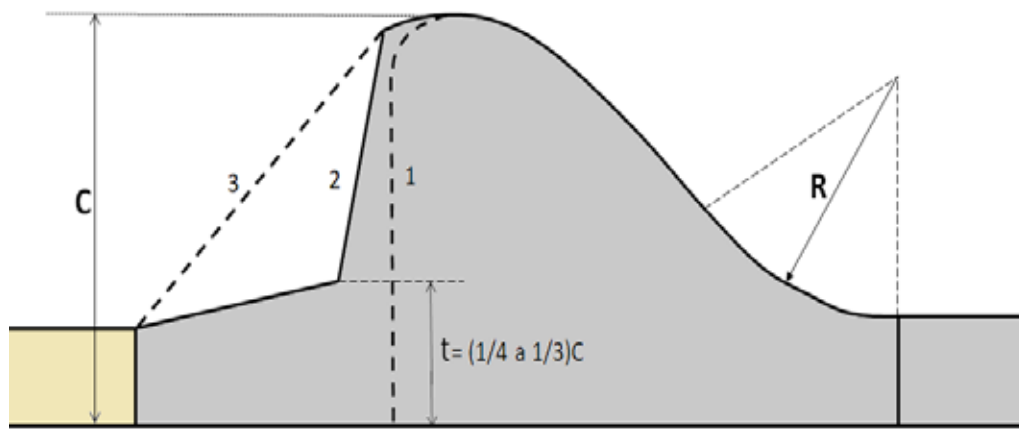


Figura 4.9 Modificación del perfil del vertedero. 1) Perfil original; 2) Perfil recomendado; 3) Perfil con condiciones adicionales

Así también, en la figura 4.9 se indica el espesor recomendado para la base del vertedero que, de acuerdo con Chugaev (1985) puede variar entre 1/4 y 1/3 de la altura de la presa. El análisis de estabilidad permitirá establecer las dimensiones definitivas. En este caso, la cimentación se la debe armar estructuralmente para asegurarse resistencia contra las posibles deformaciones diferenciales del suelo.

En la figura 4.10 se observa un vertedero de pared vertical, en construcción, que, en gran parte, coincide con las recomendaciones señaladas.

El ancho de la base de la cimentación b , figura 4.11, se lo establece de acuerdo con los coeficientes de seguridad (Kirienko, 1987). En forma preliminar, depende del tipo de suelo y de la diferencia de niveles $Z_{m\acute{a}x}$:

Suelos constituidos por gravas gruesas y medias $b = (2,0 \text{ a } 2,25) Z_{m\acute{a}x}$

Suelos constituidos por arenas gruesas y finas $b = (2,25 \text{ a } 2,5) Z_{m\acute{a}x}$

Suelos constituidos por limos $b = (2,5 \text{ a } 2,75) Z_{m\acute{a}x}$

Suelos constituidos por arcillas $b = (2,75 \text{ a } 3,0) Z_{m\acute{a}x}$

La profundidad de la cimentación se la define en función de alcanzar los estratos más resistentes de suelo, las condiciones de conjugación de aguas y el gradiente hidráulico de salida del flujo subterráneo.

Para trazar el radio de curvatura R , de embate del perfil con la solera de aguas abajo, figura 4.11, se recomienda utilizar las ecuaciones (3.45), (3.46), (3.47) y (3.48), bajo la consideración indispensable que, a un mayor radio de curvatura corresponde una mayor longitud de la base.



Figura 4.10 Vertedero en construcción. Fuente: Anónima

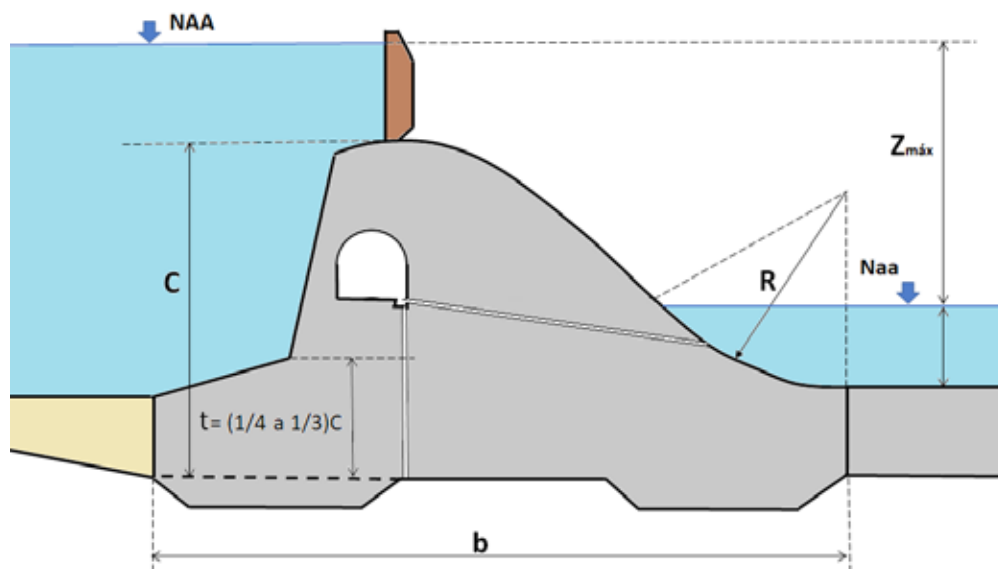


Figura 4.11 Dimensionamiento de la cimentación

4.5 CONJUGACIÓN DE AGUAS

La conjugación del flujo supercrítico que desciende del vertedero se la debe empatar con el flujo tranquilo que existe aguas abajo y, en el caso de presas en suelos, lo más común es que se produzca a través del resalto hidráulico, que se lo debe ubicar al pie de presa, para disminuir la magnitud de las obras de disipación de energía.

La forma de conjugación de las aguas determina, en gran parte, la geometría longitudinal exterior de las obras posteriores a la presa vertedora. La norma SP 40.13330.2012 (2012) recomienda, para presas en suelos, los siguientes sistemas de disipación de energía en la conjugación de aguas:

1. Muro (umbral), al final del estanque disipador
2. Colchón de aguas tipo pozo
3. Muros dentados
4. Serie de dados y bloques disipadores
5. Combinación de los anteriores

El diseño del colchón de aguas tipo pozo, con muro y la combinación de muro con pozo se lo puede consultar en Pashkov (1985), SAGARPA (2012) y Sandoval (2013). En la figura 4.3 se observa un estanque disipador tipo pozo. No obstante, en cualquiera de los sistemas de conjugación es indispensable que se asegure la estabilidad y distribución uniforme del flujo a lo ancho de la sección, con el objeto de que no se formen corrientes concentradas que se dirijan a ciertos sitios para formar socavaciones focalizadas. Así también, se requiere poner atención a la velocidad del flujo y a la forma de los disipadores de energía, para que no se afecten por la cavitación o erosión.

4.5.1 Diseño del delantal

El delantal es una estructura que permite alargar la trayectoria del flujo bajo la presa y, por consiguiente, disminuir la subpresión y el gradiente de salida del flujo hasta valores que sean los más adecuados para la estabilidad del suelo y de la estructura.

Los delantales pueden ser flexibles, elaborados con diferentes materiales impermeables o poco permeables como suelos limosos y arcillosos, figura 4.12 o con un material sintético como las geomembranas. En este último, se debe tomar precaución con la posibilidad de flotación de las membranas, debido a su baja densidad y por estar sumergidas. También pueden ser rígidos, especialmente de hormigón armado.

Nedrigi (1983) recomienda que el coeficiente de permeabilidad del delantal sea por lo menos 50 veces menor que el del suelo sobre el que se asienta.

La longitud del delantal se la establece entre 1 y 1,5 Z, pudiendo llegar en algunos casos hasta 2Z. Si el delantal es flexible, su espesor se lo puede determinar como sigue:

$$t_d = \frac{Z-h_f}{J_{cr}} \tag{4.6}$$

Donde: h_f -es el valor de la subpresión bajo el delantal.

J_{cr} -es el gradiente permitido para el tipo de material del que está elaborado el material del delantal; de 6 a 10 para las arcillas y de 4 a 5 para los limos.

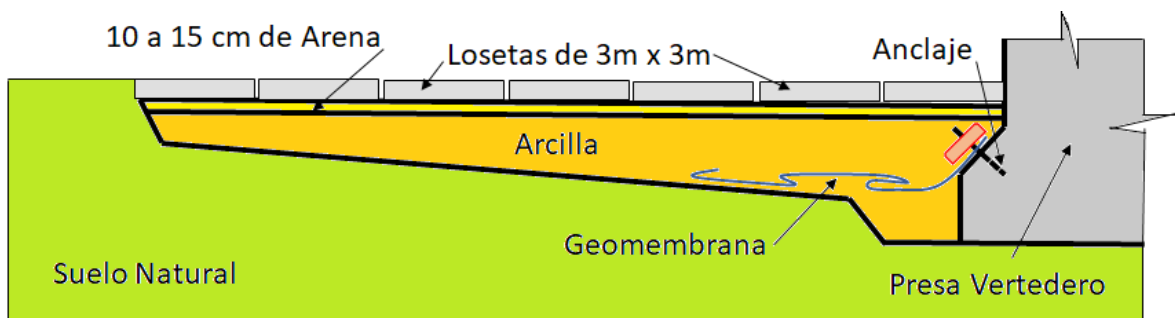


Figura 4.12 Diseño de un delantal de arcilla



Figura 4.13 Tablestaca tipo z utilizada para puerto marítimo

Por condiciones constructivas Rasskazov (2008) recomienda que el espesor no sea menor a 0,50 m en el extremo externo, y de 1 a 2 m en la junta con el vertedero.

Para cargas $Z > 15$ m se recomienda que el delantal se lo construya de hormigón armado con un espesor $t_a = 0,4$ a 0,7 m. Si se lo construye de bloques prefabricados o losetas y no se dispone de suelos arcillosos por su alto costo, se recomienda colocar a todo lo largo una lámina impermeabilizante tipo geomembrana.

4.5.2 Diseño de tablestacas y muros de corte

De igual manera, para disminuir la subpresión bajo la presa se acostumbra a diseñar muros verticales para cortar o alargar la trayectoria del flujo, figura 4.5. Estas paredes pueden ser tablestacas metálicas, cuando la profundidad que se requiere alcanzar es menor a 25 m; la longitud de las tablestacas es, generalmente, de 6 a 12 m, un ancho de 0,60 m y un espesor recomendable de 6 a 8 mm. Existen varias formas, como la z de la figura 4.13.

Las tablestacas pueden ser fabricadas de madera o cualquier otro material que permite que puedan ser hincadas en el suelo hasta una profundidad relativamente pequeña, de 8 m. Para alcanzar mayores profundidades se han utilizado, en algunos casos, pilotes prefabricados de hormigón armado; sin embargo, al tratarse de un elemento rígido, se tiene que considerar los posibles desplazamientos verticales y horizontales de la presa.

Los muros de corte se los construye directamente en el suelo con hormigón plástico, que es una mezcla de hormigón con bentonita, que se la diseña de acuerdo con las condiciones del suelo.

Para los muros de corte, la norma SP 40.13330.2012 (2012) recomienda que, la profundidad no sea menor a una vez la carga de la presa (Z).

4.5.3 Resalto Hidráulico

El primer parámetro importante del resalto es la altura, determinada por la diferencia entre la profundidad inicial h_1 y la final h_2 , figura 4.14, que está dada por la siguiente ecuación, desarrollada para un canal rectangular:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1) \quad (4.7)$$

Donde: Fr_1^2 es el número de Froude para el tirante h_1 .

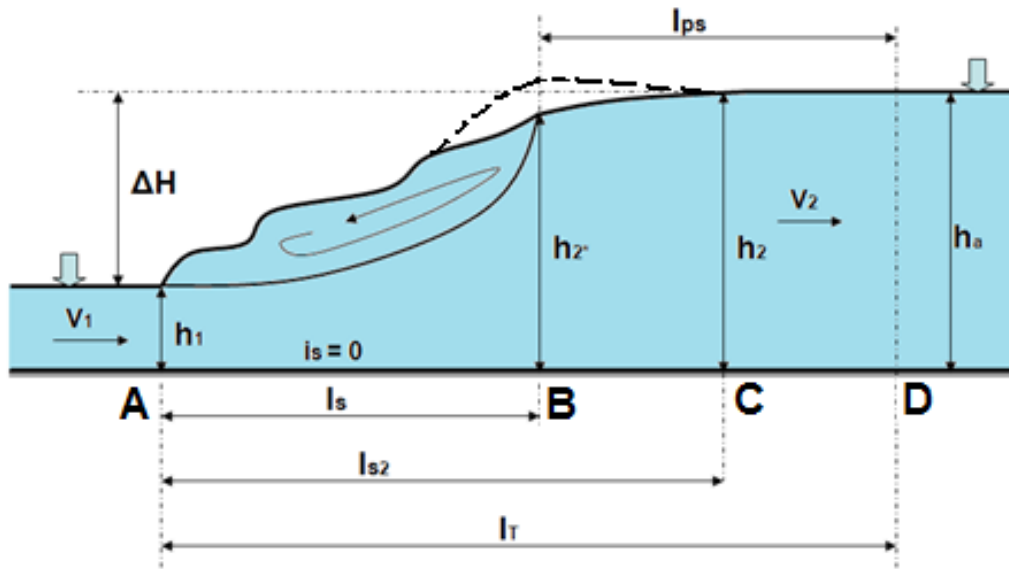


Figura 4.14 Parámetros del resalto hidráulico

El siguiente elemento de importancia del resalto es su longitud, respecto a la cual se manejan varios criterios y consideraciones. Según Taraymovich (1966), Ohtsu (1990) y Márquez (2006), en el resalto hidráulico se pueden considerar tres longitudes características que se ilustran en la figura 4.14.

1. La longitud del remolino, AB.
2. La longitud donde el tirante se iguala al nivel de aguas abajo, AC.
3. La longitud en la que la velocidad del flujo se estabiliza y no difiere significativamente de la velocidad de aguas abajo, AD. Longitud en la cual la energía del resalto prácticamente se disipa por completo.

Entre las ecuaciones que se presentan en Sandoval (2013) para determinar la longitud AB del remolino (l_s) se recomiendan únicamente las siguientes:

$$\text{Kumin} \quad l_s = 5,67(h_2 - h_1) \quad (4.8)$$

$$\text{Kuznetzov} \quad l_s = 16,7(h_{cr} - h_1) \quad (4.9)$$

$$\text{Chertousov} \quad l_s = 10,3h_1 (Fr_1 - 1)^{0,81} \quad (4.10)$$

La longitud de la losa rígida, ubicada inmediatamente después del vertedero, corresponde a la longitud del resalto hidráulico, pudiendo inclusive, en algunos casos, ser un 20% más corta (Nedrigi, 1983).

Así también, para determinar la longitud a la que la segunda conjugada alcanza su valor teórico, longitud AC, figura 4.13 (l_{s2}), se sugiere considerar las siguientes:

$$\text{Márquez} \quad l_{s2} = 9,8h_1 (Fr_1 - 1) \quad (4.11)$$

$$\text{Silvester} \quad l_{s2} = 9,5h_1 (Fr_1 - 1)^{1,01} \quad (4.12)$$

$$\text{USBR} \quad l_{s2} = 6,1h_2 \quad (4.13)$$

4.5.4 Diseño del estanque tipo pozo (colchón de aguas)

Por revestir una gran importancia debido a la frecuencia con la que se la utiliza, así como por ser la base para el uso de otros estanques disipadores, aquí se presenta el diseño de acuerdo con lo expuesto en Sandoval (2013).

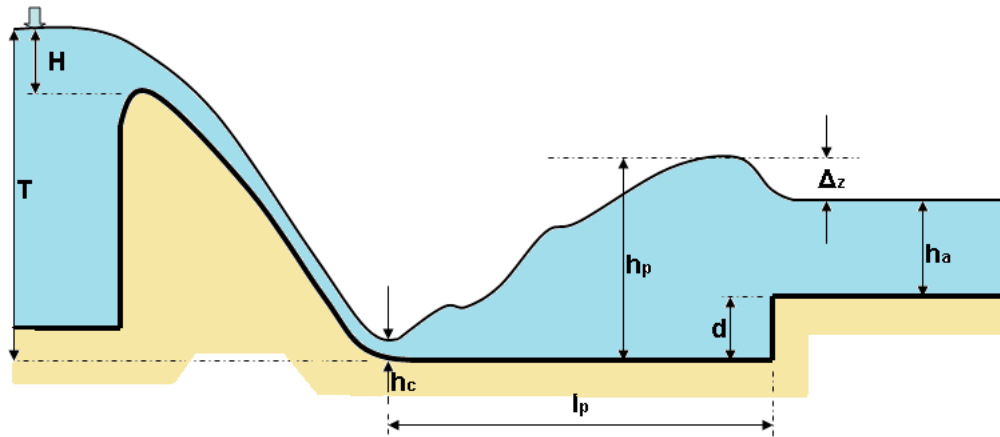


Figura 4.15 Esquema de un estanque tipo pozo

En la figura 4.15 se presenta un esquema de este sistema de disipación de energía, para el que se requiere determinar la profundidad del pozo d , que debe ser suficiente para impedir que el resalto y sus macro turbulencias se desplacen hacia aguas abajo y produzcan socavación el cauce.

Para garantizar el funcionamiento normal del pozo, h_p debe ser mayor o igual a la segunda conjugada del resalto, tomada en cuenta que la primera conjugada es la profundidad contraída, $h_c = h_1$ y $h_p = n_s h_2$, en la que n_s es el coeficiente de inmersión igual a 1,05 o 1,1.

Así resulta que, el tirante del flujo en el pozo es:

$$h_p = n_s \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8Fr_c^2} - 1 \right] \quad (4.14)$$

Al tomar la profundidad geométrica del pozo:

$$h_p = d + h_a + \Delta z \quad (4.15)$$

De donde se tiene que;

$$d = n_s \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8Fr_c^2} - 1 \right] - h_a - \Delta z \quad (4.16)$$

La pérdida de energía Δz a la salida del pozo, se la puede determinar con la siguiente expresión:

$$\Delta z = \frac{Q^2}{2gb^2} \left(\frac{1}{C_v^2 h_a^2} - \frac{1}{h_p^2} \right) \quad (4.17)$$

Donde: $C_v = 0,8$ a $0,9$

En el pozo debe caber el resalto hidráulico, en vista de lo cual, de acuerdo con Pashkov (1985) y Nedrigi (1983), la longitud del pozo sería:

$$l_p = (1,0 \text{ a } 0,8) l_s \quad (4.18)$$

El USBR (1982) recomienda asumirlo igual a l_s , ecuación (4.13) para una buena parte de valores del número de Froude.

El Instituto de Investigaciones de Hidrotecnia de Rusia (VNIIG,1995) estableció que, para los pozos de disipación de energía, la disminución de la segunda conjugada puede ser del 27% al 55%, dependiendo del número de Froude que tiene el flujo en el ingreso al pozo; a mayor número mayor porcentaje.

4.5.5 Longitud posterior al resalto (risberma)

Como *risberma* o zampeado se conoce a la zona protegida contra la erosión, posterior al estanque amortiguador o colchón de aguas, que se extiende hasta la zona de la corriente natural del flujo. Por lo tanto, es importante conocer la longitud posterior al remolino del resalto figura 4.14, $l_{ps} = AD-AB$, que se la puede averiguar mediante las siguientes expresiones:

Chertousov $l_{ps} = 2,5l_s$ (4.19)

Kumin $l_{ps} = 8h_{cr}$ (4.20)

Ohtsu $l_{ps} = 3,9h_2$ (4.21)

Romagnoli $l_{ps} + l_s = 20(h_2 - h_1)$ (4.22)

Vuizgo $l_{ps} = 0,4 \frac{h_0}{n}$ (4.23)

h_0 - es el tirante normal aguas abajo (h_2) y, n - el coeficiente de rugosidad del lecho.

La representación gráfica de estas ecuaciones, figura 4.16, indican claramente que las ecuaciones de Ohtsu y Kumin arrojan valores relativamente bajos respecto a las otras; esto se debería a que esas ecuaciones corresponden a las condiciones espaciales de la zona posterior al resalto.

Al analizar la disipación de la energía cinética turbulenta a lo largo del resalto, Romagnoli (2010) estableció que la longitud máxima a la que llegan las turbulencias generadas es 20 veces la altura del resalto (ecuación 4.22), lo que indica que está sería la longitud máxima para la protección del lecho.

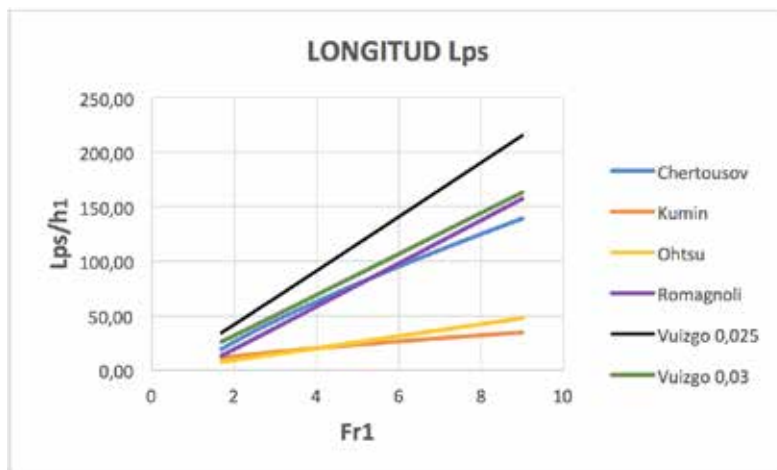


Figura 4.16. Representación gráfica de las ecuaciones de la Risberma

Para determinar la longitud del zampeado flexible Kuznetsov (1983), recomienda utilizar la siguiente ecuación:

$$l_{ps} = h \left[\frac{v_{cr} - v_x}{k(v_{cr} - v_f)} \right]^{2,4} \quad (4.24)$$

Donde: h – profundidad del flujo en la risberma (h_a); v_x - la velocidad máxima del flujo a la salida del resalto; v_f - la velocidad del fondo en el canal de restitución o el cauce; v_{cr} - la velocidad crítica.

$$v_x = (1,25 \text{ a } 1,35)v_f \quad (4.25)$$

k - coeficiente experimental que depende de la estructura de disipación;

- Para zampeados lisos $k=0,31$ a $0,32$;
- Colchón de aguas tipo pozo $k=0,32$ a $0,34$;
- Colchón con umbral o muro al final $k=0,33$ a $0,36$;
- Con muro dentado $k=0,34$ a $0,38$;
- Con umbral dentado al final $k=0,35$ a $0,39$,
- Estanque con dados disipadores $k=0,35$ a $0,39$.

$$v_f = (0,7 \text{ a } 0,8)v_{ne} \quad (4.26)$$

v_{ne} – es la velocidad límite antes de la erosión del suelo, según la tabla 4.1.

La risberma se la diseña estructuralmente con la capacidad de deformación necesaria, mediante bloques de hormigón prefabricados o fabricados en obra, que pueden permanecer sueltos, figura 4.17 a), b) y c), o anclados entre sí, figura 4.17d).

En el caso de presas pequeñas se puede colocar piedra bola con un tejido de varas y tablestacas, figura 4.17 e); o también, utilizar gaviones o piedras de un tamaño que resista el empuje del flujo, sobre una base de geotextil. El tamaño de las piedras se lo puede determinar con la ecuación (4.28).

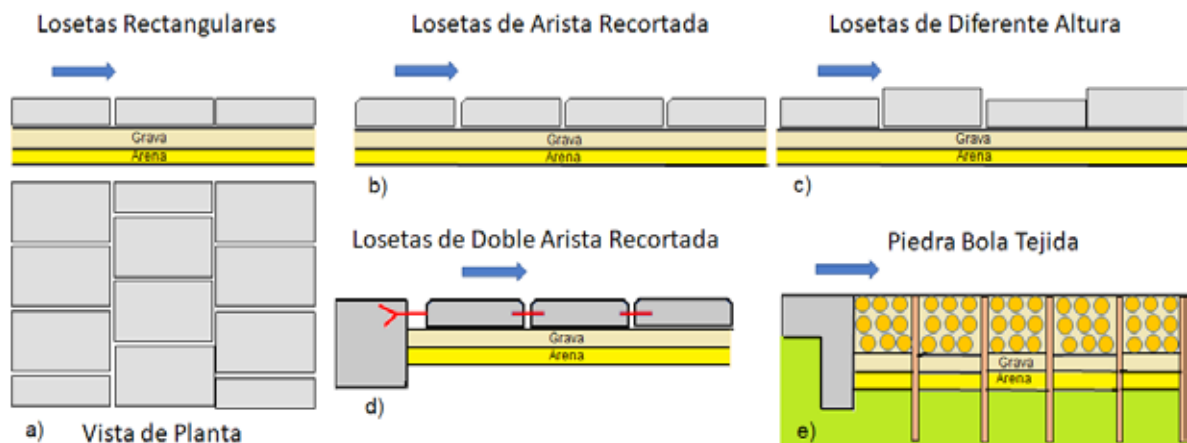


Figura 4.17 Diseños para zampeados. Fuente: (Grishin, 1979)

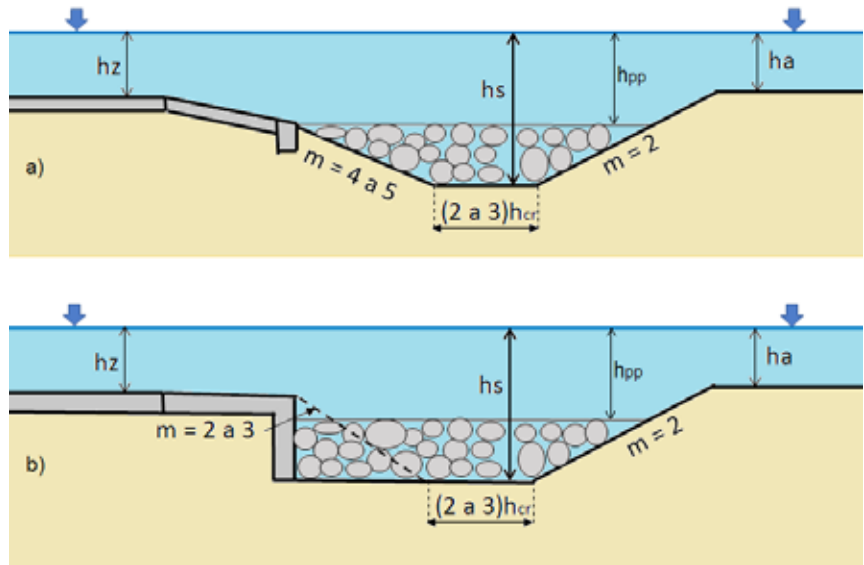


Figura 4.18 Profundidad del pozo de socavación

4.5.6 Profundidad de socavación

Una vez que el flujo sale de la zona de protección (risberma), produce una erosión local, que se la debe considerar en el diseño para no afectar a las obras de protección y la propia estabilidad de la presa. En la figura 4.18 se presentan dos alternativas de diseño del pozo. En la segunda alternativa, figura 4.18b, el diente de hormigón u otro material se lo tiene que profundizar hasta el valor de erosión máxima.

Beliashevsky (1973) recomienda utilizar la siguiente ecuación para el cálculo de la socavación:

$$h_s = (1,05 \text{ a } 1,15) \left(\frac{q}{4,6d^{1/3}} \right)^{0,857} \tag{4.27}$$

Donde: d - es el diámetro representativo de las partículas gruesas que conforman el suelo, expresado en metros.

El tamaño del enrocado de protección para el pozo de socavación, de acuerdo con Beliashevsky (1973) es:

$$D_p = 0,0067v_p^2 \tag{4.28}$$

De acuerdo con Novak (2001) se tiene que la profundidad de socavación se la puede determinar con la siguiente relación:

$$h_s = 3,3Z^{0,25}q^{0,5} \left(\frac{h_a}{d_{90\%}} \right)^{1/3} + 0,45h_a \tag{4.29}$$

Para presas en suelos, Nedrigi (1983) recomienda determinar la profundidad del pozo de socavación mediante la ecuación de Studenichnikov:

$$h_s = 1,1 \left(\frac{\beta q}{1,15g^{0,5}d_{50\%}^{0,25}} \right)^{0,8} \tag{4.30}$$

Donde: β es el coeficiente de distribución no uniforme del caudal; $\beta=1,2$ para buenas condiciones de distribución.

El tamaño de las piedras, en metros, que conforman la protección:

$$D_p = 0,006 \left(q \left(\frac{1,32}{h_{pp}} \right)^{1,25} \right)^4 \quad (4.31)$$

Donde: h_{pp} – es la profundidad considerada para el enrocado, figura 4.18.

4.5.7 Estanques Amortiguadores USBR

En el Ecuador y en América Latina se ha difundido la construcción de estanques disipadores a partir del manual de “Diseño de Presas Pequeñas” USBR (1982), por lo que, para su implementación, es preferible utilizar directamente las recomendaciones incluidas en el mencionado documento; sin embargo, a manera de resumen, se tiene la siguiente clasificación:

1. TIPO I: Estanques para canales con pendientes pronunciadas
2. TIPO II: Estanques amortiguadores para estructuras de canales pequeños, pequeñas estructuras de salida y vertederos menores.
3. TIPO III: Estanques amortiguadores para vertederos de presas grandes de hormigón y de tierra con extensos canales.

Estos estanques se los selecciona con base en el número de Froude y la velocidad en la sección de entrada al estanque. Así resulta que:

- Si $2,5 \leq F_{r1} \leq 4,5$ – Se tendrá un resalto oscilante y que requerirá un ESTANQUE TIPO I, figura 4.19.
- Si $F_{r1} > 4,5$ – Se tiene un resalto estable y, de acuerdo con la velocidad se seleccionará:

$$V_1 < 15 \text{ m/s} = \text{ESTANQUE TIPO II, figura 4.20}$$

$$V_1 \geq 15 \text{ m/s} = \text{ESTANQUE TIPO III, figura 4.21}$$

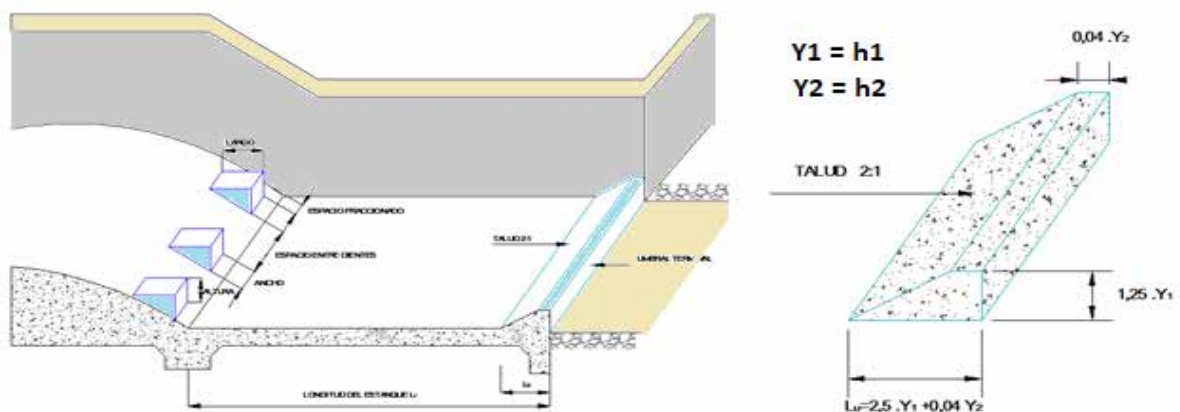


Figura 4.19. Estanque USBR I

En la figura 4.22 se presenta un detalle de los dientes de ingreso a los tres estanques y de los dados disipadores del Tipo II.

IMPORTANTE: En todos los casos de conjugación de aguas en estanques disipadores, con resalto hidráulico, se requiere que el nivel del flujo aguas abajo sea igual o superior a la segunda conjugada.

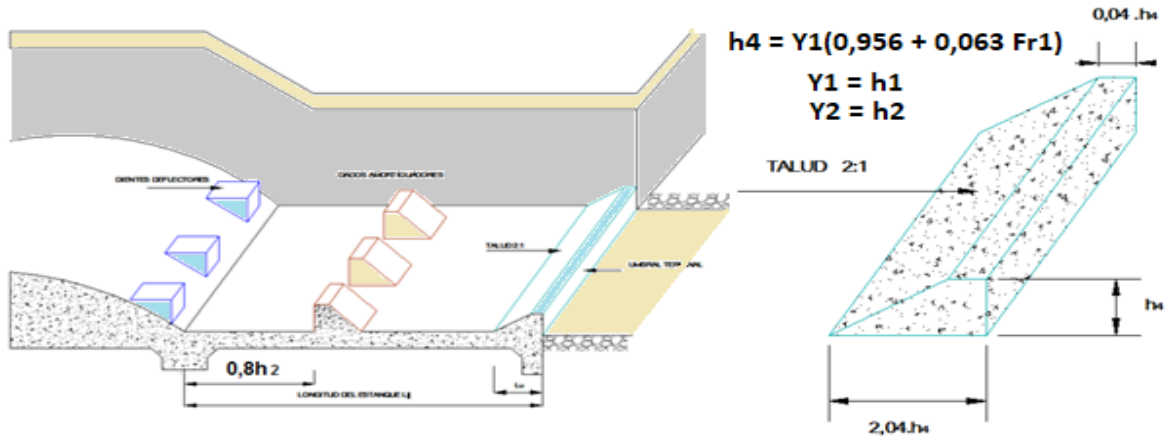


Figura 4.20. Estanque USBR II

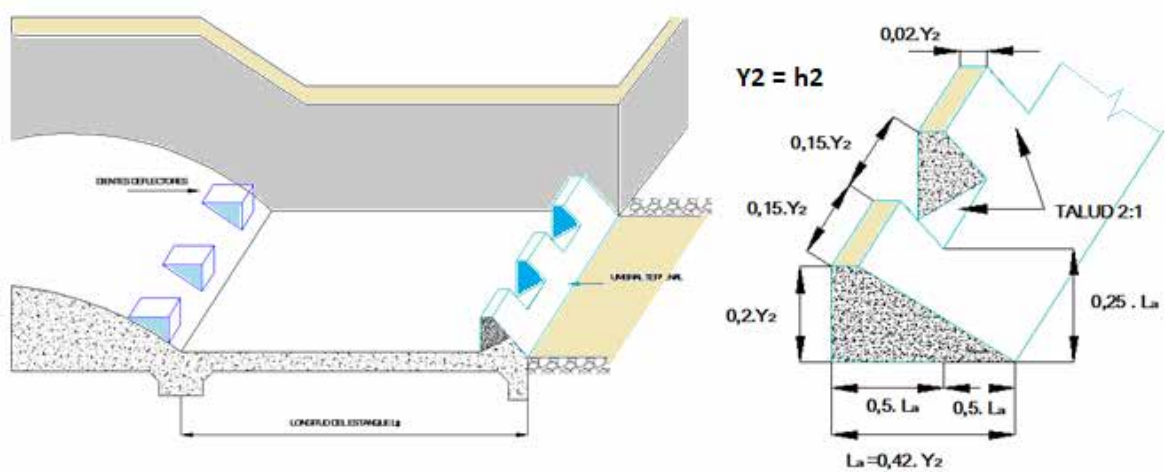


Figura 4.21 Estanque USBR III

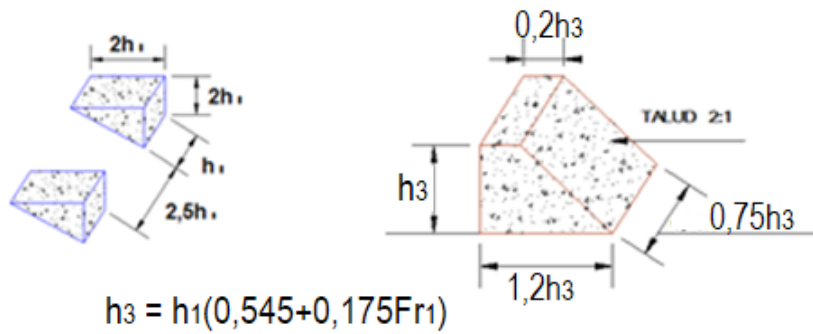


Figura 4.22 Dimensionamiento de los dientes y dados disipadores

La construcción de un estanque disipador no siempre es necesaria, hay casos en los que las condiciones hidráulicas son tales que, no se produce el paso de un flujo supercrítico a subcrítico, que es la condición que requiere de un estanque de disipación de energía. Loguinov (2012) propone calcular el denominado coeficiente del resalto hidráulico, K_{rs} , con el que, se establece la necesidad, o no, de disipar el excedente de energía existente en la primera conjugada del resalto, que se lo puede determinar con la siguiente ecuación:

$$K_{rs} = \frac{2\alpha q^2}{g h_1 h_a} \left(\frac{1}{h_1 + h_a} \right) \quad (4.32)$$

Donde: α - coeficiente de Coriolis, q - caudal unitario, g - aceleración de la gravedad, h_1 - primera conjugada del resalto y h_a - tirante de aguas abajo.

Si, $K_{rs} = 1$ - el resalto está en condición de equilibrio ($h_a = h_2$),
 $K_{rs} > 1$ - si se necesita disipadores de energía,
 $K_{rs} < 1$ - no se necesita disipadores de energía.

Esta relación, que se la puede aplicar para cualquier tipo de suelo, permite establecer de antemano la necesidad de disipación, antes de calcular la segunda conjugada, únicamente reemplazando el tirante h_1 por el tirante contraído h_c .

4.6 FLUJO SUBTERRÁNEO (FILTRACIÓN)

Gran parte de la condición de estabilidad y normal funcionamiento de una presa y de todas las estructuras asentadas sobre un suelo dependen de su configuración subterránea y del proceso de filtración que se desarrolle bajo la estructura.

La filtración es el proceso de desplazamiento del flujo a través de los poros incluidos en el suelo, de las zonas de mayor presión a las de menor, del nivel de aguas arriba al nivel de aguas abajo. En las rocas se produce a lo largo de las fisuras y otras discontinuidades.

El flujo de la filtración puede ser permanente o variable en el tiempo. Aquí, únicamente se tratará la filtración como un proceso estacionario en el tiempo, que corresponde al desplazamiento del flujo para niveles constantes o preestablecidos.

La permeabilidad es una de las principales propiedades de los suelos, que depende de la carga actuante, la porosidad y la temperatura. Para el cálculo de la filtración en presas no se considera la temperatura, por lo que el indicador de este parámetro es el coeficiente de filtración que coincide con el coeficiente de permeabilidad para una determinada temperatura. En la tabla 4.2 se presentan los valores más frecuentes del coeficiente de filtración, expresados en cm/s y en m/día (unidades de velocidad).

Existen algunos suelos a los que se les considera impermeables; en el caso en que se presente alguna de estas capas se la denomina estrato impermeable (estos estratos también pueden ser rocas blandas o rocas). En la práctica se considera que un estrato es impermeable cuando el coeficiente de filtración es 100 veces menor que el de la capa con la que se encuentra en contacto.

Los suelos pueden ser isotrópicos y anisotrópicos, uniformes y no uniformes. Los suelos uniformes e isotrópicos son aquellos en los que el coeficiente de filtración no depende del punto en el que se esté analizando la filtración. Los suelos uniformes anisotrópicos son aquellos en los que el coeficiente de filtración depende de

la dirección en la que se analice. De manera general, el coeficiente de filtración vertical es menor al coeficiente de filtración horizontal.

Los suelos no uniformes anisotrópicos se caracterizan por tener diferentes valores del coeficiente, según la posición que se analice.

Al ser variables los niveles del agua en la presa, para el análisis de filtración se los toma como estacionarios para cada estado de cálculo. El más común es el análisis para el nivel de aguas arriba en el NAMO y, el nivel de aguas abajo, en el mínimo, que generalmente corresponde al caudal ecológico o al de operación mínima. De acuerdo con las condiciones de trabajo se analizarán varias alternativas de ubicación de los niveles para determinar la que resulte más perjudicial para la estructura.

Para el análisis de filtración existen varios programas de cálculo automático, lo que incrementa el número de alternativas a ser analizadas. Por ahora uno de los métodos más precisos, aún más exacto que los métodos numéricos, es el método de semejanza electrodinámica (MSED), que consiste en construir un modelo físico del suelo con un material conductor de electricidad, por el que circula un flujo eléctrico, de tal manera que se cumplen con las mismas condiciones de un flujo de agua subterránea.

A continuación, se analizan los conceptos teóricos fundamentales que permiten describir el flujo subterráneo bajo una presa.

4.6.1 Carga de un flujo subterráneo

Por carga o presión de un flujo de filtración en un medio poroso se entiende a la energía potencial que se dispone en cada punto del suelo por el que pasa el flujo. En la figura 4.23 se observa que la diferencia de

Tabla 4.2 Coeficientes de filtración de varios suelos. Fuente: Zhuravlev (1979)

NOMBRE DEL SUELO	COEFICIENTE DE FILTRACIÓN	
	cm/s	m/día
Grava lavada	> 0,1	> 80
Grava con arena	0,1 a 0,2	80 a 17
Arena gruesa	0,05 a 0,01	40 a 8
Arena fina	0,005 a 0,001	4 a 0,8
Arena arcillosa	0,002 a 0,0001	1,5 a 0,08
Marga arenosa suelta	0,005 a 0,001	4 a 0,8
Marga arenosa compacta	0,0005 a 0,0001	0,4 a 0,08
Limo	< 0,0001	< 0,08
Arcilla	< 0,000001	< 0,0008

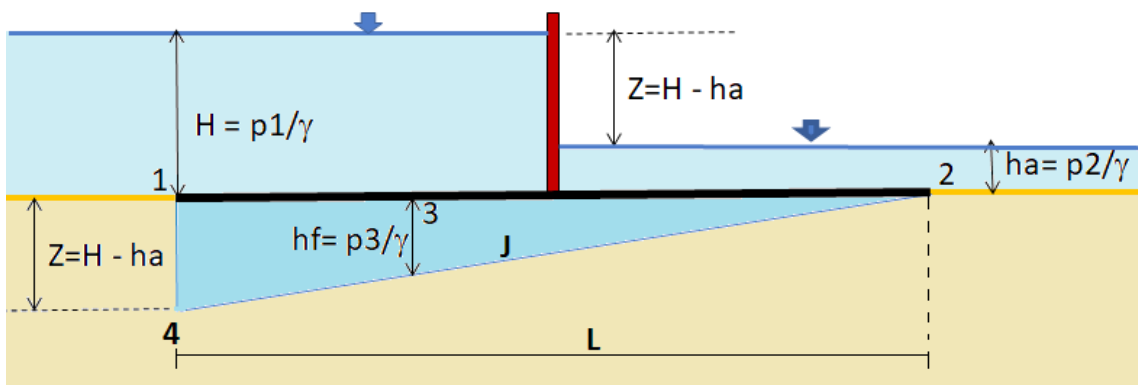


Figura 4.23 Subpresión bajo una estructura hidráulica

presiones Z (diferencia de niveles de agua) desaparece a lo largo de la línea base 1-3-2. En cualquier punto, por ejemplo, el 3 la presión es igual a la columna residual del diagrama de subpresiones 1-4-2, en ese punto.

En la práctica ocurre que, el diagrama de subpresiones no es una línea recta de pendiente constante, como en la figura 4.23, sino que presenta caídas bruscas por los diferentes elementos verticales, que se colocan a propósito para alargar la trayectoria del flujo subterráneo y disminuir la presión bajo la estructura.

Con base en este razonamiento, Bligh y Lane propusieron un método de cálculo de la subpresión, que contabiliza la longitud de la superficie subterránea de la estructura para establecer un gradiente crítico, de acuerdo con el tipo de suelo de la cimentación.

Si se considera el gradiente de pérdida de presión J , figura 4.23, se tiene que $J = Z / L$; de donde:

$$L = (1/J) Z$$

Reemplazando $1/J = C$, se tiene:

$$L \geq C \cdot Z \quad (4.33)$$

C – es un coeficiente asignado por cada autor, según el tipo de suelo, tabla 4.3.

$$L = \sum(L_h + L_v) \text{ – según Bligh}$$

$$L = \sum(L_h/3 + L_v) \text{ – según Lane}$$

El desplazamiento de un flujo a través de un medio poroso requiere de la solución de la ecuación de Laplace, en vista de lo cual se ha procurado encontrar otros métodos más rápidos para la solución de este problema. Entre estos métodos está uno que resuelve las ecuaciones de flujo de forma gráfica, que se utiliza para casos simples, o el método de los coeficientes de pérdida, desarrollado por Chugaev (1985), aceptado por la norma SP 23.13330.2011 (2011) para utilizarlo en presas pequeñas de categoría III y IV, y para presas de categoría I y II, únicamente a nivel de prefactibilidad.

4.6.2 Red hidrodinámica (método gráfico)

En la figura 4.24 se puede observar la familia de las líneas de flujo y las equipotenciales, que conforman una red hidrodinámica para un suelo isotrópico, obtenidas mediante un trazado manual. Las líneas de flujo parten de la superficie del suelo de aguas arriba y llegan a la superficie del suelo de aguas abajo. En esa trayectoria se intersecan perpendicularmente con las líneas equipotenciales, lo que indica como la carga disminuye paulatinamente a lo largo de su trayectoria.

Tabla 4.3 Coeficientes de Bligh y Lane. Fuente: Rasskazov (2008)

MATERIAL	COEFICIENTE C	
	BLIGHT	LANE
Limo	18	8
Arena fina	15	6
Arena mediana	13	5
Arena gruesa	12	4
Grava fina	9	3,5
Grava gruesa	4 - 6	3

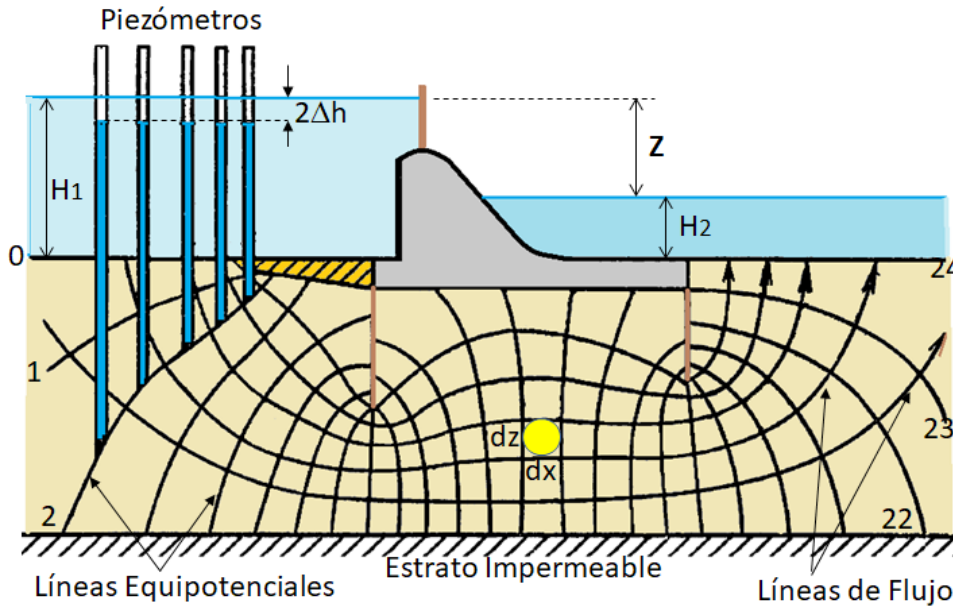


Figura 4.24 Red hidrodinámica de flujo bajo una presa

La primera línea de flujo corresponde a la superficie inferior de la presa, o estructura, y la última al estrato impermeable. En la figura 4.24 se observan siete líneas de flujo; en el caso de las equipotenciales, la primera corresponde al inicio del suelo aguas arriba, identificada con el número 0, y la última, a la superficie de contacto del suelo con el nivel aguas abajo, indicada con el número 24; así se tiene 24 líneas equipotenciales (no se toma en cuenta la línea cero porque en ella no existe pérdida).

En la red hidrodinámica se procura que en cada cuadrícula el desplazamiento horizontal sea igual al vertical, por lo que en cada una de ellas se inscribiría un círculo. En la figura 4.24, se observa a manera de ejemplo, un círculo de color amarillo, que es la forma de comprobar, gráficamente, que la red está bien elaborada. Para lograr esta condición se requiere experiencia y paciencia. Mientras más compleja sea la superficie inferior de la estructura y el suelo anisotrópico es más difícil dibujar la red. Como se mencionó anteriormente, éste es el motivo por el que se tiene que recurrir al uso de un software especializado, o al método de simulación eléctrica (MSED) con el fin de resolver éstos y muchos otros problemas de filtración, inclusive en 3D.

Cuando se dispone de la red hidrodinámica es muy fácil interpretarla, considerando que el valor de la subpresión, en cada línea equipotencial es:

$$h_f = Z - n\Delta h = Z - n \frac{Z}{N} \tag{4.34}$$

Donde: n – es el número de cada línea equipotencial y N – es el número total de líneas equipotenciales.

En la figura 4.24, se observa una serie de piezómetros que indican que la pérdida de presión en la equipotencial 2, (n = 2) es 2Δh. Si suponemos que Z= 12 m, se tendría que el valor de la subpresión en toda la línea sería,

$$h_{f2} = 12 - 2 \frac{12}{24} = 11 \text{ m}$$

El gradiente medio de la subpresión entre dos líneas adyacentes es:

$$J_i = \frac{z}{N dx} = \frac{\Delta h}{dx} \quad (4.35)$$

El caudal unitario que pasa entre dos líneas de flujo esta dado por la siguiente expresión:

$$q_{fi} = k_f J_i dz = k_f \frac{\Delta h}{dx} dz \quad (4.36)$$

Donde: k_f – es el coeficiente de filtración del suelo.

En una red de cuadrículas uniformes, el caudal total por cada unidad de ancho es igual a la sumatoria de todos los caudales que pasan por los pares de líneas de flujo, (Torres, 2010):

$$q_{fT} = k_f \frac{z}{N} N_{ff} \quad (4.37)$$

Donde: N_{ff} - es el número de tubos elementales (fajas) entre líneas de flujo, en la figura 4.24, $N_{ff} = 6$.

4.6.3 Método de Chugaev para la subpresión

Al hacer una similitud entre el flujo en un medio poroso con otro que fluye por una tubería con accesorios, el profesor Chugaev (1985) propuso varios coeficientes para las pérdidas que, frecuentemente, se presentan para la resolución de problemas de filtración. Con este método se puede evaluar los siguientes problemas: la subpresión, en cualquier punto del flujo subterráneo (diagrama de subpresión); los gradientes máximos de salida del flujo; el caudal máximo de paso; y, la resistencia del suelo a la fuerza de filtración.

Para proceder al cálculo, se esquematiza el perfil real subterráneo de la presa en tres elementos básicos: entrada y salida del flujo, flujo horizontal y las pérdidas en los componentes verticales como dientes o tablestacas. Las pérdidas de presión se las determina separadamente para cada elemento, a través de las siguientes ecuaciones:

$$h_i = \zeta_i \frac{z}{\Sigma \zeta_i} \quad (4.38)$$

El caudal unitario que pasa bajo la estructura;

$$q = k_f \frac{z}{\Sigma \zeta_i} \quad (4.39)$$

Los coeficientes de pérdidas ζ se los establece de acuerdo con la condición de pérdida, figura 4.25 y las correspondientes ecuaciones, para cada caso:

1. Coeficiente de pérdida para un contorno subterráneo con tablestaca, diente o muro de profundidad S , figura 4.25 a:

$$\zeta_t = \frac{T_1 - T_2}{T_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,5 \frac{S}{T_2}}{1 - 0,75 \frac{S}{T_2}} \quad (4.40)$$

Si no se tiene tablestaca y existe un escalón, $\zeta_t = \frac{T_1 - T_2}{T_1}$.

Se lo aplica para los casos en que $0 \leq S/T_2 \leq 0,8$.

2. Coeficiente de pérdida para una condición de entrada o salida a un contorno, figura 4.22 b):

$$\zeta_e = \zeta_s = 0,44 + \zeta_t \tag{4.41}$$

3. Coeficiente de pérdida para un tramo horizontal de contorno, figura 4.22 c):

$$\zeta_h = \frac{l - 0,5(S_i + S_d)}{T} \tag{4.42}$$

De acuerdo con la teoría de Chugaev (1985), en el proceso de filtración no participa todo el estrato de suelo (T_R), figura 4.26. El grado de compactación de los estratos inferiores, debido al peso de las capas suprayacentes es tal que, reduce el coeficiente de permeabilidad; de esta forma sólo una parte, llamada estrato activo (T_{a1}), participa en el proceso de subpresión. Se la determina a partir de la relación entre la proyección horizontal de la estructura subterránea L_0 , sobre la proyección vertical subterránea S_0 , figura 4.26. Esta relación se presenta en la tabla 4.4.

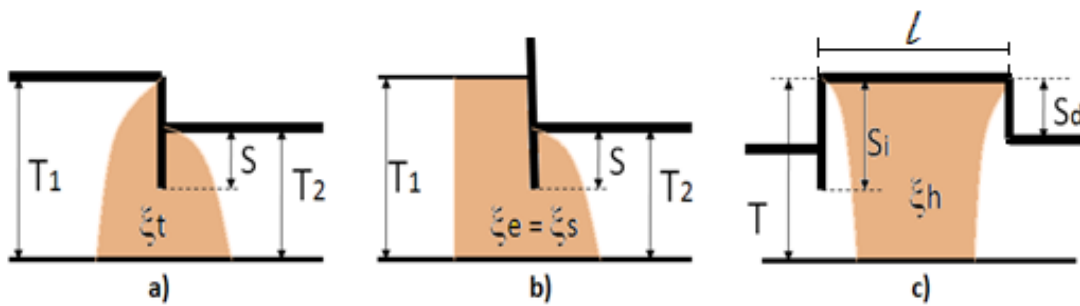


Figura 4.25 Coeficientes de pérdida bajo un contorno subterráneo

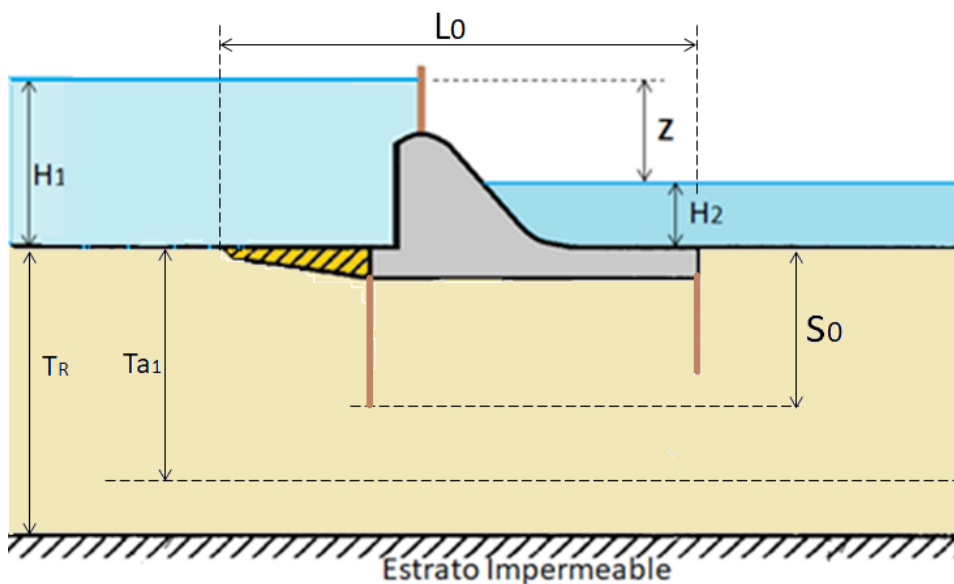


Figura 4.26 Estrato activo en el proceso de filtración

Tabla 4.4 Valores del estrato activo

L_0/S_0	> 5	5 a 3,4	3,4 a 1	1 a 0
T_{a1}	$0,5 L_0$	$2,5 S_0$	$0,8S_0+0,5L_0$	$S_0+0,3L_0$

Tabla 4.5 Gradientes críticos de acuerdo consuelo. Fuente: SP 23.13330.2011 (2011)

NOMBRE DEL SUELO	GRADIENTE CRÍTICO (J_{cr})
Arena fina	0,32
Arena media	0,42
Arena gruesa	0,48
Marga	0,60
Limo	0,80
Arcilla	1,35

En ningún caso, T_{a1} puede ser mayor que el espesor del estrato real T_R . Cuando, $T_{a1} > T_R$, en todos los cálculos se toma el espesor real T_R .

El gradiente de salida del flujo se lo determina con la siguiente ecuación:

$$J_{sal} = \frac{1}{\alpha} \frac{Z}{T_1 \Sigma \zeta_i} \quad (4.43)$$

Donde:

$$\alpha = 1,1 \sqrt{\text{sen} \left[\frac{\pi}{2} \left(\frac{S}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1 \right) \right]} \quad (4.44)$$

Para determinar el gradiente de salida, se debe utilizar un $T_{a2} = 2,0 T_{a1}$.

El gradiente de salida que se obtiene se lo debe comparar con el gradiente crítico de cada material (J_{cr}), dados en la tabla 4.5.

Existe un método aproximado, propuesto por Chugaev (1985), que es básicamente similar a los de Bligh y Lane, descritos anteriormente. Para este caso, la carga total Z se pierde proporcionalmente en una longitud virtual, $L_v = L + 2*0,44T_{media}$. La subpresión se la calcula con T_{a1} ; el gradiente de salida con T_{a2} ; y, el caudal que se filtra con T_R .

4.7 EJEMPLO DE CÁLCULO DE LA SUBPRESIÓN

Se trata de determinar la fuerza de subpresión, el gradiente crítico y el caudal unitario que se filtra bajo la presa de la figura 4.27. Se tiene que, la carga de la presa es $Z = 3$ m; tiene un delantal de 4 m de longitud y 0,5 m de espesor. La cimentación se ubica a 1,0 m de profundidad a lo largo de 6,0 m. El diseño contempla la presencia de tres tablestacas; una al inicio del delantal, de 1,5 m; otra de 3,0 m, al inicio del vertedero y, la última de 1,0 m de profundidad, a la salida del vertedero. El suelo está conformado por arena fina con un coeficiente de filtración $k_f = 2$ m/día, mientras el estrato impermeable se ubica a 15 m de la solera del cauce.

Desarrollo:

- Se verifica que el coeficiente de permeabilidad $k_f = 2 \text{ m/día}$ esté dentro del rango que establece la tabla 4.2. El gradiente crítico, según la tabla 4.5, es $J_{cr} = 0,32$.
 - A partir de la figura 4.27, se verifica que la proyección horizontal $L_0 = 10 \text{ m}$; y la proyección vertical $S_0 = 4 \text{ m}$.
 - Se determina el espesor del estrato activo T_{a1} , por medio de la relación $L_0/S_0 = 10/4 = 2,5$.
 - De la tabla 4.4 resulta que: $T_{a1} = 0,8S_0 + 0,5L_0 = 0,8*4 + 0,5*10 = 8,2 \text{ m}$.
 - Se divide el contorno subterráneo en elementos de pérdidas que, como se puede observar en la figura 4.28 son cinco:
- I – Entrada; II – Tramo horizontal; III – Tablestaca; IV – Tramo horizontal; y V – Salida.
- Se enumeran los extremos del contorno con el fin de establecer el punto en el que se inicia y termina cada elemento y cada tramo.
 - Se introducen los datos en una hoja electrónica y, con las ecuaciones (4.40), (4.41) y (4.42) se obtienen los valores de los coeficientes de pérdida y la pérdida de carga en cada tramo, tabla 4.6.
 - Con los resultados se dibuja el diagrama de subpresión bajo la estructura, figura 4.29, a partir de la cual se determina que la fuerza que actúa $W_p = 0,5*(1,2+0,73)*6 = 5,79 \text{ T}$ por cada metro de ancho.
 - Para determinar el gradiente de salida se necesita calcular $T_{a2} = 2T_{a1} = 2*8,2 = 16,4 \text{ m}$. Este valor es mayor al $T_R = 15 \text{ m}$, en vista de lo cual, el cálculo se lo debe ejecutar con el valor de $T_{a2} = T_R$, ya que físicamente no puede ser mayor que la profundidad del estrato impermeable. Los resultados se los presenta en la tabla 4.7.

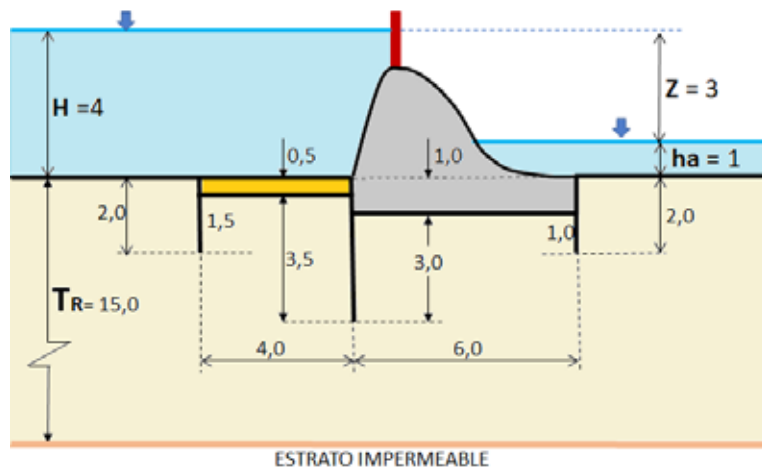


Figura 4.27 Dimensiones del perfil externo e interno del ejemplo

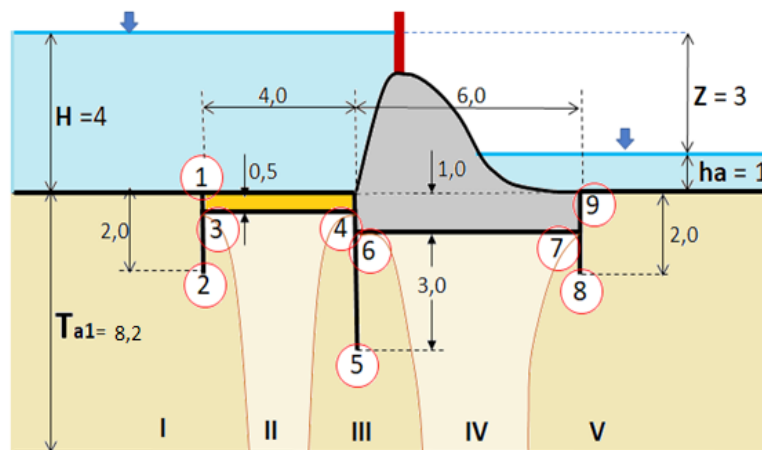


Figura 4.28 Elementos de contorno donde se producen las pérdidas

Tabla 4.6 Cálculo de la subpresión

SUBPRESIÓN								
TRAMO	DATOS					CÁLCULOS		
	T1	T2	S1	S2	L	Coef.	hi	hj
I	8,2	7,7	1,5			0,907	0,778	2,27
II		7,7	1,5	2,5	4	0,195	0,167	2,05
III	7,7	7,2	3			0,993	0,852	1,20
IV		7,2	3	1	6	0,556	0,476	0,73
V	8,2	7,2	1			0,848	0,727	0,00
SUMA						3,499	3,000	

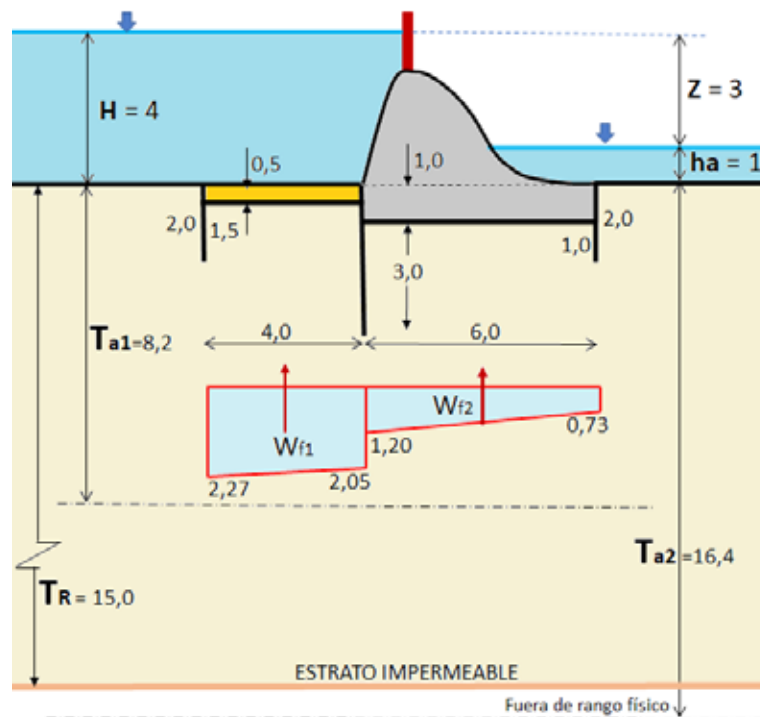


Figura 4.29 Diagramas de subpresión

Tabla 4.7 Cálculo de coeficientes para el gradiente de salida

GRADIENTE DE SALIDA						
TRAMO	DATOS					ζ
	T1	T2	S1	S2	L	
I	15	14,5	1,5			0,685
II		14,5	1,5	2,5	4	0,103
III	14,5	14	3			0,484
IV		14	3	1	6	0,286
V	15	14	1			0,652
$\Sigma \zeta$						2,210

- A partir de la ecuación (4.44) se calcula alfa:

$$\alpha = 1,1 \sqrt{\text{sen} \left[\frac{\pi}{2} \left(\frac{2}{15} - \frac{14}{15} + 1 \right) \right]} = 0,611$$

- Con este valor el gradiente de salida es:

$$J_{sal} = \frac{1}{0,611 * 15} \frac{3}{2,21} = 0,148 \approx 0,15$$

- Se compara este valor con el gradiente crítico de la tabla 4.5 y se determina que: $J_{sal} = 0,15 < J_{cr} = 0,32$, se puede concluir que el suelo bajo la estructura no será removido por el flujo.
- Se determina el caudal que, en este caso se debe utilizar el valor real del estrato T_R , como en la tabla 4.7 ya se aplicó el valor de $T_R = 15$ m, resulta que la suma de los coeficientes es la misma; entonces:

$$q = 2 \frac{3}{2,21} = 2,715 \frac{\left(\frac{m^3}{\text{día}}\right)}{m} = 3,14 * 10^{-5} \frac{m^3}{s m} = 0,03 \frac{l}{s} / m$$

4.7.1 Otros métodos de análisis del contorno subterráneo

Método de Bligh: Para utilizar este método es preciso conocer la longitud total de los tramos horizontales y verticales. Al sumar, en la figura 4.30, del punto uno al nueve, se tiene que $L_H = 10$ m, $L_V = 13$ m y de la tabla 4.3, $C = 15$, a partir de lo cual:

$$L = 23m < 15 * 3 = 45m$$

Este valor no cumple la condición de que $L \geq Cz$.

Método de Lane: Para este caso $L = 10/3 + 13 = 16,33$ y $C = 6$, de donde:

$$L = 16,33 < 6 * 3 = 18$$

Este valor tampoco cumple la condición de que $L \geq Cz$.

Los resultados anteriores indican que los métodos de Bligh y Lane requieren una mayor longitud del contorno subterráneo; sin embargo, al cumplirse las condiciones establecidas en el método de Chugaev, se puede concluir que los otros métodos proporcionan resultados sobredimensionados.

Para cumplir con la condición establecida en el método de Bligh, se requiere instrumentar grandes cambios en el contorno de la presa, mientras que, para cumplir con el método de Lane, es suficiente un alargamiento de 2 m en las tablestacas.

Método aproximado de Chugaev: La aplicación del método aproximado para determinar la subpresión, requiere que se aumente a cada lado del contorno subterráneo, la longitud $0,44T_{a1}$, que aparece esquemáticamente en la figura 4.30.

El valor de la carga en cada uno de los puntos requeridos 3-4-6-7 se lo obtiene mediante triángulos semejantes como se observa en la figura 4.30, la fuerza de subpresión bajo la presa W_{f2} , es igual a: $W_{f2} =$

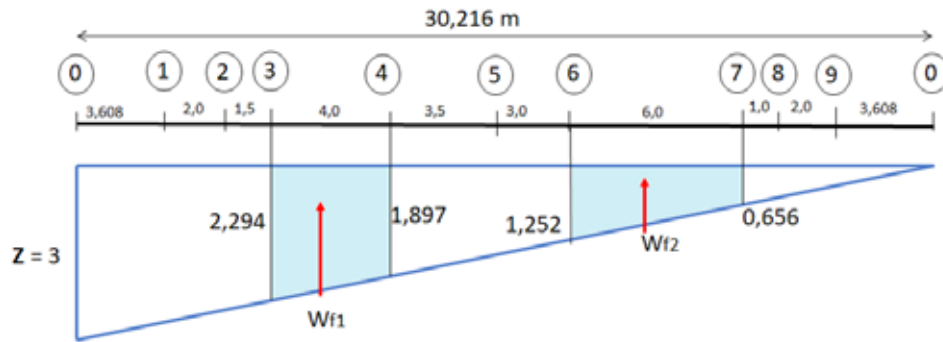


Figura 4.30 Método aproximado de Chugaev

$0,5(1,252+0,656) \cdot 6 = 5,724 \text{ t/m}$, que resulta ligeramente inferior al valor de $5,79 \text{ t/m}$ obtenido por el método de los coeficientes. Entonces se puede apreciar que, el grado de complejidad de este método es mucho menor que el de los coeficientes de pérdida.

4.8 LOSA DEL ZAMPEADO RÍGIDO

La losa del zanjeo rígido es la que soporta la carga dinámica del resalto hidráulico y el lugar donde se produce la disipación de energía cinética del flujo, en vista de lo cual se la construye con un hormigón de alta resistencia, especialmente a la abrasión y a la cavitación. Su longitud es aproximadamente, la misma del resalto hidráulico o del colchón de aguas y su espesor aproximado $t_z = (0,08 \text{ a } 0,10) L_z$, (Slisskiy, 1983), donde L_z es la longitud del zanjeo. Existe una ecuación propuesta por Dombrovskiy, citada por Nedrigi (1983) para evaluar el espesor:

$$t_z = 0,15v_1\sqrt{h_1} \quad (4.45)$$

Donde: v_1 y h_1 son la velocidad y el tirante del flujo en el ingreso al colchón de aguas.

El espesor de la losa del zanjeo puede variar con el fin de incrementar la estabilidad al volteo; es más gruesa en la zona de contacto con el pie de la presa, como en el caso de la obra de toma del proyecto Coca Codo Sinclair, figura 4.3.

El espesor mínimo recomendado de la losa es de $0,5 \text{ m}$ (Liapichev, 2008), ya que, como medida de protección la capa de hormigón mínima sobre la armadura es de $0,2 \text{ m}$. Sin embargo, como se muestra en la figura 4.31, el espesor de la losa del zanjeo puede ser variable sin que necesariamente forme un colchón de aguas tipo pozo, que puede ser sustituido por disipadores de energía tipo dados.

Según Kirienko (1987), para disminuir la subpresión debajo de la losa se colocan drenes horizontales que se comunican con la parte superior a través de orificios verticales, de hasta 25 cm de diámetro, rellenos con grava o piedra bola y protegidos con una malla de varillas de acero.

Conviene que los orificios verticales estén ubicados a partir de la mitad de la longitud del zanjeo o a una distancia mínima de $0,22L_z$, figura 4.32, y que se las diseñe continuas o en tresbolillo, con una distancia de separación entre filas de $5 \text{ a } 10 \text{ m}$.

Mientras más frecuentes sean los orificios, más contribuyen a la estabilidad del zanjeo, ya que la variación dinámica de la presión que se produce en la parte superior, por el resalto hidráulico, se transmite instantáneamente a la cara inferior y se compensan las presiones.

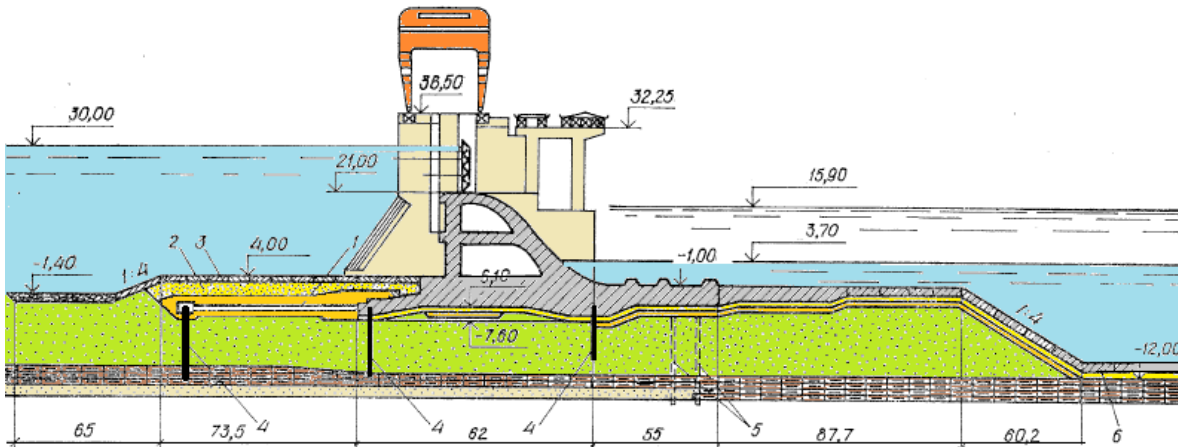


Figura 4.31 Complejo hidráulico de Volgograd, Rusia. Fuente: Kirienko (1987)

El cálculo de la losa del zampeado se lo debe realizar a la flotación y al volcamiento, respecto al punto B del final de la losa, como aparece en la figura 4.32, tal como al deslizamiento, si es que se tienen bloques disipadores.

4.9 CÁLCULO DE LA LOSA DEL ZAMPEADO

Como se ya indicó, el cálculo de la losa del zampeado se lo realiza a la flotación, deslizamiento y volcamiento; los respectivos coeficientes de seguridad son los que definen las dimensiones finales y la armadura de la estructura. De acuerdo con la figura 4.32, se considera que las fuerzas horizontales N_1 y N_2 son de igual magnitud y que se anulan entre sí. Considerando todas las demás fuerzas, resulta que el coeficiente de seguridad a la flotación es:

$$k_f = \frac{G-E}{W_d+W_f+W_h} \geq 1,3 \tag{4.46}$$

Donde:

G - es el peso de la losa

E - el empuje por inmersión

W_d - el déficit de presión,

$$W_d=0,6(h_2-h_1) \cdot l/2 \tag{4.47}$$

Aquí, $l = L_z$, si es que no existen orificios de drenaje y, si es que existen se toma l como la distancia a la primera fila de los orificios (Grishin, 1979).

W_h - es la carga hidrodinámica debida a la fluctuación de la presión en el resalto hidráulico. De una forma aproximada se la puede determinar como sigue:

$$W_h = 0,07 \frac{v_1^2}{2g} \tag{4.48}$$

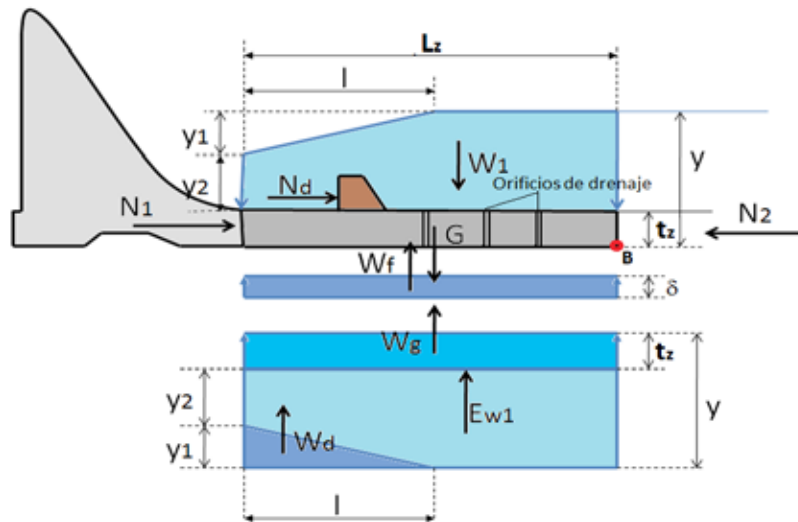


Figura 4.32 Esquema de cálculo de una losa de zampeado

En algunos casos se consideran otras fuerzas, como la sísmica, en cuyo caso el coeficiente puede ser ligeramente menor al de la ecuación (4.46), pero nunca menor a 1,0.

Para el cálculo del coeficiente de volcamiento se deben considerar los brazos de palanca de todas las fuerzas, y si es que se tiene dados disipadores, se debe incluir la fuerza de impacto del flujo sobre mismos, figura 4.32. Esta fuerza se la puede determinar con la siguiente ecuación:

$$N_d = (1,1 \text{ a } 1,5)C_p\gamma A \frac{v_i^2}{2g} \quad (4.49)$$

Donde:

\$C_p\$ – es el coeficiente de presión que depende de la forma de los dados. En el caso de dados con la superficie de impacto vertical, figura 4.32, si su altura es \$h_d = h_1\$ y el espaciamiento entre ellos es igual al ancho del dado, se lo puede determinar con la siguiente expresión,

$$C_p = 0,44 + 0,024Fr_1^2 - 0,277\sqrt{l_d/l_s} - 0,027Fr_1^2\sqrt{l_d/l_s} \quad (4.50)$$

\$A\$ – es el área de impacto del flujo sobre el dado,

\$v_i\$ – la velocidad de impacto en m/s, según Kuznetsov (1983),

$$v_i = \frac{q}{h_1 + 0,06l_d} \quad (4.51)$$

La losa puede tener juntas constructivas ubicadas a lo ancho, que generalmente coinciden con el eje de las pilas y a lo largo, dos o tres, figura 4.3.

Si una vez realizado el cálculo, resulta que la losa del zampeado es estable a la flotación, volcamiento y deslizamiento, con el espesor determinado, este valor define en forma definitiva la profundidad de la cimentación, e inclusive, la de la presa. Si no fuera así, se requiere realizar un nuevo cálculo en el que pueden cambiar las cotas de las obras aledañas.

4.10 MUROS DE ALA

La estructura que empata la presa vertedera con los estribos del cauce, o con el dique o presa de materiales sueltos, se la conoce como muro de ala. El diseño de esta obra se lo realiza de tal manera que el flujo se encauce hacia el vertedero en forma gradual sin que se produzcan discontinuidades, turbulencias, zonas muertas, ni mayores contracciones. En la figura 4.33 se observan en planta opciones de diseño de los muros de ala.

El muro de ala de la figura 4.33a tiene paredes rectas con una arista redondeada, que forman un ángulo de 90° . Se las utiliza cuando la velocidad de acercamiento del flujo es relativamente baja y la estructura de empate (vertedero) se encuentra ligeramente desplazada hacia aguas abajo, de modo que la contracción afecte menos a la descarga del flujo.

En figura 4.33b se observa un muro con paredes rectas que forman un ángulo de abertura de entre 6° y 12° ; en algunos casos hasta 45° , que se unen con una arista redondeada.

Los muros de ala se los puede diseñar con radios de curvatura, figura 4.33c y d, siempre procurando mejorar las condiciones de ingreso del flujo; en otros casos, se puede adoptar una forma elíptica para el trazado.

Por ser una estructura de hormigón armado, la parte interior del muro se la diseña de la misma forma que los muros de contención, utilizados en otros tipos de obra, como se muestra en la figura 4.34.

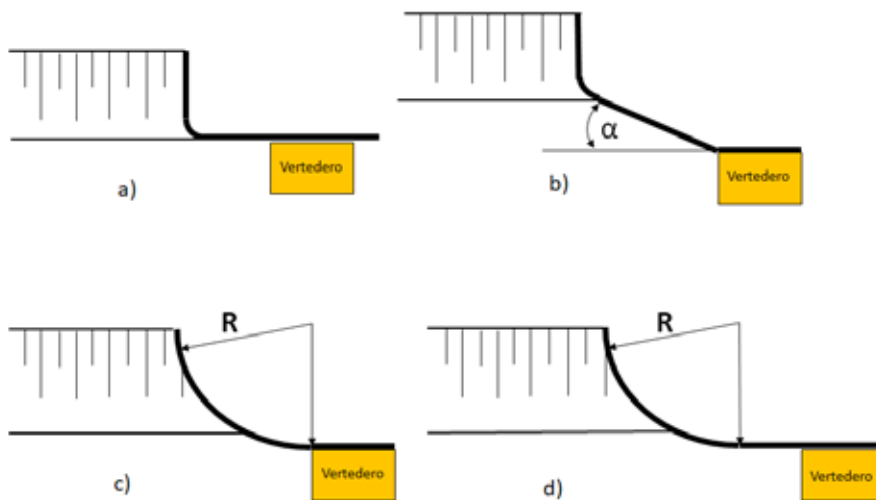


Figura 4.33 Vista en planta de muros de ala. Fuente: Kirienko (1987)

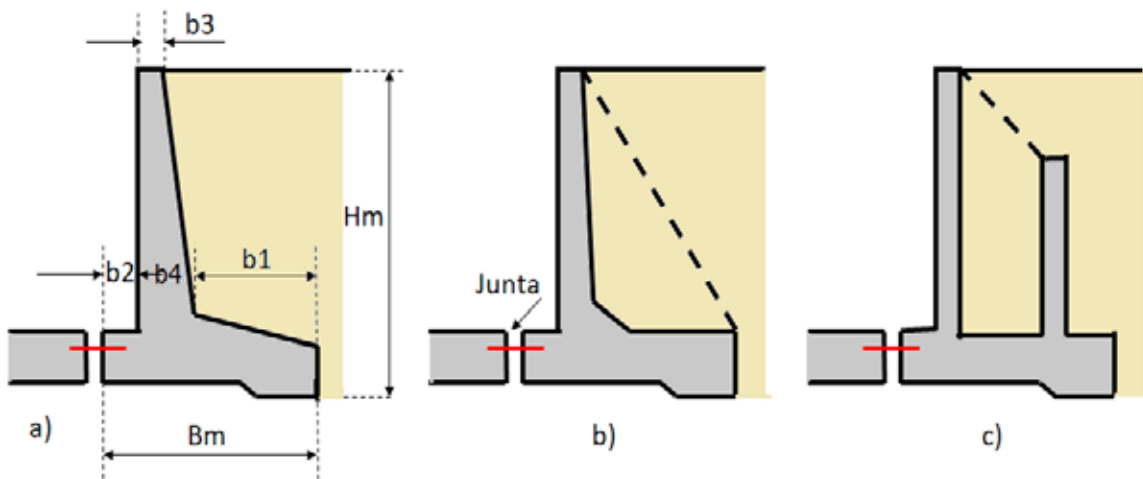


Figura 4. 34 Perfil de los muros de ala. Fuente: Kirienko (1987)



Figura 4.35 Detalle de banda de impermeabilización de PVC

De acuerdo con Kirienko (1987), en los muros de contención o de ala, se aplican las siguientes relaciones:

$$B_m = (0,5 \text{ a } 0,9) H_m,$$

$$b_2 = (0,25 \text{ a } 0,30) B_m,$$

$$b_4 = (0,1 \text{ a } 0,2) H_m,$$

$$b_3 = (0,4 \text{ a } 0,5) b_4,$$

$$b_1 = B_m - b_2 - b_4.$$

El armado del hierro en los muros se lo realiza con un área mínima del 5%. Las juntas de los muros con las losas o con el vertedero se las recubre con bandas de PVC u otro material que asegure la impermeabilización, figura 4.35.

Se debe considerar que el proceso de filtración también ocurre por detrás de los muros de ala, por lo que se deben tomar las respectivas precauciones para alargar la trayectoria o impedir el paso del flujo por esa zona. Los métodos de cálculo de la filtración son semejantes a los que se expuso anteriormente para el perfil subterráneo.

4.11 PILAS O PILARES

El espesor de las pilas depende del tipo de compuertas que se requiere utilizar en el proyecto, de las dimensiones del orificio de descarga y de las estructuras que se van a operar desde los puentes. Chugaev (1985) recomienda que el ancho de las pilas puede variar de 0,1 a 0,3 la longitud del orificio de descarga L . En pilas diseñadas para el emplazamiento de compuertas planas, sus dimensiones se las establece, de acuerdo con la figura 4.36, con las siguientes relaciones:

$$e_0 = 1,0 \text{ a } 1,5 \text{ m}$$

$$a = c = 0,5 \text{ m} - \text{Guías de compuertas secundarias}$$

$$g = (0,1 \text{ a } 0,14) L$$

$$f = g/2$$

$$e = e_0 + f$$

$$l_1 \text{ y } l_2 \geq 1 \text{ m} - \text{Espacio que debe permitir el mantenimiento de las compuertas.}$$

Para compuertas de segmento de circunferencia (Taintor), figura 4.37, resulta que el espesor de las pilas es menor al de compuertas planas en 1 o 2 m (Nedrigi, 1983).

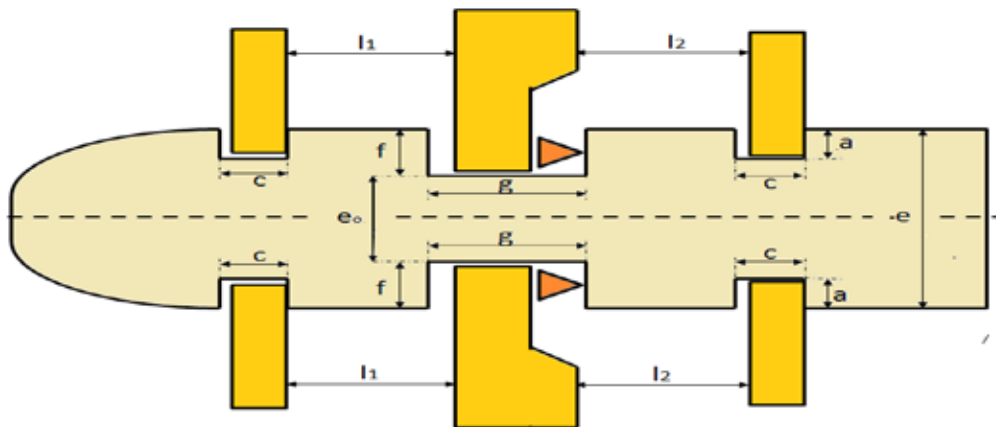


Figura 4.36 Dimensiones de una pila de compuerta plana



Figura 4.37 Colocación de compuertas Taintor. Fuente: Zambrano (2017)

De manera referencial se puede recomendar utilizar la siguiente ecuación aplicable para $H \geq 3m$, cuyo resultado se lo debe aproximar a un valor constructivamente aceptable:

$$e = [1 + 0,068(H-3)] L^{0,35} \tag{4.52}$$

La altura de las pilas depende de la cota de la corona de la presa y de los mecanismos de operación que se requiera.

4.12 DRENES Y FILTROS

Todo flujo que atraviese un cuerpo permeable tiene que ser encausado, así como, también, se tiene que proteger todo suelo por el que atraviese un flujo. Los drenes y filtros cumplen la función de encauzar y proteger contra el acarreo y desprendimiento de las partículas finas que conforman el suelo (sufusión interna



Figura 4.38 Capas de un filtro invertido

y superficial). Por esta razón, un dren debe tener una composición granular más gruesa y uniforme, de modo que permita el paso del flujo sin que se pierda su resistencia estructural. Un filtro está conformado por capas de suelo colocadas en forma que no ocurra una remoción significativa de las partículas y que, no se pierda su resistencia hidráulica y estructural.

La presencia de sufusión, en un suelo, implica que puede degenerarse en una tubificación y erosión hidráulica, fenómeno que es más probable de presentarse en suelos no uniformes, con un coeficiente de uniformidad $C_u = d_{10}/d_{60} \geq 10$.

Bajo una presa, después de los dentellones o tablestacas o a partir de la zona en que se considere necesaria la protección del suelo, se colocan filtros invertidos horizontales para proteger el suelo ante el gradiente hidráulico de salida del flujo subterráneo. La primera condición por cumplirse es que, el gradiente de salida del flujo de filtración debe ser menor al gradiente crítico de cada suelo, como se muestra en la tabla 4.5.

El espesor mínimo de cada capa de filtro es de 10 cm; sin embargo, por condiciones constructivas generalmente se toma 20 cm (Grishin, 1979). El número de capas varía de una a tres, dependiendo del tipo de suelo a proteger, figura 4.38.

Usualmente la primera de las capas de un filtro es una arena lavada y con una graduación uniforme, que no siempre se puede disponer a bajo costo en la obra, en vista de lo cual se lo puede remplazar por un geotextil que cumpla las mismas funciones. Cada fabricante dispone de un catálogo de geotextiles con diferentes propiedades físicas, entre las cuales se encuentra el tamaño mínimo de las partículas que puede retener. El uso de los geotextiles disminuye sensiblemente el tiempo de construcción de los filtros.

La segunda capa está conformada por gravilla y grava, que es más fácil de conseguir, colocarla y compactarla. Este material puede también utilizarse para la construcción de los drenes.

4.13 DISEÑO ESTRUCTURAL

Una vez pre-dimensionadas las partes de cada uno de los elementos de la presa, se requiere comprobar que cumplan las condiciones de estabilidad al deslizamiento, al volcamiento y resistencia como todas las obras de ingeniería.

Para el análisis al deslizamiento de la presa se deben tomar en cuenta las posibles superficies por las cuales puede ocurrir esta condición, considerando los estratos que conforman el suelo y el comportamiento en

general de la estructura. Para las presas asentadas en suelos existen tres posibilidades de superficies de deslizamiento: horizontal, inclinada y circular, como se muestra en la figura 4.39. En cada proyecto se debe analizar la posibilidad de que se presenten estas superficies.

Las fuerzas que actúan en este tipo de presas son semejantes a las se analizaron en el caso de las presas de hormigón, pero con algunas particularidades:

- La fuerza de subpresión depende del contorno subterráneo
- Debido a la presencia del delantal, la presión horizontal del agua presenta una variación de la pendiente que forma las fuerzas W_1 y W_{11} , figura 4.40.
- Así también, por la presencia del delantal la presión horizontal de los sedimentos y suelo origina las fuerzas W_{a1} y W_{a11} , figura 4.40.

A la presión de los sedimentos y el suelo, según el caso, se la tiene que considerar activa o pasiva, por lo que la ecuación que se utiliza es:

$$W_a = \gamma_a \frac{h_a^2}{2} \tan^2 \left(45 \mp \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.53)$$

- Para calcular el coeficiente de seguridad al deslizamiento se debe considerar que la presión de los azolves y del suelo de aguas arriba es a una presión activa y, la de aguas abajo pasiva.
- En la mayoría de los casos, se requiere que el análisis de estabilidad y de los esfuerzos cubra toda una sección de la estructura, lo que implica que; si las juntas constructivas están ubicadas en las pilas, se las tiene que incluir en el análisis. Para para presas en suelos, el ancho de las secciones oscila entre 15 y 20 m.
- Se puede incrementar la estabilidad del vertedero al deslizamiento acrecentando el tamaño de los dente-llones o con una ligera inclinación hacia aguas arriba.
- Dependiendo del tipo de suelo cambia la relación entre los esfuerzos que se desarrollan en la cimentación. Para limos y arcillas $\sigma_{\max}/\sigma_{\min} \leq 1,5$ a 2,0 y para los suelos arenosos $\sigma_{\max}/\sigma_{\min} \leq 2$ a 3, (Kirienko, 1987).
- Para el cálculo del empuje, se debe considerar que una gran parte de la presa puede estar sumergida.

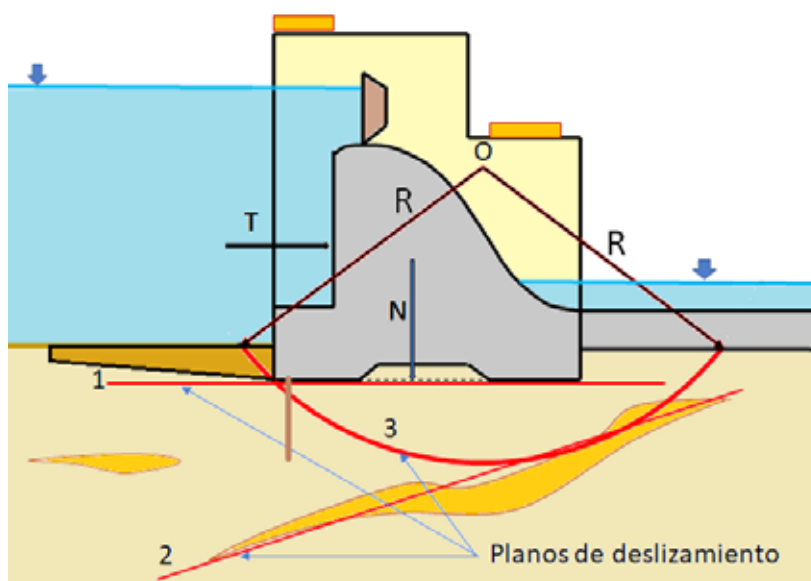


Figura 4.39 Posibles planos de deslizamiento

Las presas vertedoras pequeñas requieren únicamente de un armado en la cimentación, en las pilas y en muros de ala; en cambio, las presas más grandes ($H > 10$ m), requerirán de un minucioso análisis estructural. En el caso de las presas más grandes, aprovechando la disponibilidad de software especializado, se puede realizar un análisis del comportamiento estructural que incluye el suelo en el que está cimentada la presa.

Actualmente se conoce una serie de innovaciones en el diseño de presas cimentadas en suelos; a manera de ejemplo, se presenta el diseño de una presa con vertedero tipo laberinto, figura 4.41.

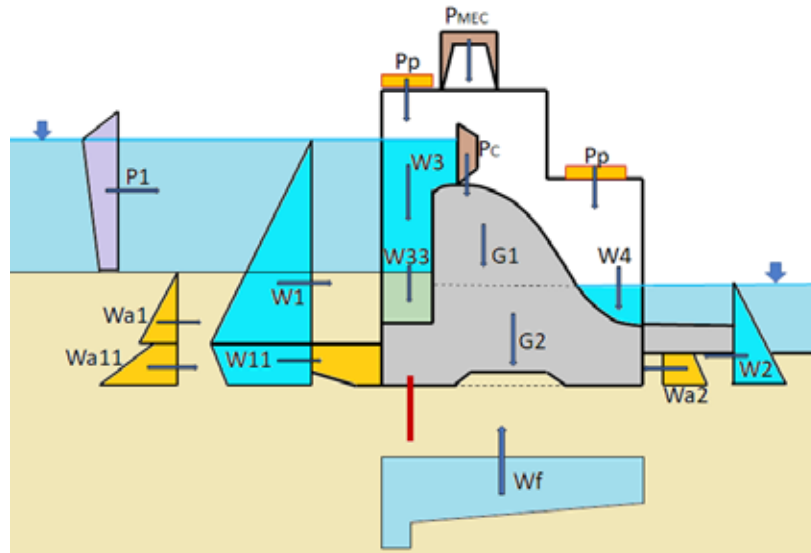


Figura 4.40 Fuerzas en una presa cimentada sobre suelo

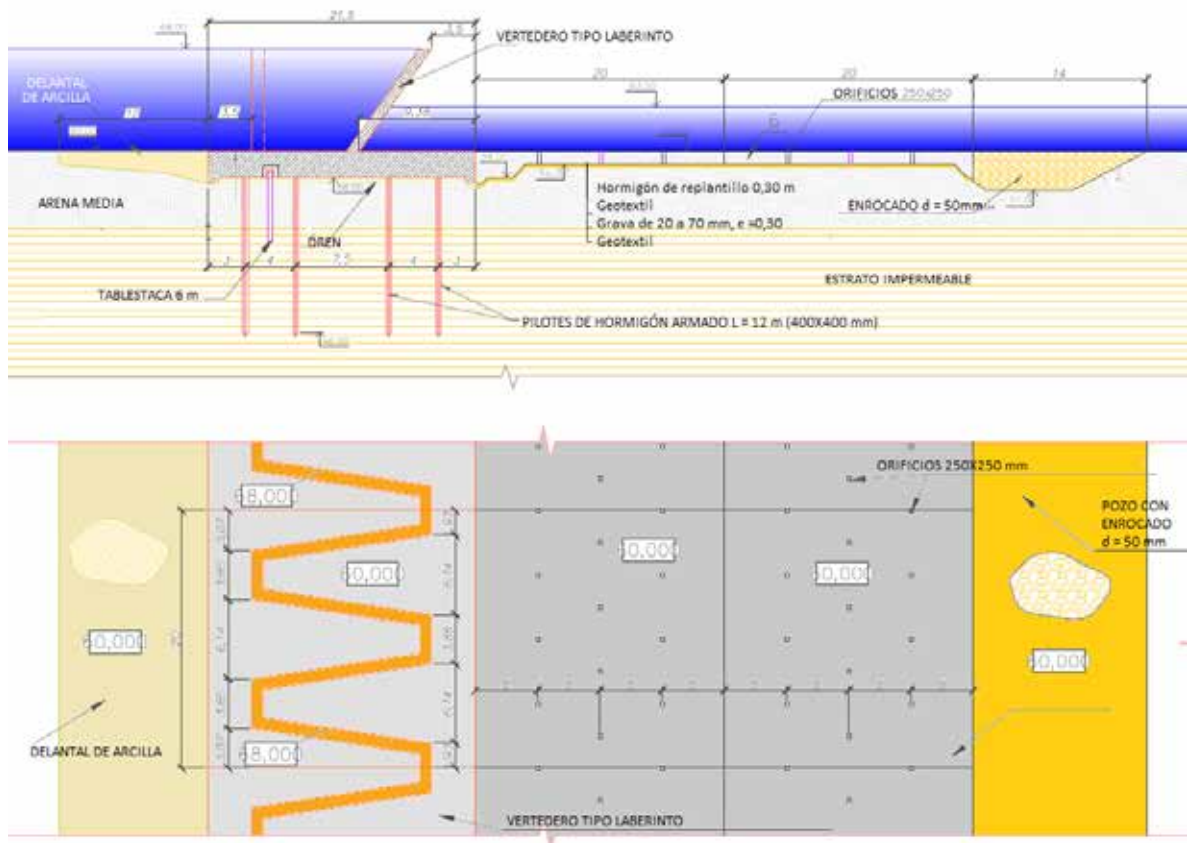


Figura 4.41 Vista en corte y planta de un diseño de una presa cimentada en suelo. Fuente: (Shuliak, 2016)

4.14 EJEMPLO DE CÁLCULO DEL ZAMPEADO DE UNA PRESA

A continuación, se analiza el cálculo del colchón de aguas, o estanque disipador, de la obra de toma del proyecto CCS. El procedimiento que se describe constituye solo una de las formas de resolver el problema, por lo que no necesariamente coincidirá con la metodología utilizada para el diseño de dicha estructura.

Los datos de partida son los que aparecen la figura 4.3 en la que se muestran las principales dimensiones del proyecto y, de manera complementaria los siguientes datos:

Curva de caudales, figura 4.42

Cota inicial del cauce: 1262 msnm

Cota del cimacio del vertedero: 1275,5 msnm

Cota final del cauce: 1259,5 msnm

Caudal de diseño: 12600 m³/s

Cota del embalse para el caudal de diseño: 1286,4 msnm

Longitud de la cresta vertedora: L = 160 m

Latitud del proyecto: 0° 11' 54" S

Desarrollo:

La latitud del proyecto y la altura del cauce permiten determinar la aceleración de la gravedad en el sitio, a través de la herramienta disponible en:

<http://www.metas.com.mx/utilerias/calculoacelgravedad.php>

La aceleración de la gravedad en el sitio del proyecto es:

$$g = 9,7764240866821 \approx 9,78 \text{ m/s}^2$$

La carga de diseño H_d sobre el vertedero, para el caudal considerado:

$$H_d = 1286,4 - 1275,5 = 10,9 \text{ m}$$

Caudal unitario de diseño q :

$$q = 12600/160 = 78,75 \text{ m}^2/\text{s}$$

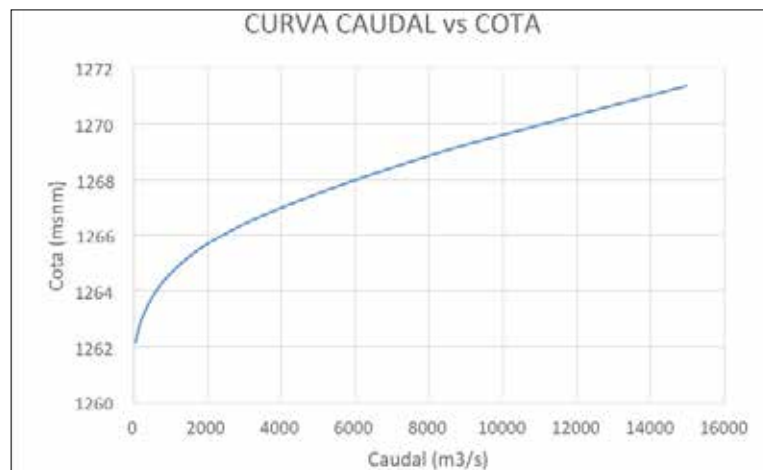


Figura 4.42 Curva de caudales del Proyecto

4.14.1 Diseño del pozo

Al partir de que el pozo tiene una profundidad de 4 m, el desnivel de caída T, figura 4.15, es:

$$T = 1286,4 - 1259,5 + 4 = 30,9 \text{ m}$$

Se tiene que determinar, aproximadamente, la velocidad de acercamiento del flujo al vertedero; para esto, el área se considera un trapecio de 179 m de base menor, 230 m de base mayor y una altura $1286,4 - 1262 = 24,4$ m; a partir de lo cual, $A = (179 + 230) \times 24,4 / 2 = 4989,8 \text{ m}^2$

$$V = Q/A = 12600/4989,8 = 2,525 \text{ m/s}$$

Altura de velocidad:

$$\frac{\alpha v^2}{2g} = \frac{1,1 \cdot 2,52^2}{2 \cdot 9,78} = 0,358 \text{ m}$$

$$T_0 = T + \frac{\alpha v^2}{2g} = 30,9 + 0,358 = 31,258 \text{ m}$$

Tirante contraído, ecuación 3.15, figura 4.15:

$$h_c = \frac{q}{C_v \sqrt{2g(T_0 - h_c)}} = \frac{78,75}{0,97 \sqrt{19,56(31,258 - h_c)}} = 3,483 \text{ m} \approx 3,48 \text{ m}$$

El coeficiente de velocidad C_v se lo puede determinar con la ecuación (3.42):

$$C_v = 1 - 0,0155 \frac{T-H}{H} = 1 - 0,0155 \frac{30,9-10,9}{10,9} = 0,97$$

Velocidad en la sección contraída $h_c = h_1$ (primera conjugada del resalto):

$$v_1 = \frac{q}{h_1} = \frac{78,75}{3,48} = 22,63 \text{ m/s}$$

El tirante h_a se lo determina a partir de la curva cota caudal de la figura 4.41. Para $Q = 12600 \text{ m}^3/\text{s}$ la cota es 1270,4 msnm; de donde: $h_a = 1270,4 - 1259,5 = 10,9 \text{ m}$.

Se comprueba si se requiere disipar la energía con la ecuación (4.32)

$$K_{rs} = \frac{2 * 1,05 * 78,75^2}{9,78 * 3,48 * 10,9} \left(\frac{1}{3,48 + 10,9} \right) = 2,44 > 1$$

Valor que confirma el requerimiento de un sistema de disipación de la energía.

Número de Froude en la sección contraída:

$$Fr_1 = \frac{22,63}{\sqrt{9,78 \cdot 3,48}} = 3,88$$

$$Fr_1^2 = 3,88^2 = 15,05$$

Segunda conjugada del resalto, ecuación (4.7):

$$h_2 = \frac{3,48}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 15,05} - 1 \right) = 17,43 \text{ m}$$

A partir de la ecuación (4.15) se obtuvo la condición de estabilidad del resalto en el interior del pozo, que corresponde al coeficiente de inmersión:

$$n_s = \frac{d+h_a+\Delta z}{h_2} > 1,0$$

La pérdida de altura Δz , por salida del flujo del pozo, se la determina con la ecuación (4.17), considerando la profundidad del pozo $h_p = h_2 = 17,43 \text{ m}$, y el coeficiente $C_v = 0,8$:

$$\Delta z = \frac{q^2}{2g} \left(\frac{1}{C_v^2 h_a^2} - \frac{1}{h_p^2} \right) = \frac{78,75^2}{19,56} \left(\frac{1}{0,80^2 \cdot 10,9^2} - \frac{1}{17,43^2} \right) = 3,12 \text{ m}$$

Así resulta que el coeficiente n_s ,

$$n_s = \frac{4 + 10,9 + 3,12}{17,43} = 1,03 > 1,0$$

Se observa que cumple con la condición de estabilidad. En este cálculo no se tomó en cuenta el espacio de las pilas que, hace que disminuya h_2 y favorece la condición de estabilidad.

La longitud del resalto hidráulico, con la ecuación (4.8), es:

$$l_s = 5,67(17,43 - 3,48) = 79,1 \text{ m}$$

Por consiguiente, la longitud del pozo:

$$l_p = 0,8 \cdot 79,1 = 63,28 \text{ m}$$

Se destaca que la longitud del pozo, figura 4.43, tiene un valor muy cercano a la longitud determinada en el cálculo.

4.14.2 Estabilidad de la losa del zampeado (colchón de aguas)

En la figura 4.43 se tienen los principales parámetros para el análisis de estabilidad de la losa del zampeado.

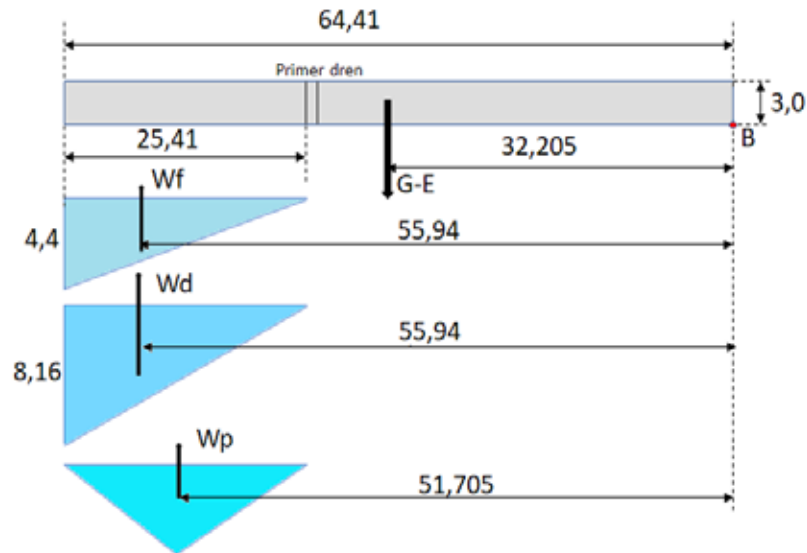


Figura 4.43 Dimensiones, fuerzas y brazos de palanca de la losa del zampeado

Cálculo del coeficiente de flotación:

$$t_z = 3 \text{ m y } L_z = l_p = 64,41 \text{ m}$$

G - E - Peso de la losa disminuido en el valor del empuje,

$$G-E = (2,4-1) * 64,41 * 3 = 270,522 \text{ t}$$

Wf - Fuerza de subpresión. A través del método de Chugaev, se determina que el valor de la subpresión es igual a 4,4 m, por lo que:

$$W_f = 1 * 4,4 * \frac{25,41}{2} = 55,90 \text{ t}$$

Wd- Déficit de presión, se lo determina con la ecuación (4.47),

$$W_d = 0,6(17,43 - 3,48) * \frac{25,41}{2} = 106,34 \text{ t}$$

Wp- Carga de presión hidrodinámica con la ecuación (4.48),

$$W_p = 0,07 \frac{22,63^2}{2 * 9,78} = 1,83 \text{ t}$$

El coeficiente de seguridad a la flotación con la ecuación (4.46)

$$k_f = \frac{270,522}{55,90 + 106,34 + 1,83} = 1,65 \geq 1,3$$

Se comprueba que, el coeficiente de flotación cumple con la condición requerida.

Cálculo del coeficiente al volcamiento:

En la figura 4.43 se observan los brazos de palanca de cada una de las fuerzas, a partir de lo cual se tiene que,

$$k_v = \frac{270,522 * 32,205}{55,9 * 55,94 + 106,34 * 55,94 + 1,83 * 51,705} = \frac{8712,161}{9170,326} = 0,95$$

Con las dimensiones consideradas, se tiene que la losa no es estable al volcamiento, respecto al punto B, por lo que se requiere aumentar el peso, para que genere un momento en el sentido antihorario, lo que se consigue añadiendo un volumen en el inicio de la losa. Dicho volumen es un bloque rectangular, figura 4.44, de $2 \times 18,5 = 37 \text{ m}^2$, por un brazo de palanca de $64,41 - 18,5/2 = 55,16 \text{ m}$, con el cual, $G_2 - E_2 = 37(2,4 - 1)55,16 = 2857,29 \text{ t}$.

Por condiciones constructivas se incrementa un triángulo de dimensiones $3 \times 2/2 = 3 \text{ m}^2$, con un brazo de palanca de $64,41 - 19,5 = 44,91 \text{ m}$, de donde $G_3 - E_3 = 3(2,4 - 1)44,91 = 188,62 \text{ t}$.

Así resulta que:

$$k_v = \frac{8712,161 + 2857,29 + 188,62}{9170,326} = 1,28$$

El incremento de un bloque de hormigón, de las dimensiones arriba anotadas hace que se cumpla la condición de estabilidad al volcamiento. Constructivamente la losa quedaría como se muestra en la figura 4.44.

4.14.3 Longitud de la risberma

Con la ecuación de Chertousov la longitud sería $L_{ps} = 2,5 * 79,1 = 197,75 \text{ m}$

Ecuación de Kumin, $l_{ps} = 8 * 8,59 = 68,72 \text{ m}$

Ohtsu, $l_{ps} = 3,9 * 17,43 = 67,98 \text{ m}$

Vuizgo $l_{ps} = 0,4 * 10,9/0,04 = 109 \text{ m}$

Kusnetzov, ecuación (4.24), $l_{ps} = 10,9 \left[\frac{9,168 - 1,55}{0,33(9,168 - 1,19)} \right]^{2,4} = 139,6 \text{ m}$

Para la ecuación (4.24) el diámetro representativo se lo asumió $d=20 \text{ mm}$, a partir de lo cual $v_{ne} = 1,59 \text{ m/s}$ (tabla 4.1); $v_f = 0,75 * 1,59 = 1,19 \text{ m/s}$; $v_x = 1,3 * 1,19 = 1,55 \text{ m/s}$ y $v_{cr} = 9,168 \text{ m/s}$.

Si se compara con lo construido, figura 4.45, resulta que, la longitud del zampeado (140 m), corresponde aproximadamente al valor que arroja la ecuación de Kusnetzov.

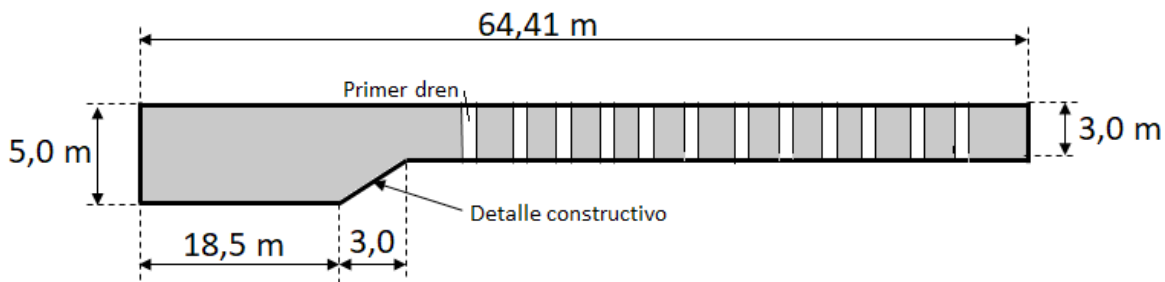


Figura 4.44 Diseño definitivo de la losa del zampeado

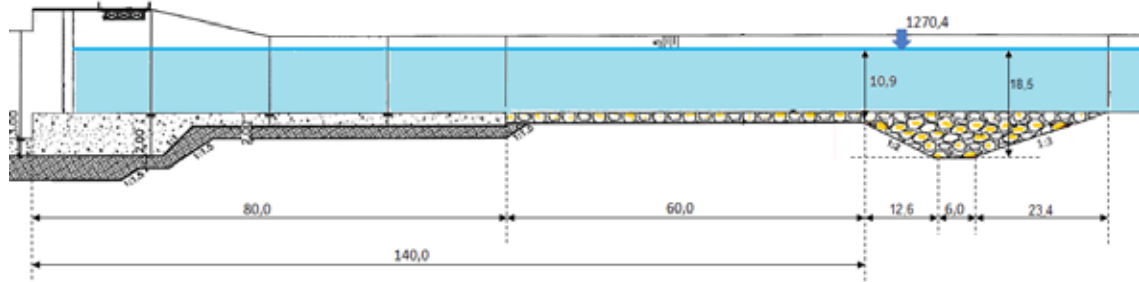


Figura 4.45 Dimensiones de la risberma

4.14.4 Profundidad del pozo de socavación

Ecuación (4.27),

$$h_s = 1,1 \left(\frac{78,75}{4,6 * 0,2^{1/3}} \right)^{0,857} = 19,87 \text{ m}$$

Se asume que, $d_{90\%} = 0,2 \text{ m}$

Ecuación (4.29),

$$h_s = 3,3 * 16^{0,25} 78,75^{0,5} \left(\frac{10,9}{200} \right)^{1/3} + 0,45 * 10,9 = 27,13 \text{ m}$$

Ecuación (4.30),

$$h_s = 1,1 \left(\frac{1,2 * 78,75}{1,15 * 9,78^{0,5} 0,05^{0,25}} \right)^{0,8} = 27,37 \text{ m}$$

En el diseño de la obra construida se tiene $h_s = 18,5 \text{ m}$.

Diámetro del enrocado, ecuación (4.28) $D = 0,0067 * 7,22^2 = 0,35 \text{ m}$

Se considera, $v = 78,75 / 10,9 = 7,22 \text{ m/s}$

Diámetro del enrocado, ecuación (4.31)

$$D_p = 0,006 \left(78,75 \left(\frac{1,32}{10,9} \right)^{1,25} \right)^4 = 6,01 \text{ m, fuera de rango}$$

De los valores obtenidos se observa que, algunas ecuaciones proporcionan resultados que no pueden ser tomados en cuenta por estar fuera de los rangos permitidos, por lo que se podría asegurar que esas ecuaciones se las obtuvo para otras condiciones y realidades de aplicación.

CAPÍTULO V



PRESAS DE TIERRA Y DE ENROCAMIENTO

5.1 INTRODUCCIÓN

Tres grandes proyectos, que se construyeron en los últimos años en el Ecuador tienen presas de tierra y enrocamiento. El 29 de diciembre de 2010 se inauguró la Central Hidroeléctrica Mazar-Paute, que tiene un embalse de 410 hm³ formado a partir de una presa de enrocado con pantalla de hormigón, figura 5.1. El 24 de noviembre de 2015 se inauguró la presa de tierra “Río Grande” del Proyecto de Propósito Múltiple Chone. Así también, la obra de toma y el embalse compensador del Proyecto Coca Codo Sinclair, inaugurado el 18 de noviembre de 2016, tienen presas de enrocado con pantallas de hormigón, figura 5.2 y 5.3. Estos proyectos evidencian la actualidad y la gran aplicabilidad de este tipo de presas en el país.

En todo el mundo, las presas de tierra y de enrocamiento tienen un alto grado de aceptación que se deriva de su principal ventaja relacionada con el hecho que, la mayor parte del material que utiliza se lo encuentra disponible muy cerca del sitio de construcción, lo que redundará en un menor costo, porque se requiere acarrear muy pocos materiales desde largas distancias.

Entre las ventajas más destacables de este tipo de presas se mencionan: la alta productividad en la colocación en obra de los materiales; que se las puede construir prácticamente en cualquier tipo de cimentación; que son relativamente seguras ante cargas sísmicas; la posibilidad de incluir las ataguías y contra ataguías en el cuerpo de la presa, con lo que se logra disminuir el volumen de obra y las consiguientes ventajas ambientales.

Entre las principales desventajas se encuentran: que no se puede admitir el desbordamiento del agua por sobre las presas de tierra (en algunos casos con ciertas adecuaciones se puede permitir el paso del flujo); resulta indispensable la construcción de un aliviadero independiente, fuera del cuerpo de la presa, figuras 5.1 y 5.3 y, las dificultades para la compactación en zonas de alta pluviosidad, especialmente al tratarse de materiales finos.

Aunque, el término “tierra”, utilizado para las presas fabricadas con distintos tipos de suelo se lo considera no adecuado, continúa siendo el término más difundido en la ingeniería civil. El término general para designar a las presas de tierra y de enrocamiento es el de “presas de materiales sueltos”.



Figura 5.1 Vista desde aguas abajo de la presa del proyecto Mazar.

De acuerdo con la terminología geotécnica, se considera suelo al material de la corteza terrestre compuesto por partículas sueltas (Grupo Geotécnia, 2012); esto implicaría que a los bloques sueltos de roca se los debería incluir en la definición de suelo. Si es que en la naturaleza se encuentra un macizo de roca, utilizable para la construcción de presas, se requerirá fragmentarle en tamaños adecuados de acuerdo con los requerimientos de la obra.

Para clasificar a las presas en de tierra, o terraplén, y de enrocamiento, o escollera, se toma en cuenta el diámetro de las partículas. Las estructuras conformadas con partículas de gravas, o menor diámetro, son las presas de tierra (Marsal, 1979) mientras que, a las conformadas con fragmentos de roca de tamaño mayor al de las gravas se las denomina de enrocamiento o escollera.

Para designar a un suelo se toma en cuenta el diámetro de las partículas que lo conforman, aunque varía según las clasificaciones adoptadas en diferentes países. En la tabla 5.1 se presenta tres de las más difundidas.



Figura 5.2 Presa de enrocado del Proyecto Coca Codo Sinclair



Figura 5.3 Embalse compensador del Proyecto CCS. Fuente: MEER, 2017

Tabla 5.1 Clasificación de los suelos

NOMBRE	USA	RUSIA	C. EUROPEA
	(mm)		
ARCILLA	<0,005	<0,005	< 0,002
LIMO	0,005 - 0,075	0,005 - 0,05	0,002 - 0,06
ARENA	0,075 - 4,75	0,05 - 2,0	0,06 - 2,0
GRAVA	4,75 - 76,2	2,0 - 40	2,0 - 60
GUIJARROS	> 76,2	40 - 100	60 - 600
CANTO RODADOS		100 - 200	
BOLÓN		> 200	> 600

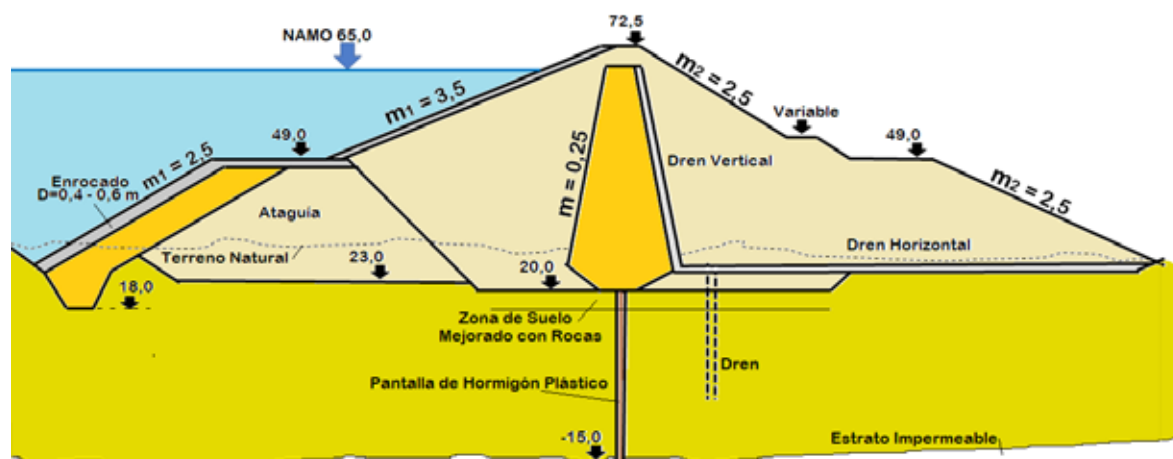


Figura 5.4 Perfil de la presa sobre el Río Grande

No es recomendable construir presas con suelos que contengan más del 5% de contenido orgánico (Rozanov, 1983), o que incluyan sales solubles en el agua.

Como un ejemplo de los parámetros y características de una presa de materiales sueltos, a continuación, se describe la presa sobre el Río Grande, en Manabí-Ecuador.

5.2 PRESA RÍO GRANDE

La presa sobre el Río Grande en el Cantón Chone, forma parte del Proyecto de Propósito Múltiple Chone, previsto para que cumpla las siguientes funciones: regulación de avenidas del Río Grande; abastecimiento de agua para riego de 2220 ha y de agua potable para 100 000 habitantes (ACOLIT Cia. Ltda., 2008).

La presa es de tierra con un núcleo vertical de material arcilloso, tal como se muestra en la figura 5.4. Su altura sobre el cauce es 47,5 m y desde la cimentación 52,5 m. Como elemento para cortar el flujo de filtración dispone de una pantalla de hormigón plástico, proyectada hasta la cota -15 msnm, en la que aparece un estrato impermeable de lutita.

Los niveles característicos del embalse son los siguientes:

Nivel de aguas máximo extremo, NAME = 71,38 msnm

Nivel de aguas máximo de operación, NAMO = 68,0 msnm

Nivel mínimo de operación del embalse, NAMínO = 54,0 msnm

Nivel del volumen muerto, NVM = 41,0 msnm

Nivel de la solera del cauce, NSC = 25,0 msnm

Nivel de Cimentación, NC = 20,0 msnm

La ataguía, elemento constructivo que aparece en la figura 5.4, se la conformó con el mismo material de la presa, con un talud de aguas arriba $m=2,5$ y, de aguas abajo $m=1,5$ y una pantalla de arcilla, protegida con geotextil y enrocado, que pasó a formar parte del cuerpo de la presa.

Durante el período de construcción el caudal del Río Grande se lo desvió a través de un túnel revestido con hormigón armado de 3 m de diámetro y 252,82 m, como se puede observar en la figura 5.5, en la que se visualiza una junta de hormigonado y la banda de impermeabilización de PVC. En el período de operación a este túnel se lo utilizará como desagüe de fondo, en vista de lo cual se instalaron dos compuertas planas en serie, tipo Bureau, de 1,5 de alto por 1,5 m de ancho.

A la salida del túnel se empata con el cuenco disipador del aliviadero con una curvatura gradual del lecho, figura 5.6, y éste con el cauce natural del Río Grande, con un canal de sección trapecial.

El talud de aguas arriba de la presa, por encima de la berma formada con la corona de la ataguía, tiene una inclinación $m = 3,5$, mientras que el talud de aguas abajo es $m = 2,5$. Está atravesado por una vía, que comunica la margen izquierda de la corona hasta la margen derecha y sirve de acceso a la zona de la cámara de válvulas de las tuberías de las tomas de agua potable y riego; también permite el ingreso vehicular al sitio en el que se encuentran las válvulas del desagüe de fondo. Una visión panorámica de todo el proyecto se la puede apreciar en la figura 5.7, en la que aparecen las principales obras de la presa, unos meses antes de que se llene el embalse.

El aliviadero está conformado por un canal de entrada de sección trapecial, que da un giro en planta para permitir el acercamiento del flujo al vertedero de perfil WES, con un talud de ingreso $m = 1$. Inmediatamente después del vertedero, se ubica un canal de pendiente cercana a la crítica $i = 0,0285$, que mediante un giro gradual de pendiente llega a una rápida, de 35° de inclinación con respecto a la horizontal, que termina en el estanque disipador tipo USBR I, figura 5.6.

El labio del vertedero tiene un ancho de 20 m, que en la zona posterior a este se reduce a 12 m, en un tramo de 75 m de pendiente crítica. El mismo también corresponde a la rápida. El caudal laminado de diseño



Figura 5.5 Junta de construcción del túnel del Proyecto Río Grande

del vertedero es $Q = 296,0 \text{ m}^3/\text{s}$. El desagüe de fondo, para el nivel máximo de operación del embalse, puede descargar $43,8 \text{ m}^3/\text{s}$. En el lado izquierdo del desagüe de fondo se dispone de una tubería, de diámetro $d = 200 \text{ mm}$, que permite la descarga permanente de 200 l/s del caudal ecológico.

El material “todo en uno”, con el que se construyó la presa, presenta una granulometría variable entre $0,005$ y $2,36 \text{ mm}$, aunque, en algunos casos, se tuvo un diámetro ligeramente mayor al máximo y al material se lo clasificó como limo arenoso.

Una vez compactado en la obra, la densidad media de este material alcanzó el valor de 1575 kg/m^3 , con una humedad promedio del $23,5 \%$ y los límites de Atterberg de 28 para el límite plástico y 41 para el límite líquido. A manera de ejemplo, en la figura 5.8, se presenta el resultado de un ensayo Proctor para la determinación del porcentaje de humedad óptimo para una muestra.

Las arcillas que se encontraron en la zona cercana al proyecto, figura 5.7, cumplían los requerimientos necesarios para conformar el núcleo de la presa, con un valor de permeabilidad de $< 0,0001 \text{ cm/s}$.

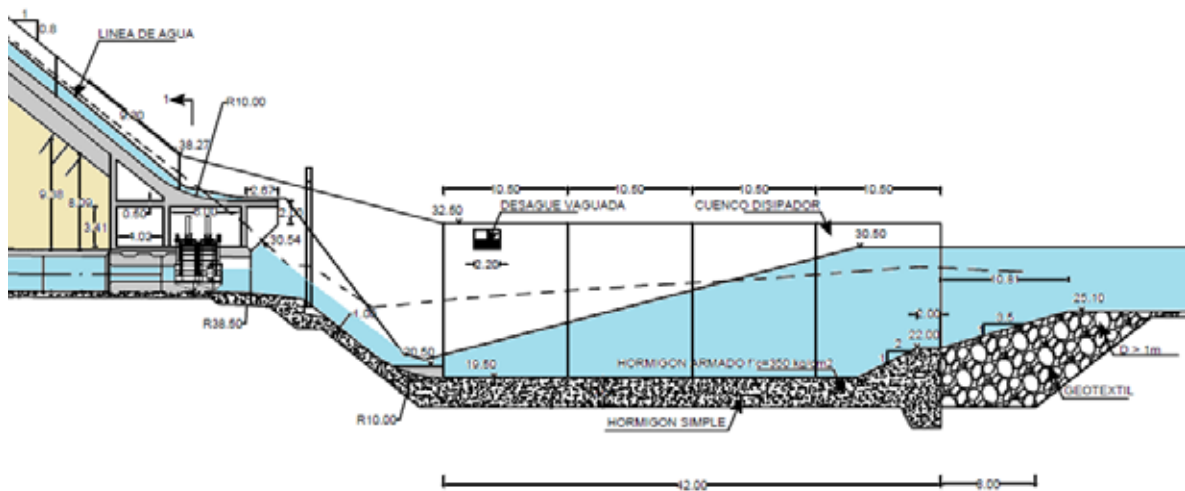


Figura 5.6 Empate del desagüe de fondo con el cuenco disipador. Fuente: INNOVATIVA-ESPE (2013)



Figura 5.7 Vista panorámica de la presa Río Grande. Fuente: Agencia Andes (2015)

La construcción de todas las obras, incluida la presa, duró tres años; las mayores dificultades para el trabajo se presentaron durante los meses de lluvia, de enero a mayo. En la figura 5.9 se observa el inicio de las obras en la cimentación de la presa.

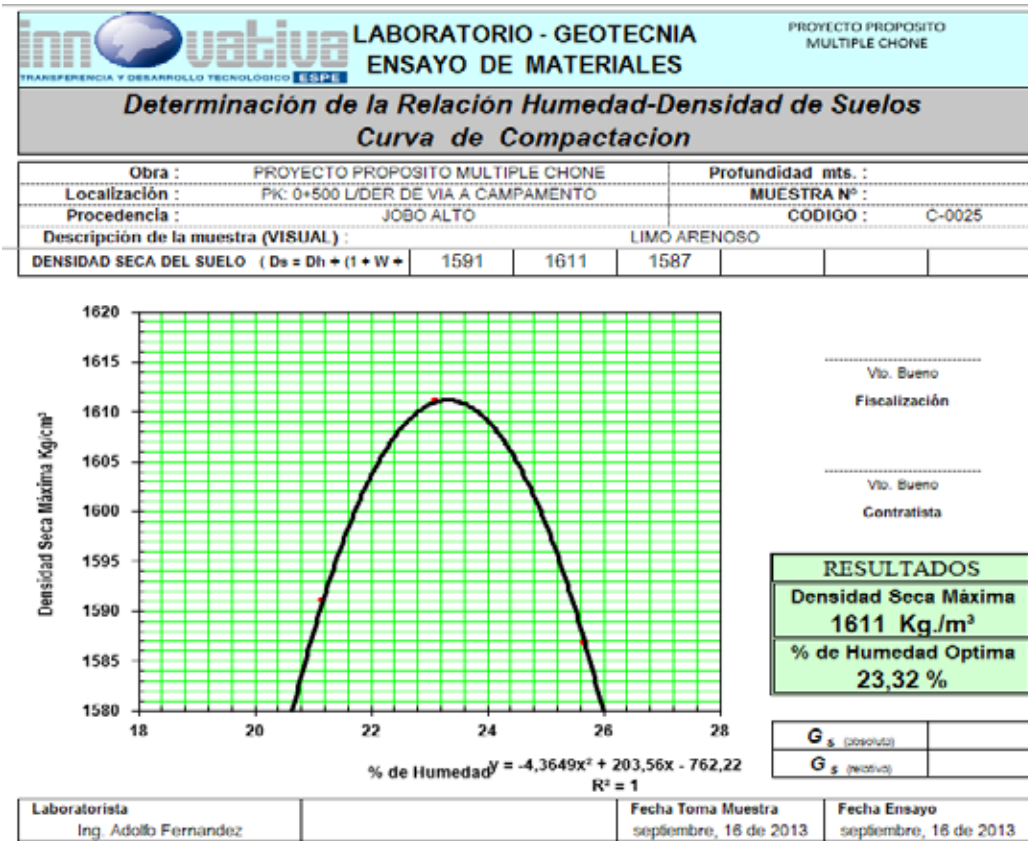


Figura 5.8 Resultados de un ensayo de Proctor del proyecto Río Grande



Figura 5.9 Inicio de las obras en la cimentación de la presa Río Grande

5.3 PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE SUELOS

Todo suelo constituye un elemento trifásico compuesto por partículas sólidas, el agua y el aire que ocupan los espacios vacíos que contiene, figura 5.10. A partir de la relación que se presente entre estos tres componentes (fases) se derivan algunas características físicas de los suelos.

Para el diseño de presas de materiales sueltos se emplean las siguientes características mecánicas de suelos:

Peso específico de las partículas del suelo, en kg/m^3 o t/m^3 ,

$$\gamma_s = G_s/V_s$$

Según Rozanov (1983) de manera general, se puede asumir como el valor promedio del peso específico de los suelos, los siguientes:

- Material grueso, gravas, arena gruesa, $\gamma_s = 2,66 \text{ t/m}^3$
- Arena media y fina, polvo de piedra, $\gamma_s = 2,70 \text{ t/m}^3$
- Limo, $\gamma_s = 2,71 \text{ t/m}^3$
- Arcilla, $\gamma_s = 2,74 \text{ t/m}^3$

Peso volumétrico del suelo seco, es la relación entre el peso del suelo y el volumen total (suelo + vacíos) en kg/m^3 o t/m^3 ,

$$\gamma_v = G_s/V_T$$

Su valor es variable en función del coeficiente de porosidad del suelo.

Peso específico saturado, se lo considera cuando los espacios vacíos del suelo están ocupados por el agua,

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s V_s + \gamma_a V_a}{V_T} \quad (5.1)$$

Porosidad - es relación entre el volumen de vacíos sobre el volumen total,

$$n = \frac{V_v}{V_T}$$

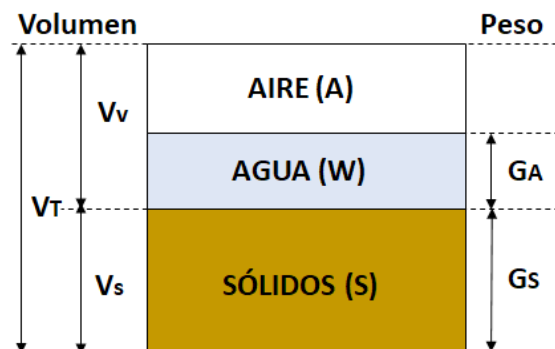


Figura 5.10 Componentes de un suelo

Coefficiente de porosidad (índice de poros) – es la relación entre el volumen de vacíos sobre el volumen de sólidos,

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

La relación existente entre la porosidad y el coeficiente de porosidad se lo determina con las siguientes expresiones:

$$e = \frac{n}{1-n}, \quad n = \frac{e}{1+e} \quad (5.2)$$

Según Rozanov (1983), el coeficiente de porosidad para una densidad media varía entre los siguientes valores:

- Material grueso, gravas, arena gruesa, $e = 0,55$ a $0,7$
- Arena media y fina, $e = 0,6$ a $0,75$
- Polvo de piedra y limo, $e = 0,6$ a $0,8$
- Arcilla, $e = 0,5$ a $1,0$

Índice de densidad (índice de compacidad, densidad relativa), se lo determina con la siguiente relación,

$$I_D = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad (5.3)$$

Los valores altos del índice de densidad indican que el suelo es menos compresible y tiene una mayor resistencia; en contra posición, los valores bajos, denotan suelos flojos y mayor compresibilidad (Grupo Geotécnica, 2012).

Humedad, es la relación entre el peso del volumen de agua sobre el peso del volumen de los sólidos en porcentaje,

$$w = \frac{G_a}{G_s} 100$$

En las presas de suelos, el material se lo tiene que colocar con una humedad cercana a la óptima, en vista de lo cual, de aquí en adelante, el peso volumétrico se lo considera con cierto contenido de humedad natural, o cercana a la óptima, al que también se lo denomina **peso volumétrico efectivo**, definido a través de la ecuación:

$$\gamma_v = \gamma_s \frac{1+w}{1+e} \quad (5.4)$$

Compactación, es el conjunto de acciones mecánicas conducentes al aumento de la densidad del suelo, que redundan en un descenso de su capacidad de deformación y un incremento de su resistencia (Costet, 1975).

Si se cambia la humedad de la muestra y se la compara con la densidad resultante se obtiene una curva que refleja el valor máximo, figura 5.8, llamado densidad máxima del ensayo de Proctor.

Composición granulométrica

De acuerdo con el porcentaje de partículas finas menores a 0,005 mm los suelos se clasifican en:

Arcillas, > 30%

Suelo Arcilloso (Franco, Marga), 10% a 30%

Limo, 3 a 10%

Arena, < 3%

En una curva granulométrica se encuentra que, el mayor porcentaje de partículas es el que designa nombre el genérico del suelo; así, por ejemplo, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) establece la presencia de tres tipos de suelo: gruesos (gravas y arenas), finos (limos y arcillas) y muy orgánicos (González, 2005). El porcentaje define su nombre específico.

Coefficiente de uniformidad del suelo, es la relación entre los diámetros correspondientes al 60 y 10% de la curva granulométrica,

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (5.5)$$

En González (2005) se pueden encontrar algunos valores de varias características de los suelos del Ecuador.

En las fases avanzadas del diseño de ingeniería se requiere incorporar muchas otras características tales como: Coeficiente de consolidación, módulo de deformación, coeficiente de elasticidad, coeficiente de Poisson, coeficiente de presión de poros, ángulo de fricción interna, cohesión al deslizamiento y al desprendimiento, permeabilidad en diferentes direcciones, gradientes hidráulicas críticas del suelo, deformaciones por filtración y otras.

La presión de poros es uno de los fenómenos físicos que se presentan en los suelos finos y que es también, muy importante en el proceso de consolidación de un suelo sometido a una carga P , ya que una parte de esta presión se transmite a las partículas que forman el esqueleto del suelo P_e y la otra al agua que ocupa los poros P_a . A medida que pasa el tiempo, una parte de la carga transmitida al agua disminuye paulatinamente, mientras que la carga sobre el esqueleto se va incrementando hasta que $P = P_e$. La velocidad con la que cambian las cargas depende de la permeabilidad del suelo.

Para el cálculo de la presión de poros el principal parámetro a considerar es el coeficiente de presión de poros, que representa la relación entre la máxima presión absorbida por el agua sobre la presión total. Se la determina experimentalmente y está vinculada con los límites de Atterberg y el peso específico del material (Rozanov, 1983).

Para los suelos arcillosos es importante determinar los límites de Atterberg, ya que dependiendo de la cantidad de agua que contenga, se puede presentar como una pasta líquida, plástica o seca. Los límites de estas condiciones están representados por el porcentaje de humedad, tanto para el límite líquido W_L , como para el límite plástico W_P .

El índice de plasticidad es la diferencia entre el límite líquido y plástico:

$$I_p = w_p - w_L \quad (5.6)$$

5.4 DISEÑO GEOMÉTRICO DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

Para el diseño geométrico de las presas de materiales sueltos se debe tomar en cuenta los mismos aspectos considerados para otros tipos, siendo relevantes las características físicas, geológicas y geotécnicas presentes en el sitio de emplazamiento de la futura presa, entre las cuales se debe dar mayor atención a las siguientes:

- **Forma de la boquilla o sección de cierre.** Prácticamente todas las formas son adecuadas para la construcción de presas de materiales sueltos; sin embargo, algunas secciones pueden requerir de modificaciones locales de la sección, con el fin de evitar deformaciones diferenciales y la formación de fisuras en el cuerpo de la presa, como se ilustra en la figura 5.11.

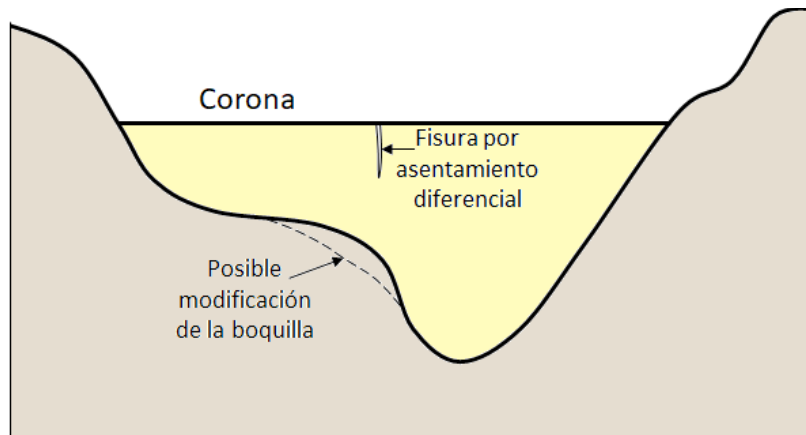


Figura 5.11 Fisuras en una presa por la forma de la boquilla

- **Condiciones de los estratos geológicos.** Tanto para la estabilidad de las laderas como para la permeabilidad de la sección de cierre, es importante tomar en cuenta el buzamiento (inclinación respecto al plano horizontal) de las diferentes capas presentes en la zona de cierre de la presa, al igual que la presencia de estratos o zonas permeables. En la figura 5.12 se puede notar que las condiciones geológicas de la ladera derecha no son la más convenientes para la estabilidad del talud, mientras que, en la margen izquierda, se observa un estrato permeable, cuyo tratamiento puede requerir procedimientos especiales.

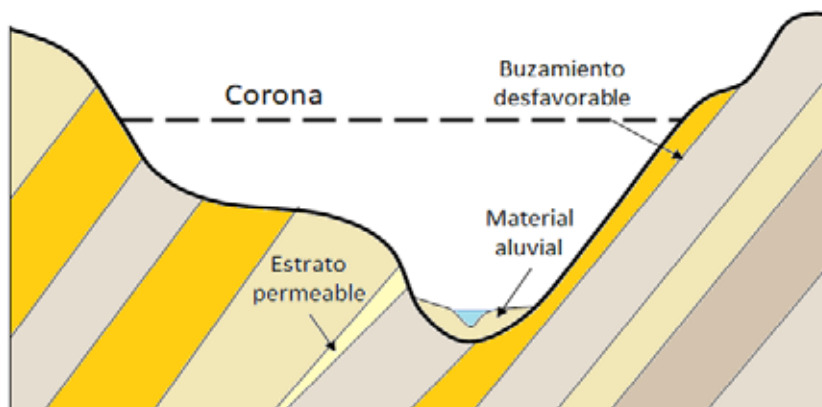


Figura 5.12 Condiciones geológicas de la boquilla

- **Capacidad de carga de los suelos o los estratos que conforman la cimentación.** Si el material aluvial, que recubre suelos de una mayor resistencia, tiene un pequeño espesor, de 5 a 10 m, se recomienda desalojarlo o buscar la manera de mejorar su resistencia, dependiendo de cuál resulte la solución más económica (Goldin, 2001).
- **Estabilidad de los estribos laterales.** Las condiciones de meteorización de la capa superficial de la roca de los estribos, así como la disposición de los estratos, figura 5.12, pueden resultar críticas, tales como, que al llenarse el embalse y saturarse los suelos, pierdan su condición de equilibrio y se deslicen.
- **Zona sísmica.** Se debe tomar en cuenta que en la mayoría de los casos los lechos de los ríos coinciden con fallas geológicas o tectónicas (Marsal, 1979), por lo que se debe realizar un estudio de la sismicidad de la región. Los resultados inciden sobre la geometría y a la clasificación de los materiales que se consideran utilizar en la construcción de la presa.
- **Condiciones de flujo del agua subterránea.** El emplazamiento de la presa y el llenado del embalse modifican el flujo subterráneo, por lo que se deben tomar en cuenta esos cambios; siempre existe la posibilidad de que el flujo se desvíe, inclusive, hacia otra cuenca. La variación del nivel freático puede cambiar la estabilidad de los taludes de la zona embalse y producir deslizamientos. Estos factores conjugados con otros pueden condicionar o limitar la altura de la presa.
- **La permeabilidad** de la cimentación y de los materiales de la zona son los que determinan el tipo de presa y los elementos de impermeabilización a utilizarse.
- **El clima** es un factor que condiciona los materiales, el diseño y la forma de construcción de una presa, porque controla el rendimiento en la colocación de los materiales y, por consiguiente, el tiempo necesario para su construcción.
- **Paso de caudales durante el período de construcción.** Este es uno de los aspectos de mayor trascendencia, por lo que, generalmente, para el diseño de las presas y en hidrotecnia, se lo estudia como un tema particular de diseño. Los métodos más comúnmente utilizados para el paso de caudales consisten en un túnel o un canal de desvío que, funcionan a la perfección si es que el período de construcción es muy corto o que coincide con un período de caudales bajos. Para construcciones en las que se prevé que duren varios años, como en el caso de presas grandes, es probable que se presenten grandes caudales que superen a los que se consideró para el correspondiente período de retorno, que hace necesario introducir modificaciones en el diseño. Existen casos históricos en los que se ha permitido el paso de crecidas por sobre presas de materiales sueltos en construcción, solo con algunas modificaciones temporales (Grishin, 1979), (Alvarez, 1998).
- **Importancia de la obra.** Como se desprende del Capítulo 1, las exigencias de seguridad modifican el diseño de una presa para atender con especial cuidado los riesgos de falla.

5.5 MOTIVOS DE FALLA EN PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

De acuerdo con Marsal (1979), Armas (2012) y otros autores, se evidencia que las principales causas de falla de las presas de materiales sueltos son:

- **Rebase de una crecida por encima de la presa.** Se presenta cuando la capacidad de los aliviaderos o la altura de la corona no fueron suficientes, o que el diseño hidrológico no fue adecuado. El rebase se considera como una de las causas que ha generado mayores accidentes de presas de tierra (Middlebrooks, 1953). Para prevenir este problema, en algunas presas, como la de Daule Peripa, se incluye en el diseño un vertedero de emergencia. En la figura 5.13 se observa el funcionamiento del vertedero de emergencia, por daños en el aliviadero principal, de la presa Oroville, USA.



Figura 5.13 Vertedero de emergencia de Oroville Dam, USA. Fuente: Saiga (2017)



Figura 5.14 Deslizamiento del talud del canal del Proyecto MPC, Ecuador.

- **Sifonamiento Mecánico.** También conocido como tubificación; es otra de las fallas frecuentes de las presas de tierra. La forma de contrarrestar la posibilidad de que se presente este efecto consiste en un buen diseño de los filtros y los drenes de la presa, con miras a disminuir el gradiente hidráulico del flujo filtrante en la presa y en la fundación.
- **Agrietamiento transversal.** Originado por los estados tensionales a los que están sujetos los suelos que conforman la presa, particularmente los suelos finos.
- **Deslizamiento del talud de aguas abajo.** La zona de contacto de la presa con sus estribos son puntos críticos en el diseño; porque, en algunos casos, ocurre que los taludes adyacentes se saturan de agua y tienden a deslizarse. En la Figura 5.14 aparece, a manera de ejemplo por su gran magnitud y evidente forma, el deslizamiento de un talud del canal San Antonio del Proyecto Multipropósito Chone.



Figura 5.15 Deslizamiento por sismo de la presa Van Norman, terremoto de San Fernando (1971), USA. Fuente: EERC, University of California, Berkeley.

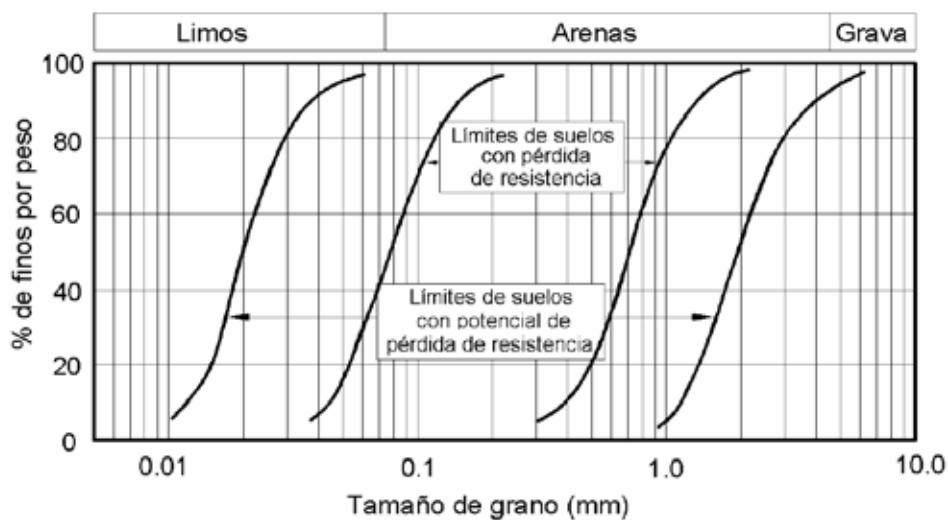


Figura 5.16 Curvas para determinar el potencial de pérdida de resistencia de un suelo. Fuente: CFE-Comisión Federal de Electricidad (2008).

- **Sismos.** De acuerdo con Armas (2012) resulta que los sismos de una menor frecuencia pueden causar daños a las presas de tierra, en vista de lo cual, las presas ubicadas cerca del epicentro de un sismo salen mejor libradas que las que se encuentran más lejos. Es por esta razón que se debe atender cuidadosamente el proceso de compactación de los materiales que conforman los espaldones. En la figura 5.15 se observa la destrucción que sufrió el talud de aguas arriba de la presa Van Norman, en la localidad de San Fernando, después de un sismo. Los sismos pueden generar el asentamiento de la corona, por lo que se tiene que considerar esta posibilidad en el diseño.
- **Licuefacción del suelo.** La capacidad que tiene un suelo saturado de comportarse como un líquido ante la acción de una carga dinámica se conoce como licuefacción de un suelo, o pérdida de resistencia por carga cíclica. El deslizamiento del talud de aguas arriba de la presa de la figura 5.15, se le atribuye a la licuefacción del material por efecto del sismo.

De acuerdo con CFE-Comisión Federal de Electricidad (2008) resulta que los suelos saturados susceptibles a experimentar una pérdida de resistencia son; los fluviales, coluviales y eólicos, también pueden presentarse “aunque en forma menos consistente, en abanicos y planicies aluviales, terrazas, playas y estuarios”. Para determinar la posible pérdida de resistencia de un suelo grueso, la CFE-Comisión Federal de Electricidad (2008) recomienda emplear las curvas granulométricas presentadas en la figura 5.16; y, para suelos finos, los criterios consignados en la tabla 5.2.

- **Pérdidas por filtración.** Partiendo de que el objetivo primordial de la construcción de una presa es almacenar agua y no se logra este propósito debido a la presencia de grandes pérdidas por filtración, se tendría que asumir que se trata de una falla de diseño o construcción. Armas (2012) cita un caso de lo expuesto.

Tabla 5.2 Criterios de perdida de resistencia de suelos finos

CRITERIOS	VALOR
% de finos < 0,005 mm	< 15 %
Límite Líquido (LL)	< 35%
Contenido de Agua	> 0,9LL
Índice de Liquidez	< 0,75

5.6 DISEÑO DE COMPONENTES DE LAS PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

Existen perfiles a los que se les considera típicos de presas de materiales sueltos, tanto de tierra como de enrocamiento. De acuerdo con la USSD (2011) uno de los perfiles generalizados para una presa cimentada sobre material aluvial es el que se presenta en la figura 5.17, en la que se puede apreciar un núcleo central de materiales finos rodeado de filtros y drenes. Como elemento de corte del flujo subterráneo, en el estrato aluvial, se tiene una pantalla que puede ser elaborada con distintos materiales considerados impermeables.

Otro caso es el que corresponde a una presa cimentada sobre un estrato rocoso. Para esta condición, en la zona de contacto de la presa con la roca se realiza una serie de inyecciones de lechada de cemento con bentonita, para conformar una cortina corta flujos, que asegure la estanqueidad de la obra, tal como se muestra en la figura 5.18, (USSD, 2011).

Las presas de escollera tienen un perfil más esbelto, derivado del ángulo de fricción interna de las rocas de gran tamaño que conforman el cuerpo; sin embargo, dentro de él existen áreas con diferente tratamiento y propiedades, como las que se puede apreciar en la figura 5.19, (USSD, 2011). Estas presas utilizan como sistema de impermeabilización, pantallas fabricadas con diferentes materiales, como el hormigón armado, asfalto, láminas metálicas, geomembranas, PVC, etc.

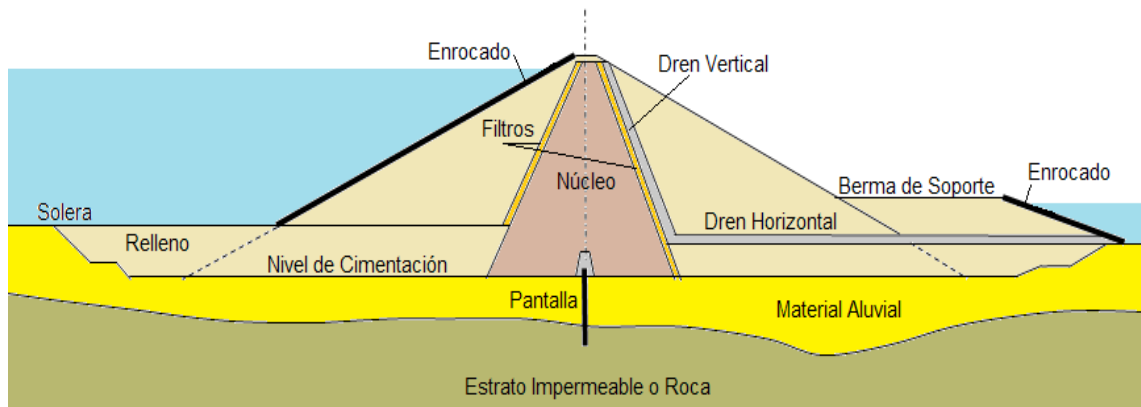


Figura 5.17 Perfil Típico de una presa cimentada sobre aluvial

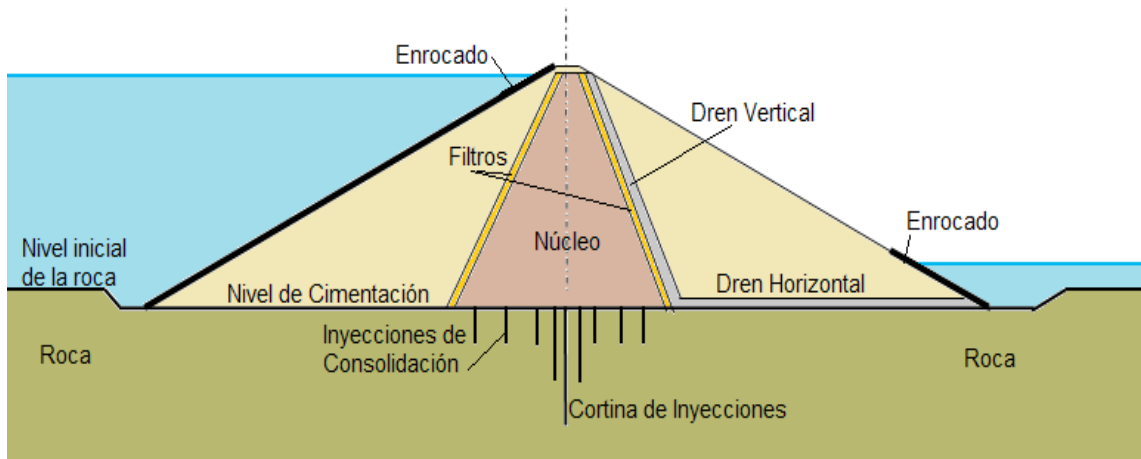


Figura 5.18 Perfil Típico de una presa cimentada sobre roca

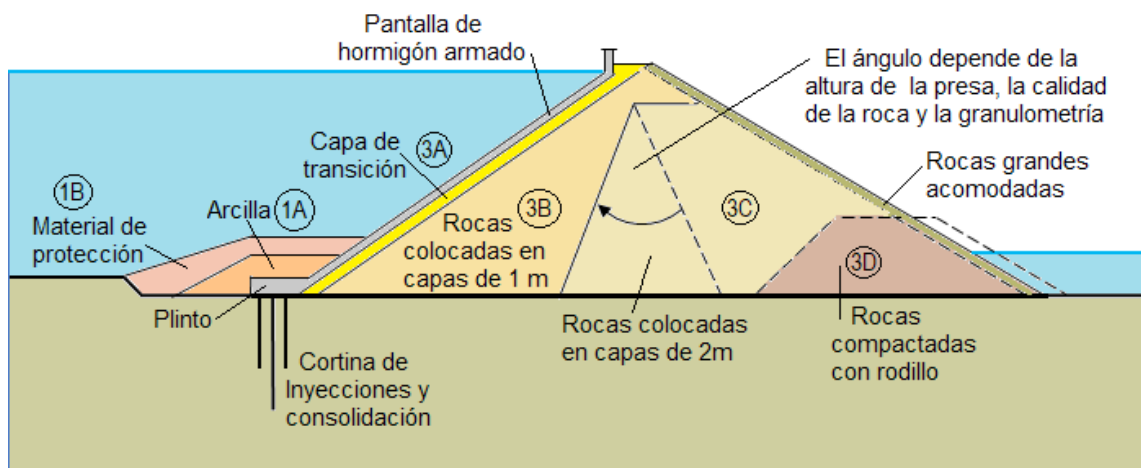


Figura 5.19 Perfil típico de una presa de escollera

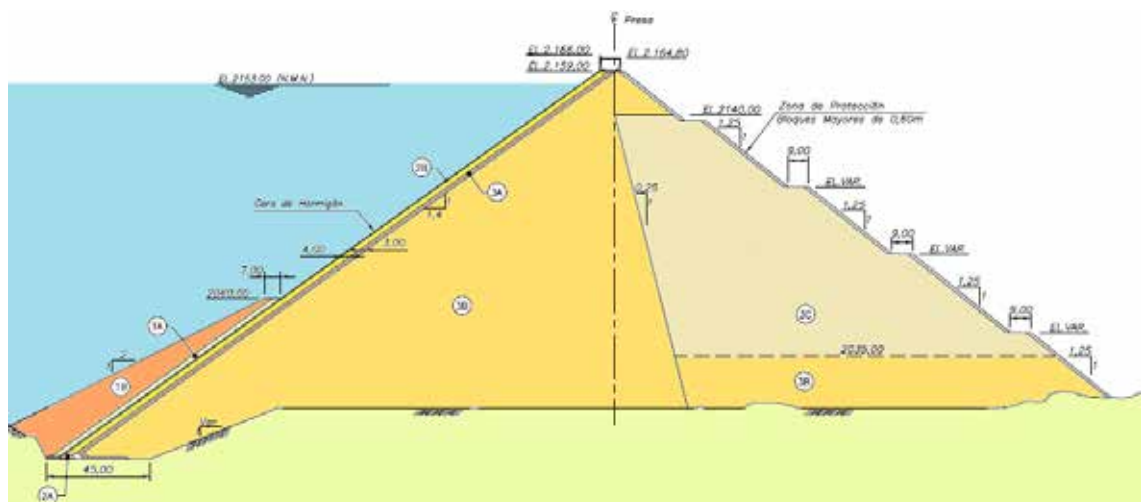


Figura 5.20 Perfil de la presa Mazar. Fuente: (CELEC, 2017)

La nomenclatura numérica literal, sugerida por Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) en el año de 1985, para los distintos materiales de las presas de escollera (CFRD), señala la posición y características del material, como se indica a continuación:

El número 1 señala que el material está antes de la pantalla de hormigón, figura 5.19. El 2 señala que está inmediatamente después de la cara de hormigón, figura 5.20 y, el número 3 que son parte del cuerpo de la presa.

Las letras A, B, C y D denotan el tipo de granulometría y el sistema de construcción o compactación de cada capa; mayor exigencia corresponde a los materiales señalados con la letra A y menor al de la letra D. Para una mejor comprensión de esta nomenclatura se recomienda la referencia (Espinosa, 2010)

Como se puede ver en la figura 5.20 la presa del Proyecto Mazar, por ser una estructura moderna, tiene una configuración de materiales semejante a la sugerida por la USSD (2011).

5.6.1 Taludes de los espaldones

La inclinación de los taludes de las presas de materiales sueltos, tienen que ser estática y dinámicamente estables y se las define después de determinar la línea de saturación y realizar los cálculos de filtración del flujo, por lo que, en una primera aproximación la inclinación del talud m se la establece con base en la experiencia de otras obras y, a partir de que, para el caso de materiales gruesos:

$$m > \frac{1}{\tan\varphi} \quad (5.7)$$

Donde: φ es el ángulo de fricción interna del material .

La norma SP 39.133330.2012 (2012) recomienda tomar el ángulo de fricción interna φ de la tabla 5.3, en la que también se incluyen los correspondientes pesos volumétricos y coeficientes de filtración.

En las presas pequeñas los taludes permanecen constantes y generalmente no tienen bermas. En las presas grandes, el talud puede ser distinto a diferentes alturas, siendo más extendidos en las zonas húmedas de la presa que en las zonas secas (ubicadas sobre la línea de saturación). Un ejemplo de lo anterior es la presa La Esperanza, en el Río Carrizal, provincia de Manabí, Ecuador, figura 5.21.

Rasskazov (2008) recomienda establecer los taludes con base en la tabla 5.4 dependiendo del tipo de presa.

Otros autores recomiendan establecer la inclinación de los taludes en función de la altura que tendrá la presa; así, Nedrigi (1983), para presas de tierra recomienda hacerlo con los valores de la tabla 5.5.

Para presas de escollera, los taludes recomendados en función de la altura son los que aparecen en la tabla 5.6.

Para zonas sísmicas Liapichev (2008) recomienda incrementar el valor del talud en 0,3 a 0,5 en el de aguas arriba y en 0,2 a 0,4 para el de aguas abajo.

Se debe considerar que, estas recomendaciones corresponden a presas construidas mediante compactación mecánica, figura 5.22. En la práctica, las presas también se construyen con otros métodos; por ejemplo, el de relleno hidráulico (en el Ecuador no se tienen construcciones de presas con este tipo de tecnología).

Tabla 5.3 Características de los suelos gruesos. SP 39.133330.2012 (2012)

SUELO	PESO VOLUMÉTRICO (t/m ³)	φ ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA	COEF. FILTRACIÓN (m/día)
Arena Fina (Polvo)	1,35 a 1,50	22 a 24	0,5 a 5
Arena Fina y Media	1,45 a 1,60	24 a 30	2 a 25
Arena Gruesa	1,55 a 1,65	30 a 32	5 a 35
Arena con Gravilla	1,60 a 1,75	32 a 34	10 a 50
Grava con contenido de arena < 50%	1,70 a 1,90	34 a 36	> 30

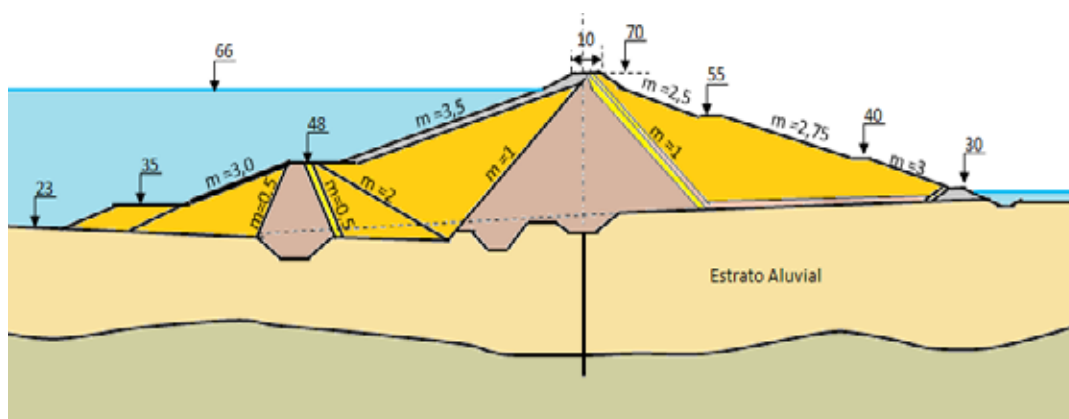


Figura 5.21 Variación de taludes en la presa La Esperanza, Ecuador

Tabla 5.4 Taludes de las presas de materiales sueltos. Rasskazov (2008)

TIPO DE PRESA	TALUD A. ARRIBA	TALUD A. ABAJO
DE TIERRA		
Depende del tipo de suelo	2, a 4,5	2 a 4,5
TIERRA Y ENROCAMIENTO		
Con núcleo central, espaldones de roca	1,3 a 1,8	1,3 a 1,7
Con núcleo inclinado, espaldones de roca	1,5 a 2,0	1,2 a 2,6
Con pantalla, espaldones de roca	2 a 3,5	1,2 a 1,6
ENROCAMIENTO		
Con pantalla	0,7 a 1,6	1,2 a 1,5
Con diafragma	1,3 a 1,7	1,3 a 1,7

Tabla 5.5 Taludes para presas de tierra. Fuente: Nedrigi (1983)

ALTURA DE LA PRESA	TALUD A. ARRIBA	TALUD A. ABAJO
$H < 5$	2,0 - 2,5	1,5 - 1,75
$5 < H < 10$	2,25 - 2,75	1,75 - 2,25
$10 < H < 15$	2,5 - 3,0	2,0 - 2,25
$15 < H < 50$	3,0 - 4,0	2,5 - 4,0
$H > 50$	4,0 - 5,0	4,0 - 4,5

Tabla 5.6 Taludes para presas de escollera. Fuente: Garbovsky (1978)

ALTURA DE LA PRESA	TALUD A. ARRIBA	TALUD A. ABAJO
$H < 15$	0,5	0,5
$15 < H < 30$	0,75	0,75
$30 < H < 45$	1,0	1,0
$H > 45$	1,3	1,3



Figura 5.22 Compactación mecánica de una presa

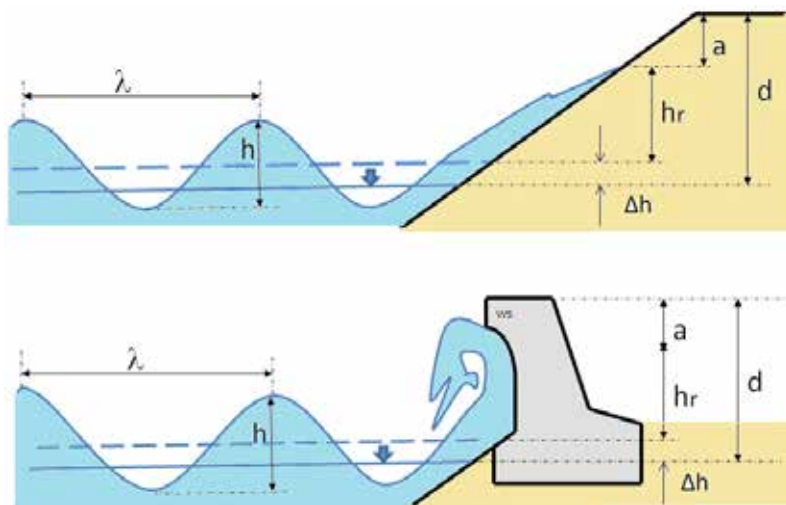


Figura 5.23 Acción de las olas en una presa de materiales sueltos

5.6.2 Altura de la presa (Resguardo)

De acuerdo con la norma SP 38.13330.2012 (2012) la altura de una presa se la determina considerando un resguardo sobre los máximos niveles estáticos del embalse, figura 5.23, con base en la siguiente ecuación:

$$d = \Delta h + h_r + a \quad (5.8)$$

Donde: Δh – sobreelevación de arrastre de la ola,

h_r – altura de rodamiento de la ola, y

$a = 0,5$ m, es la altura adicional de seguridad, un solo valor para todas las categorías de presas de materiales sueltos, (Nedrigi, 1983).

Algunas normas como la NTS-2 (2011) o algunos autores Marsal (1979) recomiendan incluir, en el cálculo del borde libre o resguardo, el asentamiento debido a diferentes causas como la consolidación y el sismo que pueden afectar el cuerpo de la presa. La ecuación (5.8) no considera dicho asentamiento, tomando en cuenta que, dichos asentamientos no son iguales en toda la longitud de la corona y que su mayor magnitud se presenta en la zona central de la presa, donde tiene la mayor altura.

La sobreelevación de arrastre de la ola se la estima con la siguiente ecuación, (SP 38.13330.2012, 2012):

$$\Delta h = 2 * 10^{-6} \frac{DW^2}{gH} \cos\alpha \quad (5.9)$$

Donde: α – es el ángulo entre el eje normal al eje de la presa y la dirección del viento. D - el fetch, (km); W – la velocidad del viento (m/s), a 10 m de altura, y H la profundidad.

Para determinar la altura de rodamiento h_r es indispensable conocer la altura de la ola, figura 5.23 y, complementariamente, establecer que, para las presas de materiales sueltos, se debe considerar que las condiciones físicas de las olas corresponden a aguas poco profundas o superficiales.

Para el cálculo de la altura de la ola Vallarino (1995) y otros autores presentan un ábaco elaborado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, Figura 5.24, en el que la altura de la ola depende del Fetch, la velocidad del viento y la duración de éste.

De igual manera Vallarino (1995) presenta la ecuación (5.10) de Stevenson y la (5.11) de Iribarren en las que solo participa el fetch:

$$h = 0,76 + 0,34D^{0,5} - 0,26D^{0,25} \quad (5.10)$$

$$h = 1,2D^{0,25} \quad (5.11)$$



Figura 5.24 Abaco para determinar la altura de la ola según el USACE

Adicionalmente, para determinar la altura de la ola, se presentó en el Capítulo 3 la ecuación (3.3) de Saville, citada por Velasco (2016), y a continuación, la ecuación de Buldeya (1977):

$$h=0,0208D^{1/3} W^{1,25} \quad (5.12)$$

La norma SP 38.13330.2012 (2012) tiene incluido un nomograma para la determinar la altura de la ola; sin embargo, los valores de éste se los puede determinar con la siguiente ecuación:

$$h = 0,00917W \sqrt[3]{WD} \quad (5.13)$$

El período de la ola (s):

$$\tau = 7,5 \frac{h^{3/5}}{W^{1/5}} \quad (5.14)$$

La longitud de la ola (m):

$$\lambda = \frac{g\tau^2}{2\pi} \quad (5.15)$$

A partir de un análisis comparativo de las ecuaciones disponibles para resolver la altura de la ola, se determinó que las ecuaciones arrojan valores cercanos en algunos rangos, en tanto que en otros proporcionan valores muy diferentes.

Con la ecuación (5.13) se puede determinar la altura media de la ola; no obstante, para el cálculo con una cierta seguridad (probabilidad), la altura h de la ola se la debe multiplicar por uno de los coeficientes que aparecen en la figura 5.25.

Así resulta que:

$$h_{i\%} = k_i h \quad (5.16)$$

De acuerdo con SP 38.13330.2012 (2012) para las estructuras hidráulicas (presas) de categoría I, se asume 1%; para las categorías II y III el 3%; y, para categoría IV el 5%.

Para determinar la altura de rodamiento también existe varias fórmulas, la mayoría de las cuales se constan en Velasco (2016); sin embargo, resulta más recomendable utilizar la ecuación sugerida en Buldeya (1977).

$$h_r = 2 \frac{k_r}{m} h_{i\%} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{h}} \quad (5.17)$$

Donde: k_r -es el coeficiente de rodamiento, que depende del material del talud, que se lo toma 0,9 para losas de hormigón y taludes con grava. Para bloques irregulares de hormigón o enrocado, se lo escoge de acuerdo con la relación entre la altura media de la ola y el diámetro equivalente (D_e) de los bloques de hormigón o de las rocas, a través de la siguiente ecuación,

$$k_r = 0,115 + 0,151 * \ln \frac{h}{D_e} \quad (5.18)$$

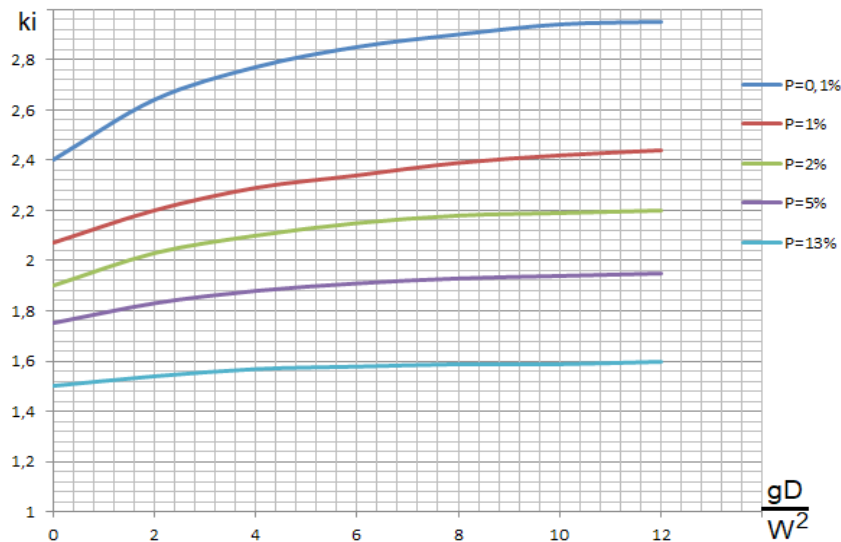


Figura 5.25 Coeficiente de seguridad para la altura de la ola

Como se desconoce el diámetro del enrocado, para una primera aproximación se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$D_e = 0,46 \frac{h}{m^{0,1}} \quad (5.19)$$

Que se lo tiene que ajustar con el valor que se obtiene con la (5.22).

Según la CFE-Comisión Federal de Electricidad (2008), para zonas sísmicas se debe considerar que el borde libre está constituido por; el asentamiento de la cortina y de la cimentación ante cargas sísmicas h_a , más la ola sísmica h_s , más una reserva de seguridad a , en vista de lo cual:

$$d_s = h_a + h_s + a \quad (5.20)$$

h_s – se la determina en la forma como se expuso en el Capítulo 3, ecuaciones (3.23) y (3.24).

Así también, la CFE-Comisión Federal de Electricidad (2008) considera que:

- $d_s \geq 1$ m para presas de menos de 50 m de altura,
- $d_s \geq 2$ m para presas de entre 50 y 100 m de altura; y,
- $d_s \geq 2,5$ para presas de más de 100 m de altura.

5.6.3 Protección del talud de aguas arriba

Los métodos más frecuentes de protección del talud de aguas arriba del espaldón de una presa de materiales sueltos son: con una capa de escollera o enrocado, llamada también Rip-rap; o con una pantalla de hormigón armado; o con una geomembrana; y, otros.

En el caso que se utilice una protección de enrocado (rip-rap), figura 5.26, las rocas deben ser lo suficientemente estables ante la acción de las olas; por lo que se necesita determinar su peso con la ecuación propuesta en SP 38.13330.2012 (2012):

$$G_p = \frac{0,025 \lambda h^2 \gamma_p}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma} - 1\right)^3 \sqrt{1+m^3}} \quad (5.21)$$

Una vez conocido el peso de los bloques de piedra y con el peso específico γ_p del material disponible en la cantera, se obtiene el diámetro equivalente D_e :

$$D_e = \sqrt[3]{\frac{G_p}{0,524\gamma_p}} \quad (5.22)$$

El espesor de la capa de protección de piedra se lo toma igual a 2,5 a 3 veces D_e .



Figura 5.26 Colocación del enrocado (rip-rap) sobre geotextil



Figura 5.27 Proceso constructivo de una pantalla de hormigón. Fuente: Anónima

Novak (2001) propone determinar el peso de los bloques de roca en kg con la siguiente ecuación; $G_p = (10h)^3$; sin embargo, de las aplicaciones realizadas, resultan valores sobre dimensionados, por lo que, seguramente, se habría deslizado algún error en la transcripción de dicha ecuación.

El USBR (2014) también, presenta una ecuación para determinar el peso de la roca, pero se requiere que previamente se establezca un posible tamaño, para lo cual, podría ser útil la ecuación (5.19).

Para presas de escollera, en las que se utiliza pantallas de hormigón como elemento de impermeabilización y protección del talud de aguas arriba, Grishin (1979) recomienda para determinar el espesor de estas pantallas (t_h) la siguiente ecuación:

$$t_h = kh \sqrt{\frac{\lambda}{mL}} \quad (5.23)$$

Donde: $k = 0,096$, para juntas cerradas de las losas y $k = 0,077$ para juntas abiertas, L – es la longitud vertical entre las juntas de las losas.

En la práctica, el espesor de la pantalla (m) se lo determina a partir de la ecuación presentada en Gandarillas (2010) y otros autores:

$$t_h = 0,3 + kH \quad (5.24)$$

Donde: $k = 0,002$ a $0,003$ y H – es la altura de la presa desde donde arranca la pantalla hasta la corona. En la presa Mazar se utilizó el valor de $k = 0,003$.

Las pantallas de hormigón se las funde en el sitio, como se observa en la figura 5.27; sin embargo, si es que se utilizan losetas prefabricadas se recomienda que las dimensiones varíen desde $1,5 \times 1,5$ m hasta 5×5 m, con un espesor que, de acuerdo con Grishin (1979), es de $0,15$ a $0,20$ m.



Figura 5.28 Detalle de la junta de una pantalla de hormigón armado. Fuente: Anónima

Las losas de las presas de escollera no son de un solo cuerpo, por lo que es preciso diseñar juntas que garanticen la estanqueidad. En la figura 5.28, se aprecia con detalle los aspectos constructivos, tales como como el armado del hierro, la banda de PVC y la lámina metálica de impermeabilización, los encofrados, etc.

En la figura 5.29 se puede apreciar el diseño de la pantalla de hormigón de la presa Mazar y su emate con la sección de cierre.

En los últimos años se ha difundido ampliamente el uso de geomembranas de impermeabilización que se las utiliza como núcleos o pantallas juntamente con geotextiles, particularmente en presas pequeñas, aunque existe la tendencia de utilizarlas también en presas grandes. A partir de los estudios realizados por Blanco (2013) se ha verificado un excelente comportamiento aún en condiciones climáticas no tan favorables; no obstante, se recomienda que las geomembranas estén siempre protegidas a la acción directa de los rayos solares.

Entre otros factores, el espesor de la geomembrana depende de su resistencia a los esfuerzos tensionales y a las temperaturas que puedan presentarse en la presa.

De acuerdo con Krichevskiy (1976) el espesor mínimo, en m, de una geomembrana se lo determina con la siguiente ecuación:

$$t_g = 0,075\gamma d_p H \sqrt{\frac{E}{\sigma_f^3}} \tag{5.25}$$

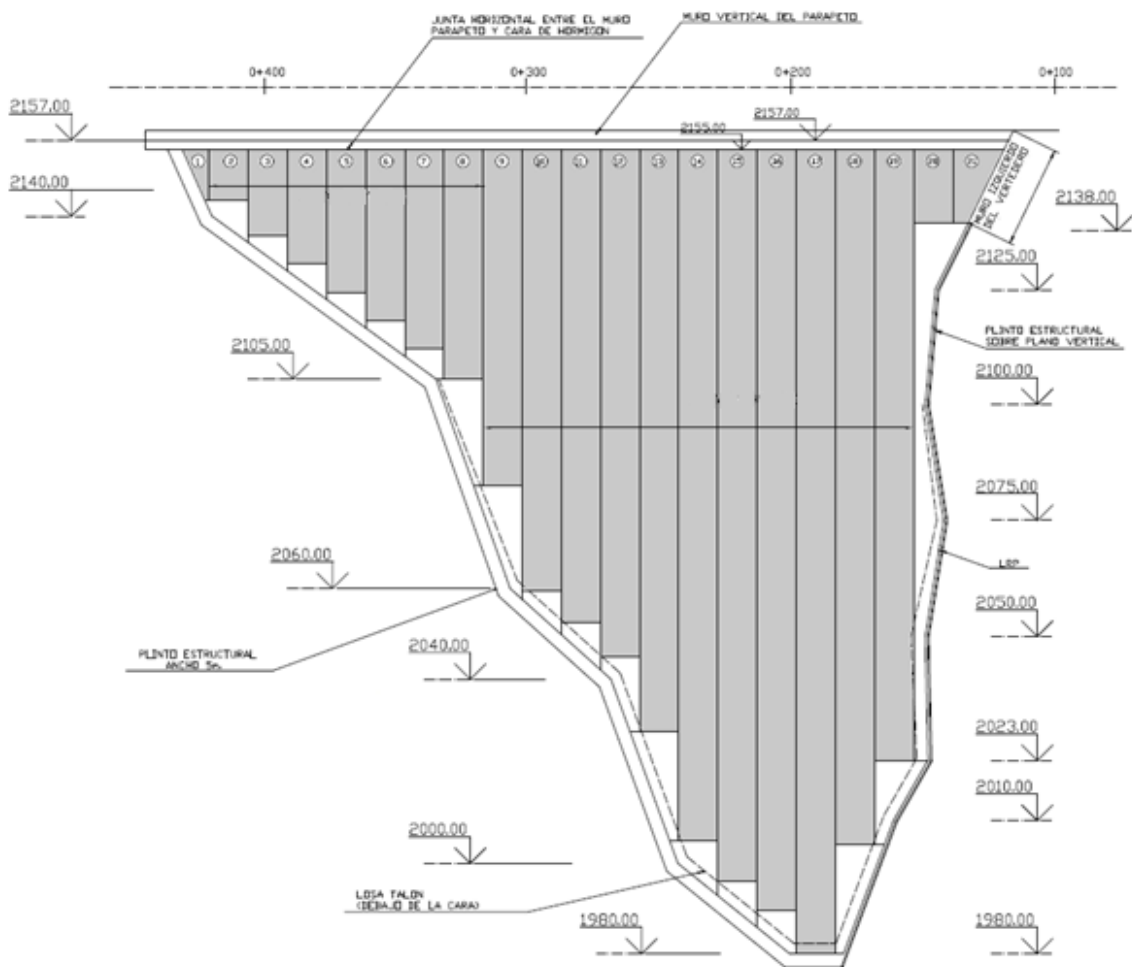


Figura 5.29 Pantalla de hormigón del proyecto Mazar. Fuente: SkyscraperCity.com (2012)

Donde: d_p - es el diámetro de los poros del suelo sobre el cual se coloca la geomembrana, para lo cual se recomienda el uso de la siguiente ecuación,

$$d_p = 0,455(1 + 0,05C_u)^6 \sqrt[6]{C_u} \frac{n}{1-n} d_{17}$$

H – carga de agua sobre la geomembrana.

E – módulo de elasticidad de la geomembrana, que depende de la temperatura de trabajo (a mayor temperatura menor módulo).

σ_f – Esfuerzo a nivel de fluencia de la geomembrana.

Considerando que el espesor mínimo recomendado por EPA, Environmental Protection Agency-USA (1996) para reservorios es de 0,75 mm, de manera tentativa el espesor de la geomembrana, en mm, se lo puede evaluar con la siguiente expresión, de carácter empírico:

$$t_g = 0,75 + \frac{H}{25} \quad (5.26)$$

5.6.4 Corona de las presas de materiales sueltos

La corona de una presa de materiales sueltos, en su configuración externa, se la diseña de forma semejante a una vía, figura 5.30; sin embargo, cuando se utilizan parapetos, su forma puede cambiar significativamente.

Existen recomendaciones para determinar el ancho B de la corona, la más conocida es la incluida en USBR (1982):

$$B=3+H/5 \quad (5.27)$$



Figura 5.30 Corona de la presa Río Grande

Tabla 5.7 Ancho de la corona según la CG-06-10-2004 (2004)

ALTURA	ANCHO DE LA CORONA
< 20	4
20 a 40	2 + 0,1 H
> 40	10

De acuerdo con Nedrigi (1983), en el diseño de una corona que aloje a una vía para el tránsito vehicular, el ancho se lo evalúa de acuerdo con la categoría de la vía. B = 15, 12, 10, 8 m para las categorías de II a V, respectivamente, y mientras que, para las autopistas de categoría I, puede ser del ancho que se requiera.

La norma de la Contraloría General del Distrito Federal de México CG-06-10-2004 (2004) establece un ancho mínimo de la corona de las presas de materiales sueltos y recomienda se lo defina de acuerdo con la tabla 5.7.

Según esta norma, el ancho B no puede ser menor a 4 m y, de acuerdo con Novak (2001), no menor a 5 m.

El Ministerio de Obras Públicas de España (1967) recomienda que el ancho de la cresta, para presas de más de 15 m de altura, se lo determine con la ecuación:

$$B = 3 + 1,5\sqrt{H - 15} \tag{5.28}$$

Se debe tomar en cuenta que, la SPANCOLD (2017) recomienda aumentar al valor del ancho en un 25% para zonas de sismicidad media y en un 50% para las de alta sismicidad.

En la figura 5.31 se puede observar el detalle de un proyecto de presa de materiales sueltos, en el que, a más de la vía, aparece, con líneas entrecortadas, el incremento considerado en obra para compensar el asentamiento de la corona.

La carpeta superior de la corona tiene una ligera inclinación hacia aguas arriba, para que el agua lluvia se dirija al sector del embalse. En vías anchas es indispensable un sistema de alcantarillado pluvial.

5.6.5 Bermas

En las presas de materiales sueltos las bermas incrementan la estabilidad del talud, aseguran que la línea de saturación del flujo filtrante se ubique a una determinada profundidad y que se acorte el recorrido del agua de lluvia que se escurre por sobre los espaldones.

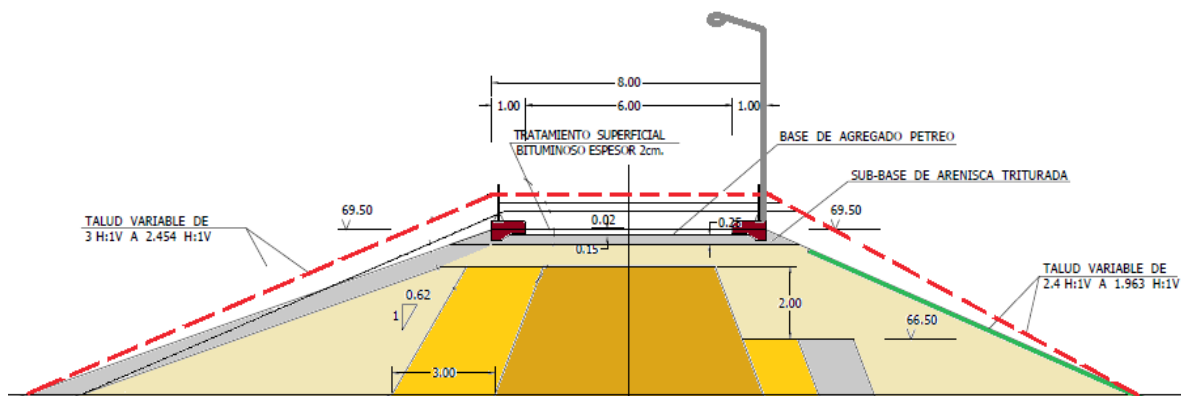


Figura 5.31 Detalle de la corona de una presa de tierra

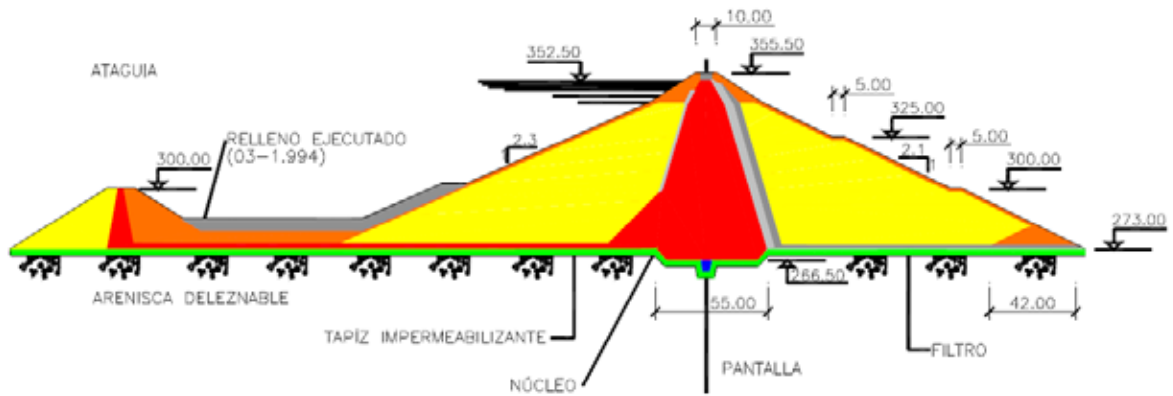


Figura 5.32 Perfil de la presa Giribaile, España.



Figura 5.33 Vista aérea de la presa Giribaile, España. Fuente: Avioneto (2013)

El ancho mínimo de una berma es de 2 m, siempre que no se requiera el paso de transporte por la misma; en caso contrario debe adoptar el ancho que corresponda, de acuerdo con las necesidades de transporte.

Los taludes de aguas abajo siempre contienen bermas escalonadas cada 15 o 20 m de altura (Garbovsky, 1978); siempre se las debe diseñar con cunetas, con el fin de que el agua lluvia se la conduzca ordenadamente, sin que erosione los taludes. Con este mismo fin, evitar la erosión, tanto los taludes como las bermas se les protege con una capa vegetal acorde con el medio. Las bermas tienen una ligera inclinación hacia la parte interna para facilitar la recolección del agua. En la figura 5.32 se observa una presa con el detalle de las cotas y anchos de las bermas; y, en la figura 5.33 como quedan las bermas una vez terminada la obra.

En las presas de tierra siempre existe por lo menos una berma en el talud de aguas arriba, ubicada bajo el nivel muerto o mínimo, con el fin de que sirva de apoyo para la capa de enrocado de protección. En las presas de escollera con pantalla de hormigón no se diseñan bermas en el talud de aguas arriba.

5.5.6 Núcleo o corazón de impermeabilización

Los núcleos, como elementos de impermeabilización, se utilizan en presas de materiales graduados; respecto a su ubicación, pueden ser centrales, figuras 5.17, 5.18 y 5.35, o inclinados poco o bastante hacia aguas arriba, figura 5.34.

La forma de contacto del núcleo con la cimentación se la realiza con un diente (rastrillo) o están conectados con un delantal o tapiz, figura 5.35, cuando la cimentación no es impermeable.

El espesor del núcleo en la base se lo determina en función del gradiente permitido para el tipo de material con el que se construirá la presa. En las presas con núcleo central $B = (0,3 \text{ a } 0,5) H$, figura 5.36; aunque, en algunos casos llega a superar el valor de H . Para núcleos ligeramente inclinados $B = (0,2 \text{ a } 0,4) H$; los núcleos bastante inclinados pueden ser muy delgados, $B = (0,1 \text{ a } 0,3) H$, (Garbovsky, 1978).

Los núcleos, a su vez, están conectados con cortinas de inyecciones o con pantallas corta flujos fabricados con diferentes materiales.

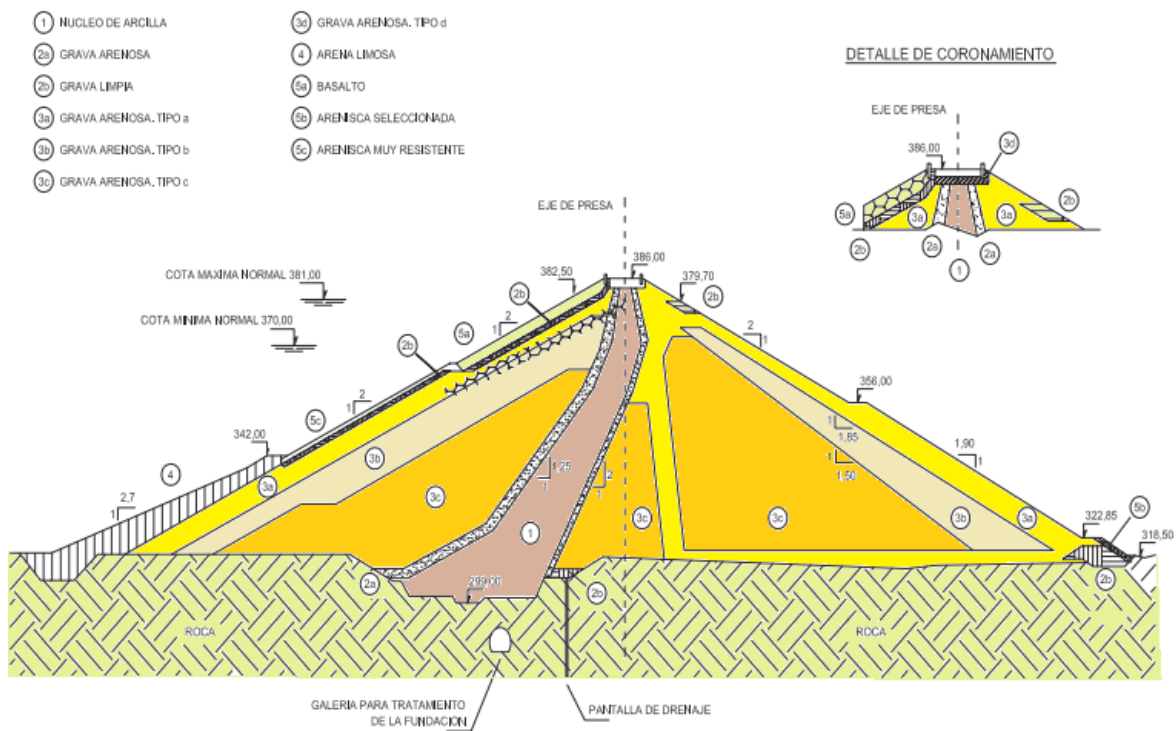


Figura 5.34 Presa El Chocón con núcleo inclinado, Argentina. Fuente: BEEyT, (2016)

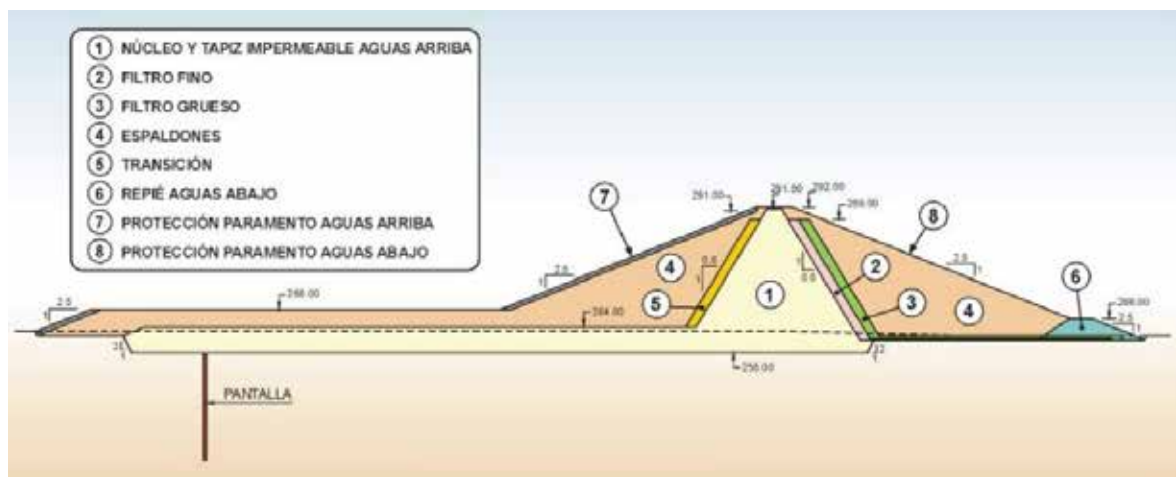


Figura 5.35 Perfil de la presa La Loteta. Fuente: (SEPREM, 2004)

La cresta de los núcleos debe superar la cota del NAME en por lo menos 0,50 m, aunque esto depende de las condiciones de variación del nivel del embalse.

5.6.7 Otros elementos constructivos

Galerías. Las galerías se las diseña en la zona de contacto del sistema de impermeabilización de las presas de mediana y gran altura con la cimentación, que generalmente es rocosa. Este elemento permite realizar un seguimiento del sistema de impermeabilización de la presa y la cimentación y se las construye de hormigón armado. En caso de requerirse, se puede continuar las inyecciones desde la galería, por lo que las dimensiones mínimas son; de 3,5 a 4 m de altura y 3 m de ancho, figura 5.36. No todos los proyectos consideran la construcción de galerías en el interior de la presa.

Algunas galerías cumplen, también, otros fines como el de permitir el paso de conductos para los sistemas de agua potable, riego o de desagüe de fondo, como el que se presenta en la figura 5.37, que corresponde a una presa de materiales sueltos, de 34 m de altura y 1472 m de longitud de corona, “La Loteta” de España, que sirve para abastecimiento de agua de la ciudad de Zaragoza, (DIALNET, 2004).

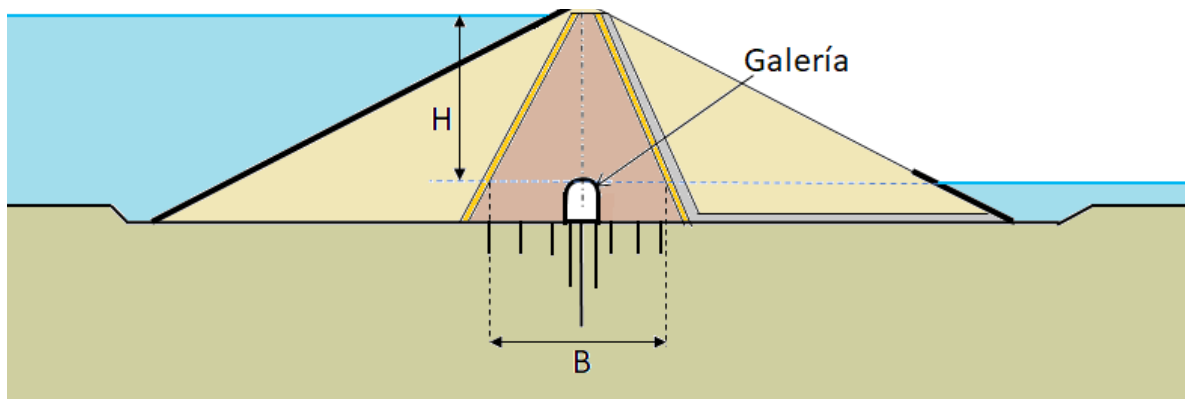


Figura 5.36 Dimensiones del núcleo

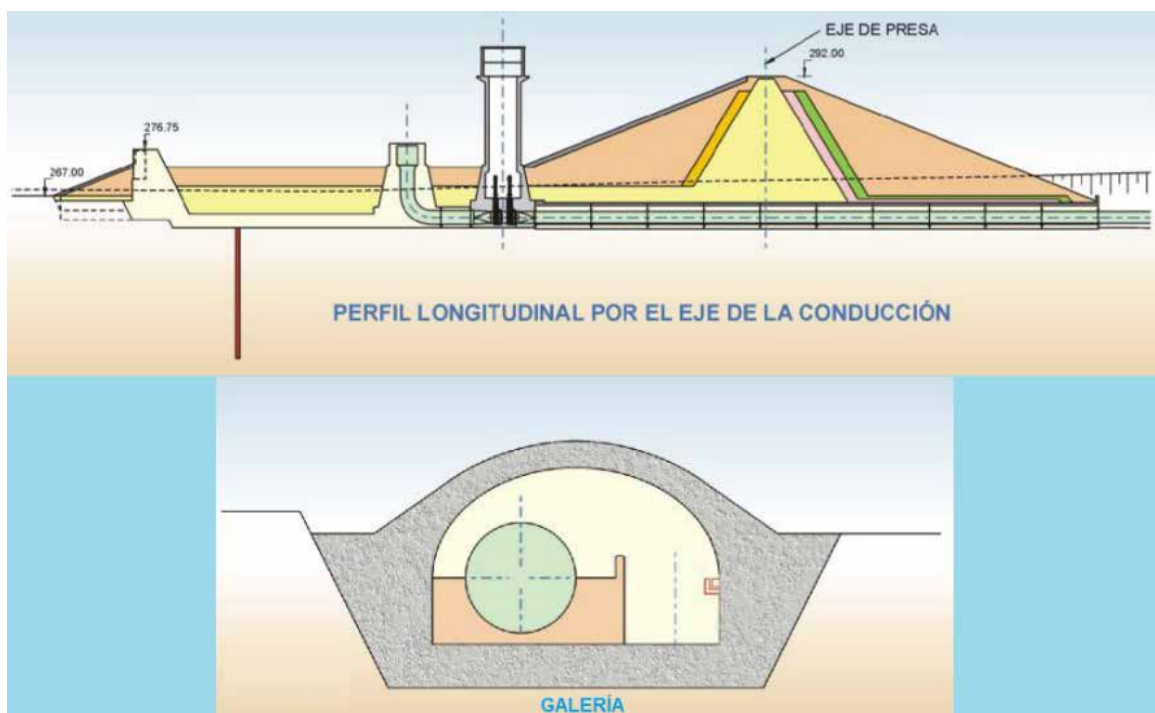


Figura 5.37 Galería del desagüe de fondo, presa La Loteta. Fuente: SEPTEM (2004)



Figura 5.38 Proceso de construcción de la pantalla de hormigón plástico

Pantallas o muros de corte. Conciernen a las previstas para cortar el paso del flujo subterráneo en los suelos permeables. Se las fabrica de varios materiales, encontrándose, entre los más comunes, el metal y el hormigón plástico. Su profundidad debe alcanzar un estrato impermeable o, para grandes profundidades del material aluvial, hasta 0,5 a 1 vez la carga hidráulica a la que estará sujeta la presa.

En la figura 5.38 se puede ver el proceso constructivo de desalajo y relleno de la pantalla de hormigón plástico que se realizó en la presa Río Grande.

5.7 DISEÑO DE LOS SUELOS DEL CUERPO DE LA PRESA

Una metodología de diseño de los suelos que conformarán una presa fue desarrollada en la Universidad de Ingeniería Civil de Moscú (MGSU), (Rasskazov, 1984), que permite predecir con una buena aproximación las principales características del material que se colocará en la presa, a partir del material disponible en las canteras para la construcción de los espaldones, núcleos y filtros.

5.7.1 Densidad de suelos gruesos (granulares)

La densidad del cuerpo de la presa se la diseña con base en la humedad natural y la composición granulométrica del suelo. A su vez, la densidad del suelo y la humedad permiten determinar la resistencia y los principales indicadores de filtración para la presa.

Para el caso de una compactación mecánica, por capas, se la diseña a partir del índice de densidad establecido de acuerdo con las condiciones climáticas y la granulometría del material disponible. Para presas a construirse en climas óptimos y cálidos $I_D \geq 0,9$; cuando las condiciones climáticas dificultan la compactación $I_D \geq 0,7$ a $0,75$, estos últimos también corresponden a un sistema de compactación con el paso de las volquetas que transportan el material. Si el material utilizado corresponde a suelos arenosos $I_D \geq 0,66$.

A partir del I_D establecido se puede determinar el coeficiente de porosidad, a través de la siguiente relación, que se desprende de la ecuación (5.3):

$$e = e_{\text{máx}} - I_D (e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}) \quad (5.29)$$

Donde: $e_{\text{máx}}$ y $e_{\text{mín}}$ son los valores máximos y mínimos de los coeficientes de porosidad, que se los determina de forma experimental con base en la compactación máxima y mínima del material.

Si es que no se dispone de estudios de suelos, los coeficientes de porosidad se los puede evaluar con las siguientes ecuaciones:

$$e_{\text{máx}} = \frac{\gamma_s - \gamma_{v \text{ mín}}}{\gamma_{v \text{ mín}}} \quad (5.30)$$

$$e_{\text{mín}} = \frac{\gamma_s - \gamma_{v \text{ máx}}}{\gamma_{v \text{ máx}}} \quad (5.31)$$

Donde: $\gamma_{v \text{ mín}}$ y $\gamma_{v \text{ máx}}$ – representan los pesos volumétricos (sólidos + poros) mínimo y máximo del material.

Para determinar el peso volumétrico mínimo de material (t/m^3), se utiliza la ecuación de Maslov V. citada en Rasskazov (1984):

$$\gamma_{v \text{ mín}} = \frac{A}{(P\sqrt{K})^{0,05}} \frac{\gamma_s}{2,65} \quad (5.32)$$

Donde: $A = 1,75$ para los suelos arenosos; $A = 2,28$ para la grava gruesa y boleó; y $A = 1,86$ para bloques de roca (escollera).

K – es un coeficiente que caracteriza a los materiales gruesos sueltos que se lo determina de la curva granulométrica con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{D_2 - D_1}{P * \lg \frac{D_2}{D_1}} \sum_{i=1}^{i=n} \left(\frac{p_i}{d_{2i} - d_{1i}} \lg \frac{d_{2i}}{d_{1i}} \right) \quad (5.33)$$

D_1 y D_2 – son los diámetros mínimo y máximo de la curva granulométrica que conforman el porcentaje bien definido de las partículas del suelo; por ejemplo, en la figura 5.39, no está muy bien definido el porcentaje de partículas menores a 0,1 mm, por lo que no se debe considerar el primer 5%.

P – el porcentaje, en peso, de las partículas del suelo comprendidas entre D_1 y D_2 .

p_i – el porcentaje, en peso, de las partículas del suelo comprendidas entre cada faja de d_{1i} a d_{2i} . La suma de los porcentajes p_i es igual a P .

d_{1i} y d_{2i} – son los diámetros menor y mayor de cada faja del porcentaje p_i .

En los suelos arenosos bien clasificados el porcentaje de partículas que puede ser determinado con certeza es el máximo, en vista de lo cual $P = 100\%$, D_0 y D_{100} .

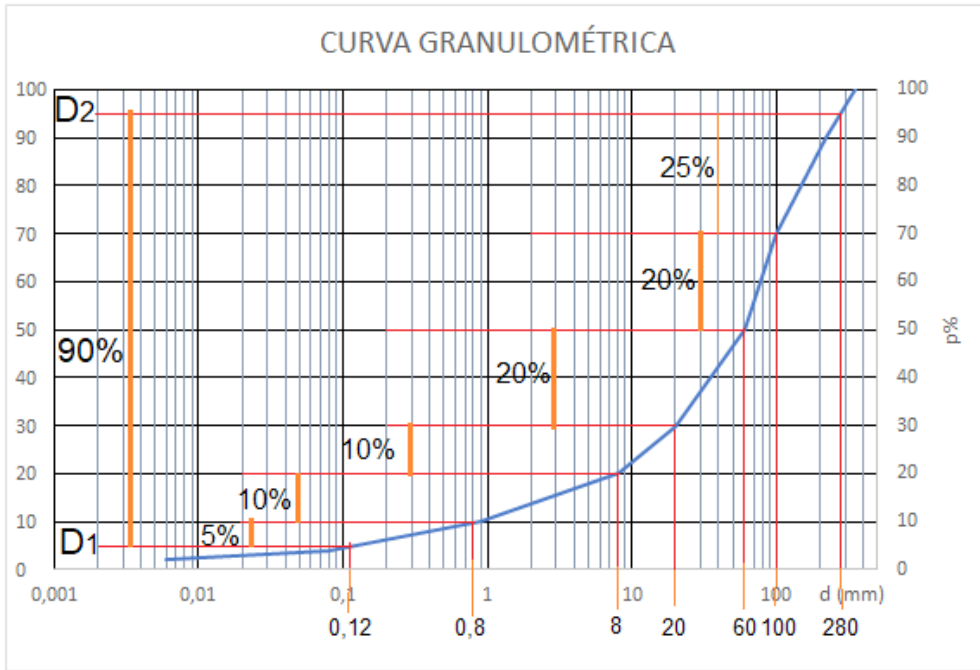


Figura 5.39 Curva granulométrica de un suelo aluvial

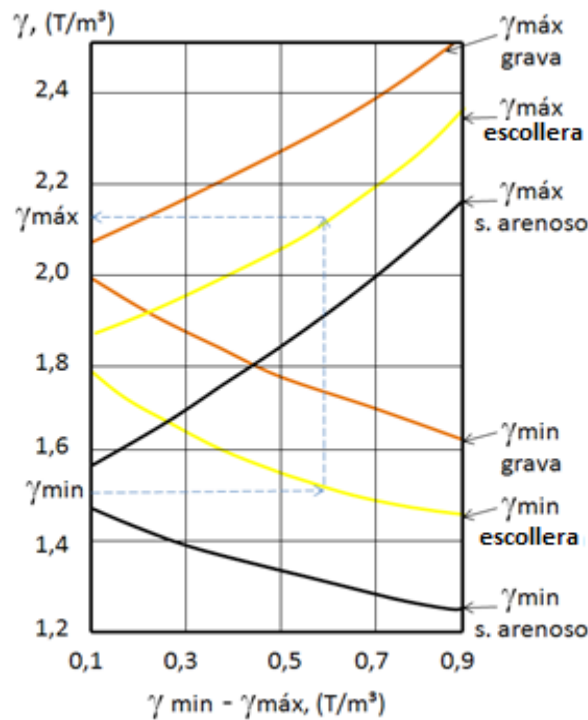


Figura 5.40 Nomograma para establecer el peso volumétrico máximo $\gamma_{v\text{máx}}$. Fuente: Rasskazov (2008)

Para el caso de las partículas más gruesas y los bloques de roca, su composición granulométrica no es uniforme hasta en materiales provenientes de una misma cantera, por lo que se puede eliminar el 5 y hasta el 10% de cada lado, de acuerdo con las particularidades de la cantera. En figura 5.39 se eliminó el 5% de cada lado, de tal manera que $P=90\%$.

Una vez que se conoce $\gamma_{v\text{min}}$, el valor del peso volumétrico máximo se lo puede determinar con el nomograma de la figura 5.40.

Con las ecuaciones (5.30) y (5.31) determinarán los coeficientes de porosidad máximo y mínimo; y, con la ecuación (5.29), el coeficiente de porosidad del suelo, lo que permite determinar el peso volumétrico:

$$\gamma_v = \frac{\gamma_s}{(1+e)} \quad (5.34)$$

Con el fin de facilitar la aplicación del nomograma de la figura 5.40 se obtuvo las siguientes ecuaciones, que son una aproximación aceptable a cada una de las curvas:

Suelo Arenoso,

$$\gamma_{\text{máx}} = 19,605 - 23,643\gamma_{\text{mín}} + 7,747\gamma_{\text{mín}}^2 \quad (5.35)$$

Grava

$$\gamma_{\text{máx}} = 10,293 - 7,649\gamma_{\text{mín}} + 1,771\gamma_{\text{mín}}^2 \quad (5.36)$$

Escollera (Material Rocoso)

$$\gamma_{\text{máx}} = 17,708 - 17,996\gamma_{\text{mín}} + 5,115\gamma_{\text{mín}}^2 \quad (5.37)$$

5.7.2 Coeficiente de filtración de suelos gruesos

El coeficiente de filtración para suelos gruesos (cm/s) se lo puede determinar con la ecuación citada por Rasskazov (2008):

$$k_f = 100 \frac{n^3}{(1-n)^2} d_{17}^2 \sqrt{\frac{d_{60}}{d_{10}}} \quad (5.38)$$

Donde: n – es la porosidad, y

d_{17} - es el diámetro de las partículas (cm) correspondientes al 17% en peso.

Una ecuación más simple es la sugerida en USSD (2011) con un rango de aplicación de $d_{10} = 0,1$ a 3 mm:

$$k_f = Cd_{10} \quad (5.39)$$

Donde: $C = 0,4$ a $1,2$, con un valor recomendado de $1,0$.

5.7.3 Ejemplo de diseño para suelo grueso

Se conoce la curva granulométrica del suelo, que se la presenta en la figura 5.39; el peso específico del material es $\gamma_s = 2,66$ t/m³ y se requiere determinar el peso volumétrico de este material a ser colocado en los espaldones de una presa y su coeficiente de permeabilidad.

La figura 5.39 corresponde a la curva granulométrica de un material aluvial en la que se puede observar que, de acuerdo con la tabla 5.1, el mayor porcentaje de partículas se encuentra en los límites de las gravas y guijarros, entre el 70 o 75% según la escala de clasificación de suelos que se utilice.

El valor de K se lo determina con la ecuación (5.33).

En la curva granulométrica se separa el 5% en cada uno de los extremos y su distribución interior se la separa en los puntos de cambio de pendiente, a partir de lo cual se obtienen 6 fajas con su correspondiente porcentaje: $p_1 = 5\%$, $p_2 = 10\%$, $p_3 = 10\%$, $p_4 = 20\%$, $p_5 = 20\%$ y $p_6 = 25\%$. Por lo que, $P = \sum p_i = 90\%$, $D_1 = 0,12$ mm y $D_2 = 280$ mm.

A continuación, se determina para cada porcentaje p_i los diámetros d_1 y d_2 :

$$p_1 = 5\%, d_1 = 0,12 \text{ mm y } d_2 = 0,8 \text{ mm}$$

$$p_2 = 10\%, d_1 = 0,8 \text{ mm y } d_2 = 8 \text{ mm}$$

$$p_3 = 10\%, d_1 = 8 \text{ mm y } d_2 = 20 \text{ mm}$$

$$p_4 = 20\%, d_1 = 20 \text{ mm y } d_2 = 60 \text{ mm}$$

$$p_5 = 20\%, d_1 = 60 \text{ mm y } d_2 = 100 \text{ mm}$$

$$p_6 = 25\%, d_1 = 100 \text{ mm y } d_2 = 280 \text{ mm}$$

Se aplica la ecuación (5.33)

$$K = \frac{280 - 0,12}{90 * \lg \frac{280}{0,12}} \left(\frac{5}{0,8 - 0,12} \lg \frac{0,8}{0,12} + \frac{10}{8 - 0,8} \lg \frac{8}{0,8} + \frac{10}{20 - 8} \lg \frac{20}{8} + \frac{20}{60 - 20} \lg \frac{60}{20} \right. \\ \left. + \frac{20}{100 - 60} \lg \frac{100}{60} + \frac{25}{280 - 100} \lg \frac{280}{100} \right) = 7,56$$

Con base en el tipo de material se establece que $A=2,28$, y con la ecuación (5.32):

$$\gamma_{v \min} = \frac{2,28}{(90 \sqrt{7,56})^{0,05}} \frac{2,66}{2,65} = 1,737 \approx 1,74 \text{ t/m}^3$$

Con este valor, en la figura 5.40 se encuentra las líneas que corresponden a gravas, según la clave o con la ecuación (5.36) se obtiene el valor de $\gamma_{v \max} = 2,34 \text{ t/m}^3$.

A partir de las ecuaciones (5.30) y (5.31) se tiene que:

$$e_{\max} = \frac{2,66 - 1,74}{1,74} = 0,529 \qquad e_{\min} = \frac{2,66 - 2,34}{2,34} = 0,137$$

Asumiendo $I_p = 0,9$ y mediante la ecuación (5.29) se procede a calcular el coeficiente de porosidad del material:

$$e = 0,529 - 0,9(0,529 - 0,137) = 0,176$$

Con la ecuación (5.34) se obtiene el peso volumétrico:

$$\gamma_v = \frac{2,66}{(1 + 0,176)} = 2,26 \text{ t/m}^3$$

Para determinar el coeficiente de filtración se definen, a partir de la curva granulométrica, los siguientes diámetros: $d_{10} = 0,8$ mm; $d_{17} = 0,4$ cm y $d_{60} = 78$ mm; y, la porosidad con la ecuación (5.4),

$$n = \frac{0,176}{1 + 0,176} = 0,15$$

Con la ecuación (5.38) se obtiene el coeficiente de filtración:

$$k_f = 100 \frac{0,15^3}{(1 - 0,15)^2} 0,4^2 \sqrt{\frac{78}{0,8}} = 0,738 \text{ cm/s}$$

Si se evalúa el coeficiente de filtración con la ecuación (5.39) sería:

$$k_f = 1 * 0,8^2 = 0,64 \text{ cm/s}$$

Al constatarse que la diferencia entre los dos valores no es significativa, se puede establecer un promedio.

5.7.4 Densidad de suelos finos

El peso volumétrico del material fino a colocarse en una presa se lo puede determinar con la siguiente ecuación (Rasskazov, 1984):

$$\gamma_v = \frac{\gamma * \gamma_s (1 - V_a)}{\gamma + \gamma_s W_c} \quad (5.40)$$

Donde: γ - es el peso específico del agua,

V_a - el volumen relativo de aire incluido en el suelo, $V_a = 0,02$ a $0,04$,

W_c - humedad del suelo utilizada en el cálculo, que, para disminuir la presión de poros, se asume como 1% o 2% menor que el valor de la humedad óptima.

Para el diseño se debe tomar en cuenta que la humedad óptima, con la que se coloca un suelo fino en una presa, depende de la humedad en la zona de préstamo (cantera), de las condiciones climáticas (presencia de lluvia) y de la tecnología de compactación (tipo de rodillo, espesor de las capas y cantidad de pasadas).

5.7.5 Coeficiente de filtración de suelos finos

Rasskazov (1984) recomienda utilizar la ecuación de Zhilinkov V., cuyo límite de aplicación es $0,2 \leq e \leq 1,0$:

$$k_f = 4 * 10^{-11} \exp \frac{e}{0,17e_L - 0,084} \quad (5.41)$$

Donde: e_L - es el coeficiente de porosidad correspondiente al límite líquido, que se lo determina con la siguiente relación,

$$e_L = \frac{\gamma_s}{\gamma} W_{LL} \quad (5.42)$$

5.7.6 Ejemplo de diseño para suelo fino

Se requiere determinar el peso volumétrico de un suelo limo-arenoso de $\gamma_s = 2,71 \text{ t/m}^3$, humedad óptima $W_{op} = 23,32\%$, $W_{LL} = 41,63\%$ y coeficiente de porosidad $e = 0,72$.

Se determina el peso específico del suelo fino en obra con la ecuación (5.40), asumiendo $W_c = W_{op} - 2\% = 21,32\%$ y $V_a = 0,04$:

$$\gamma_v = \frac{1 * 2,71(1 - 0,04)}{1 + 2,71 * 0,2132} = 1,65 \text{ t/m}^3$$

Y el coeficiente de porosidad en el límite líquido, ecuación (5.42):

$$e_L = \frac{2,71}{1} 0,4163 = 1,128$$

El coeficiente de filtración con la ecuación (5.41):

$$k_f = 4 * 10^{-11} \exp \frac{0,72}{0,17 * 1,128 - 0,084} = 3 * 10^{-8} \text{ cm/s}$$

5.8 FILTRACIÓN EN PRESAS DE TIERRA

El proceso de filtración en las presas es bastante complejo debido a la diversidad de condiciones naturales y constructivas que pueden presentarse, por lo que es indispensable evaluarlo para determinar los gradientes del flujo y las pérdidas de agua que ocurren a través del cuerpo de la presa, la cimentación, los estribos y otros sitios del embalse.

Para conocer la parte del material de la presa que se encuentra bajo la acción del flujo de agua y la que no, es preciso determinar la línea de saturación, que se establece en el interior del cuerpo de la presa de materiales sueltos y el caudal que se filtra, para lo cual se pueden utilizar varios métodos como; el gráfico, analítico, numérico, simulación eléctrica, etc.

Para el análisis de la filtración se emplean varias abstracciones, como las siguientes: la filtración es permanente (estacionaria) en el tiempo y se la analiza en un solo plano; se la considera despreciable a la componente vertical de la velocidad; el suelo del que está conformada la presa es uniforme; el borde o estrato inferior se le considera impermeable; y, la posición de la línea de saturación no depende de la calidad del suelo, sino de las condiciones geométricas del perfil de la presa.

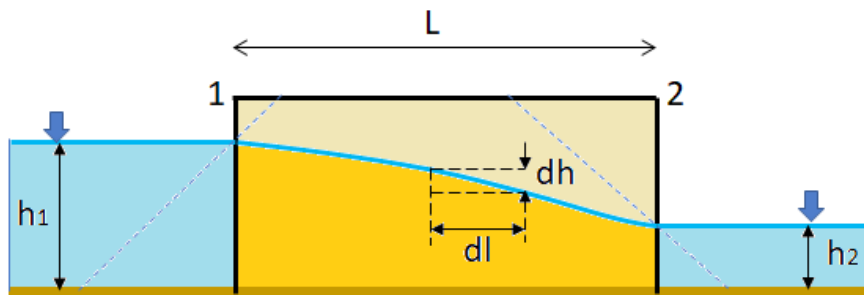


Figura 5.41 Flujo a través de un bloque permeable de suelo

La mayoría de los métodos de cálculo de filtración se fundamentan en la ecuación de velocidad de Darcy:

$$v = k_f J \tag{5.43}$$

Donde: $J = \frac{dh}{dl}$ - es el gradiente hidráulico del flujo.

Dupuit, citado por Chugaev R. (1982), analizando un bloque rectangular de suelo asentado sobre una superficie horizontal impermeable, figura 5.41, dedujo que el caudal unitario es:

$$q = vh = k_f h J = k_f h \frac{dh}{dl}$$

Si es que se integra a lo largo del bloque,

$$q \int dl = k_f \int_{h_2}^{h_1} h dh$$

Resulta la fórmula de caudal para cada metro de ancho de la presa, obtenida por Dupuit en 1863,

$$q = k_f \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} \tag{5.44}$$

A partir de esta ecuación y considerando que el resultado no se afecta si se modifica la masa de suelo sobre la línea de saturación, como se muestra, con las líneas punteadas, en la figura 5.41, se presentan varias soluciones analíticas para el flujo filtrante a través de presas.

Como elementos complementarios a considerar en el análisis de filtración se tiene los drenes y filtros, que influyen directamente en la posición de la línea de saturación. Adicionalmente, como elemento estructural, existen los prismas de enrocado que mejoran en la estabilidad hidráulica y estructural de la presa, figura 5.42.

En la figura 5.43 aparece una fotografía con el detalle de un enrocado durante el período de construcción.

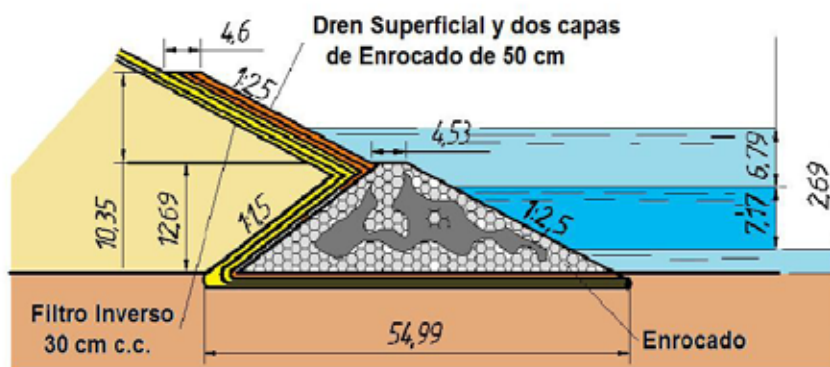


Figura 5.42 Enrocado al pie de una presa de tierra



Figura 5.43 Enrocado al pie de una presa de tierra

Para el cálculo de filtración se debe simplificar lo más posible el perfil de la presa, excluyendo algunos elementos como los enrocados de protección de aguas arriba (rip-rap) y los filtros. Así también, en la cimentación se pueden aglutinar en capas los suelos con características físicas cercanas.

Para aguas arriba, el nivel del agua a considerarse es el que corresponde al nivel más alto de la línea de saturación, que usualmente es el NAMO y, para aguas abajo, el nivel de mayor duración en el año, que generalmente corresponde al nivel mínimo y, en las cimentaciones permeables, éste puede coincidir con la solera del cauce.

5.8.1 Filtración en una presa homogénea con enrocado al pie

En la figura 5.44 se presenta el esquema de una presa de material homogéneo, que contiene un prisma de enrocado al pie, con un coeficiente de filtración constante y construida sobre un lecho impermeable. La línea de saturación se inicia en el talud m_1 , en el punto de contacto del nivel de aguas arriba con el cuerpo de la presa y termina en el talud m_{1p} del enrocado. En una primera aproximación no se conoce el punto de llegada del flujo, que en el nivel de aguas abajo, puede estar sobre el nivel H_2 , en una altura H_0 , si es muy permeable o, si es menos permeable, coincidir con ese nivel H_2 . En ningún caso la salida del flujo puede ubicarse bajo el nivel de la superficie de aguas abajo (H_2).

Para obtener el prisma de Dupuit, se establece un sistema de coordenadas desplazadas hacia aguas arriba en un valor ΔL_1 , figura 5.44, mientras el eje de las abscisas coincide con la cimentación impermeable:

$$\Delta L_1 = \frac{m_1}{2m_1+1} H_1 \tag{5.45}$$

Para determinar la posición del final de la línea de saturación:

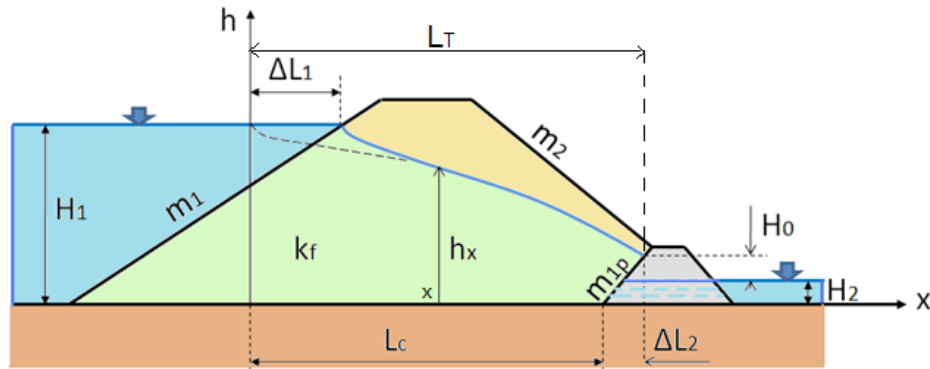


Figura 5.44 Diseño de la línea de saturación en presa homogénea en cimentación impermeable

$$\Delta L_2 = \frac{m_{1p}}{3} H_2 \quad (5.46)$$

Así resulta que, la longitud total que interviene en el cálculo es:

$$L_T = \Delta L_1 + L + \Delta L_2$$

El valor de H_0 se lo determina con la siguiente relación:

$$H_0 = A \frac{q}{k_f} - H_2 \quad (5.47)$$

$$A = 0,74 - 0,5624m_{1p} + 0,2186m_{1p}^2 - 0,0333m_{1p}^3 \quad (5.48)$$

$$\text{Si, } A \frac{q}{k_f} \leq H_2, \rightarrow H_0 = 0,$$

El caudal unitario se determina con la ecuación (5.44):

$$\frac{q}{k_f} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_T}$$

Y las coordenadas de la línea de saturación:

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_f} (L_T - x) + (H_2 + H_0)^2} \quad (5.49)$$

La línea resultante en la longitud ΔL_1 está fuera del cuerpo de la presa, por lo que, en el gráfico se puede unir la línea de la superficie del embalse con la línea teórica de saturación, tomando en cuenta que, las líneas de contacto del talud y la de saturación son ortogonales, figura 5.44.

5.8.2 Filtración en una presa homogénea con cimentación permeable

El método que se describe a continuación fue propuesto por Chugaev (1967). Se considera que el coeficiente de filtración del cuerpo de la presa no es igual al de la cimentación ($k_{ip} \neq k_{ic}$) y que el estrato impermeable se encuentra a una profundidad T_r . En este caso, no se requiere que intervenga en el análisis de la filtración todo el espesor T_r y, por lo tanto, se asume que solo una parte de la profundidad T_c participa en el cálculo. El espesor del estrato a considerarse en el cálculo debe cumplir la siguiente condición:

$$T_c = \frac{k_{fp}}{k_{fc}} T_r \leq 0,5L$$

En el caso de que $T_r \leq T_c$ se realiza el cálculo con el valor T_r .

ΔL_1 se calcula con la ecuación (5.42) para ubicar a esa distancia el eje de las ordenadas, mientras el eje de las abscisas se lo ubica en la profundidad T_c , figura 5.45.

En la ecuación del caudal unitario se procede a realizar los cambios, de acuerdo con la figura 5.45:

$$\frac{q}{k_{fp}} = \frac{H_1^2 - (H_2^*)^2}{2L_T} \tag{5.50}$$

Los demás valores se los determina con las siguientes ecuaciones:

$$H_0 = 1,2 \left(A + \sqrt{A^2 + 0,4 \frac{q}{k_f} H_2} \right) \tag{5.51}$$

Donde, $A = 0,5 \left[\frac{q}{k_f} m_2 - \left(1 + \frac{0,4}{m_2} \right) H_2 \right]$

$$h_x = \sqrt{H_1^2 - (H_1^2 - H_2^{*2}) \frac{x}{L}} \tag{5.52}$$

Estas ecuaciones se las tiene que resolver por aproximaciones sucesivas, en vista que no se conoce H_0 .

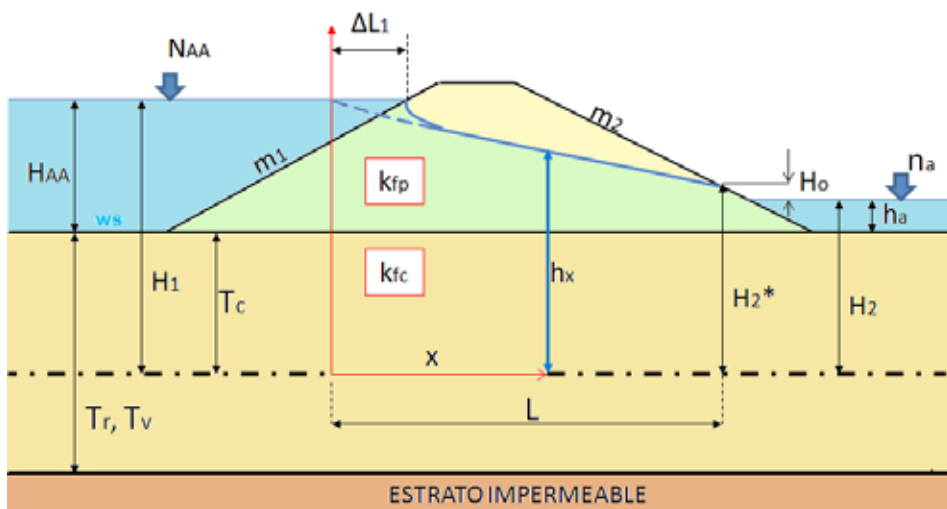


Figura 5.45 Filtración por una presa de cimentación permeable

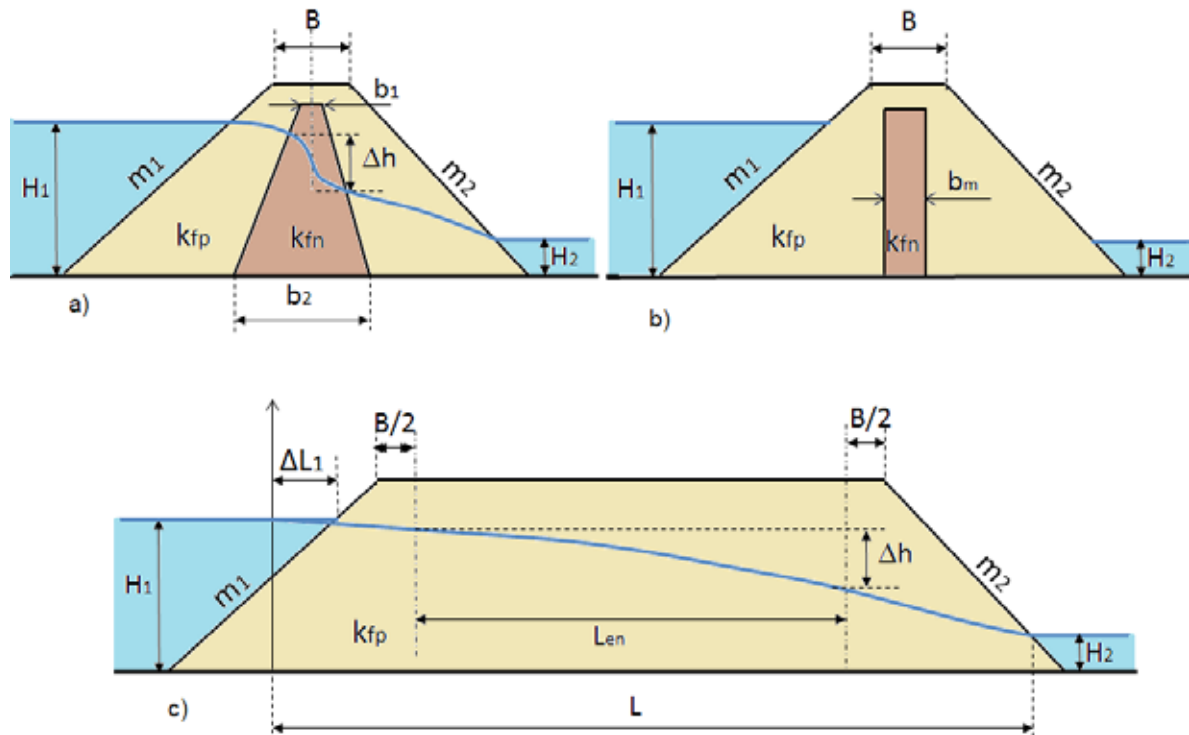


Figura 5.46 Esquemas para el cálculo de una presa con núcleo

5.8.3 Filtración en una presa con núcleo

Para este caso se utiliza el método de extensión virtual del núcleo, considerando que los espaldones y el núcleo tienen diferentes coeficientes de filtración $k_{fp} \neq k_{fn}$ y que el ancho del núcleo es variable, de b_1 a b_2 , figura 5.46 a. Se toma un ancho promedio del núcleo, figura 5.46b):

$$b_m = \frac{b_1 + b_2}{2}$$

Se alarga la longitud de la presa en función de la relación de los coeficientes de los núcleos, con la siguiente relación:

$$L_{en} = \frac{k_{fp}}{k_{fn}} b_m \quad (5.53)$$

Con esta nueva longitud del cuerpo de la presa, figura 5.46c), se procede al cálculo de la línea de saturación, a partir de cualquiera de los esquemas anteriores y determinamos la pérdida Δh que se produce a lo largo de la longitud equivalente al núcleo L_{en} que se lo reemplaza en el esquema inicial, figura 5.46a). En los tramos de los espaldones la línea de saturación permanece exactamente igual que en la figura 5.46c).

5.8.4 Filtración en una presa con pantalla de material fino

Se asume que la presa tiene una pantalla de material fino, de espesor variable, apoyada sobre el talud de aguas arriba y, que su coeficiente de permeabilidad es menor que el del cuerpo de la presa (k_{fn}). Para el cálculo,

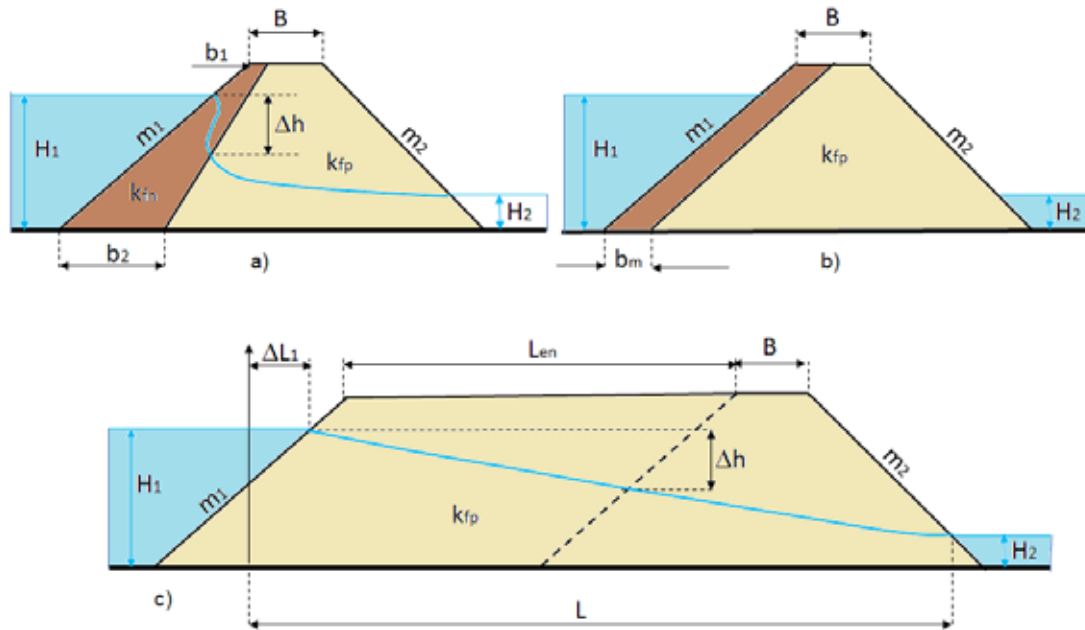


Figura 5.47 Esquema de cálculo para una presa con pantalla

se procede de igual manera que en el caso del núcleo central, pero considerando que el alargamiento ocurre en el talud de aguas arriba y no en el centro, figura 5.47, con la siguiente ecuación:

$$L_e = \frac{k_{fp}}{k_{fn}} \frac{b_m}{\sqrt{1+m_1^2}} \tag{5.54}$$

En la actualidad están disponibles varios programas de cálculo automático que resuelven todos estos casos de filtración; sin embargo, se recomienda analizar muy cuidadosamente los resultados para asegurarse que resulten compatibles con la realidad.

5.9 DISEÑO DE FILTROS Y DRENES

Existen varias metodologías para el diseño de los filtros; en este caso, se presenta el método simplificado utilizado en Grishin (1979), para dimensionar la granulometría y los espesores requeridos para constituir una presa.

Para el diseño de los filtros se debe comprender que su función principal es proteger a la presa y la cimentación de las deformaciones y la remoción de partículas que ocasiona el paso del flujo a través de los poros de un suelo.

Los filtros se los diseñan en capas, que pueden ser dos o tres, de 10 o 15 cm de espesor, aunque en la práctica, por motivos de seguridad y porque la granulometría requerida no siempre está garantizada, se los construyen de 20 a 50 cm, figura 5.48.

Los criterios aplicables para el diseño de los filtros son:

- De acuerdo con el criterio de Sifonamiento se considera que la granulometría debe conservar la siguiente relación:

$$D_{10}^F \leq 10D_{10}^S \tag{5.55}$$

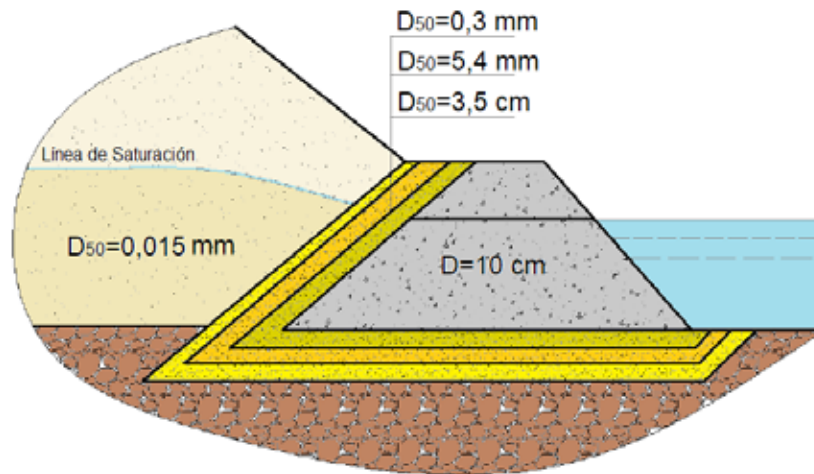


Figura 5.48 Filtro invertido de protección de una presa de materiales finos

Donde: el superíndice F corresponde a la capa del filtro y el S a la capa de suelo a proteger; los subíndices corresponden al diámetro de las partículas cuyo porcentaje se indica (10%).

- Debido a que los coeficientes de filtración entre capas deben ser mayores a 4 veces, se requiere adicionalmente que:

$$D_{10}^F \geq 3D_{10}^S \quad (5.56)$$

- Se recomienda que el coeficiente de uniformidad del filtro sea menor a 10 (aunque en algunos casos podría ser mayor):

$$C_u^F \leq 10 \quad (5.57)$$

- Para que las partículas del suelo no ingresen en la capa del filtro, se requiere que se cumpla el requisito de porosidad:

$$D_{10}^F \leq \frac{D_{50}^S}{0,155} \quad (5.58)$$

El valor de 0,155 corresponde a un suelo compactado, con una porosidad de 0,25 a 0,39 y coeficiente de uniformidad $C_u = 3$ a 25.

- El espesor de cada capa se lo toma $\geq 5D_{85}$, pero nunca menor a 0,2 m.

Para el diseño con otra metodología se recomienda la del U.S. Bureau of Reclamation (2000).

La principal función de los drenes es la de proteger y mantener las capas de suelos y filtros, conservar la capacidad de desagüe del flujo filtrado y dirigirlo hacia aguas abajo.

Los drenes deben cumplir básicamente las mismas condiciones de los filtros, salvo que estos corresponden a la granulometría de las gravas y se recomienda que los drenes horizontales deben tener una mayor capacidad hidráulica que los verticales, figura 5.49, en la que, con el número 2 están indicados los drenes vertical y horizontal.

En la actualidad, con el desarrollo de los geotextiles, se está consolidando la tendencia de reemplazar una o varias capas de suelo con este material, especialmente la de arena, porque no siempre es fácil o económicamente factible obtenerla, en grandes volúmenes, cerca de la obra. En la figura 5.50 se observa la colocación del geotextil para el dren horizontal de la Presa Río Grande.

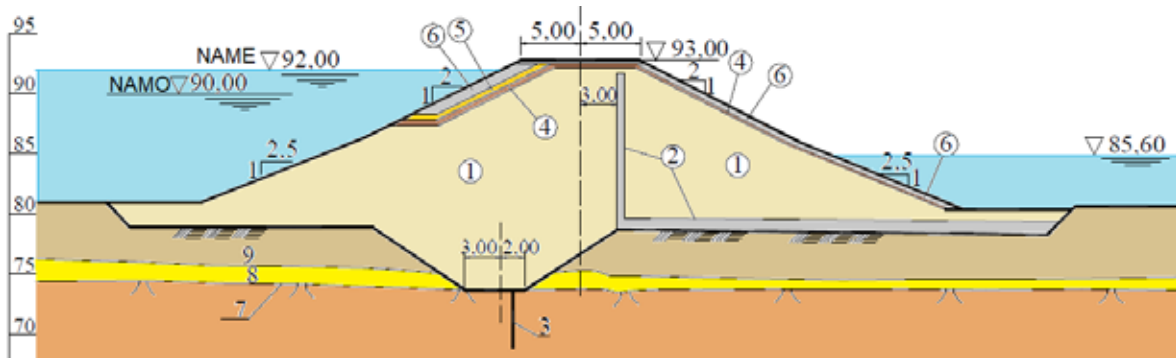


Figura 5.49 Ubicación de los drenes horizontal y vertical, presa Aimorés, Brasil. Fuente: Pextin (2009)



Figura 5.50 Preparación del geotextil para un dren horizontal

5.10 ASENTAMIENTO DE LAS PRESAS

En las presas de materiales sueltos el asentamiento se produce tanto en el cuerpo de estas como en la cimentación (si esta no es roca). El procedimiento de cálculo para ambos casos es el mismo. El asentamiento depende de la altura de la presa; a mayor altura mayor es la carga y, por lo tanto, mayor el asentamiento, aunque éste no sea igual en todos los puntos.

En la figura 5.51 se presenta el asentamiento de la presa el Cajón, México, (Hernández, 2012) de 186 m de altura, cimentada en roca, cuyo asentamiento máximo en el centro de la presa, medido en campo, es de 80 cm.

Como el asentamiento afecta la cota de la corona, se lo debe tomar en cuenta para el diseño, figura 5.52. Una atención especial merece el incremento del volumen de los materiales que conforman el cuerpo de la presa.

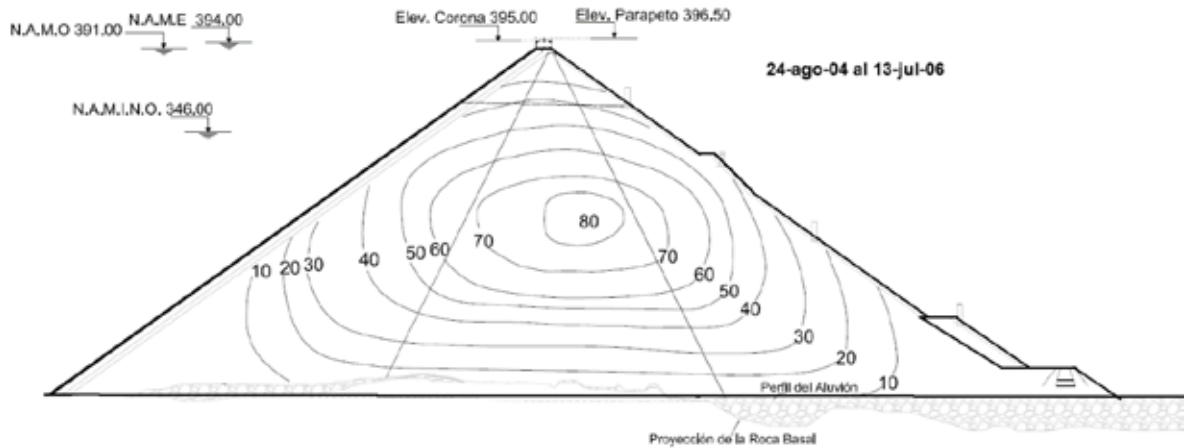


Figura 5.51 Asentamiento de la presa el Cajón, México Fuente: Hernández (2012)

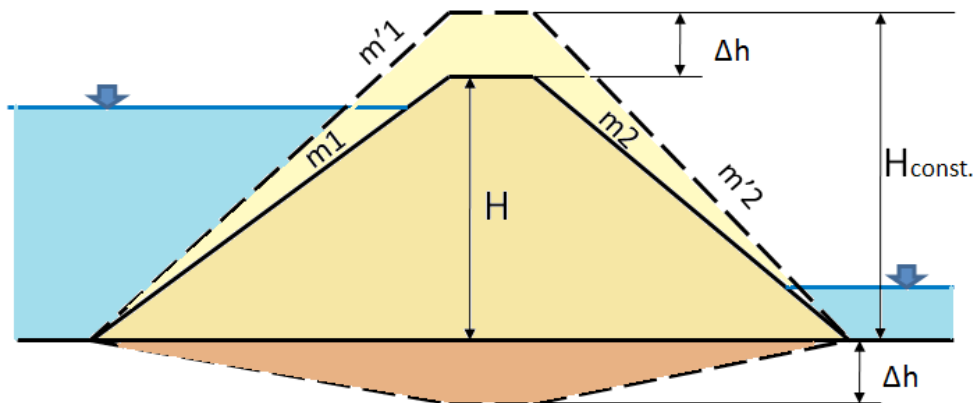


Figura 5.52 Asentamiento de las presas de materiales sueltos

A medida que se construye la presa se presenta un asentamiento paulatino que continúa observándose inclusive después de terminada la obra, hasta que se estabiliza después de algún tiempo.

Para las presas pequeñas no es indispensable calcular del asentamiento, que se lo puede evaluar con base en la experiencia de otros casos o con la fórmula empírica presentada en Rozanov (1983), Novak (2001) y en otras referencias:

$$S=0,001H^{3/2} \quad (5.59)$$

Un sismo también puede originar el asentamiento de una presa de materiales sueltos; la CFE-Comisión Federal de Electricidad (2008) establece que el asentamiento relativo de una cortina (S/H) depende de un coeficiente de severidad sísmica (ESI), que se lo determina con la siguiente ecuación:

$$ESI=k_{m\acute{a}x} (M-4,5)^3 \quad (5.60)$$

Donde: M es la magnitud del sismo en la escala Richter

$k_{m\acute{a}x}$ – la aceleración máxima del terreno expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad (Z – de acuerdo con la NEC).

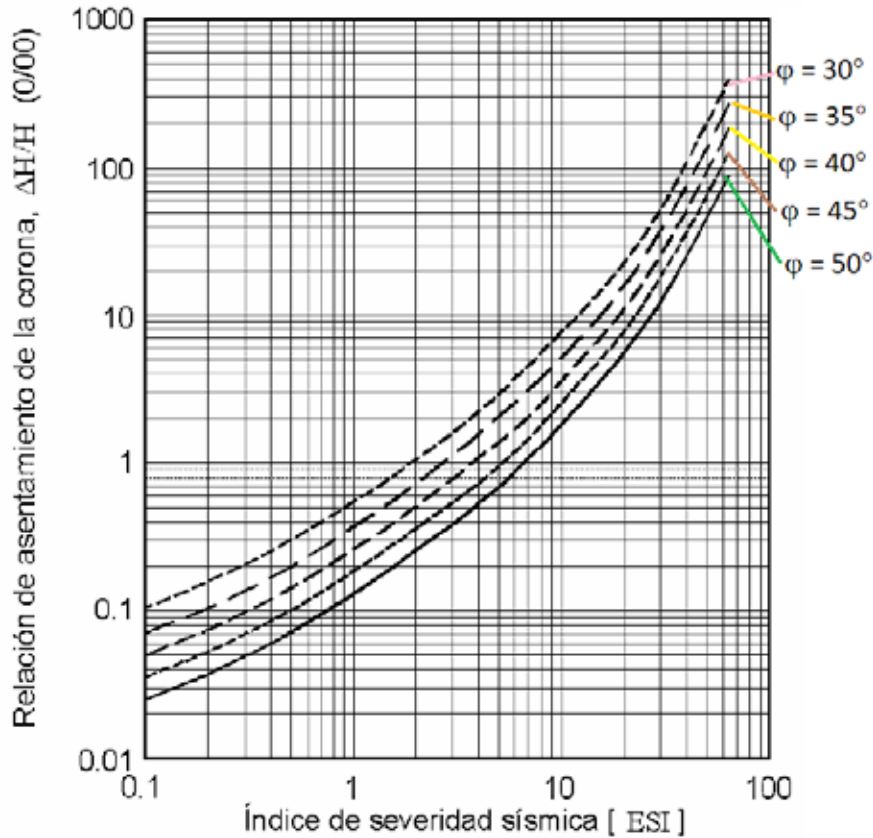


Figura 5.53 Asentamiento por sismo de las presas de materiales sueltos. Fuente: CFE-Comisión Federal de Electricidad (2008)

Con el valor del ESI y del ángulo de fricción interna del material de los espaldones, se puede cuantificar el asentamiento relativo con ayuda de la figura 5.53.

5.11 ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

La estabilidad de una presa se la evalúa en función de la estabilidad de los espaldones que, a su vez, depende de las características físico-mecánicas de los suelos que constituyen los diferentes elementos y, especialmente, de la inclinación de los taludes y de las condiciones de filtración a través del cuerpo y la cimentación, que varían a lo largo del tiempo, como la línea de saturación, y otras cargas que se las puede considerar en el análisis de estabilidad.

El estudio de estabilidad de los taludes permite establecer el coeficiente de seguridad al deslizamiento, que en ninguno caso, puede ser menor a 1,05 (SP 39.133330.2012, 2012).

Existen muchos métodos para analizar la estabilidad de los taludes; sin embargo, los que han tenido más difusión son aquellos que consideran planos de deslizamiento cilíndricos o cercanos a este, entre los que se menciona a los de: Fellenius (1927), Bishop (1955), Morgenstern (1960), Janbu (1977), y otros. Todos ellos tratan de establecer la superficie de deslizamiento de mayor riesgo, a partir de los momentos que se resisten al movimiento respecto a los que tratan de hacer girar el talud.

De manera general, la ecuación la expresión se expresa como sigue:

$$k_s = \frac{\sum M_{Res.}}{\sum M_{desl.}}$$

El Instituto para el Aprovechamiento de los Recursos Hídricos de Rusia (VODGEO) realizó una simplificación al método de análisis de estabilidad de taludes, al reducir el ancho de las dovelas a $b = 0,1R$; donde R es el radio del plano analizado, figura 5.54.

El ángulo de cada dovela, respecto al círculo de deslizamiento, quedará definido según un número ordinal; por consiguiente, quedan directamente establecidas las funciones trigonométricas:

$$\text{sen} \alpha = 0,1n$$

$$\text{cos} \alpha = \sqrt{1 + 0,01n^2}$$

De esta forma, el coeficiente de estabilidad al deslizamiento de un talud se lo puede determinar con la siguiente expresión:

$$k_{sd} = \frac{\sum G_i \cdot \text{cos} \alpha_i \cdot \text{tg} \varphi_i + \sum c l_i}{\sum G_i \cdot \text{sen} \alpha_i + W \frac{r}{R}} \quad (5.61)$$

Donde: G_i – es el peso de la columna de suelo considerando los diferentes valores del peso volumétrico,

$$G_i = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) b$$

l_i – la longitud de la superficie por la que se produce el deslizamiento para cada segmento o cada dovela.

r – el brazo de momento de la fuerza de presión del agua W en cada dovela.

Este procedimiento facilita tanto el cálculo manual como la sistematización en un ordenador. Actualmente existen en el mercado varios programas que permiten el cálculo instantáneo de la estabilidad de una presa, tanto estática como dinámica y, por consiguiente, se pueden realizar modificaciones inmediatas, hasta que el diseño cumpla las condiciones esperadas por el proyectista.

A manera de ejemplo, a continuación, se presenta el cálculo de una presa de 30 m de altura, con los pesos específicos $\gamma_1 = 1,65 \text{ t/m}^3$; $\gamma_2 = 2,05 \text{ t/m}^3$; $\gamma_3 = 1,95 \text{ t/m}^3$, una cohesión $C=4 \text{ t/m}^2$, y ángulos de fricción interna, $\varphi_1 = 28^\circ$; $\varphi_2 = 30^\circ$; $\varphi_3 = 16^\circ$.

La geometría y los datos antes indicados se los ingresó en el programa GEO-SLOPE, con el que se obtuvo el resultado que se ilustra en la figura 5.55. El coeficiente de seguridad mínimo es 1,362, para un radio de 70,75m. En la figura 5.56 se presenta el análisis de fuerzas de una dovela, como reporta el programa.

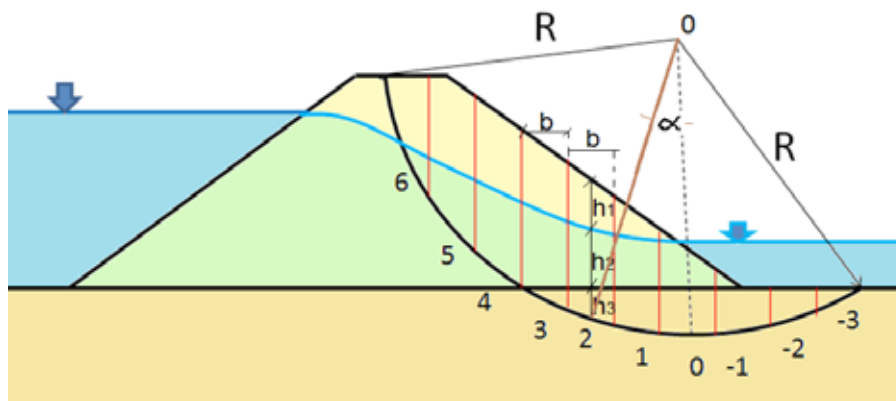


Figura 5.54 Análisis de estabilidad de taludes por el método VODGEO

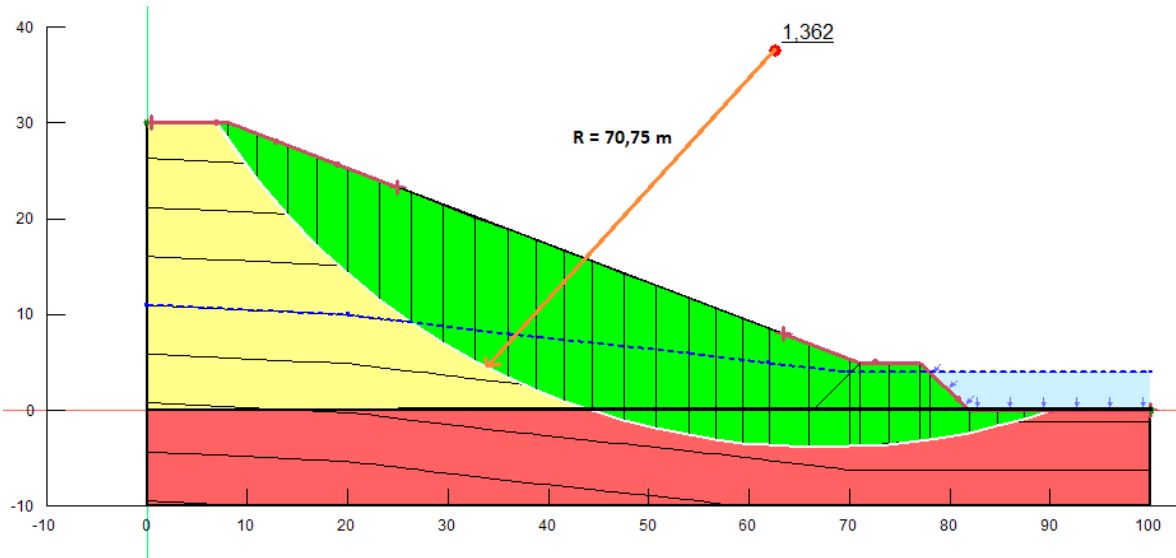


Figura 5.55 Análisis de estabilidad de un talud con el programa GEO-SLOPE

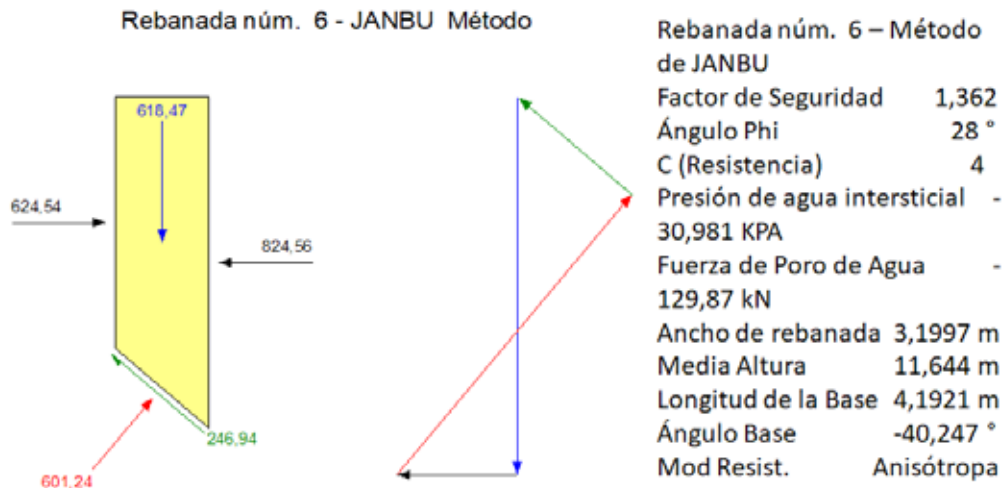


Figura 5.56 Reporte de estabilidad de una dovela del talud, GEO-SLOPE

5.12 DISEÑO DE UNA PRESA DE MATERIALES SUELTOS

Objetivo: Diseñar una presa de materiales sueltos, con una pantalla de geomembrana y protección de roca, a partir de la curva granulométrica de la tabla 5.9 y los datos que aparecen a continuación:

Datos:

La cimentación está constituida por una capa de material aluvial de arena con una profundidad de 17 m, referida la cota del cauce.

Cota del NAME = 40,70 msnm

Cota del NAMO = 39,00 msnm

Cota del NVM = 28,0 msnm

NSC (Nivel de la solera del cauce) = 17,60 msnm

Naa (Nivel de aguas abajo) = 18,56 msnm

Coefficiente de permeabilidad de la cimentación. $k_{fc} = 3 * 10^{-3} \frac{cm}{s}$

Tabla 5.8 Datos de la velocidad del viento y fetch

W-VELOCIDAD DEL VIENTO, m/s			D-FETCH, Km		
NAME	NAMO	NVM	NAME	NAMO	NVM
10	13	7,5	8,5	7,5	4,5

Tabla 5.9 Curva granulométrica del suelo

Porcentaje que pasa%	Tamaño del tamiz
0	0
10	0,03
20	0,11
40	2,2
60	5,3
70	7,4
90	10,5
100	21

Densidad específica del material $\gamma_s = 2680 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Angulo de fricción interna $\varphi=32^\circ$

Coefficiente de permeabilidad, a determinarse según el tipo de material.

Elementos por diseñarse:

1. Parámetros de la ola
2. Altura de la presa
3. Ancho de la corona
4. Taludes de aguas arriba y aguas abajo
5. Filtración a través de la presa sin una pantalla de impermeabilización
6. Sistema de impermeabilización con geomembrana
7. Protección de roca (rip-rap) del talud de aguas arriba
8. Estabilidad del talud de aguas abajo (coeficiente de seguridad)
9. Estimación del asentamiento.

5.12.1 Definición de los taludes

Para definir los taludes se determina aproximadamente la altura de la presa.

$$H = \text{NAME} - \text{NSC}$$

$$H = 40,70 - 17,60 = 23,10 \text{ m}$$

$$15 < H < 35$$

La altura de la presa, la condición de la cimentación y otros, conduce a considerarla de categoría III, según la tabla 1.2

Con base en la tabla 5.5, se preestablecen los taludes de los espaldones para el rango considerado y se definen los siguientes valores:

Talud de aguas arriba, $m_1 = 3,50$

Talud de aguas abajo, $m_2 = 3,00$

5.12.2 Altura de la presa

CASO 1: nivel de aguas máximo extremo NAME

Cota del NAME: 40,70 msnm

$W = 10,00$ (m/s)

$D = 8,50$ (km)

Altura de la ola (NORMAS DE DISEÑO SP-39-13330-2012), ecuación (5.11)

$$h = 0,00917 W \sqrt[3]{WD}$$

$$h = 0,00917 * 10 * \sqrt[3]{10 * 8,50}$$

$$h = 0,403 \text{ m}$$

El período de la ola, ecuación (5.12):

$$\tau = 7,5 \frac{h^{3/5}}{W^{1/5}} = 7,5 \frac{0,403^{0,6}}{10^{0,2}} = 2,74 \text{ s}$$

La longitud de la ola, ecuación (5.13) (m):

$$\lambda = \frac{g\tau^2}{2\pi} = \frac{9,78 * 2,74^2}{2\pi} = 11,69 \text{ m}$$

Altura de la ola $h_{3\%}$

Para determinar la altura de la ola, es necesario conocer el valor de $k_{3\%}$, a través de:

$$x = \frac{g D}{W^2} = \frac{9,78 * 8,5}{10^2} = 0,83$$

A partir de la figura 5.25, para $p = 3\%$ (categoría III) se obtiene que el valor de $k_{3\%} = 1,85$

$$h_{3\%} = 1,85 * 0,403 = 0,75 \text{ m}$$

Para determinar la altura de rodamiento con la ecuación (5.17) se requiere previamente establecer un diámetro aproximado del enrocamiento con la ecuación (5.19),

$$D_e = 0,46 \frac{h}{m^{0,1}} = 0,46 \frac{0,403}{3,5^{0,1}} = 0,16 \text{ m} \approx 0,2 \text{ m}$$

Coefficiente de rugosidad k_r :

$$k_r = 0,115 + 0,151 * \ln \frac{h}{D_e} = 0,115 + 0,151 * \ln \frac{0,403}{0,2} = 0,22$$

Altura de rodamiento, ecuación (5.15)

$$h_r = 2 \frac{k_r}{m} h_{i\%}^3 \sqrt{\frac{\lambda}{h}} = 2 \frac{0,22}{3,5} 0,75^3 \sqrt{\frac{11,69}{0,403}} = 0,29 \text{ m}$$

Con el mismo procedimiento se realizan los cálculos para los otros niveles, cuyos resultados se muestran en la tabla 5.10.

Tabla 5.10 Resumen de los cálculos de altura de las olas

NIVEL DE AGUAS	U	NAME	NAMO	NAMu
W	m/s	10	13	7,5
D	km	8,5	7,5	4,5
h	m	0,403	0,55	0,22
τ	s	2,74	3,14	2,02
λ	m	11,69	15,35	6,35
$k_{3\%}$		1,85	1,83	1,84
$h_{3\%}$		0,75	1,01	0,40
De	m	0,20	0,25	
kr		0,22	0,23	
hr	m	0,29	0,40	

Elevación por arrastre; ecuación (5.7):

$\alpha=0^\circ$ (es el ángulo comprendido entre la normal al eje de la presa y la dirección del viento).

$$H = \text{NAME} - \text{NSC} = 40,70 - 17,60 = 23,10 \text{ m}$$

$$\Delta h = 2 * 10^{-6} \frac{8,5 * 10^2}{9,78 * 23,10} 1 = 7,5 * 10^{-6} \approx 0 \text{ m}$$

Altura de resguardo de la presa sobre el NAME

$$d = \Delta h + h_r + a = 0 + 0,29 + 0,5 = 0,79 \text{ m}$$

Cota de la presa con el NAME:

$$\text{Cota de la presa} = 40,70 + 0,79 = 41,49 \text{ msnm}$$

$$\text{Cota de la presa} = \mathbf{41,50 \text{ msnm}}$$

CASO 2: nivel de aguas máximo de operación NAMO

Elevación por arrastre, ecuación (5.7):

$\alpha=0^\circ$ (Es el comprendido entre la normal al eje de la presa y la dirección del viento)

$$H = \text{NAMO} - \text{NSC} = 39,00 - 17,60 = 21,40 \text{ m}$$

$$\Delta h = 2 * 10^{-6} \frac{7,5 * 13^2}{9,78 * 21,4} 1 = 1,2 * 10^{-5} \approx 0 \text{ m}$$

Altura de resguardo de la presa sobre el NAMO

$$d = \Delta h + h_r + a = 0 + 0,40 + 0,5 = 0,90 \text{ m}$$

Cota de la presa con el NAMO:

$$\text{Cota de la presa} = 39,0 + 0,90 = 39,90 \text{ msnm}$$

$$\text{Cota de la corona } \mathbf{40,0 \text{ msnm.}}$$

CASO 3: nivel de aguas muerto NVM

El cálculo de la altura de la ola para este nivel se requiere para ubicar la cota de la berma de aguas arriba, para el apoyo al enrocado.

5.12.3 Resguardo por ola sísmica

$$d = 0,4 + 0,76(I - 6)$$

Donde: I –intensidad del sismo en la escala MKS, o Mercalli Modificada, o EMS. (Razkazov, 2008), ecuación (3.24).

La escala sísmica de Mercalli tiene 12 grados y se la desarrollo para evaluar la intensidad de los terremotos a través de sus efectos y daños causados a distintas estructuras. Para el presente caso se considera una zona con intensidad IX.

$$h_s = 0,4 + 0,76(9 - 6) = 2,68 \text{ m}$$

$$d = 2,68 + 0,5 = 3,18 \text{ m}$$

$$\text{Cota de la corona} = \text{NAMO} + d \text{ sismo}$$

$$\text{Cota de la corona por sismo} = 39 + 3,18 = 42,18 \text{ msnm}$$

5.12.4 Cota definitiva de la corona de la presa

Para determinar la cota definitiva de la presa se procede a comparar los tres resultados obtenidos

$$\text{Cota de la presa (NAME)} = 41,50 \text{ msnm}$$

$$\text{Cota de la presa (NAMO)} = 40 \text{ msnm}$$

$$\text{Cota de la corona por sismo} = 42,18 \text{ msnm}$$

Considerando que la cota del embalse en el NAMO no es permanente y que sobre la ola sísmica se tiene una elevación de seguridad de 50 cm, se decide establecer la cota de la corona de la presa en: **42,00 msnm.**

$$\text{Altura de la presa} = \text{Cota corona} - \text{cota de fondo} = 42,0 - 17,6 = \mathbf{24,4 \text{ m}}$$

5.12.5 Dimensionamiento del rip-rap

El peso de las rocas se lo determina con la ecuación (5.21) para los valores de la ola del NAMO, con una piedra de $\gamma_p = 2,5 \text{ t/m}^3$:

$$G_p = \frac{0,025 * 15,35 * 1,01^2 * 2,5}{\left(\frac{2,5}{1} - 1\right)^3 * \sqrt{1 + 3,5^3}} = 0,043 \text{ t} = 43 \text{ kg}$$

El peso de las Piedras (NOVAK, 2001): $G_p = (10h)^3 = (10 * 0,55)^3 = 166 \text{ kg}$

Se observa que es un resultado demasiado diferente al anterior.

Diámetro equivalente a la esfera de las piedras, ecuación (5.22):

$$D_e = \sqrt[3]{\frac{0,043}{0,524 * 2,5}} = 0,32 \text{ m}$$

Diámetro equivalente a la esfera de las piedras, ecuación (5.19):

$$D_e = \frac{0,46 * 1,01}{3,5^{0,1}} = 0,41 \text{ m}$$

Se toma el diámetro promedio del enrocado (rip-rap): **0,37 m.**

Espesor del Rip-rap:

$$t = (2,5 - 3,0)D$$

$$t = (2,75)0,37 = 1,02 \text{ m} \approx 1,0 \text{ m}$$

5.12.6 Ancho de la Corona

- Ancho mínimo para una presa de materiales sueltos Norma Técnica Mexicana (20m a 40m):

$$B = 2 + 0,1 (H)$$

$$B = 2 + 0,1 (24,40) = 4,44 \text{ m}$$

- Ancho según el MOP de España:

$$B = 3 + 1,5\sqrt{H - 15}$$

$$B = 3 + 1,5\sqrt{24,4 - 15} = 7,6 \text{ m}$$

- Ancho según USBR (Bureau of Reclamation):

$$B = 3 + \frac{H}{5}$$

$$B = 3 + \frac{24,40}{5} = 7,88 \approx 8 \text{ m}$$

- Ancho según Knappen:

$$B = 1,65 * H^{1/2}$$

$$B = 1,65 * 24,40^{1/2} = 8,15 \text{ m}$$

- Ancho según Preece:

$$B = 1 + 1,1 H^{1/2}$$

$$B = 1 + 1,1 * 24,40^{1/2} = 6,43 \text{ m}$$

Como se espera tener doble circulación (2 carriles), el ancho de la corona será:

$$\mathbf{B = 8,0 \text{ m}}$$

5.12.7 Diseño de las bermas

Para el diseño del prisma de enrocado del talud de aguas abajo, se decide mantener la misma pendiente del talud de la presa: $m = 3,0$

$$\text{Cota NAA} = 18,56 \text{ msnm}$$

$$\mathbf{\text{Tirante de aguas abajo} = \text{NAA} - \text{NSC}}$$

$$\text{Taa} = 18,56 - 17,60 = 0,96 \text{ m}$$

El enrocado tendrá una altura de 1,50 m, en la cota de 19,10 msnm y un ancho $b = 3 \text{ m}$.

Berma aguas arriba. Se la utilizará para soportar la pantalla de protección del terraplén. El ancho de las bermas de los taludes aguas arriba y aguas abajo no puede ser menor a 2m.

La berma del talud aguas arriba debe estar ubicada a una profundidad de $2h$ con respecto al nivel de aguas del volumen muerto, por lo que:

$$\text{Cota berma aguas arriba} = \text{NAMu} - 2h$$

Donde:

h = altura de la ola para el NVM

$$\text{cota de la berma aguas arriba} = 28 - 2 * 0,47 = 27,07 \text{ msnm}$$

$$\text{Cota de la berma aguas arriba} = 26,80 \text{ msnm}$$

Como el ancho de la protección del talud aguas arriba tiene un espesor $t = 1,00$ m, el ancho de la berma se fija en $b = 4,0$ m.

Berma aguas abajo. La berma en el talud aguas abajo se la ubicará en un punto intermedio entre las cotas del pedraplén y de la corona de la presa; por lo tanto:

$$\text{Cota berma aguas abajo} = \frac{42 + 19,10}{2} = 30,55 \text{ msnm} \approx 30,60 \text{ msnm}$$

Se colocará una berma de 3m para la fácil maniobrabilidad de la maquinaria.

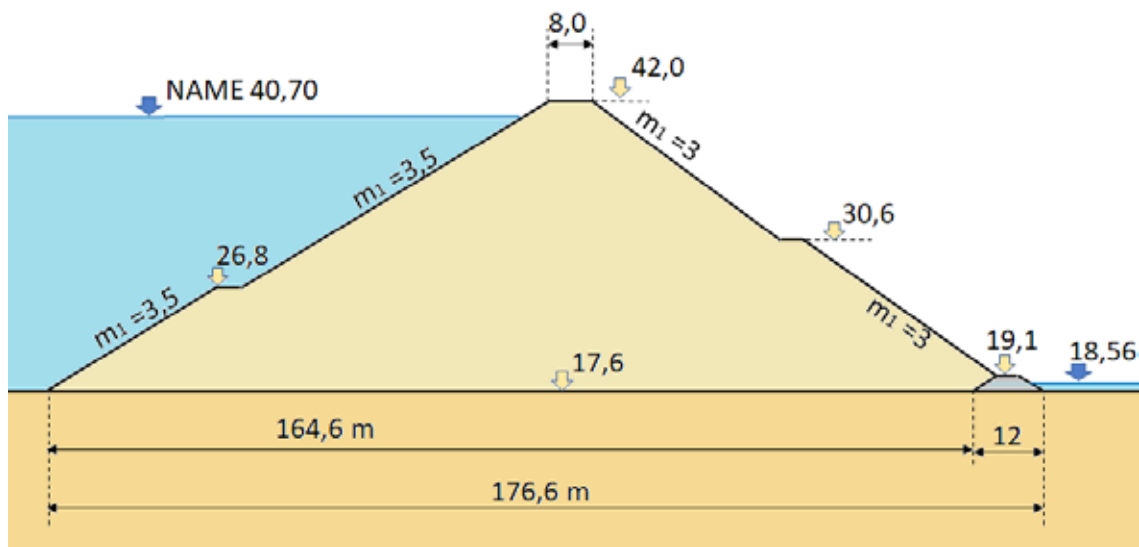


Figura 5.56 Detalle general del diseño de la presa

5.12.8 Diseño de las características del suelo para el cuerpo de la presa

Con los datos de la granulometría del material destinado al cuerpo de la presa se procede a elaborar la curva granulométrica, figura 5.57.

Determinamos el valor de k

$$k = \frac{D_2 - D_1}{p * \log\left(\frac{D_2}{D_1}\right)} \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{d_{2i} - d_{1i}} * \log\left(\frac{d_{2i}}{d_{1i}}\right)$$

Tramo 1: P1

$$P1 = 30 - 10 = 20 \%$$

$$d1 = 0,03 \text{ mm}$$

$$d2 = 0,57 \text{ mm}$$

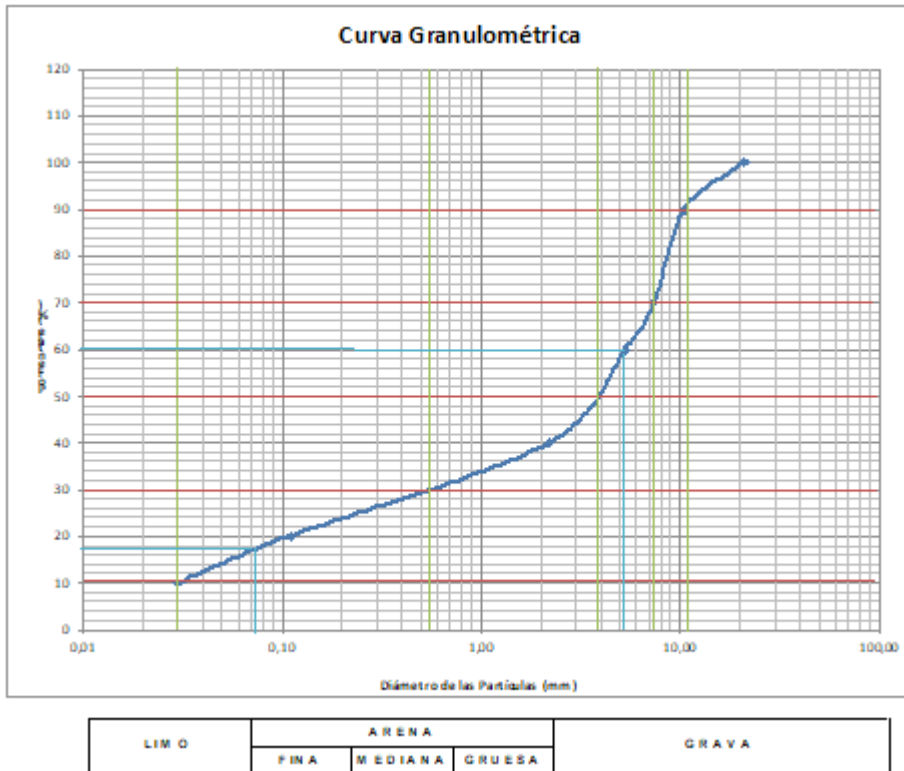


Figura 5.57 Curva granulométrica del suelo

Tramo 2: P2

$$P2 = 50 - 30 = 20 \%$$

$$d1 = 0,57 \text{ mm}$$

$$d2 = 3,90 \text{ mm}$$

Tramo 3: P3

$$P3 = 70 - 50 = 20 \%$$

$$d1 = 3,90 \text{ mm}$$

$$d2 = 7,40 \text{ mm}$$

Tramo 4: P4

$$P4 = 90 - 70 = 20 \%$$

$$d1 = 7,40 \text{ mm}$$

$$d2 = 11,00 \text{ mm}$$

Remplazamos los datos para obtener el coeficiente granulométrico:

$$\frac{D_2 - D_1}{p * \lg \left(\frac{D_2}{D_1} \right)} = \frac{11,00 - 0,03}{80 * \log \left(\frac{11,00}{0,03} \right)} = 0,05348$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{p_i}{d_{2i} - d_{1i}} * \lg \left(\frac{d_{2i}}{d_{1i}} \right) =$$

$$\frac{20}{0,57 - 0,03} * \lg \left(\frac{0,57}{0,03} \right) + \frac{20}{3,90 - 0,57} * \lg \left(\frac{3,90}{0,57} \right) + \frac{20}{7,40 - 3,90} * \lg \left(\frac{7,40}{3,90} \right)$$

$$+ \frac{20}{11,00 - 7,40} * \lg \left(\frac{11,00}{7,40} \right) = 54,9234$$

Coefficiente granulométrico "k" = 0,05348 * 54,9234 = 2,937
k = 2,937

Determinación de los pesos volumétricos mínimo y máximo

$$\gamma_{v \text{ mín}} = \frac{2,28}{(80\sqrt{2,937})^{0,05}} * \frac{2,68}{2,65} = 1,802 \text{ t/m}^3$$

Con el valor obtenido se ingresa a la figura 5.40; de donde resulta que, el peso volumétrico máximo es:

$$\gamma_{v \text{ máx}} = 2,26 \text{ t/m}^3$$

Índice de vacíos máximo y mínimo:

$$e_{\text{máx}} = \frac{2,68 - 1,802}{1,802} = 0,487$$

$$e_{\text{mín}} = \frac{2,68 - 2,26}{2,26} = 0,186$$

Densidad o compactación relativa I_p :

En este caso corresponde tomar un valor de $I_p = 0,90$

$$e = 0,487 - 0,9(0,487 - 0,186) = 0,216 \approx 0,22$$

$$e = 0,22$$

Peso promedio por unidad de volumen:

$$\gamma_v = \frac{2,68}{1 + 0,22}$$

$$\gamma_v = 2,20 \text{ t/m}^3$$

Porosidad

$$n = \frac{0,22}{0,22 + 1} = 0,18$$

Coefficiente de permeabilidad Kf:

Datos de Ingreso:

$$d_{10} = 0,03 \text{ mm}$$

$$d_{17} = 0,09 \text{ mm}$$

$$d_{60} = 5,90 \text{ mm}$$

$$n = 0,18$$

$$k_f = 100 \sqrt{\frac{d_{60}}{d_{10}}} * \frac{n^3}{(1-n)^2} * d_{17}^2$$

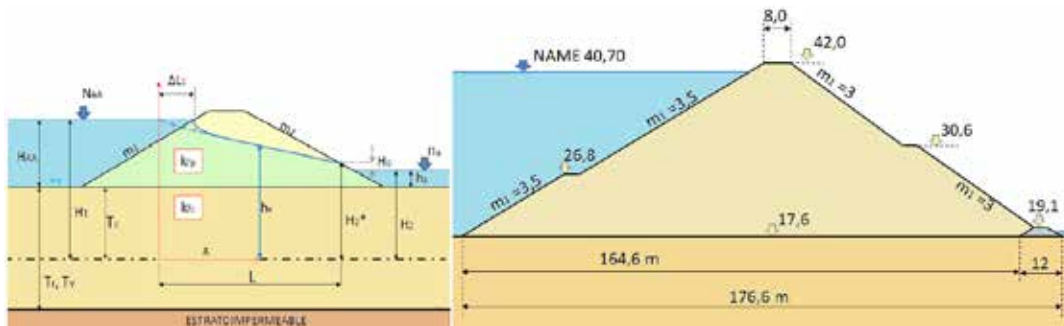
$$k_f = 100 \sqrt{\frac{5,90}{0,03}} * \frac{0,18^3}{(1-0,18)^2} * 0,009^2$$

$$k_f = 0,000985 \approx 10^{-3} \text{ cm/s}$$

5.12.9 Filtración por una presa con cimentación permeable

Como dato inicial se conoce que, la cimentación está conformada por una capa de material aluvial de 17 m profundidad bajo la cota del cauce, con coeficiente de permeabilidad $K_{fc} = 3 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}$.

Para facilitar el cálculo de las variables que intervienen en la filtración por la presa, a continuación, se debe poner atención a las figuras 5.45 y 5.56.



$$T_c = \frac{k_{fp}}{k_{fc}} * T_r$$

Caudal Unitario:

$L = 91,55 \text{ m}$ → El valor de L se obtuvo del grafico elaborado con Autocad

Donde:

$$k_{fp} = 0,000985 \text{ cm/seg}$$

$$k_{fc} = 0,0030 \text{ cm/seg}$$

$$Tr = 17,00 \text{ m}$$

$$Tc = \frac{0,000985 \text{ cm/seg}}{0,0030 \text{ cm/seg}} * 17 = 5,583 \text{ m}$$

$$H1 = Tc + (NAMO - NSC) = 5,58 + (39 - 17,60) = 26,98 \text{ m}$$

$$H2 = Tc + (N. Aguas abajo - NSC) = 5,58 + (18,56 - 17,60) = 6,54 \text{ m}$$

$$\Delta L1 = \frac{m1 * H1}{2m1 + 1} = \frac{3,5 * 26,98}{2(3,5) + 1} = 11,80$$

Para una primera iteración, se asume $H2^* = H2$

$$\frac{q}{k_{fp}} = \frac{H1^2 - H2^{*2}}{2L}$$

$$\frac{q}{k_{fp}} = \frac{26,98^2 - 6,54^2}{2 * 91,55} = 3,74 \text{ m}$$

$$A = 0,5 \left(\frac{q}{k_{fp}} * m2 - \left(1 + \frac{0,4}{m2} \right) H2 \right)$$

Al resolver las ecuaciones resulta que:

$$A = 0,5 \left(3,74 * 3 - \left(1 + \frac{0,4}{3} \right) 6,54 \right) = 1,9$$

$$Ho = 1,2 * \left(1,9 + \sqrt{1,9^2 + 0,4 * 3,74 * 6,54} \right) = 6,69 \text{ m}$$

Este resultado indica que la altura de salida $H2^*$ es mayor que la considerada al inicio y, por lo tanto, también tiene que variar L, lo que se resuelve por aproximaciones sucesivas, tal como aparece en la tabla 5.11, (la 2ª fila inicia con; $H2^* = 6,54 + 6,69 = 13,23$)

La línea de filtración del agua en la presa se la determina con la siguiente ecuación:

$$hx = \sqrt{H1^2 - (H1^2 - H2^{*2}) * \frac{x}{L}}$$

$$hx = \sqrt{26,98^2 - (26,98^2 - 15,7^2) * \frac{x}{53,45}}$$

Tabla 5.11 Cálculo de la línea de saturación

H2*	L	q/k _{tp}	A	Ho	H2*
6,54	91,55	3,74	1,91	6,69	13,23
13,23	60,86	4,54	3,11	9,30	15,84
15,84	53,03	4,50	3,04	9,15	15,69
15,69	53,48	4,50	3,05	9,17	15,71
15,71	53,42	4,50	3,05	9,16	15,70
15,70	53,45	4,50	3,05	9,16	15,70

Tabla 5.12 Abscisas y ordenadas de la línea de saturación de la presa

X	h _x
0	26,98
5	26,13
10	25,26
15	24,35
20	23,41
25	22,42
30	21,40
35	20,32
40	19,18
45	17,96
50	16,66
53,45	15,70

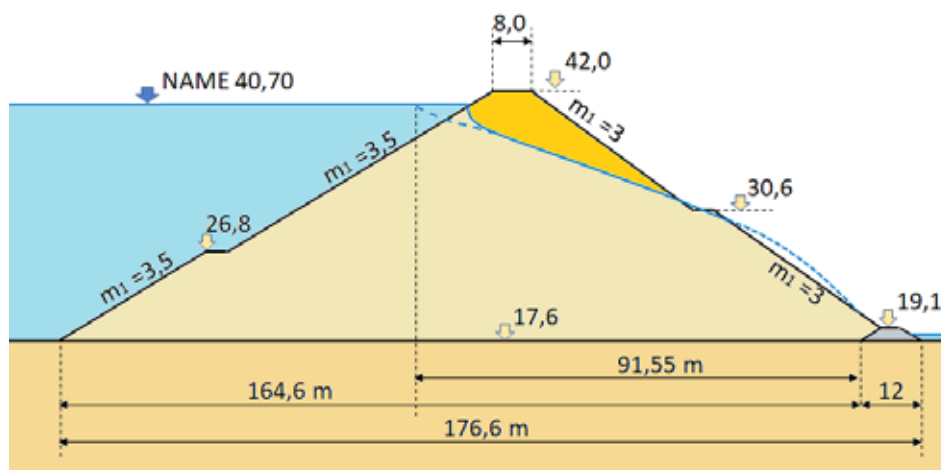


Figura 5.57 Línea de filtración emplazada en la presa

Como la salida de línea de saturación, con este material, aparece demasiado arriba, figura 5.57, se opta por colocar una geomembrana como medida de estanqueidad para la presa.

5.12.10 Espesor de la geomembrana

Ecuación (5.23)

$$t_g = 0,75 + \frac{H}{25}$$

$$t_g = 0,75 + \frac{24,40}{25} = 1,72 \text{ mm}$$

$$t_g = 2 \text{ mm}$$

5.12.11 Diseño de las capas del filtro y drenes

Consiste en crear un material con una granulometría tal que los materiales del cuerpo de la presa y del filtro garanticen la estabilidad de las partículas que constituyen los suelos.

Como medida de protección y para evitar el asentamiento de la geomembrana, se recomienda colocar una capa de arena, que funcione a la vez como filtro y dren y forme una superficie regular sobre la grava que forma el cuerpo de la presa.

Considerando que el material de la presa no es uniforme, $C_u = 5,3/0,03 = 177$ la capa de arena se la debe diseñar para que los diámetros de sus partículas resulten adecuados para servir como dren y de protección al talud.

Por Sifonamiento:

$$D_{10}^F \leq 10D_{10}^S$$

A partir de la curva granulométrica se tiene que:

$$D_{10}^S = 0,03 \text{ mm}$$

$$D_{10}^F < 0,3 = 0,2 \text{ mm}$$

Por Coeficiente de Uniformidad:

$$D_{60} = 10 * D_{10}$$

$$60 = 10 * 0,2 = 2,0 \text{ mm}$$

Por Porosidad:

$$D_{10}^F < \frac{D_{50}^S}{0,155}$$

$$D_{50} = 4 \text{ mm}$$

$$D_{10}^F < 4/0,155 = 25,8 \text{ mm}$$

$$0,2 < 25,8$$

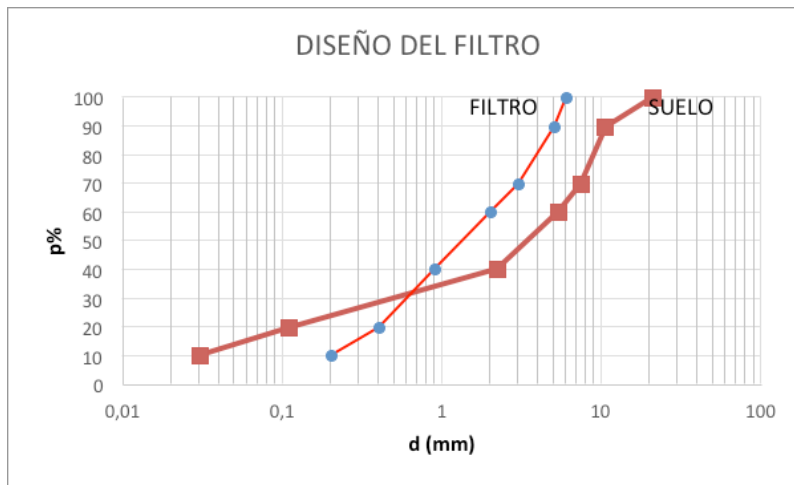


Figura 5.58 Diseño del material de filtro

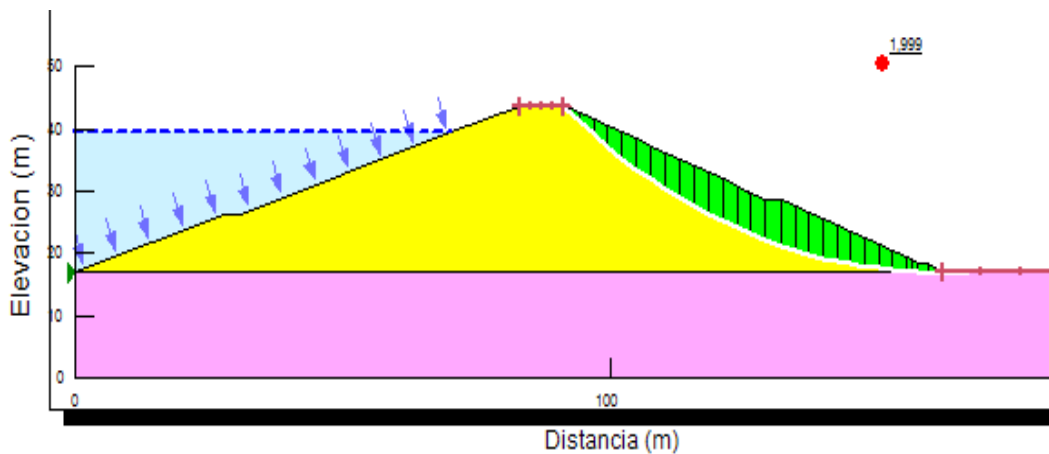


Figura 5.59 Estabilidad del talud de aguas abajo

En la figura 5.58 se presentan las curvas granulométricas del suelo y filtro resultante.

Esta capa se la podría reemplazar por un geotextil que cumpla las condiciones necesarias de protección de la geomembrana.

5.12.12 Estabilidad del talud de aguas abajo

Para analizar la estabilidad del talud de aguas abajo se utilizó el software GEOSTUDIO 2012, que produjo como resultado, un factor de seguridad mínimo de 1,99, figura 5.59.

5.12.13 Asentamiento

El cálculo del asentamiento corresponde a una evaluación preliminar de que puede ocurrir al final de la construcción.

$$\Delta h = 0,001 * H^{\frac{3}{2}}$$

$$\Delta h = 0,001 * (24,40 + 17)^{\frac{3}{2}} = 0,27m$$

El asentamiento de la presa ocasionado por un sismo requiere establecer previamente la magnitud Richter. Para el presente caso se asume $M = 6,5$

Se evalúa el ESI con la ecuación (5.57)

$$ESI = 0,4(6,5 - 4,5)^3 = 3,2$$

En la figura 5.53, con un ángulo de fricción $\varphi = 32^\circ$ se tiene que $\Delta H/H$ es 1,5‰, a partir de lo cual, $\Delta H = 0,0015 (24,4 + 17) = 0,06$ m.

Del resultado se infiere que se deberían tomar ligeras medidas para aumentar la seguridad de la presa ante un sismo.

Con los resultados de los cálculos se procede a elaborar las representaciones gráficas del diseño, que no se han incluido en este documento.

CAPÍTULO VI

Foto: Dmitriy Chistoprudov



CONCEPTOS BÁSICOS DE CENTRALES HIDROELÉCTRICAS

6.1 INTRODUCCIÓN

La masa de agua que fluye por el cauce de un río, desde su inicio hasta el final, realiza un trabajo, ya que en su sección inicial tiene energía potencial y cinética. Cuanto mayor sea la diferencia de niveles H , determinada con base en la inclinación del cauce α , figura 6.1 y más grande es el caudal, mayor será la cantidad de energía que posee; a esta energía se le conoce como energía hidráulica, en tanto que, al total de la energía del río, o de la cuenca, se la denomina recurso hidroenergético.

En condiciones naturales, la energía hidráulica de un río se consume en la fricción entre las mismas partículas del agua, el rozamiento con las paredes del cauce y vencer los obstáculos existentes en su trayectoria. El trabajo que realiza un río se manifiesta en la erosión que producen en el cauce; el transporte de sedimentos en suspensión; el arrastre por el fondo de las partículas de diferente tamaño; y, en el cambio morfológico del cauce.

Si se considera el tramo de un río, entre las secciones 1-1 y 2-2 de la figura 6.1, que tiene una longitud L ; pendiente $i = \text{sen}\alpha$; desnivel o caída H ; un área A de sección del flujo; una velocidad v y un caudal Q . En el transcurso de un segundo, toda la masa, de entre estas dos secciones, se desplaza a la posición 1'-1' y 2'-2', ubicada a una distancia, respecto del inicio $dL = v \cdot 1$, con lo que, realizaría un trabajo en dirección de la fuerza de gravedad, igual a:

$$T = \rho g L A v \text{sen}\alpha$$

Como se conoce que, $A = Q/v$ y $L \cdot \text{sen}\alpha = H$, se tiene que:

$$T = \rho g Q H$$

El trabajo del agua se lo realizó en el tiempo de un segundo, este valor corresponderá a la potencia del flujo, en el tramo analizado, expresado en Vatios (W), y que es igual:

$$P = \rho g Q H \tag{6.1}$$

Donde: H es la caída o altura bruta. Si consideramos que la densidad del agua es $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ y la gravedad, en forma aproximada, $9,8 \text{ m/s}^2$, se tiene que la potencia en kilovatios (kW) es:

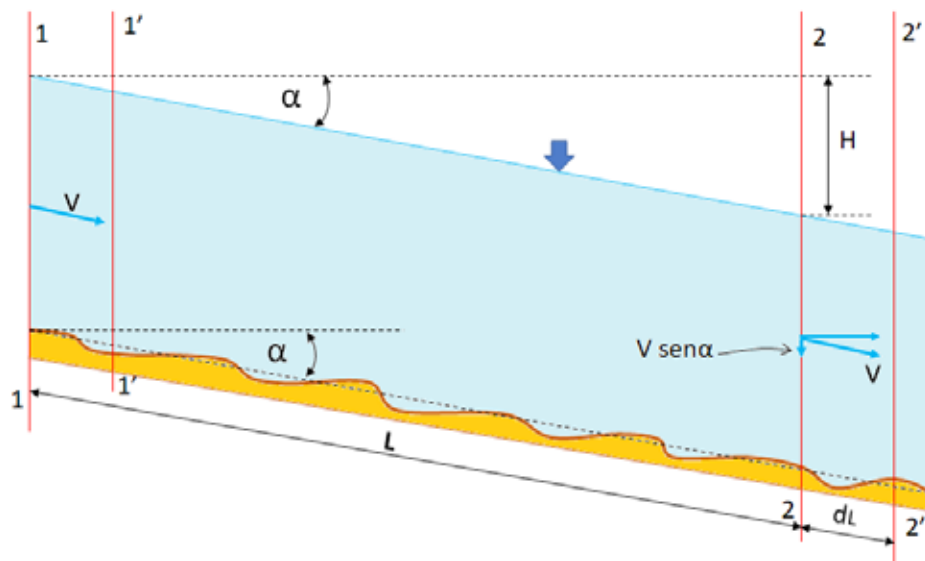


Figura 6.1 Esquema para la determinación de la energía de un río

$$P=9,8QH \quad (6.2)$$

El trabajo también se lo puede expresar como el producto de la potencia por el tiempo en el que esta se ejerce y se lo expresa, generalmente, en kilovatios hora (kWh):

$$E=9,8QH \cdot T \quad (6.3)$$

Si se conoce el volumen de agua V , que pasa por un río en el tiempo T , la cantidad de energía (kWh) que, teóricamente, se puede extraer de un río es:

$$E = \frac{9,8}{3600} VH = \frac{VH}{368} \quad (6.4)$$

Una de las formas de utilizar la energía disponible en un tramo de río es mediante la construcción de una central hidroeléctrica, que es una instalación en la que la energía hidráulica se transforma en energía eléctrica.

En este proceso de transformación de la energía hidráulica a energía eléctrica se producen pérdidas a las cuales, de acuerdo con su origen, pasan a denominarse; hidráulicas, mecánicas y eléctricas (Subbotin, 1983).

Pérdidas hidráulicas:

- Fricción entre partículas
- Formación de vórtices
- Fricción del agua con las paredes de la conducción
- Pérdidas en accesorios, y
- Otras

Pérdidas mecánicas:

- Fricción en todos los rodamientos de la turbina, que depende del diámetro
- Pérdidas en engranajes
- Fricción en el generador, que depende de la potencia, y
- Otras

Pérdidas eléctricas:

- Calentamiento en el generador (estator)
- Calentamiento en el transformador
- Sistema de transmisión, y
- Otras

A todas estas pérdidas se las considera y toma en cuenta mediante los coeficientes de rendimiento hidráulico η_H , de turbina η_T y de generador η_G . En consecuencia, la potencia de una central hidroeléctrica se la puede expresar como:

$$P=9,8\eta_H \eta_T \eta_G QH$$

Al producto de $\eta_H * H = H_n$ se le denomina altura o caída neta, figura 6.2. En las pequeñas centrales hidroeléctricas $\eta_H = 0,9$ a $0,95$ (IDAE, 2006), mientras que en las grandes centrales depende del tipo y de varias condiciones hidráulicas, por lo que se requiere de un estudio pormenorizado.

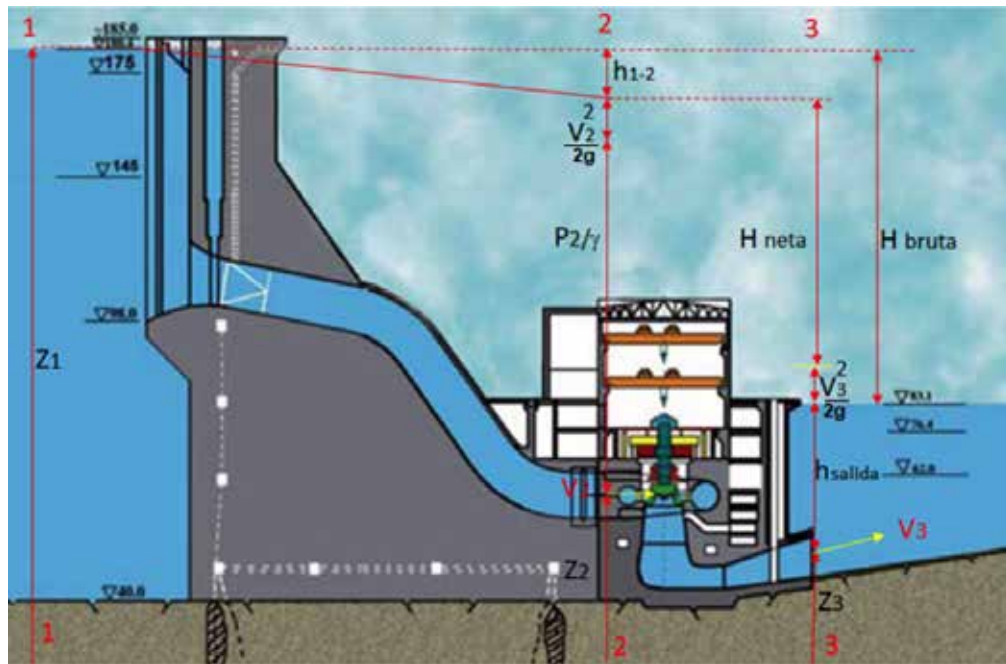


Figura 6.2 Esquema de energías en una central hidroeléctrica

De esta forma la ecuación de potencia se escribe:

$$P=9,8\eta_T \eta_G QH_n \quad (6.5)$$

El coeficiente $\eta_T = 0,86$ a $0,88$ para turbinas grandes (Obrezkov, 1981).

El coeficiente $\eta_G = 0,92$ a $0,98$ para grandes generadores (Obrezkov, 1981).

Para un cálculo aproximado, de dimensionamiento básico, se recomienda utilizar $\eta_T \eta_G = 0,75$ a $0,85$.

La potencia media de una central hidroeléctrica se la calcula con la ecuación (6.6) con las magnitudes del caudal medio y caída media disponibles.

La capacidad instalada (García, 2014) “de una central hidroeléctrica es la potencia total de los generadores, operando en condiciones de diseño (potencia máxima o “placa” proporcionada por el fabricante)”.

De los mismos autores (García, 2014), “el factor de planta es la razón que existe entre la potencia media y la capacidad instalada”. Donde esta relación puede ser bastante baja, del orden de $0,25$ o menos, lo que significa que la central hidroeléctrica en un promedio del 75% de los casos no utiliza toda su capacidad instalada. De acuerdo con CELEC (2017) en el Ecuador se construyen los proyectos con un factor de planta igual a $0,65$; en la práctica en el año 2016, el factor de planta de las centrales eléctricas, incluidas las térmicas y otras, fue de $0,36$ (ARCE, 2016).

Para el año 2017, de acuerdo con Pacheco (2017), el Ecuador apenas utiliza el 52% de la potencia instalada en las centrales hidroeléctricas debido a la baja demanda de los potenciales usuarios.

Alrededor del mundo se construye permanentemente centrales hidroeléctricas, por considerarse que ellas son las de mayor rendimiento, más ecológicas y de menor riesgo, comparadas con las térmicas y nucleares.

En este contexto en el 2012, China inauguró la central hidroeléctrica de mayor potencia instalada en el mundo, llamada “Tres Gargantas”, de 22.500 MW, figura 6.2, que aprovecha el recurso hídrico del Río Yangtsé, mediante la construcción de una presa de 185 m de altura, una longitud de la corona de 2335 m y un volumen del embalse de 39,3 km³.

La segunda central hidroeléctrica de mayor potencia es la de Itaipú, en la frontera a Brasil - Paraguay en el Río Paraná, con una potencia instalada de 14.000 MW, mediante la construcción de una presa de 196 m de altura, una longitud de la corona de 7744 m y un volumen del embalse de 29 km³.

En tercer lugar, aparece la central hidroeléctrica El Guri, Venezuela, con una potencia instalada de 10.235 MW en el Río Caroní; tiene una presa de 162 m de altura, con una longitud de la corona de 1.300 m y un volumen del embalse de 135 km³, que le ubica por volumen en el séptimo lugar en el mundo.

Este listado de proyectos hidroeléctricos instalados en el mundo podría extenderse y quedar rápidamente obsoleto, porque todos los años aparecen nuevos.

6.2 RECURSOS HÍDRICOS DEL ECUADOR

En el Ecuador los ríos constituyen la mayor fuente de agua dulce, aunque estos, cerca de las poblaciones se encuentran altamente contaminados. “Las mayores fuentes de contaminación son la agricultura comercial, plantas manufactureras, actividades mineras y operaciones de petróleo” (Buckalew, 1998).

La disponibilidad de agua en el Ecuador, en el año 2017, es de aproximadamente 29.000 m³ por habitante, debiendo señalar que esta distribución no es equitativa entre todas las regiones del país, a partir de que las zonas menos pobladas disponen de un mayor volumen que las más pobladas.

Lo anterior es la causa principal de que los proyectos hidroeléctricos se encuentren alejados de las zonas urbanas y que los de mayor potencia instalada se encuentren en las cuencas de los ríos de la cuenca Amazónica. Las principales centrales hidroeléctricas, con una potencia instalada mayor de 50 MW, aparecen en la tabla 6.1.

En el Ecuador, el potencial energético de posibles aprovechamientos hidráulicos es muy alto. A parte de los construidos, existe una carpeta con proyectos de varias centrales hidroeléctricas, lo que confirma su potencial y las grandes posibilidades de desarrollo industrial. En la tabla 6.2 se presentan 15 proyectos que, en su mayoría fueron esbozados por el antiguo INECEL y que, algunos de los cuales, se encuentran actualmente en la fase de estudios (CELEC, 2017).

Tabla 6.1 Principales centrales hidroeléctricas del Ecuador

CENTRAL HIDROELÉCTRICA	POTENCIA (MW)	TURBINA
COCA - CODO SICLAIR	1.500	Pelton
PAUTE (MOLINO)	1.075	Pelton
SOPLADORA	487	Francis
MINAS - SAN FRANCISCO	275	Pelton
TOACHI-PILATON	228	Francis
DAULE PERIPA	213	Francis
MAZAR	194	Francis
AGOYAN	156	Francis
PUCARÁ (PISAYAMBO)	73	Pelton
MANDURIACU	66	Kaplan
QUIJOS	50	Francis

Tabla 6.2 Proyectos hidroeléctricos del Ecuador

No.	Proyecto	Río	Potencia (MW)	Sistema hidrográfico	Caudal (m ³ /s)	Caída bruta (m)	Altura de la presa (m)
1	Verdeyacu Chico	Verdeyacu	1.173	Napo	289	503	204
2	Naiza	Namangoza	1.039	Santiago	916	143	148
3	Zamora San Juan Bosco	Zamora	1.028	Santiago	172	157	164
4	Zamora Salto 3	Zamora	1.015	Santiago	n/d	n/d	n/d
5	Zamora Salto 1	Zamora	924	Santiago	n/d	n/d	n/d
6	Zamora Salto 2	Zamora	917	Santiago	n/d	n/d	n/d
7	San Antonio	Zamora	760	Santiago	872,3	108	85
8	Gualaquiza	Zamora	661	Santiago	541	190	167
9	Catachi	Mulatos	748	Napo	203,3	452	150
10	San Miguel	Zamora	686	Santiago	835,4	104	112
11	Cedroyacu	Chalupas	270	Napo	42,6	770	10
12	El Retorno	Zamora	261	Santiago	49,5	649	150
13	Lligua - Muyo	Pastaza, Muyo	170	Pastaza	110	196	40
14	Marcabelí	Puyango	163	Puyango	70	352	170
15	Parambas	Mira	145	Mira	93,8	203	27

6.3 ESQUEMAS DE APROVECHAMIENTO HÍDRICO

La condición ideal para aprovechar la energía hidráulica ocurre cuando en una corta trayectoria de un río se concentra el mayor desnivel posible; esto explica la razón por la que, la central del proyecto Agoyán está ubicada después de la cascada ídem de 40 m de altura en el Río Pastaza, o que el Proyecto Coca Codo se construyó después de la cascada de San Rafael, de 150 m de altura.

No son muchos los casos en los que la naturaleza presenta ideales diferencias de nivel, por lo que, para generar una significativa caída en un cauce, se tiene que buscar la posibilidad de que se acorte la trayectoria del flujo en forma artificial, para concentrar la caída en el tramo más corto posible y así generar más energía. Esta estrategia es posible materializarla mediante algunos esquemas de diseño de centrales hidroeléctricas, que se describen a continuación.

6.3.1 Mediante la construcción de una presa

Se puede originar una caída, o carga, artificialmente mediante la construcción de una presa que, a su vez, permite el almacenamiento de un cierto volumen de agua que asegure su funcionamiento por cierto tiempo. Bajo esta consideración, la primera posibilidad es que la casa de máquinas se la construya al pie de la presa, como en el caso de la central del proyecto Manduriacu, figuras 1.8 y 6.4. En la figura 6.3 se observa la casa de máquinas y los aliviaderos de la central Krasnayarskaya en Rusia.



Figura 6.3 Casa de máquinas al pie de presa. Krasnyarscaya, Rusia. Fuente: Stepanov (2011)

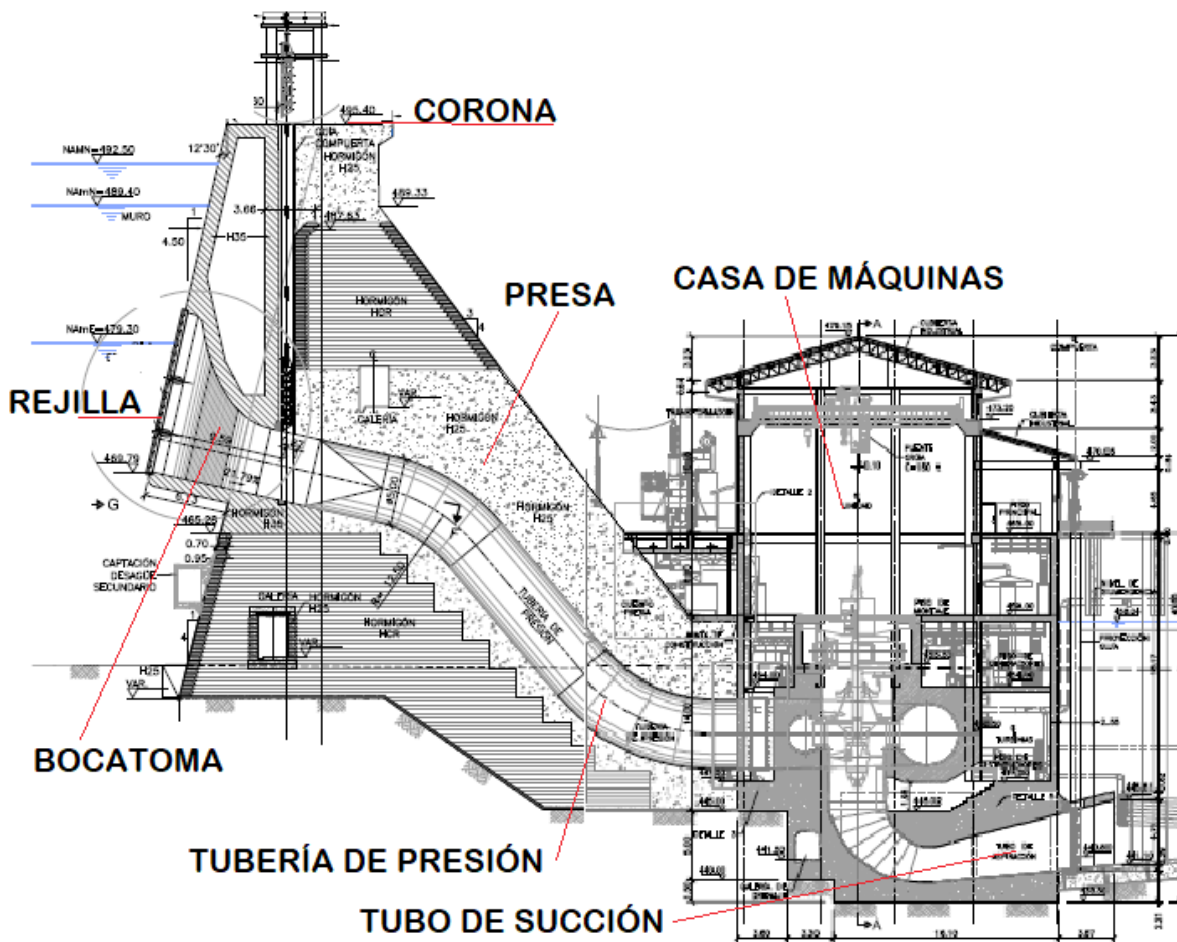


Figura 6.4 Elementos de una casa de máquinas al pie de presa. Fuente: CELEC (2015)

La ventaja de este esquema consiste en que, dentro de un tramo bastante corto las pérdidas hidráulicas son mínimas y, por lo tanto, se puede aprovechar al máximo la caída generada por la presa. Este esquema se lo utiliza en sitios donde la pendiente del cauce natural es pequeña. En la figura 6.4 se observa el diseño de la bocatoma, la tubería de presión y de la casa de máquinas al pie de la presa de la central Manduriacu.

6.3.2 Mediante derivación

En esta alternativa de diseño, la concentración de la carga se consigue mediante la conducción del agua a gravedad, a través de un cauce artificial, que tiene una pendiente longitudinal menor a la del cauce natural. Esquemáticamente se lo puede apreciar en la figura 6.5.

En este tipo de diseño se destacan los siguientes elementos: la obra de toma, el desarenador, el canal de conducción, el embalse de regulación (generalmente diaria), la tubería de presión, la casa de máquinas y el sistema de descarga, mediante el cual el agua regresa al cauce natural. En el caso que los caudales superen las necesidades de la central, se los evacúa mediante vertederos de pequeña altura, denominados azudes.

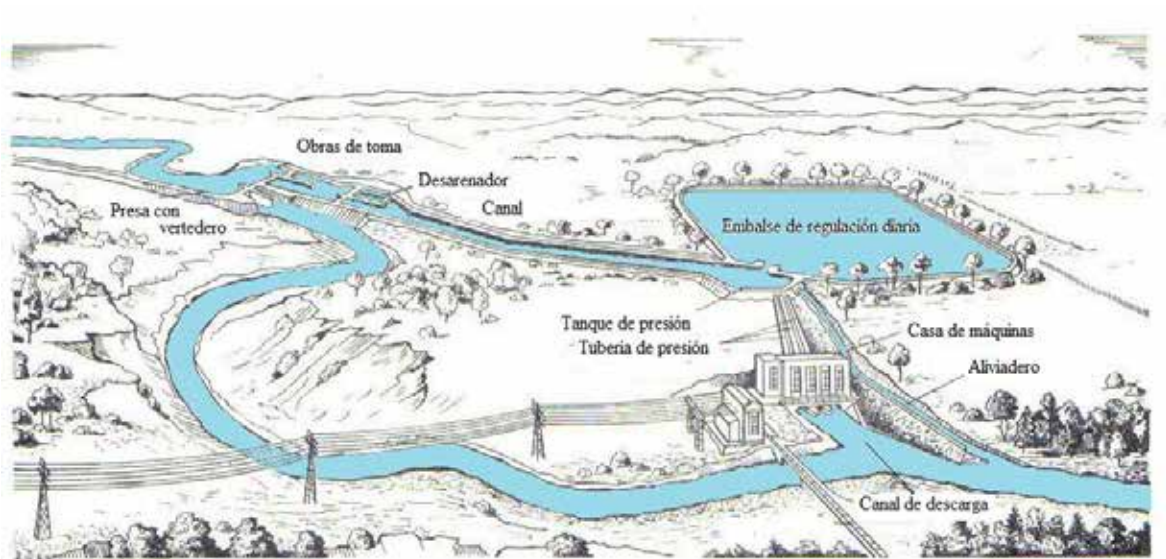


Figura 6.5 Esquema de derivación mediante canal. Fuente: Gubin (1980)

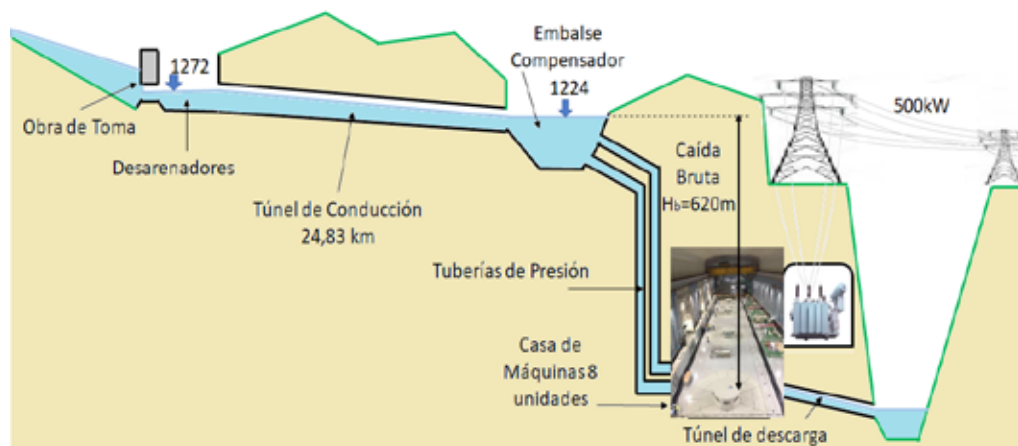


Figura 6.6 Esquema de derivación del proyecto CCS

El Proyecto Coca Codo Sinclair tiene este esquema de funcionamiento, con la variante que la conducción, desde la obra de toma hasta el embalse de regulación (compensador), se lo hace a través de un túnel de 24,8 km de longitud y 8,2 m de diámetro, en el que el flujo se desplaza a gravedad. En la figura, 6.6 se pueden observar el esquema las diferentes obras de este proyecto.

6.3.3 Sistema mixto (presa-derivación)

El sistema mixto, que incluye; una presa para almacenamiento y generación de carga; y, la conducción hasta la casa de máquinas, ubicada a cierta distancia de la obra de toma, mediante un túnel con flujo a presión, como se esquematiza en la figura 6.7.

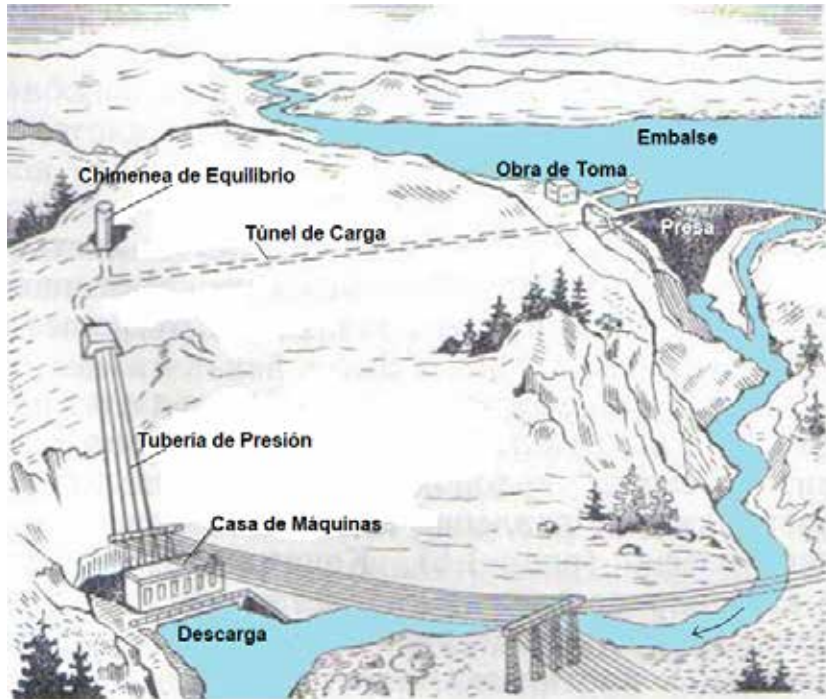


Figura 6.7 Esquema de derivación del flujo con presa. Fuente: Gubin (1980)

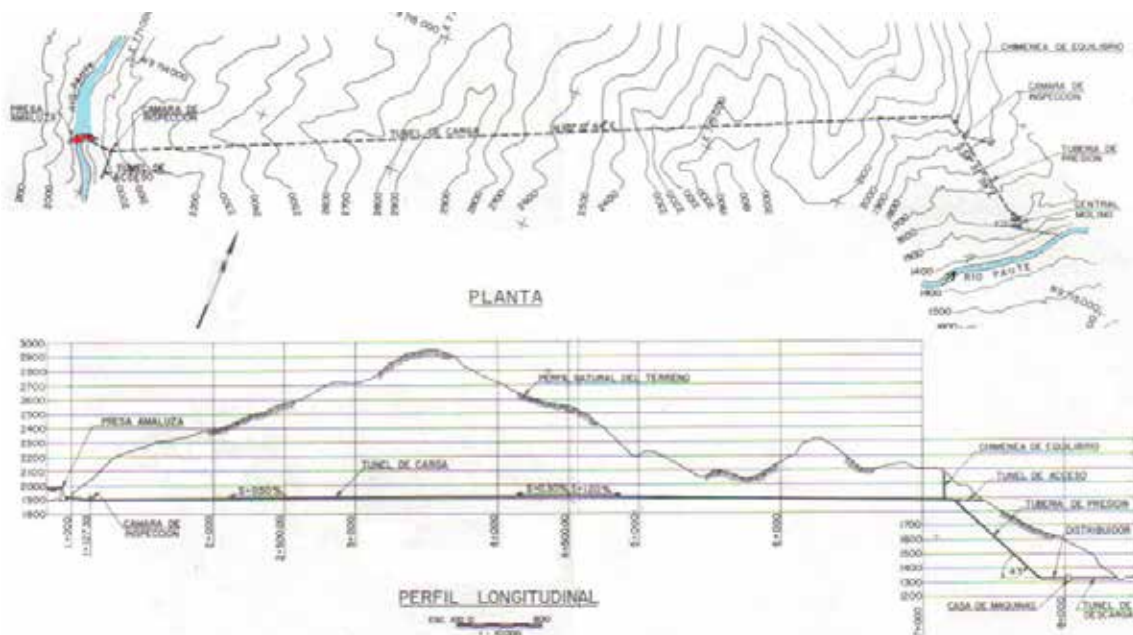


Figura 6.8 Vista en planta y perfil longitudinal del proyecto Paute. Fuente: INECCEL (1979)

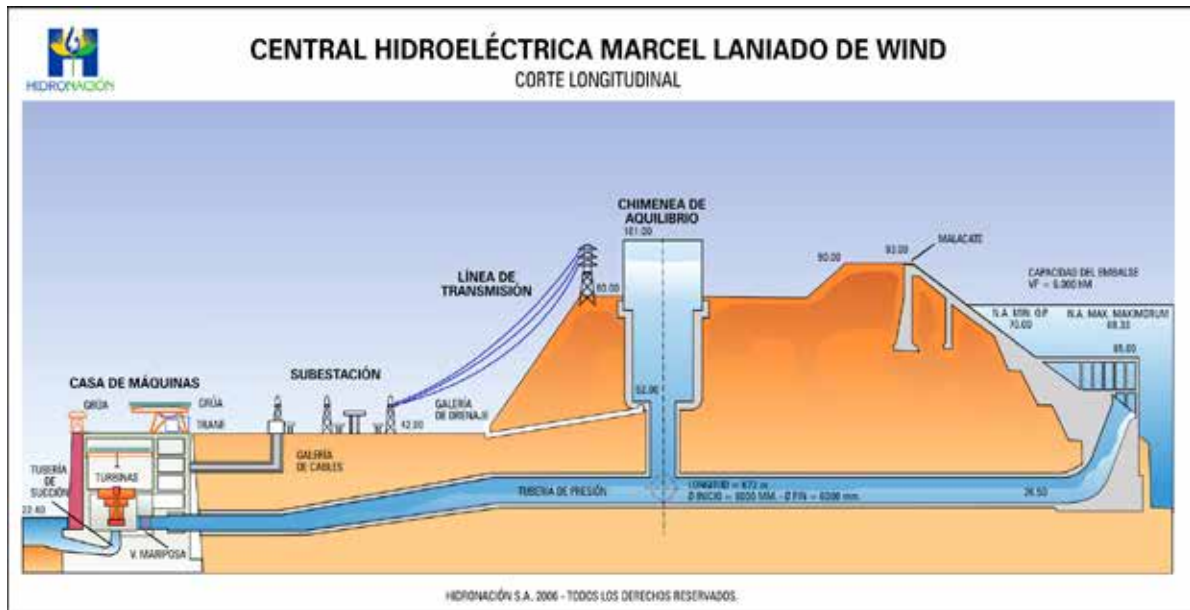


Figura 6.9 Central del proyecto Daule Peripa. Fuente: HIDRONACIÓN (2008)

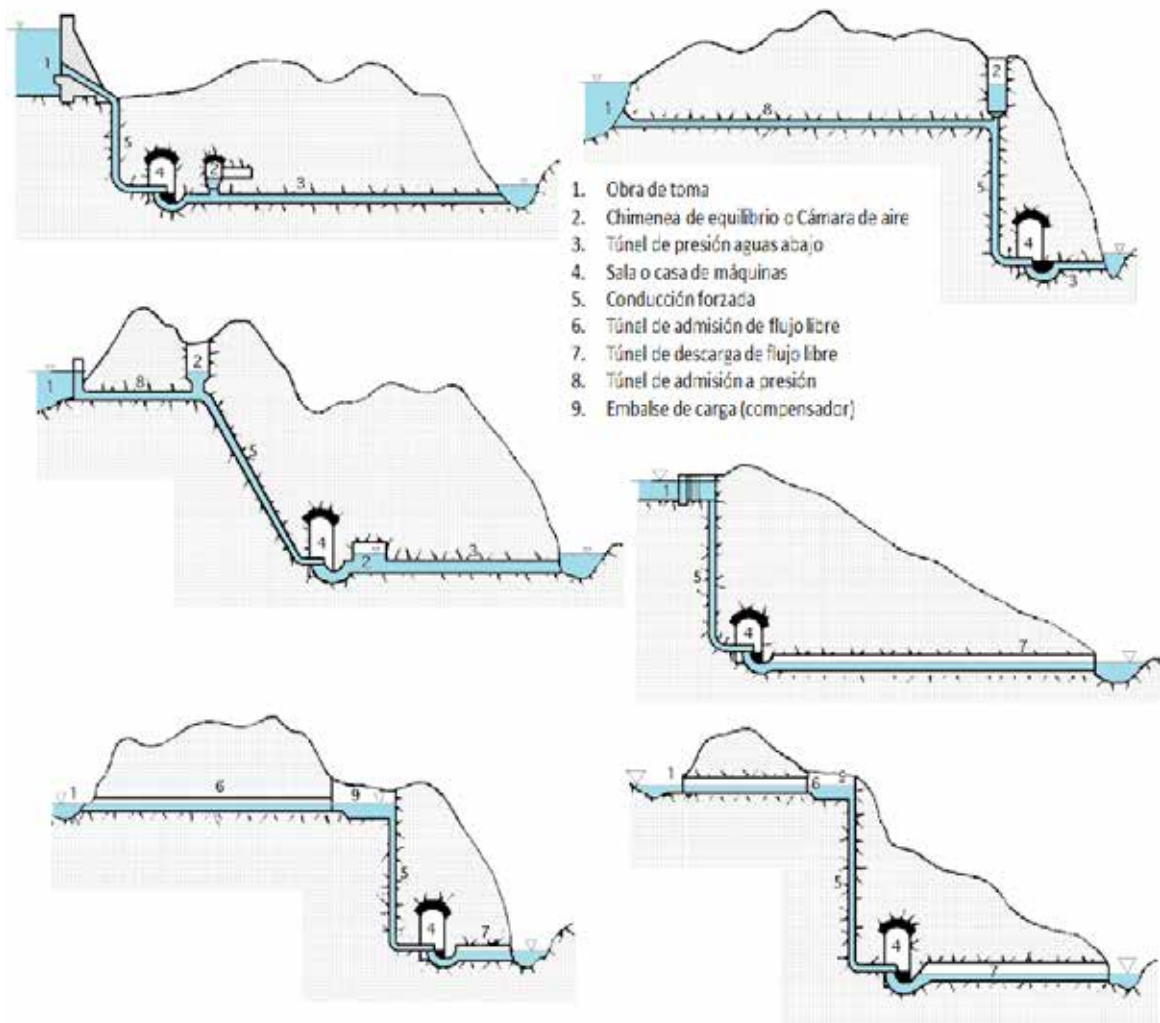


Figura 6.10 Posibles ubicaciones de las obras de una central hidroeléctrica. Fuente: Fernández (2017)

Este es el esquema con el que funcionan algunas centrales hidroeléctricas del Ecuador, destacándose por su importancia el proyecto Paute, que cuenta con la presa más alta del País, 170 m de altura, construida de hormigón en arco gravedad. La obra de toma está ubicada en la presa Daniel Palacios desde donde se conduce el agua hasta la central Molino, que es una casa de máquinas subterránea, de 23 m de ancho y 42 m de altura, mediante un túnel de 8 km de largo y 5 m de diámetro. El esquema original del proyecto aparece en la figura 6.8.

Un esquema similar, pero con un túnel más corto, es el de la central del proyecto Daule Peripa, figura 6.9, en la que el túnel tiene 672 m y la central prácticamente ubicada al pie de la presa.

Estas variaciones observadas en los proyectos confirman que existen múltiples alternativas de diseño respecto a la ubicación de la casa de máquinas, lo que obliga a analizar con cuidado la selección que resulte técnica y económicamente más favorable. En la figura 6.10 aparecen algunas de las opciones propuestas por Fernández (2017), que se las puede considerar para la ubicación de las diferentes obras de una central hidroeléctrica. En las tres primeras imágenes, las alternativas contemplan tuberías de admisión forzadas (a presión); mientras, en las restantes se tiene que el flujo de admisión es libre en parte de su trayectoria, de tal forma que se puede evitar la construcción de una chimenea de equilibrio.

6.4 ELEMENTOS DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA

En una central hidroeléctrica existen varios elementos electromecánicos que se los encuentra integrados con las turbinas:

- **Carcasa o caracol**, figura 6.11, “Según las dimensiones de la turbina se construyen de acero, concreto armado solo o con camisa de acero. Su función principal es la de transformar la energía de presión en energía cinética y cubrir las partes internas de la turbina como el distribuidor y el rodete” (García, 2014). Las turbinas Pelton tiene carcasa, pero no en forma de caracol.
- **Distribuidor**. Antes que el agua pase por el rodete de una turbina, existen unos álabes móviles para direccionar el agua hacia el “rodete con un mínimo de pérdidas y transforman la energía de presión en energía cinética. Esto permite aumentar o reducir el caudal Q de entrada de acuerdo con la demanda de



Figura 6.11 Carcasa o Caracol de turbina Francis

potencia” (García, 2014). En las turbinas Pelton, los distribuidores son remplazados por los inyectoros, en un número máximo de seis.

- **Rodete.** “Es el elemento principal de la turbina, donde se transforma la energía cinética en energía mecánica” (García, 2014) y su tipo depende del caudal y caída que se disponga.
- **Tubo de aspiración o succión,** figura 6.13. Es una estructura cónica ubicada después del rodete y es la que permite unir la descarga de agua de la turbina con el ducto o canal de salida de la central. “Se le llama tubo de aspiración porque crea una depresión a la salida del rodete y tiene dos funciones principales, la primera recuperar la energía cinética del agua y la segunda transformarla en energía de presión y posición” (García, 2014). Se los construye de acero u hormigón armado, o ambos a la vez, debido a las presiones negativas que están presentes, y que el diseño los tiene que limitar hasta cierto valor, de ahí su nombre tubo de succión.

6.5 PRINCIPALES TIPOS DE TURBINAS

Si se conoce la carga neta y el caudal de diseño, se puede seleccionar el tipo de turbina que mejor se adapte para cada proyecto, a partir de que cada tipo de turbina es más eficiente dentro de un determinado rango de trabajo, de la carga y el caudal de diseño.

A las turbinas se las clasifica de acuerdo con el tipo de interacción con el agua en activas y reactivas (Shevelev, 1976) y (Pashkov, 1985) Entre las activas están las turbinas Pelton y Michell- Banky y, entre las reactivas, las Francis y Kaplan.

Se debe indicar que, en cada central hidroeléctrica se instalan al menos dos unidades, para garantizar el funcionamiento de por lo menos una turbina, dado el caso de que se requiera el mantenimiento de una de ellas.

6.5.1 Turbina Pelton

En la figura 6.12, se presenta un esquema de una turbina Pelton en el que resalta su semejanza con una rueda hidráulica, parecida a la que utilizaban los antiguos molinos. La interacción con el chorro de agua se

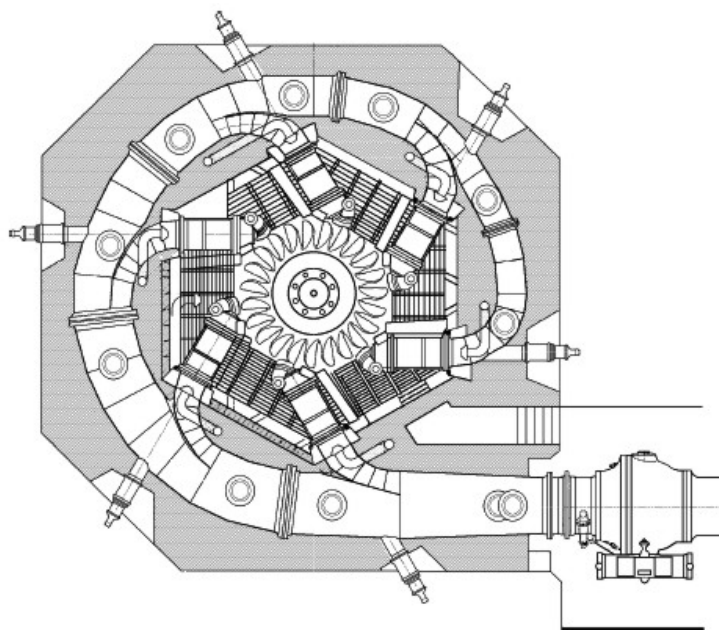


Figura 6.12 Vista en planta de una turbina Pelton con 6 inyectoros. Fuente: sapiensman.com (2015)

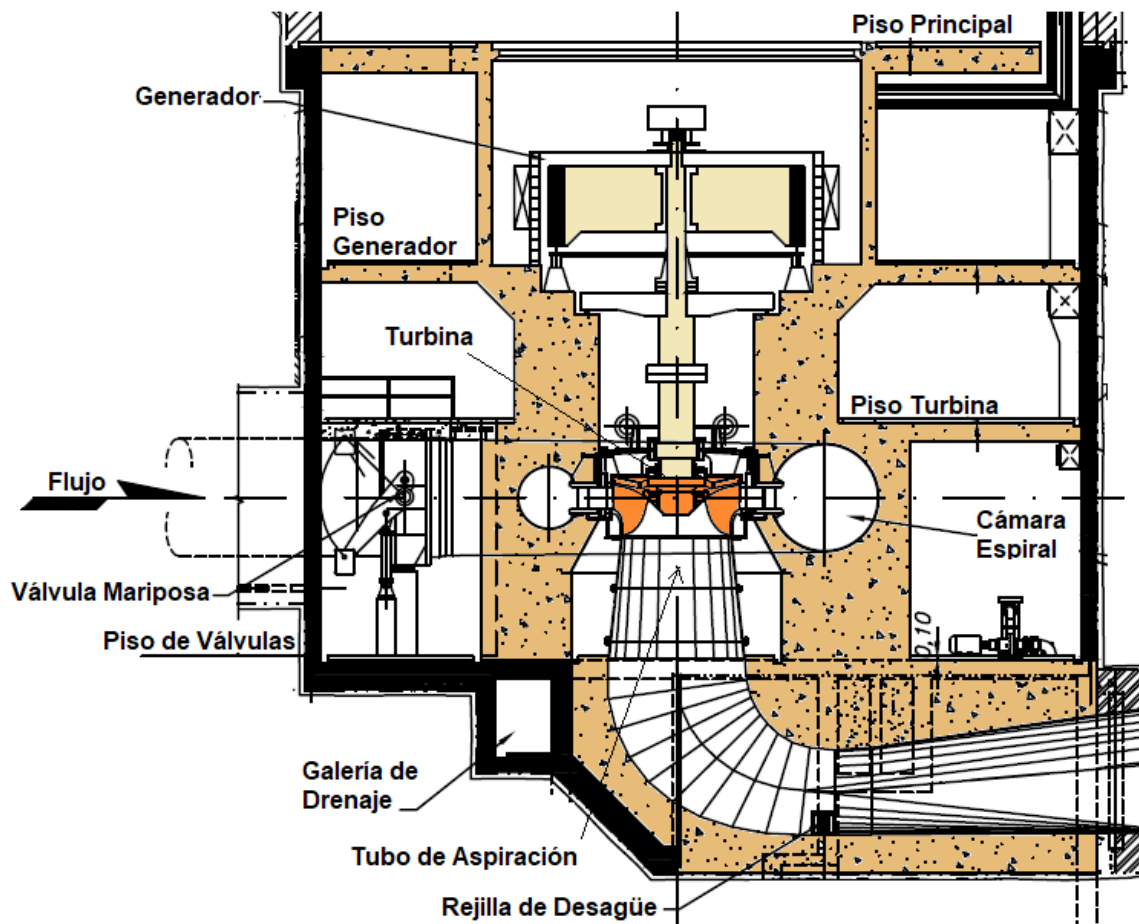


Figura 6.13 Corte de una casa de máquinas con turbina Francis



Figura 6.14 Turbina Francis de flujo radial axial. Fuente: TECNOLOGÍA INDUSTRIAL (2015)

produce mediante unos álabes, con forma de cuchara, que optimizan el choque de la energía cinética del flujo y permiten que el agua salga de la rueda, prácticamente en una dirección contraria a la de su ingreso.

Las turbinas Pelton son muy versátiles, ya que se utilizan prácticamente para cualquier caudal y con cargas de 60 m a 1500 m (sapiensman.com, 2015). Las turbinas pueden trabajar con un solo inyector, pero se recomienda que sean mejor dos o más para mantener el equilibrio dinámico de la rueda.

En la tabla 6.1 se puede apreciar cuáles centrales hidroeléctricas del Ecuador están equipadas con turbinas Pelton.

6.5.2 Turbina Francis

Este tipo de turbina se caracterizan porque todo su cuerpo se encuentra sumergido en el agua y el flujo ingresa en dirección radial y sale en sentido axial respecto al eje de la turbina. En la figura 6.13 se presenta el corte de una casa de máquinas con una turbina Francis instalada. La rotación de la turbina puede ser horizontal o vertical. Los caudales para los que se utiliza este tipo de turbinas varían desde uno a varios cientos de metros cúbicos por segundo, en tanto que las cargas recomendables van desde 15 a 300 m.

Según Fernández (2017) a las turbinas Francis se las clasifica en función de la velocidad específica del rotor y la altura de la carga:

- Francis lentas, para alturas $H > 200$ m y velocidades de entre 50 y 100 rpm.
- Francis normales, para alturas $20 \text{ m} \leq H \leq 200$ m y velocidades de entre 125 y 200 rpm.
- Francis rápidas, para alturas $H < 20$ m y velocidades de entre 225 y 500 rpm.

Los rodetes de las turbinas Francis forman un solo cuerpo, como se observa en la figura 6.14, y tienen diámetros bastante considerables; por ejemplo, el diámetro de la turbina Francis rápida del proyecto Mazar es de 3,5 m.

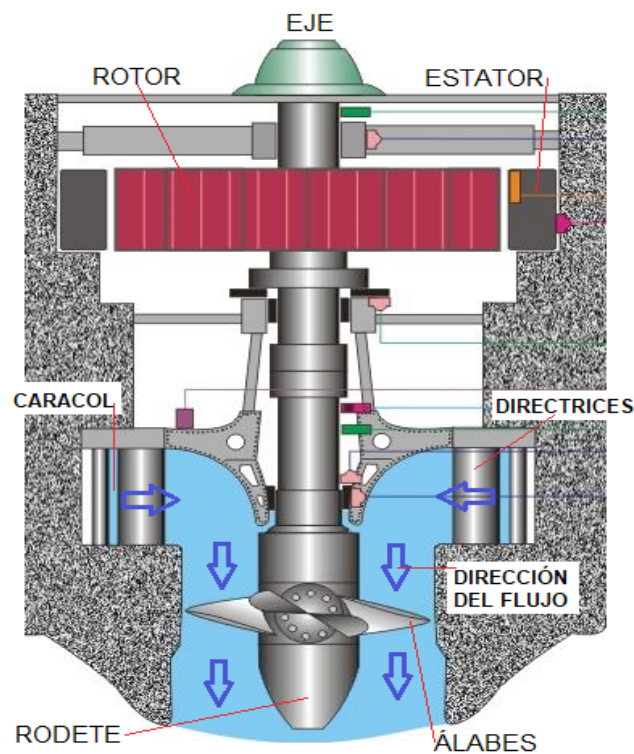


Figura 6.15 Corte de una turbina Kaplan. Fuente: Hacker (2015)

6.5.3 Turbinas Kaplan

A diferencia de las anteriores este tipo de turbinas, debido a su estructura mecánica, permite regular los álabes y las directrices, con lo que se facilita una mejor adaptación a las variaciones de caudal y de la carga. Se las utiliza en centrales con caídas de hasta 50 m y, generalmente, con grandes caudales.

En las turbinas Kaplan el flujo es axial porque entran y salen en el mismo sentido, siendo esta la razón por la que los rodetes son distintos a los de las turbinas Francis y por lo que, en la mayoría de los casos, el eje de rotación es vertical.



Figura 6.16 Turbinas Kaplan antes del montaje. Fuente: GLOBAL Hydro (2017)

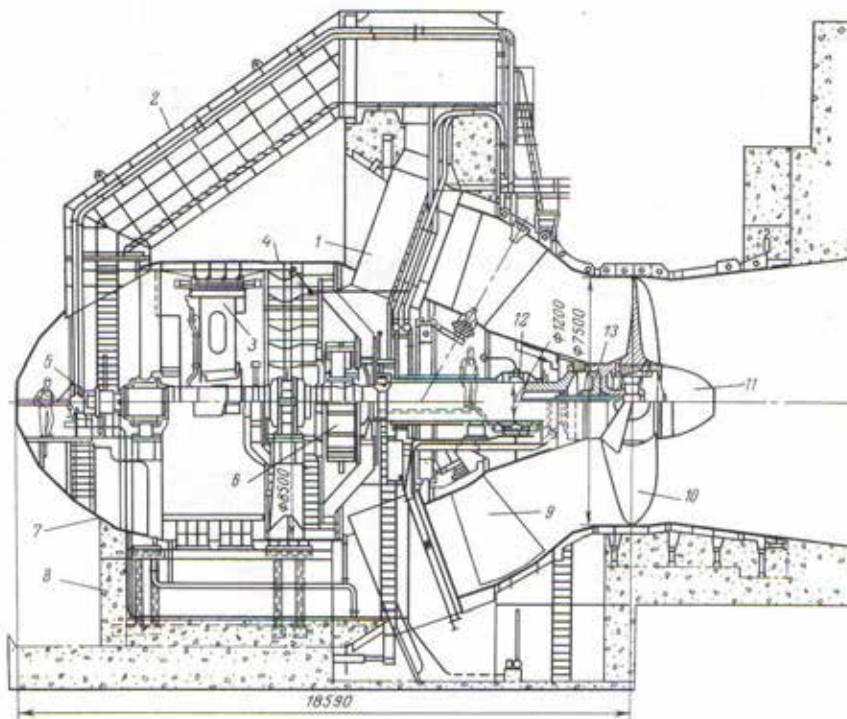


Figura 6.17 Turbina Kaplan tipo bulbo. Fuente: Gubin (1980)

Una de las características de este tipo de turbinas es que el caracol o distribuidor de caudal está ubicado sobre los álabes o paletas del rotor, para que el flujo sea axial, figura 6.15. En la Figura 6.16 se aprecia su forma exterior y las grandes dimensiones que pueden alcanzar.

El proyecto Manduriacu está equipado con dos turbinas Kaplan de eje vertical y caracol de acero, cada una con un caudal de $105 \text{ m}^3/\text{s}$, una potencia de $32,84 \text{ MW}$, de 33 m de altura neta de diseño, velocidad de 200 rpm y $3,90 \text{ m}$ de diámetro del rodete.

Existen centrales hidroeléctricas de poca carga y grandes caudales que utilizan turbinas Kaplan de eje horizontal, a las que se les conoce como turbinas tipo bulbo, que tiene la particularidad de que todo el sistema de generación está alojado en el interior del cuerpo, tal como aparece en la figura 6.17. Se las puede instalar, también, en centrales mareomotrices ya que pueden trabajar en los dos sentidos del flujo. Las turbinas tipo bulbo recomiendan utilizarlas para cargas de hasta 20 m ; tienen mayor capacidad de paso del flujo por su configuración alargada y generan un ahorro económico inicial de hasta el 20% con respecto a otras alternativas de turbina (Gubin, 1980).

6.5.4 Turbinas Michell-Banky

Existen otros tipos de turbinas, que se las utiliza en pequeñas centrales hidroeléctricas, denominadas Michell- Banky. El nombre se debe a sus inventores y es, básicamente, una modificación de la rueda hidráulica, por lo que también se las conoce como turbinas de flujo cruzado o turbinas Ossberger. El uso de estas turbinas en pequeñas centrales se debe a su facilidad para el diseño y construcción, ya que prácticamente se la puede elaborar de manera artesanal. En la figura 6.18 se observa en forma esquemática, las partes de una turbina Michell Banky.

De acuerdo con ESHA (2006) las principales características técnicas de las turbinas Michell- Banky son las siguientes:

- El rango de la velocidad de giro es bastante amplio, de 30 a 180 rpm .
- El diámetro del rotor varía poco con respecto al caudal de paso; el caudal con el que se las utiliza varía entre $0,2$ y $10 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Su rendimiento es bueno en pequeñas centrales hidroeléctricas porque alcanza un máximo del 87% y se mantiene casi constante al variar el caudal.
- El rango de caída es bastante amplio; de 1 a 100 m .

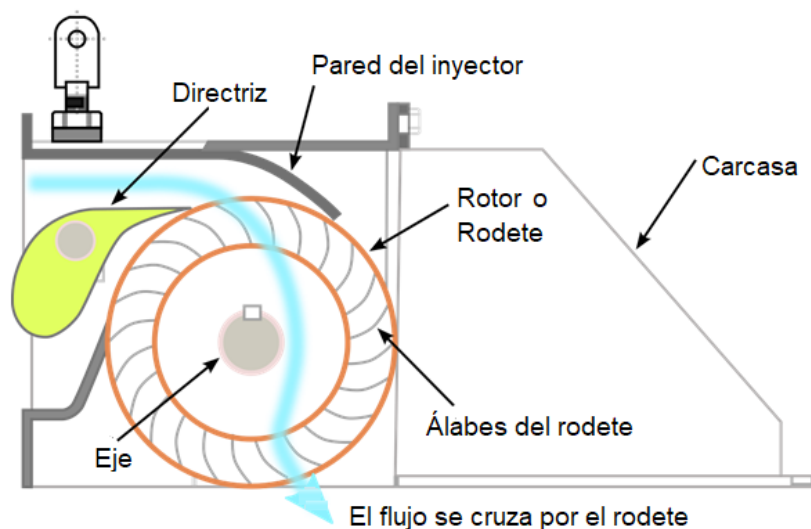


Figura 6.18 Esquema de una turbina Michell Banky. Fuente: ESHA (1998)

6.6 CLASIFICACIÓN DE LAS CENTRALES HIDROELÉCTRICAS SEGÚN SU POTENCIA

No existe un criterio unificado sobre la clasificación de las centrales hidroeléctricas en función de su potencia; así, por ejemplo, la Comunidad Europea considera que minicentrales son todas aquellas que su potencia es menor o igual a 10 MW (IDAE, 2006). Las normas rusas mantienen la misma clasificación adoptada para las presas, según su altura, el tipo de suelo y los riesgos económicos y humanos.

De acuerdo con INEA (1997) se las clasifica en: Pico centrales (0,5 a 5 kW); Microcentrales (5 a 50 kW); Minicentrales (50 a 500 kW); Pequeñas Centrales de 500 kW a 5 MW. A falta de una mayor precisión, se consideraría que las grandes son la que superan los 5 MW.

A continuación, se presenta una clasificación que se la podría aplicar para las centrales hidroeléctricas, según su potencia:

- Nano Central $P < 1 \text{ kW}$
- Pico Central $1 \text{ kW} < P < 10 \text{ kW}$
- Micro Centrales $10 \text{ kW} < P < 50 \text{ kW}$
- Minicentral $50 \text{ kW} < P < 1000 \text{ kW}$
- Pequeña Central $1 \text{ MW} < P < 5 \text{ MW}$
- Mediana Central $5 \text{ MW} < P < 50 \text{ MW}$
- Gran Central $P > 50 \text{ MW}$

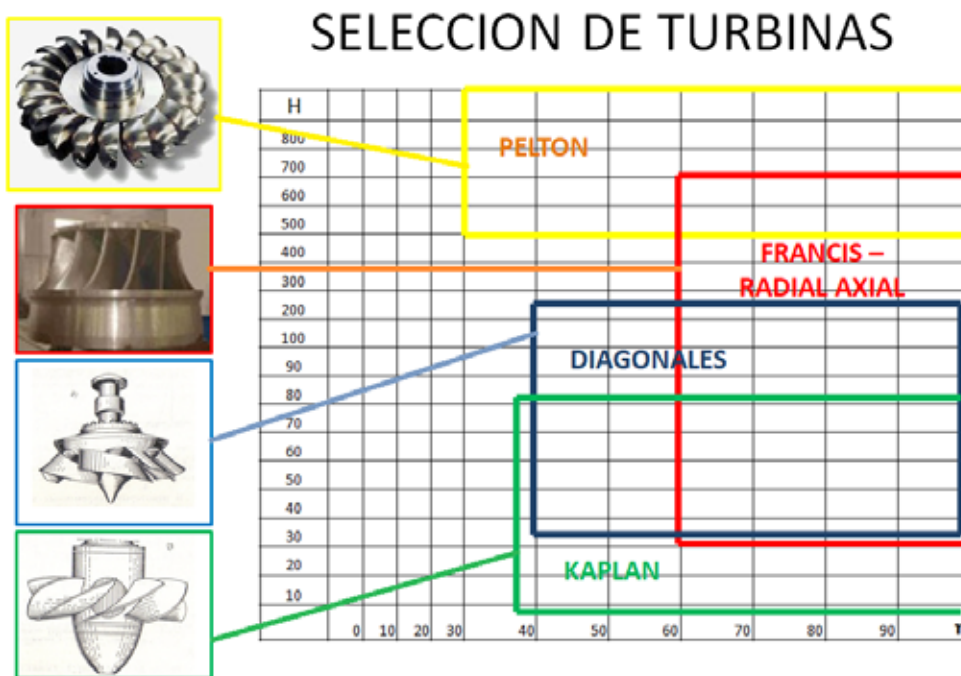


Figura 6.19 Áreas de uso óptimo de las turbinas. Fuente: Gubin (1980)

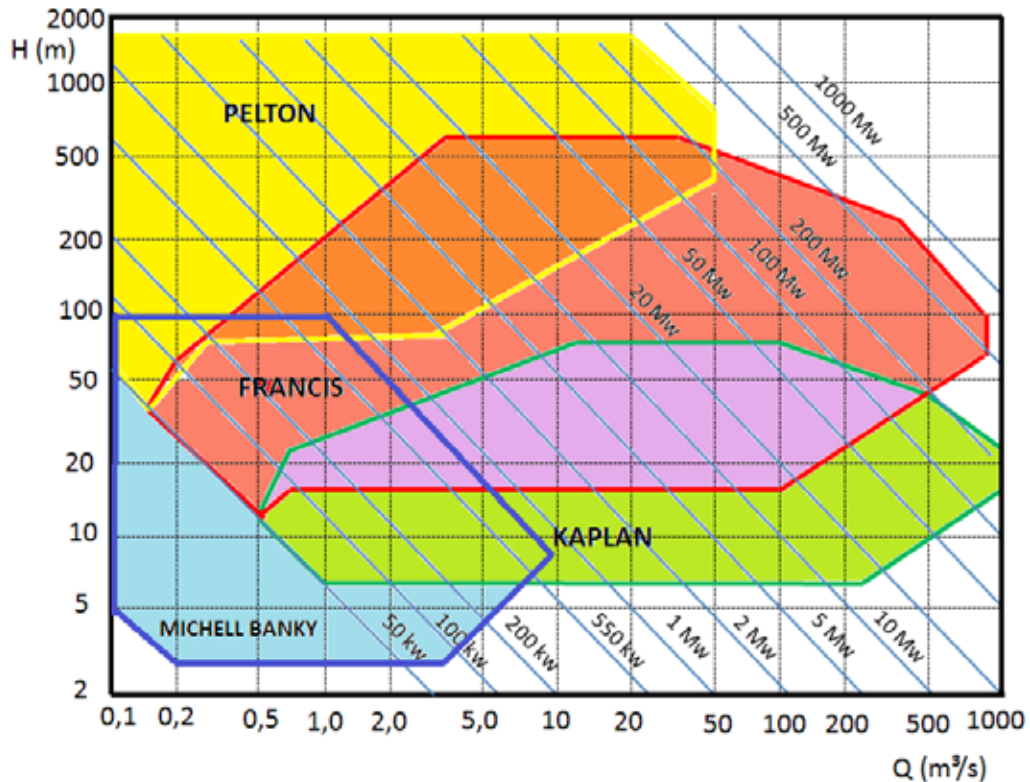


Figura 6.20 Ábaco para la selección de turbinas. Fuente: HACKER (2015)

6.7 SELECCIÓN DE LAS TURBINAS

Por ser este un tema bastante especializado, únicamente se presenta cierta información básica indispensable para la selección de las turbinas en una central hidroeléctrica. Los parámetros que intervienen son; la caída bruta o neta, el caudal, indicadores energéticos de las turbinas y la posibilidad de que estas trabajen con mejores coeficientes de rendimiento. De acuerdo con Gubin (1980), en una primera instancia se puede establecer el tipo de turbina a partir de la carga y el coeficiente de rendimiento que se espera para la turbina, figura 6.19.

En la figura 6.20 se presenta un ábaco en el que, mediante el caudal y la carga disponible, se encuentra el tipo de turbina y la potencia del equipo. Para su aplicación se debe tomar en cuenta el número de unidades que se requeriría para la central. Este ábaco se tiene una pequeña área, ubicada en la esquina inferior izquierda, que corresponde a las turbinas Michell Banky.

En el caso de que se requiera un análisis más profundo sobre la forma de selección de una turbina, se recomienda consultar la información detallada, disponible en García (2014).

6.8 DISEÑO DE CENTRALES HIDROELÉCTRICAS

Para el diseño de una central hidroeléctrica se requiere de la participación de un grupo multidisciplinario de profesionales que trabajen en equipo, siguiendo los pasos que se los resume a continuación:

- Identificación topográfica de los posibles sitios en los que se podría ubicar, con una evaluación de la caída bruta.

- Evaluación del recurso hídrico, para determinar el caudal disponible para la generación eléctrica. La manera más simple para determinar este caudal consiste en utilizar la curva de distribución de caudales, para seleccionar uno en el intervalo comprendido entre el Q_{80} y el Q_{100} (IDAE, 2006). Usualmente se escoge el Q_{80} , que es el caudal que circula por el río durante el 80% del tiempo.
- Evaluación de la energía disponible (potencia). En este caso se determinan cuáles son las posibles pérdidas hidráulicas y establecer la caída neta H_n .
- Con el valor de la caída neta, el caudal y, a través de la ecuación (6.5), se determina la potencia de la central hidroeléctrica. El IDEA (2006) recomienda tomar 0,85 como el coeficiente de rendimiento total para las PCH modernas.
- Definición preliminar de las obras hidráulicas, estructurales, civiles y otras que se requieran, con su costo.
- Definición del tipo de turbinas, equipos hidráulicos, mecánicos, eléctricos, de transmisión, etc.
- Evaluación del impacto y remediación ambiental y demás estudios que se requiera para el permiso ambiental.
- Estudio económico del proyecto y su financiamiento.
- Conocimiento de las leyes y otros requisitos indispensables para tramitar la autorización del aprovechamiento hidroeléctrico.

6.9 PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELÉCTRICAS (PCH)

En una central hidroeléctrica están siempre presentes todos los elementos que la constituyen, independientemente de su tamaño y potencia. Esto implica que; en el diseño de una pequeña central hidroeléctrica existe el mismo grado de dificultad o responsabilidad que en una grande, considerando que únicamente las magnitudes, incluyendo las económicas, resultan menores.

Los elementos que conforman una PCH son: Toma de agua o bocatoma; desarenador; sistema de conducción a gravedad (canal) o presión (tubería); tanque de presión o carga; tubería forzada o de presión; chimenea de equilibrio; válvula de control; turbina; generador; tubo de succión o aspiración o descarga; y, canal de salida.

6.9.1 Toma de agua

Es una estructura que permite desviar una parte del caudal de un cauce o fuente para que sea utilizado en la producción de energía eléctrica. La estructura puede ser de hormigón u otro material resistente al empuje y erosión del agua.

Para el diseño de una obra de toma, se debe considerar principalmente tres criterios, que de acuerdo con ESHA (2006) son:

- Fundamentos hidráulicos y estructurales, comunes para todas las tomas de agua.
- Aspectos operativos, como el control del caudal, eliminación de basuras, deposición de los sedimentos, y otros particulares de cada obra.
- Elementos ambientales, como los caudales ecológicos, escalera de peces, etc. característicos de cada proyecto.

El tipo de captación depende de la morfología del río o fuente. Morfológicamente los ríos se clasifican en; ríos de montaña y ríos de llanura o planicie.

Los ríos de montaña tienen tres fases: la fase rocosa o de alta montaña, con pendientes muy pronunciadas; la fase pedregosa o de media montaña; y, la fase de baja montaña o falda con pendientes medias. La primera fase se caracteriza por su capacidad erosiva del cauce y el arrastre de partículas de gran tamaño; la segunda por el asentamiento de las partículas grandes y el arrastre de partículas de diámetro medio y, la tercera,

por el arrastre de partículas de diámetro medio y bajo (arenas y finos). En todas estas fases se puede construir pequeñas centrales hidroeléctricas.

Los ríos de llanura se caracterizan por sus bajas pendientes y por el asentamiento de las partículas arrastradas por el flujo; también se distinguen dos fases; la fase aluvial y la fase deltaica.

Todas estas fases se presentan en la tabla 6.3, en la que se resume varias clasificaciones presentadas en (López, 2005), (MASH-XXL, 2017) y (Chalov, 2007), debiéndose aclarar que los límites de las pendientes entre las fases son relativos, ya que la capacidad de arrastre del flujo depende del caudal y este varía a lo largo del tiempo.

Tabla 6.3 Clasificación geomorfológica de los cauces según su pendiente

FASE	CONDICIÓN	PENDIENTE
MONTAÑA		
ALTA	ROCOSA	$J > 0,10$
MEDIA	PEDREGOSA	$0,02 < J \leq 0,10$
BAJA	GRAVA-ARENOSA	$0,001 < J \leq 0,02$
LLANURA		
ALUVIAL	MEANDRICA	$0,0005 < J \leq 0,001$
DELTAICA	SEDIMENTARIA	$J < 0,0005$

En la fase rocosa de los ríos de montaña, las tomas de agua consisten en un pequeño azud que interrumpe el paso del flujo, para formar un tanque de presión rudimentario, desde el cual, mediante una tubería de presión, se dirige el caudal hacia donde se lo requiera. Existen casos en los que se capta hasta el 100% del caudal que fluye por un río en períodos de estiaje.

En los ríos de montaña, que se encuentran en la fase de media montaña o pedregosa, la toma puede, también ser directa, si es que el caudal que se extrae no es mayor que el 25% del caudal medio. Se requiere un azud, para garantizar el volumen y la carga necesaria para desviar un caudal considerable, más del 25%, desde el río hasta su sitio de aprovechamiento, figura 6.21.

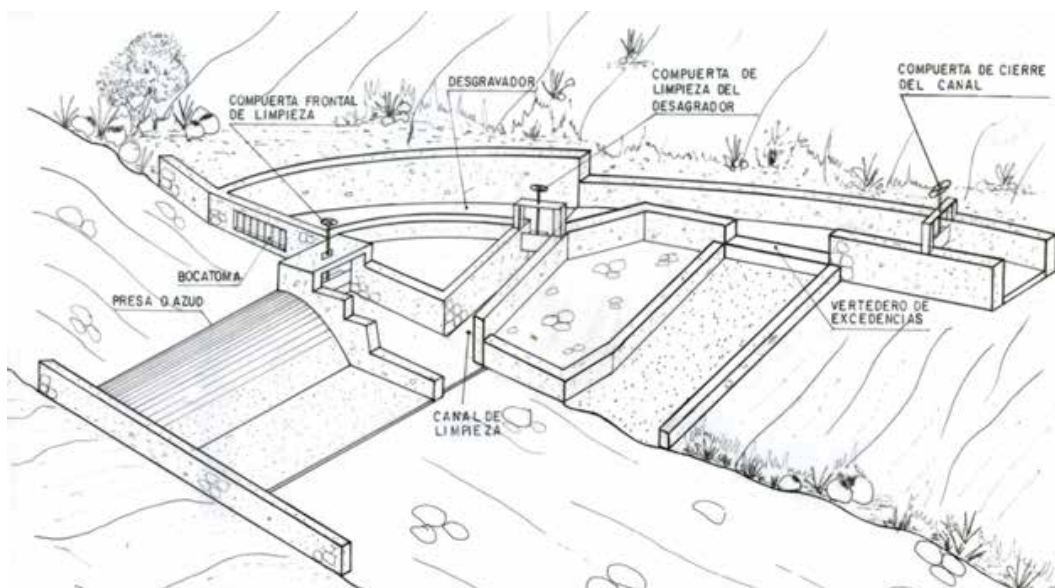


Figura 6.21 Toma o derivación mediante azud. Fuente: Monroy (2015)

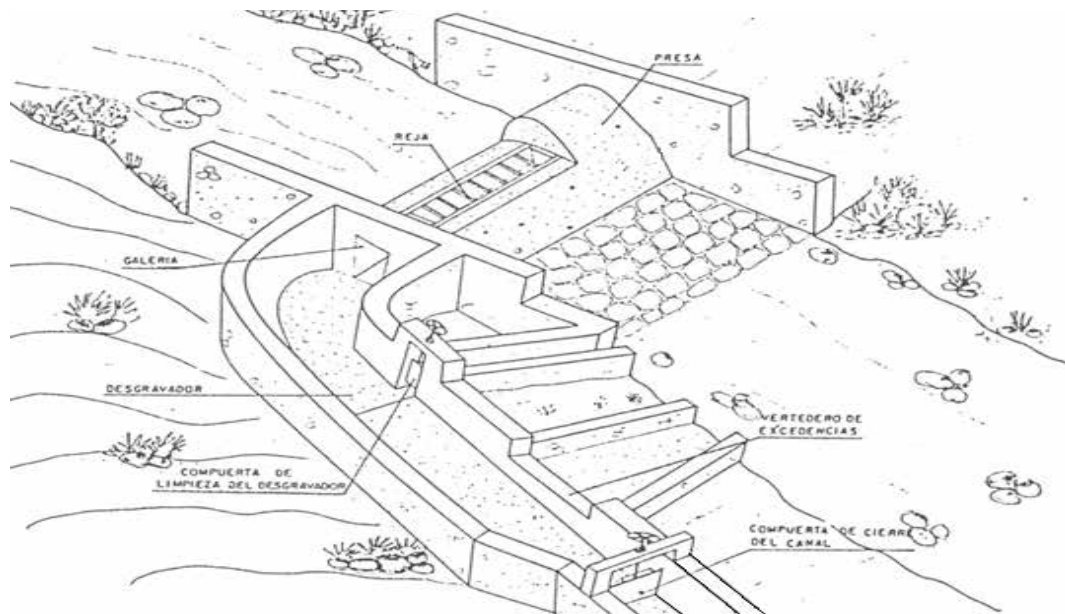


Figura 6.22 Toma de agua Tirolesa o Caucasiona. Fuente Monroy (2015)

En este tipo de río, cuando es alta la cantidad de rocas, bloques y material grueso, la captación del agua se realiza mediante una rejilla de fondo, colocada de tal forma, que el caudal que pasa por sobre la misma se vierte a su interior hacia un canal de recolección, desde donde se dirige al sistema de conducción. A este tipo de estructura se le denomina toma Tirolesa o Caucasiona, figura 6.22.

Una modificación actual de las tomas tirolesas son las denominadas rejillas Coanda, que son semejantes a las tomas de fondo, pero con los espacios de los orificios de la rejilla de 0,5 a 1 mm, lo que impide el paso de material sólido grueso y medio y se evita la necesidad de construir desarenadores después de la toma, figura 6.23.

De acuerdo con los fabricantes, las rejillas o pantallas Coanda pueden captar un caudal unitario variable entre $q = 0,09$ y $0,14 \text{ m}^3/\text{s}$. Se las coloca en la pared de aguas abajo de un azud construido con estructura metálica y requieren de una velocidad de paso de 2 a 3 m/s, en vista de lo cual, la rejilla se la ubica después de una longitud de desarrollo H_a , figura 6.23.

En la figura 6.24 se presenta la obra de toma del proyecto Mira, una PCH de 1MW de potencia, que utiliza una rejilla Coanda para la captación de $2 \text{ m}^3/\text{s}$ del Río Baboso, en la provincia del Carchi, Ecuador.

Para diseñar una obra de toma para una central hidroeléctrica se debe tomar en cuenta los siguientes aspectos Novillo (1986):

- “Asegurar la derivación permanente del caudal de diseño”.
- “Captar el mínimo de sólidos y disponer de medios apropiados para su evacuación”.
- Disponer de un sistema adecuado para el paso de crecidas de agua con materiales sólidos y flotantes.
- Buscar las condiciones hidráulicas, de construcción y operación más favorables.
- Garantizar la capacidad de transporte de sedimentos aguas abajo de la obra.

En la figura 6.25 se observan, claramente, los elementos de la obra de toma del Proyecto San Gabán III del Perú.

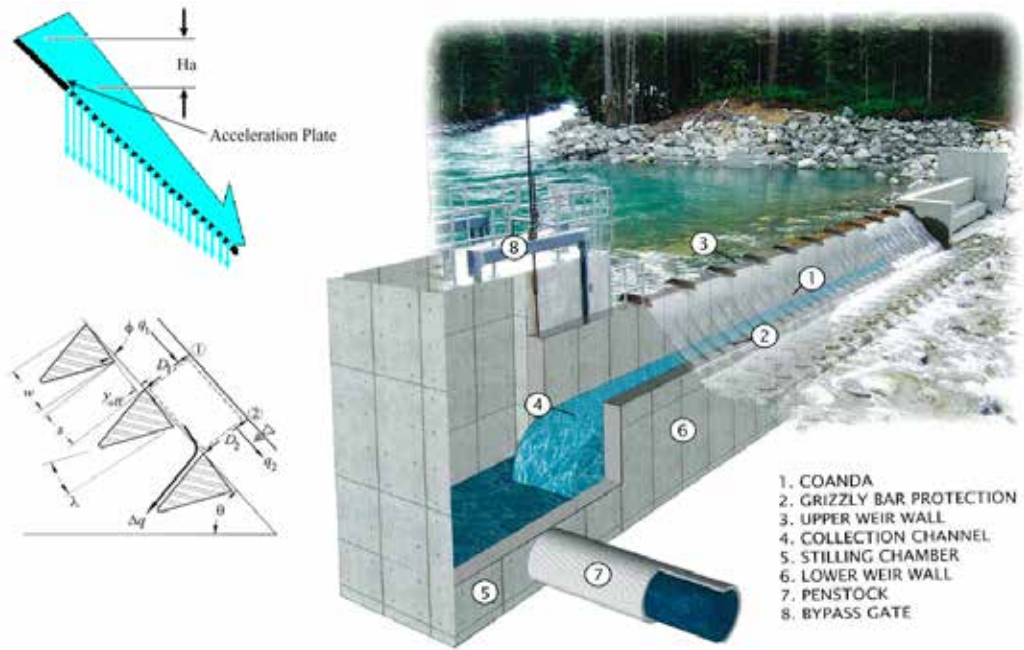


Figura 6.23 Toma de agua con rejilla Coanda. Fuente: CoandaScreen (2016)



Figura 6.24 Toma de agua del proyecto Mira con rejilla Coanda

6.9.2 Sistema de limpieza de sólidos

Antes de que se conduzca el agua hasta el tanque de presión, se requiere eliminar los sólidos que ingresaron por la obra de toma. Para tal efecto, en el ingreso del flujo se instalan rejillas con un espaciamiento moderado, que limitan el tamaño de las partículas a 5 o 10 cm, figura 6.26. Las partículas de menor diámetro ingresan con el flujo por lo que se requieren de desripadores (desgravadores), para las partículas más gruesas y de desarenadores, para las más finas.



Figura 6.25 Vista de las obras de captación del proyecto San Gabán III, Perú. Fuente: Valdez (2014)

Para eliminar los sólidos del agua se necesita bajar la velocidad del flujo, ya que la capacidad de arrastre de las partículas es proporcional al cuadrado de la velocidad con la que se desplaza. Por esta razón, se requieren cámaras de eliminación de sólidos, aunque para una central hidroeléctrica no es necesario eliminar todas las partículas sólidas, básicamente por el costo que esto representa.

De acuerdo con IDEA (2006), la condición óptima para una PCH se la consigue construyendo desarenadores para retener partículas de entre 0,2 a 0,3 mm. En la figura 6.27 se observa el desarenador de dos cámaras de la central del Río Calope.

6.9.3 Sistema de conducción

Los sistemas de conducción pueden ser; canales, túneles y tuberías, según la distancia a la que se encuentre la casa de máquinas respecto a la obra de toma. Se considera que la solución más económica consiste en conducir el agua con canales, figura 6.28, aunque esto depende de las condiciones geológicas y topográficas que no siempre permiten construirles a costos razonables. Es así como, en ciertos tramos se pueden utilizar túneles o, para salvar grandes accidentes topográficos, diferentes estructuras de cruce tales como; las tuberías a modo de sifón invertido o un puente canal (acueducto), figura 6.29.

Para evitar las pérdidas de energía a lo largo de un canal, se los construye con pendientes muy bajas $i = 0,005$ o menores, revestidos con hormigón o, con geomembrana. Cuando los tramos son muy largos existe la posibilidad de que se contaminen con materiales extraños, especialmente basura y desechos de plástico. En la figura 6.30 se presentan los ábacos que permiten pre-dimensionar los canales, sugeridos por IDEA (2006).

A pesar de que los proyectos tienen rejillas y desarenadores, no se puede evitar por completo la contaminación con cuerpos flotantes y pesados, por lo que, en la mayoría de las obras se requiere colocar, en alguna parte de su trayectoria, rejillas complementarias de contención y trampas de arena, para atrapar las partículas que caen en el canal.



Figura 6.26 Rejillas en la obra de toma del Río Calope



Figura 6.27 Desarenador de dos cámaras de la central del río Calope

6.9.4 Tanques o cámaras de presión

Los tanques de presión cumplen con la función de estabilizar el nivel de presión requerido para las turbinas y, están ubicados donde terminan los canales o tuberías de flujo libre. Por esta razón, estas cámaras tienen siempre un vertedero de excedentes, a través del cual se establece el nivel de operación y se impide que se presente una sobre carga en la central hidroeléctrica.

También están equipados con un desagüe de fondo para las operaciones de limpieza y mantenimiento, y una rejilla que impide el paso de cualquier cuerpo a la tubería forzada. En la figura 6.31 se observan los elementos de un tanque de carga.



Figura 6.28 Canal con revestimiento de hormigón del proyecto hidroeléctrico Mira



Figura 6.29 Acueducto o puente canal del proyecto del Río Calope

Se debe procurar que el paso del flujo desde el canal al tanque de presión o carga sea lo más gradual, con el fin de evitar pérdidas adicionales de energía, en tanto que el orificio de entrada a la tubería forzada debe estar ubicado en una profundidad suficiente para evitar el ingreso de aire a la tubería.

La transición del tanque de presión, que es rectangular, a la tubería forzada que es circular, debe también ser gradual. Según el ESHA (2006) la velocidad en la cámara debe estar el orden de 0,8 a 1 m/s y, en la tubería forzada, de 3 a 5 m/s, condición que permite establecer la variación del área de la embocadura. En la figura 6.32 se presenta un esquema del diseño recomendado de transición.

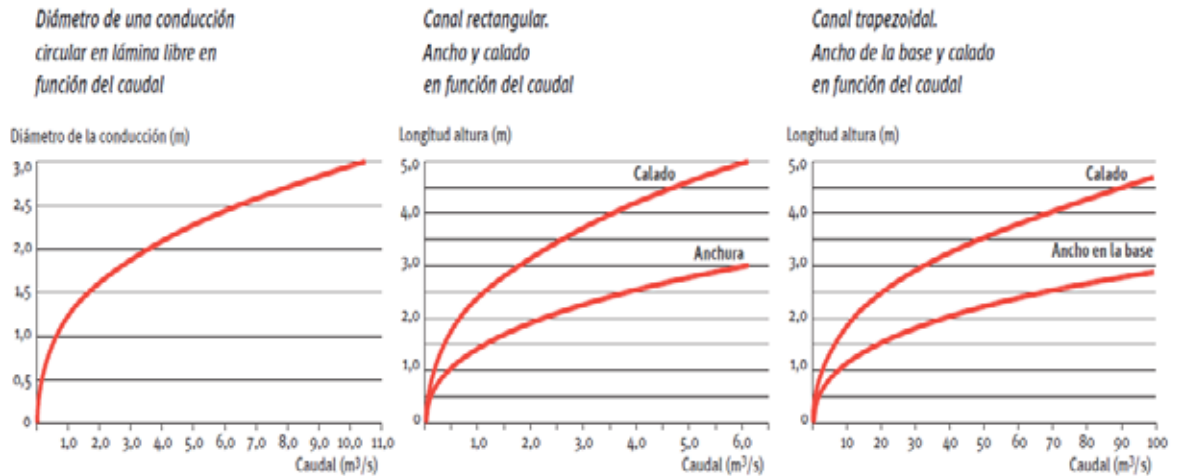


Figura 6.30 Graficas para pre-dimensión de canales. Fuente: IDEA (2006)



Figura 6.31 Tanque de carga en mantenimiento

6.9.5 Tubería de presión (forzada)

La tubería que conduce el flujo desde la cámara de presión hasta la turbina debe ser capaz de soportar la presión de la columna de agua y la sobre presión originada por el golpe de ariete, en caso de que ocurra un brusco cierre de la válvula de control ubicada al ingreso a la turbina (IDAE, 2006).

El diámetro de la tubería forzada se lo puede determinar con la ayuda de los ábacos que aparecen en la figura 6.33, o mediante la ecuación (6.7), propuesta por Zhivotovskiy (1979).

$$D_f = \sqrt[7]{\frac{5,2Q_d^3}{H}} \tag{6.7}$$

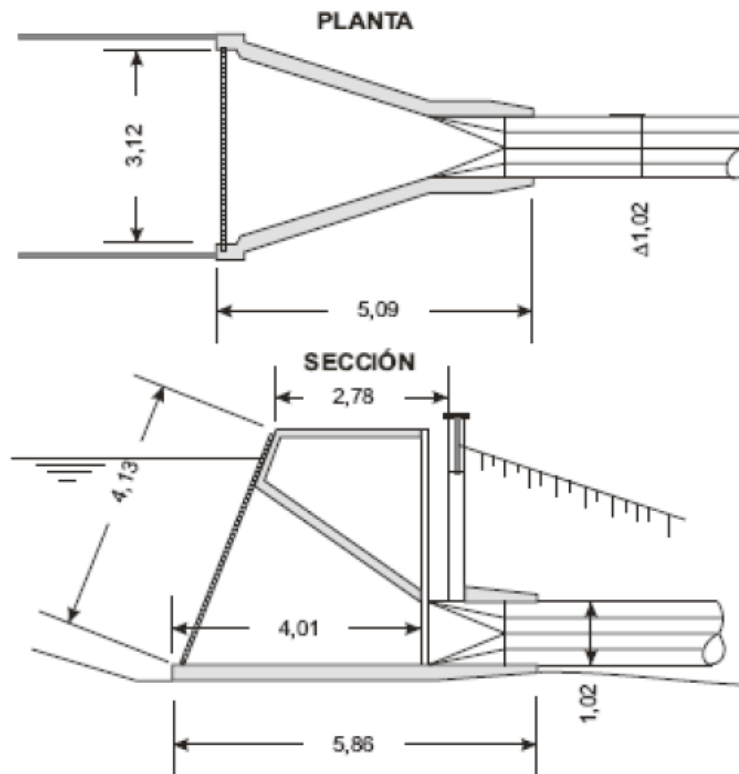


Figura 6.32 Transición de una sección rectangular a circular en el tanque de carga. Fuente: ESHA (2006)

Es absolutamente recomendable que esta tubería este fabricada en acero, aunque en algunos casos se utiliza otro material como el PRFV (Plástico Reforzado con Fibras de Vidrio). De la experiencia en el campo, resulta que si ésta no está enterrada a una buena profundidad se producen roturas por motivos distintos a la presión, como la caída de piedras u otros daños causados por vandalismo.

Generalmente, la caída brusca de la tubería de presión ocurre en un corto tramo, por lo que se requiere colocar anclajes de sostenimiento espaciados a una cierta distancia, y en los cambios de dirección, como se muestra en la figura 6.34, en la que se observa la presencia de gradas para mantenimiento y alumbrado peatonal. Así también, dependiendo del clima o del terreno se puede requerir de una protección catódica para evitar la corrosión de las tuberías de acero. De acuerdo con IDEA (2006) el espesor mínimo de las tuberías de presión es 6 mm.

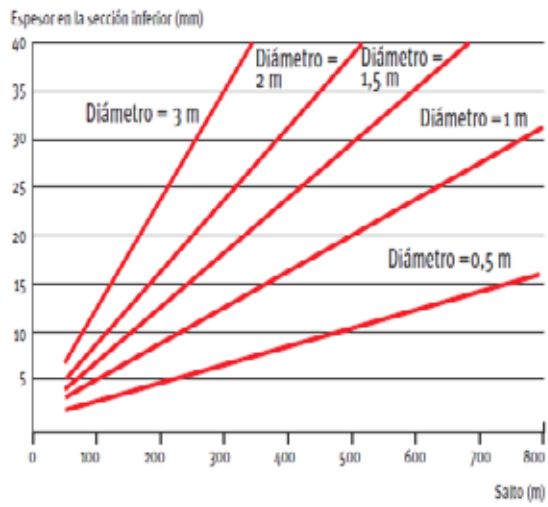
6.9.6 Casa de máquinas

Es el lugar en el que se ubica toda el equipamiento hidráulico, mecánico y electrónico que permite la operación de la turbina. Sus dimensiones dependen del tipo y tamaño de las turbinas, por lo que se la diseña para que brindar todas las facilidades para el montaje, desmontaje y operación de las turbinas; esto implica la necesidad de prever la instalación de una grúa o puente grúa.

Desde el punto de vista de la ingeniería civil, la casa de máquinas es una estructura semejante a las naves industriales de acero, o de hormigón armado, o de cavernas excavadas en roca, que requieren de elementos especiales para el montaje, operación y mantenimiento de los equipos de generación eléctrica, en la figura 6.35 se observa un corte de una casa de máquinas.

En la figura 6.36 aparece el plano de la planta superior de la casa de máquinas de la central hidroeléctrica Manduriacu de 65 MW, equipada con dos unidades de generación dentro de un área en planta de 1035

Espesor de la tubería forzada en la sección inferior en función del salto y el diámetro



Diámetro de la tubería en función del caudal

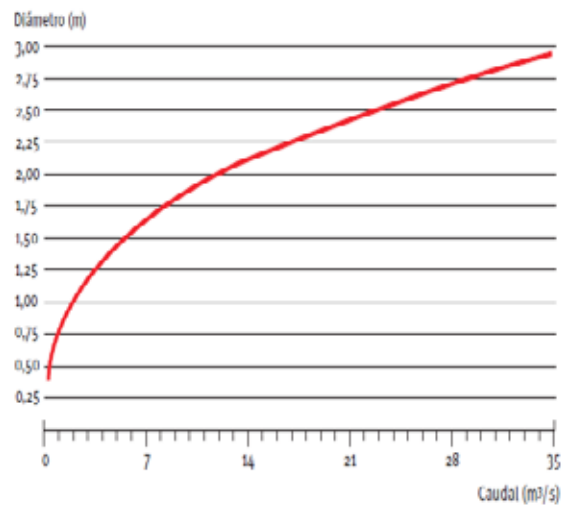


Figura 6.33 Gráficas para la determinación del diámetro y espesor de la tubería de presión. Fuente: (IDAE, 2006)



Figura 6.34 Tubería de presión de acero con anclajes de hormigón

m² (23x45). En la figura 6.37 se observa la casa de máquinas de la PCH Hidromira de 1 MW de potencia instalada, con un área de 165 m².

Es muy importante que se seleccione adecuadamente la ubicación de la casa de máquinas, considerando que se la debe construir sobre un suelo suficientemente estable, sin la presencia de fallas geológicas o suelos susceptibles a deformaciones, como las arcillas expansivas o dispersivas.

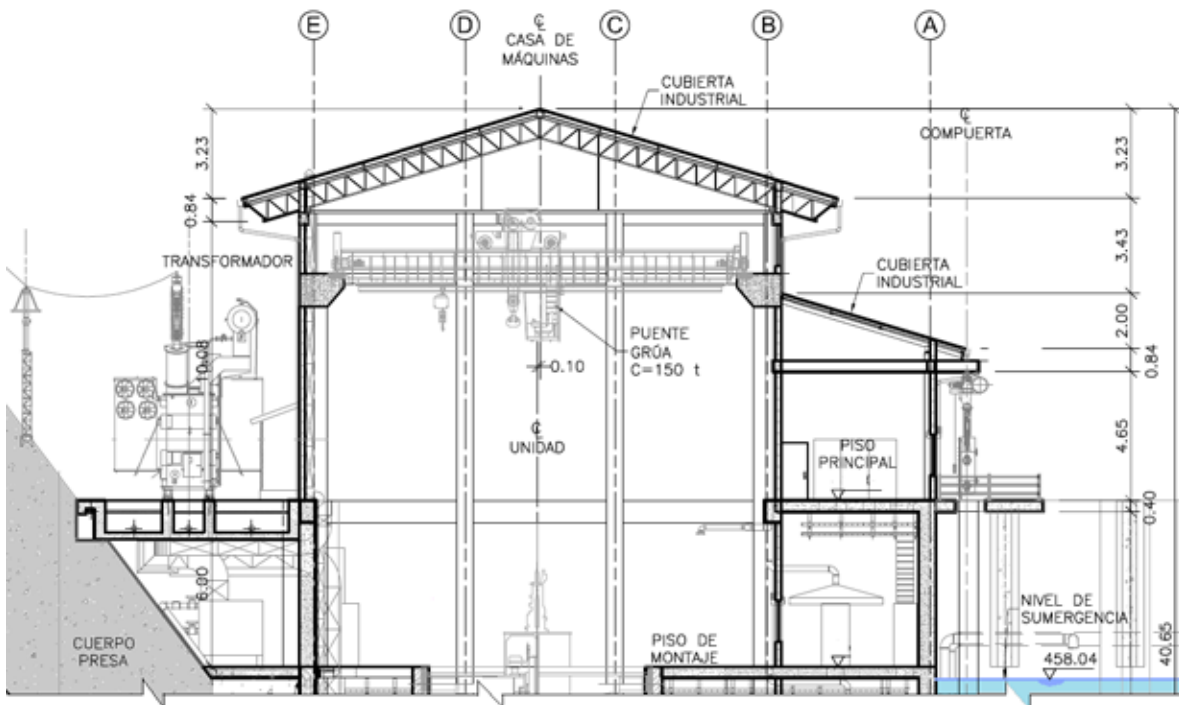


Figura 6.35 Corte típico de una casa de máquinas. Fuente: HIDROEQUINOCCIO (2011)

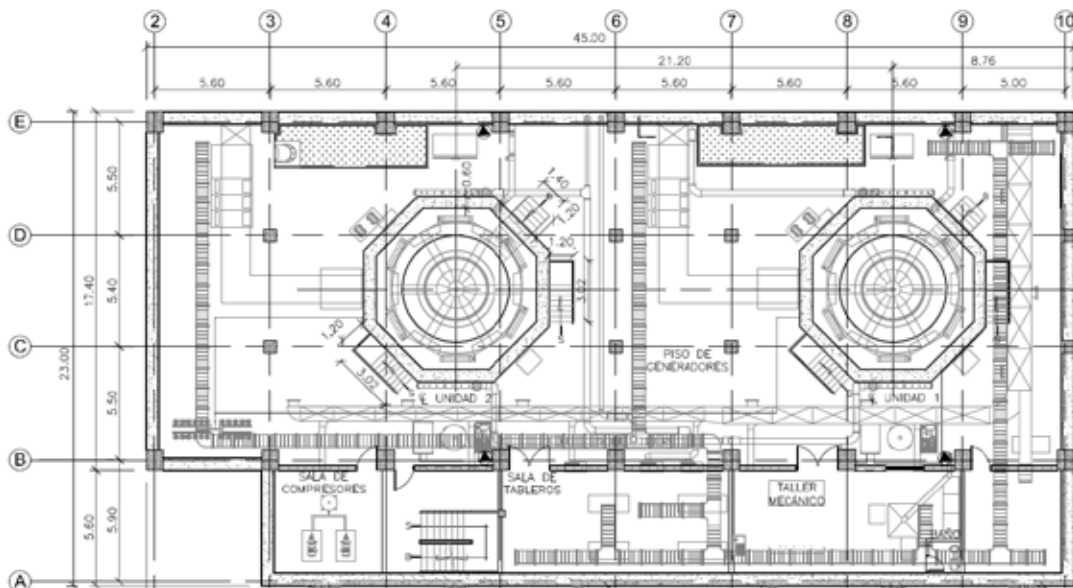


Figura 6.36 Vista en planta tipo de la casa de máquinas de dos unidades. Fuente: HIDROEQUINOCCIO (2011)

Así también, se debe procurar el espacio suficiente para la ubicación de los transformadores y torres de trasmisión, y de todos los servicios básicos indispensables para el personal que opera la central.

6.9.7 Tubo de succión o aspiración

El agua que pasa por el rodete de la turbina generando energía mecánica, sale por un tubo, de sección variable, denominado tubo de aspiración o succión, que conduce el flujo hacia aguas abajo; en este tubo la presión es menor a la atmosférica, de donde se deriva su nombre.

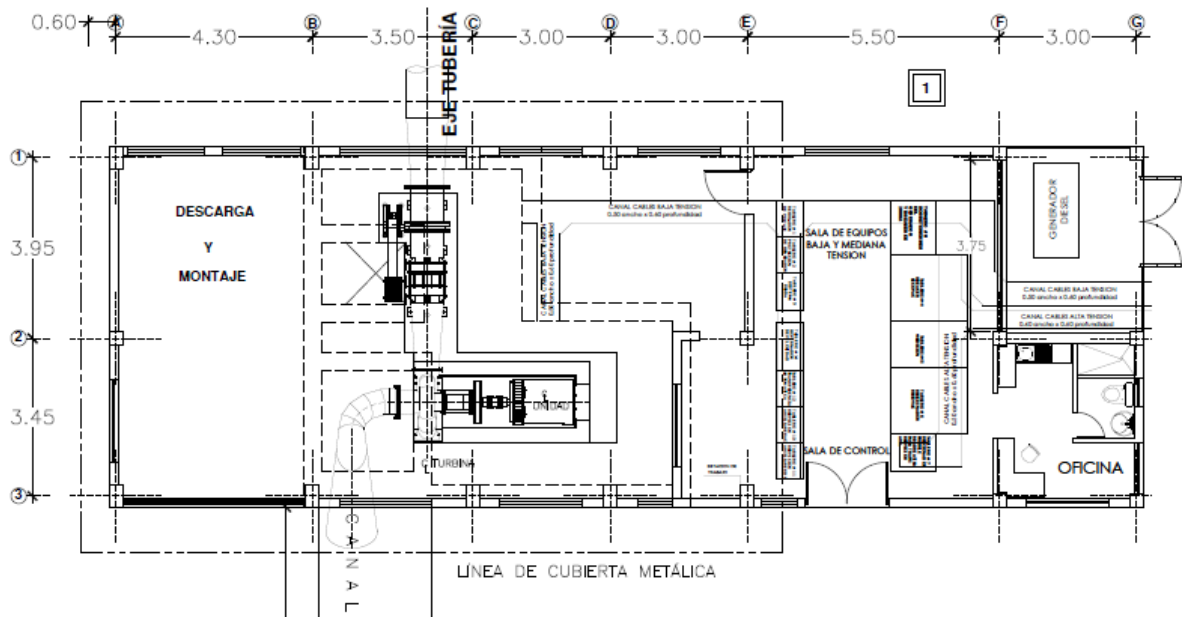


Figura 6.37 Casa de máquinas de una PCH. Fuente: EP Hidromira (2012)



Figura 6.38 Tubos de Succión o aspiración en PCH

La presencia del tubo de succión permite la optimización de la energía cinética del flujo, lo que se refleja en un aumento del coeficiente de rendimiento de la turbina.

Los tubos de succión para las PCH vienen previstos como parte complementaria de la carcasa, tal como se muestra en la figura 6.38, Lo único que se requiere es darle una cierta inmersión, para controlar la cavitación, por la presencia de presiones negativas en esta zona.

La velocidad de salida de un tubo de succión V_s es una energía perdida, por lo que se procura reducirla al mínimo, lo que se logra expandiendo el ancho del tubo de succión; sin embargo, existe un límite para el ángulo de expansión $\beta = 6^\circ$ u 8° como máximo, figura 6.39.

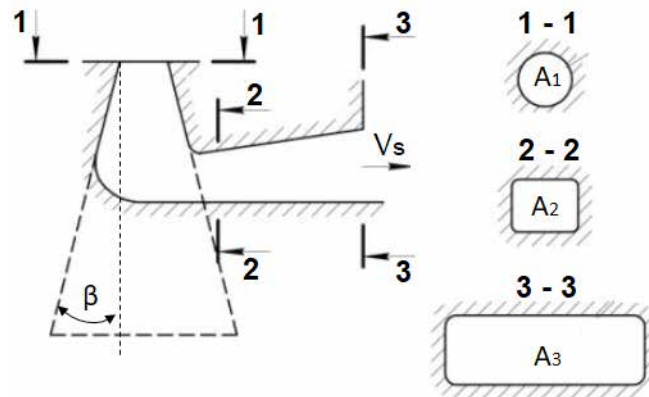


Figura 6.39 Esquema de un tubo de succión o aspiración. Fuente: Artemchuk (2010)

Los tubos de succión de las PCH pueden ser verticales o inclinados, pero, para evitar una profundización en el suelo y, por consiguiente, la necesidad de excavar, se les gira y forma un codo con cambio de sección circular a rectangular, como se muestra en la figura 6.39. La altura de succión depende de la ubicación de la turbina respecto al nivel del mar y se tiene que, a mayor altura, ésta resulta mayor en un valor negativo.

Las turbinas Pelton y Michell Banky, aunque poseen una carcasa para la descarga, no requieren de altura de succión, ya que su flujo es libre.

6.9.8 Canal se salida

El flujo que atraviesa el tubo de aspiración debe retornar a su cauce, por lo que se requiere disponer de un canal de empate o restitución. Se debe procurar que la casa de máquinas de una PCH quede ubicada lo más cerca del cauce, para disminuir el volumen de obras en el canal o túnel de restitución; no obstante, por razones de seguridad no siempre es posible cumplir esta condición y se la tiene que ubicar ligeramente alejadas de las orillas del río.



Figura 6.40 Transformador de una PCH

6.9.9 Patio de transformadores

El patio de transformadores o subestación eléctrica es el lugar en el que se modifica y se establecen los niveles de tensión para la transmisión de la energía producida hacia los sitios de distribución. Como su nombre lo indica, los elementos principales de estos patios son los transformadores, cuya función es elevar el voltaje para disminuir las pérdidas de energía en la transmisión. Por cada unidad de generación se tiene un transformador, pero en las grandes centrales se dispone de un adicional para los casos de emergencia. Estos se los ubica en zonas muy cercanas a la casa de máquinas y su localización final depende de las condiciones topográficas existentes. En la figura 6.40 se observa un pequeño transformador de la PCH Hidromira y en la figura 6.41, la subestación de la central hidroeléctrica Río Calope de 16,5 MW, ubicada en el Cantón La Maná, Provincia de Cotopaxi, Ecuador.



Figura 6.41 Subestación de la central hidroeléctrica Calope

CAPÍTULO VII

Foto: Anónima



ALIVIADEROS

7.1 INTRODUCCIÓN

Un aliviadero es una estructura hidráulica para el vertido, controlado o no, de caudales extremos provenientes de grandes crecidas, que pueden ser menores o iguales a los máximos probables evaluados para el proyecto; está ubicado dentro o fuera del cuerpo principal de la presa.

Los aliviaderos son parte de las estructuras de descarga hidráulica de una presa. En la figura 7.1 se muestran los elementos de descarga, que por su ubicación y usos pueden tener diferentes nombres.

Cuando el aliviadero está sobre el cuerpo de la presa se le llama vertedero (sección vertedora, figura 6.3); dentro del cuerpo de la presa se les conoce como desagües de media altura o de fondo. En la figura 7.2 se puede observar una vista desde aguas abajo de la presa Xiaowan, China; en donde se tienen varios vertederos y desagües.

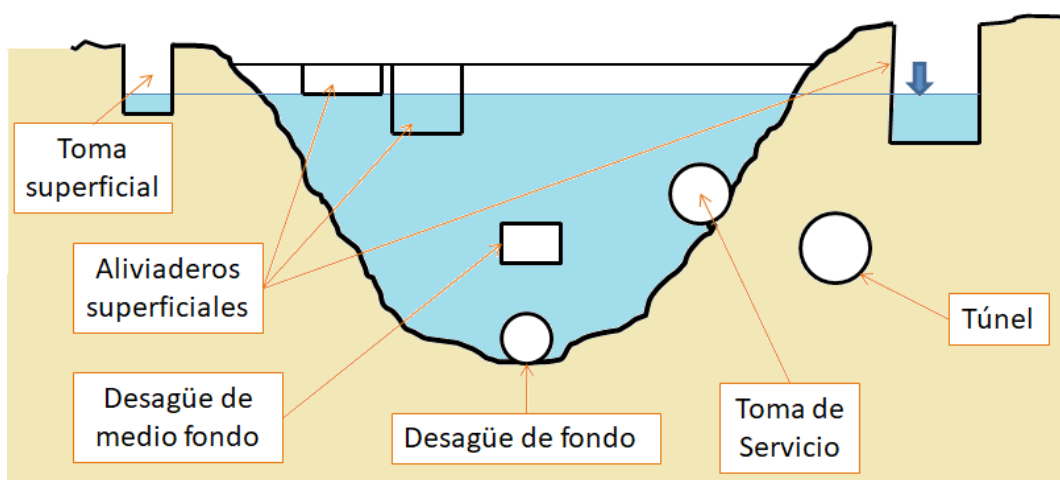


Figura 7.1 Elementos de descarga hidráulica en presas



Figura 7.2 Sistemas de descarga a diferentes alturas, Presa Xiaowan, China. Fuente: LifeGlobe (2018)

Si se ubican fuera del cuerpo de la presa, en una ladera adyacente o cercana, pueden ser superficiales o sumergidos, con flujo libre o a presión, figura 7.10.

Según el USBR (2014) los aliviaderos, por su frecuencia de uso, se les clasifican en tres tipos:

- **Aliviadero de servicio.** Está diseñado para descargas, reguladas o no, bajo condiciones normales de operación del embalse y sin que se produzca daño alguno. Los aliviaderos de servicio deben ser resistentes a la erosión y abrasión, por lo que, generalmente se los construye de hormigón y se los funde *in situ*. En la figura 7.3 se observan los aliviaderos de la presa Itaipu, diseñados para una descarga de $62.200 \text{ m}^3/\text{s}$.
- **Aliviadero auxiliar.** Es una estructura secundaria que se la emplea con menor frecuencia que el principal. Según el USBR (2014) “Durante la operación, podría haber algún grado de daño estructural o erosión en el aliviadero por ser estructuras menos resistentes”. En la figura 7.4 se observan el aliviadero principal y auxiliar de la presa Stewart Mountain.



Figura 7.3 Aliviaderos de la represa Itaipu, Brasil-Paraguay

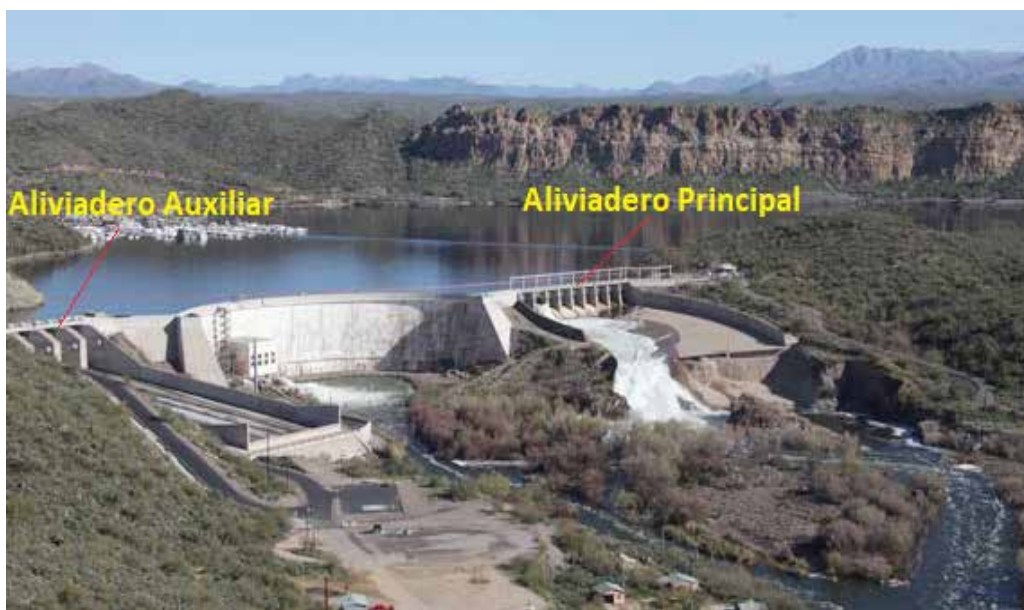


Figura 7.4 Aliviaderos principal y auxiliar de la presa Stewart Mountain, USA. Fuente: Phoenix.org (2017)



Figura 7.5 Aliviaderos principal y de emergencia de la presa Timah Tasoh, Malasia. Fuente: Nurhuda (2017)

- **Aliviadero de emergencia (fusible).** Como su nombre lo indica se lo utiliza en condiciones inusuales, como el “mal funcionamiento de los desagües de servicio o durante inundaciones muy grandes y remotas u otras condiciones de emergencia” (USBR, 2014). En general se trata de estructuras menos robustas o resistentes que, inclusive, están diseñadas para erosionarse con el paso de una descarga. En la figura 7.5 se presenta el aliviadero de emergencia de la represa Timah Tasoh, construido con hormigón y tierra para que se erosione con el paso de una crecida, con lo que se incrementa paulatinamente la capacidad de descarga.

La importancia que tienen los aliviaderos de emergencia se deriva del hecho que disminuyen el riesgo de que el volumen de agua, originado por una crecida, se vierta sobre la presa y produzca una falla grave para la seguridad de ésta, especialmente si está construida de materiales sueltos.

7.2 ELEMENTOS DE LOS ALIVIADEROS

La premisa es que “el aliviadero sea capaz de derivar, transportar y devolver al cauce los caudales tomados del embalse” (CNEGP, 1997). De manera general, los aliviaderos están constituidos por cinco elementos, o partes; canal de entrada o embocadura; estructura de control; elemento de conducción o rápida; estructura de disipación de energía; y, obra de restitución o salida, figura 7.6.

En ciertos casos, por circunstancias propias de cada proyecto algunos elementos podrían estar ausentes y estar remplazados por otros distintos a los mencionados.

Para dimensionar los aliviaderos se requiere conocer los caudales establecidos en el estudio de tránsito de avenidas. En cualquier caso, dependiendo de la categoría de la presa, existen dos caudales; el de diseño y el extremo, que sirve para comprobar el funcionamiento de las estructuras. Se los determina de acuerdo con lo que se describe en el Capítulo 2.

Para aliviaderos en suelos o rocas blandas se puede disponer de aliviaderos como el que se presenta en la figura 7.6.

En la figura 7.7 se observan los elementos de un aliviadero sobre roca, con deflector tipo esquí como obra de disipación de energía. Este diseño fue una de las propuestas analizadas a nivel de prefactibilidad para el aliviadero, con descarga no controlada, del proyecto Mazar. El labio del vertedero era extendido tipo abanico (INECEL, 1998).

En la figura 7.8 se presenta la vista en planta de los dos vertederos propuestos; el de descarga controlada (arriba) y el de descarga no controlada (abajo).

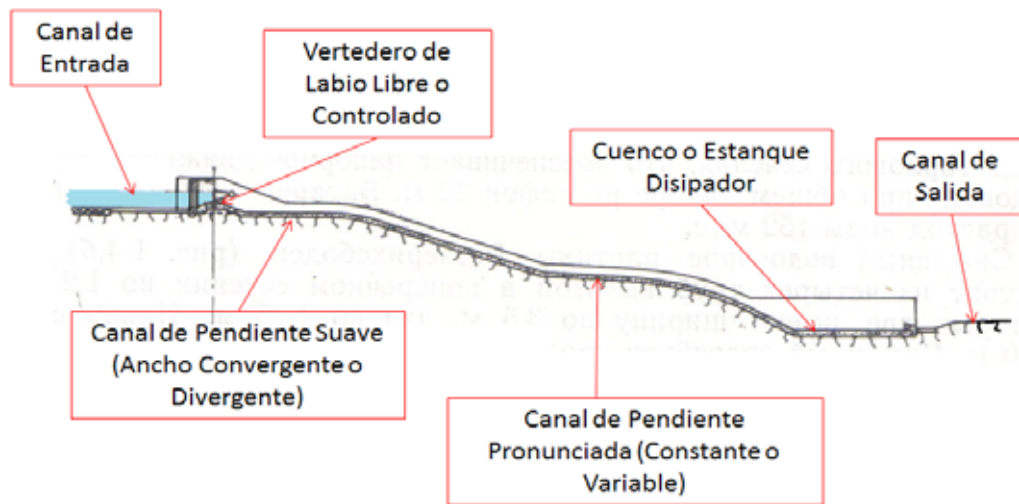


Figura 7.6 Elementos de un aliviadero

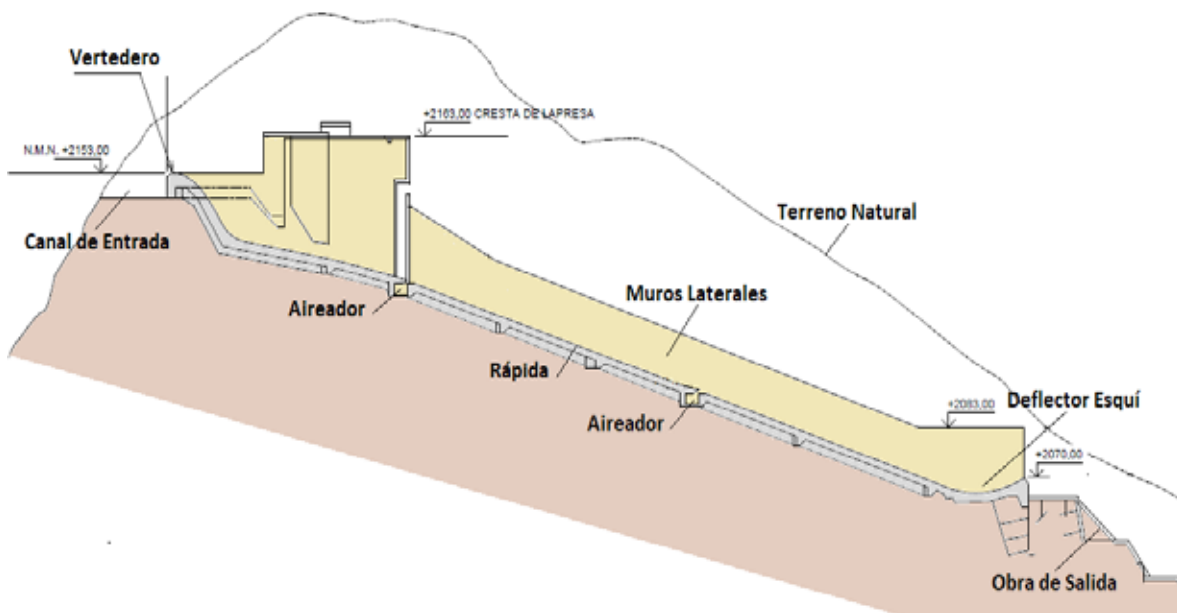


Figura 7.7 Elementos de un aliviadero con deflector tipo esquí. Fuente: INECCEL (1998)

En algunos casos se aprovechan los túneles de desvío que se utilizan durante el período de construcción para implementar un aliviadero, figura 7.9, en cuyo caso la conducción se produce por una sección cerrada (túnel) con un flujo libre o a presión.

En otros casos, el flujo en el interior puede ser, en cierto tramo, a presión y en otro con flujo libre, como se ilustra en la figura 7.10, en la que, para aumentar la capacidad de descarga, se tienen dos niveles de operación; uno completamente sumergido y controlado con compuertas; y, el segundo trabajando como vertedero conectado a un pozo vertical que continúa por el túnel de desvío con flujo libre.

En las figuras 7.9 y 7.10 también se observa los tapones de hormigón de los túneles.

Para el diseño de un aliviadero se requiere disponer de la siguiente información:

- Estudio hidrológico de caudales y crecidas.
- Estudio del tránsito de avenidas por el embalse (laminación de caudales de crecida).

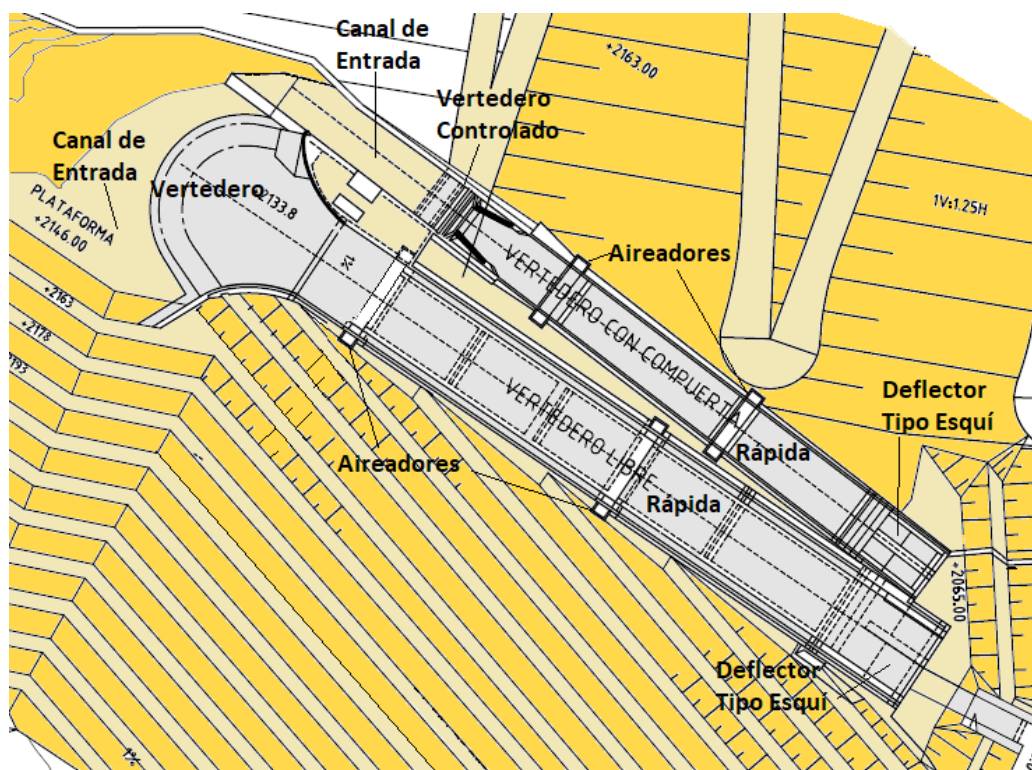


Figura 7.8 Vista en planta de aliviadero controlado y libre. Fuente: INECCEL (1998)

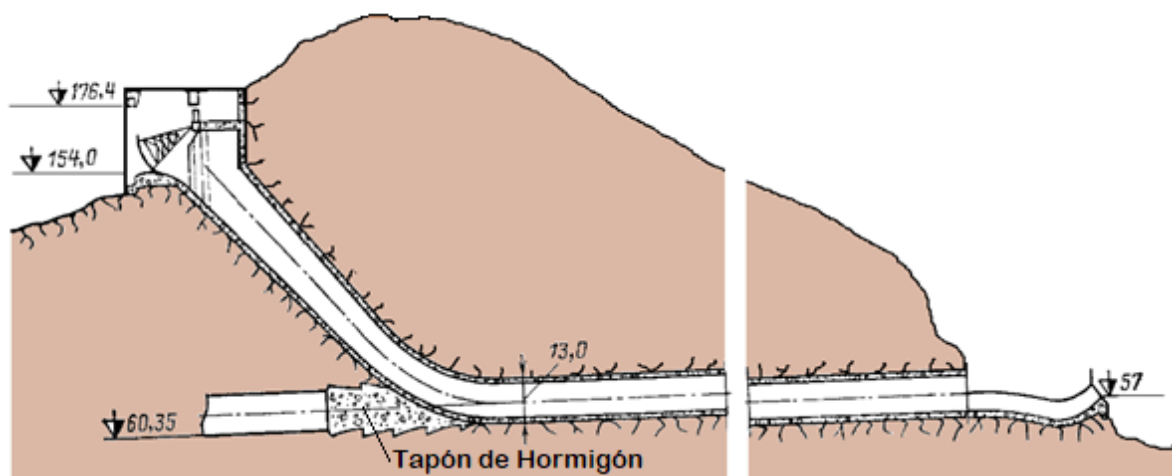


Figura 7.9 Aliviadero con rápida de sección cerrada. Fuente: Slisskiy (1986)

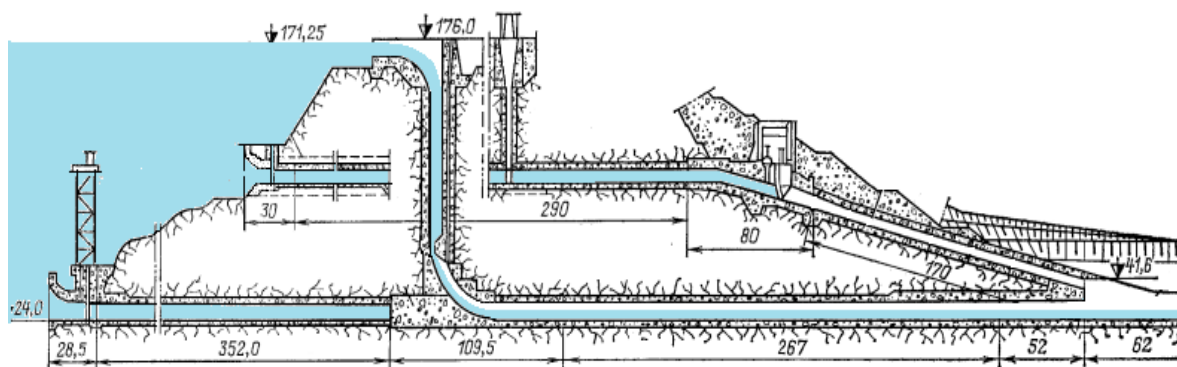


Figura 7.10 Aliviadero en dos niveles. Fuente: Slisskiy (1986)

- Estudio geológico de la sección de cierre y, en algunos casos, de otras secciones del embalse.
- Estudios de suelos y rocas de la sección en la que se ubicará el aliviadero.
- Topografía de detalle de la zona de emplazamiento del aliviadero.
- Curva característica Caudal vs Cota.
- Clasificación de riesgo de la presa.
- Otros, en concordancia con los requerimientos específicos del proyecto.

7.3 CANAL DE ENTRADA

El canal de ingreso (acceso) o de llamada, es el encargado de conducir el agua hasta la estructura de control, en tal forma que el flujo sea gradual, sin que se formen zonas muertas o de turbulencias. El canal puede tener cierta curvatura, pero el paso del flujo hacia la obra de control debe ser siempre perpendicular.

El radio de curvatura horizontal se establece en por lo menos 5 veces el ancho de la solera del canal, que puede tener, o no, recubrimiento, de acuerdo con el tipo de suelo o roca en el que se emplace la estructura. Para el caso de suelos, la mínima indispensable protección de la solera es un empedrado, con un diámetro de piedras capaz de resistir el arrastre por el paso del flujo.

La condición de diseño se la establece en función de la velocidad que puede adquirir el flujo en el canal, dependiendo del tipo de material en el que se lo haya excavado. La sección puede ser rectangular o trapecial, siempre considerando las condiciones hidráulicas, técnicas y económicas más adecuadas.

Se considera que el nivel de la plantilla o solera del canal debe estar ubicado bajo la cresta del vertedero, en por lo menos un 20% de la carga máxima (Sotelo, 1994) y (Marín, 2001), esto significa que:

$$P_1 \geq 0,2H_{\text{máx}} \quad (7.1)$$

El ancho del canal debe ser igual o mayor a la longitud del labio establecido para el vertedero en el cálculo del tránsito de crecidas. La profundidad del flujo está dada por; los niveles de operación, nivel de avenida de diseño y nivel extremo de aguas.

La velocidad en el canal de entrada no puede ser superior a la velocidad de erosión del material que conforma el lecho que, de acuerdo con Nedrigi (1983) se lo puede determinar con la siguiente fórmula,

$$V_0 \leq V_{\text{ne}} = 3,6 (hd_m)^{0,25} \quad (7.2)$$

En la que: V_0 - es la velocidad en el canal de entrada; V_{ne} - la velocidad no erosiva; h - la profundidad del flujo, y; d_m - el diámetro medio de las partículas.

Para establecer la velocidad del flujo según el material presente en el lecho, es útil la tabla de velocidades dadas por SAGARPA (2012)

En el caso de un canal revestido con hormigón, $V_0 = 5$ m/s, el espesor de este revestimiento se diseña entre 0,10 y 0,20 m; sin embargo, en los casos de alta concentración de sedimentos y materiales flotantes se puede incrementar el revestimiento.

El borde libre del canal depende de la revancha de la presa, en el caso de canales con revestimiento no es indispensable que éste llegue a la altura máxima. Según Zhuravlev (1979) puede llegar hasta:

$$b_l = 0,1\sqrt[3]{Q} \quad (7.3)$$

Tabla 7.1 Velocidades permitidas según el material. Fuente SAGARPA (2012)

MATERIAL	VELOCIDAD MEDIA (m/s)
Suelo arenoso muy suelto	0,30 - 0,45
Arena gruesa o suelo arenoso suelto	0,45 - 0,60
Suelo arenoso promedio	0,60 - 0,75
Suelo franco arenoso	0,75 - 0,83
Suelo franco de aluvión o ceniza volcánica	0,83 - 0,90
Suelo franco pesado o franco arcilloso	0,90 - 1,20
Suelo arcilloso	1,20 - 1,50
Conglomerado, cascajo cementado, pizarra blanda, hard pan, roca sedimentaria blanda	1,80 - 2,40
Roca dura o mampostería	3,00 - 4,50
Concreto	4,50 - 6,00

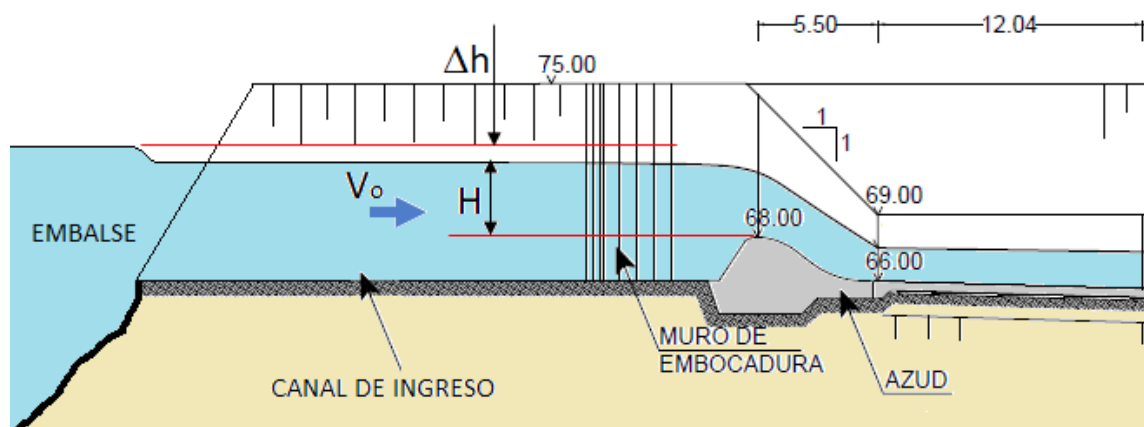


Figura 7.11 Pérdidas hidráulicas en el canal de ingreso

Para los canales revestidos SAGARPA (2012) recomienda $bl = h/6$; en ambos casos, el borde libre tiene que ser de por lo menos 10 cm.

Desde el punto de vista hidráulico, el cálculo se lo realiza como para cualquier canal. Sotelo (1994) recomienda que la pendiente sea horizontal y la longitud lo más corta posible. En algunos casos, la solera se la construye en contra pendiente, con el fin de que el agua regrese al embalse cuando descende el nivel del agua.

El cálculo hidráulico del canal de ingreso se concentra en encontrar las pérdidas de carga que se presentan a lo largo del canal, Δh en la figura 7.11, con el fin de precisar el tirante de agua frente a la estructura de control. Cuando el canal es corto, $L \leq 10h$, no se requiere calcular la pérdida de carga Δh , (CNEGP, 1997).

Si la diferencia de niveles Δh es menor o igual al 2% (Pardo, 2011), se asume que las pérdidas son despreciables y, por lo tanto, no se las toma en cuenta. Las pérdidas que se las debe considerar son: la pérdida al ingreso del embalse al canal (h_m); la pérdida por fricción del flujo con las paredes (h_f); pérdidas en giro (h_g); y, si existieren cambio de secciones en el canal, la pérdida por reducción (h_r).

$$\Delta h = h_{in} + h_f + h_g + h_r \tag{7.4}$$

Cada una de las pérdidas se la puede determinar con la ecuación ya conocida,

$$h_i = \zeta_i \frac{v_i^2}{2g} \tag{7.5}$$

Para los coeficientes de pérdidas, existe las siguientes ecuaciones (Kiselev, 1974), (Pardo, 2011) y (Sandoval, 2013):

$$\zeta_{in} = (0,5 \text{ a } 0,6) \left(1 - \frac{v_1^2}{v_2^2}\right) \tag{7.6}$$

$$\zeta_f = 2gn^2 \frac{L}{R^{4/3}} \tag{7.7}$$

$$\zeta_g = 0,0004\alpha^{1,82} \tag{7.8}$$

Donde: α es el ángulo de giro externo del eje del canal.

$$\zeta_r = (0,05 \text{ a } 0,1) \left(1 - \frac{v_1^2}{v_2^2}\right) \tag{7.9}$$

En las ecuaciones (7.6) y (7.9) mientras más gradual es el ingreso y la reducción, menor es el valor del coeficiente utilizado.

7.4 ESTRUCTURA DE CONTROL

Como estructura de control se utilizan vertederos fijos o móviles u otras estructuras que permiten regular el paso del flujo. En presas pequeñas o en las que se encuentran alejadas de los centros poblados no son recomendables los vertederos controlados por compuertas, en vista de que requieren, indefectiblemente, de actividades de operación y mantenimiento continuo (CNEGP, 1997). Esta recomendación se refuerza en el Ecuador, en vista de la experiencia con las obras construidas y los escasos recursos que se asignan para el mantenimiento, excepto en las obras de generación eléctrica.

El diseño de los vertederos ya se lo analizó en los capítulos 3 y 4, en vista de lo cual, ahora se presenta únicamente la ecuación del caudal por las variaciones que se observan en los aliviaderos para aumentar la longitud del labio L.

$$Q = k_H k_s m L \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

El ingreso de los caudales al aliviadero está limitado por la carga presente sobre el vertedero y la velocidad de acercamiento, lo que implica que, en caso de que se requiera aumentar la capacidad de descarga de un vertedero no controlado, se debe recurrir a la alternativa de alargar la longitud del labio L , lo que se logra con los denominados vertederos extendidos.

Los primeros vertederos extendidos en utilizarse fueron los de tipo abanico o también denominados mexicanos, debido a su amplia utilización en ese país. En la figura 7.12 se observa el vertedero de la presa Sanalona en funcionamiento y en la figura 7.13 un esquema de este.



Figura 7.12 Vertedero de abanico de la presa Sanalona, México. Fuente: YouTube

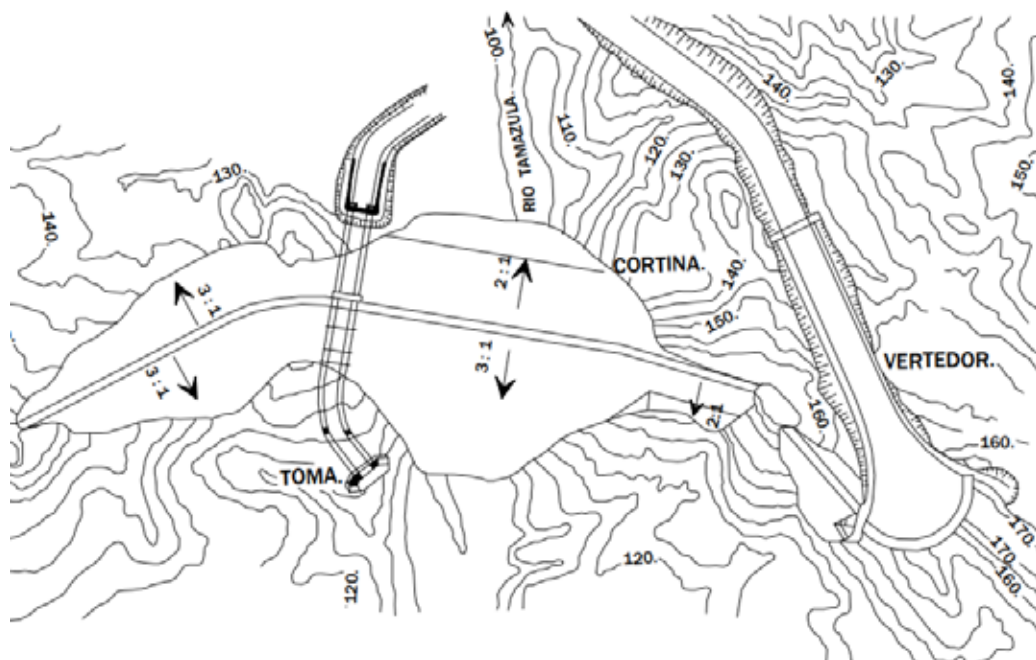


Figura 7.13 Esquema del vertedero de abanico Sanalona, México. Fuente: Marquez (2004)

En la figura 7.14 se puede observar un vertedero de abanico equipado con muros guías para asegurar la distribución uniforme de los caudales, y pilas para soporte del puente que une la vía sobre la presa.

Para el diseño de los vertederos tipo abanico se recomienda consultar, entre otros a Sotelo (1994, pág. 575), Marquez (2004) y Alegret (2008).

Otra forma de alargar el labio del vertedero constituye los llamados “pico de pato”, como el construido para el Proyecto de Propósito Múltiple Baba, figura 7.15, se observa el vertedero en funcionamiento y la empalizada que se ha retiene en las pilas aireadoras.



Figura 7.14 Vertedero tipo Abanico de la presa el Carrizal, Argentina. Fuente: Wikipedia



Figura 7.15 Vertedero Proyecto Baba, Ecuador



Figura 7.16 Vertedero tipo laberinto de la presa Ute, USA. Fuente: AMARILLO (2017)

En los últimos años han cobrado importancia los aliviaderos de laberinto, en los que, el labio tiene una forma de zigzag, o de tecla de piano. En la figura 7.16 se observa el vertedero de la presa del Lago Ute, en Nuevo México con su labio en forma de zigzag.

Para el cálculo hidráulico de este tipo de estructuras se utiliza la misma ecuación de los vertederos a partir de la forma geométrica específica y el valor de los coeficientes de caudal, que se los debe evaluar previamente. La mayoría de estos vertederos requieren de un modelo físico para verificar el diseño realizado. Para diseñar los vertederos de laberinto o tecla de piano se recomienda consultar los siguientes trabajos: (Rodríguez, 2015), (Machiels, 2014), (Erices, 2013), y (Kurganov, 1982).

Las normas rusas SP 290.1325800 (2016) indican que, con los vertederos tipo laberinto la capacidad de descarga se incrementa en 2 y hasta 3 veces respecto a los otros vertederos. Para su dimensionamiento recomiendan tomar como referencia el esquema que aparece en la figura 7.17. La mejor eficiencia de estos vertederos se obtiene con relaciones $H_0/p = 0,2$ a $0,4$ y $L_0/B_0 = 3,4$ a $3,8$. El ángulo de abertura α puede variar entre 8° y 15° .

En la medida de lo posible, el labio del laberinto puede ser redondeado en el lado de aguas arriba, con un radio igual al espesor de la pared del vertedero y si, es que, por razones de resistencia, se necesita aumentar el espesor de los muros, se puede asignar una inclinación 1:3 a los taludes del vertedero, sin que se afecte la capacidad de descarga.

El coeficiente de caudal para estos vertederos se lo puede determinar con la ecuación de Pxi (1992):

$$m = 0,495e^{-0,47k} \quad (7.10)$$

Donde: $k = \frac{H/p}{B_0/L_0}$

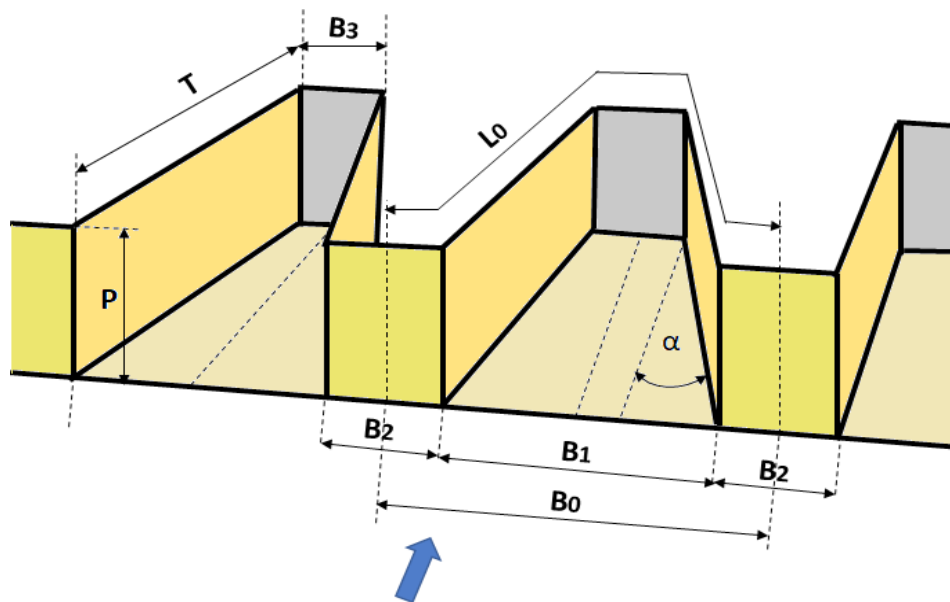


Figura 7.17 Dimensiones de los vertederos tipo laberinto. Fuente: SP 290.1325800 (2016)

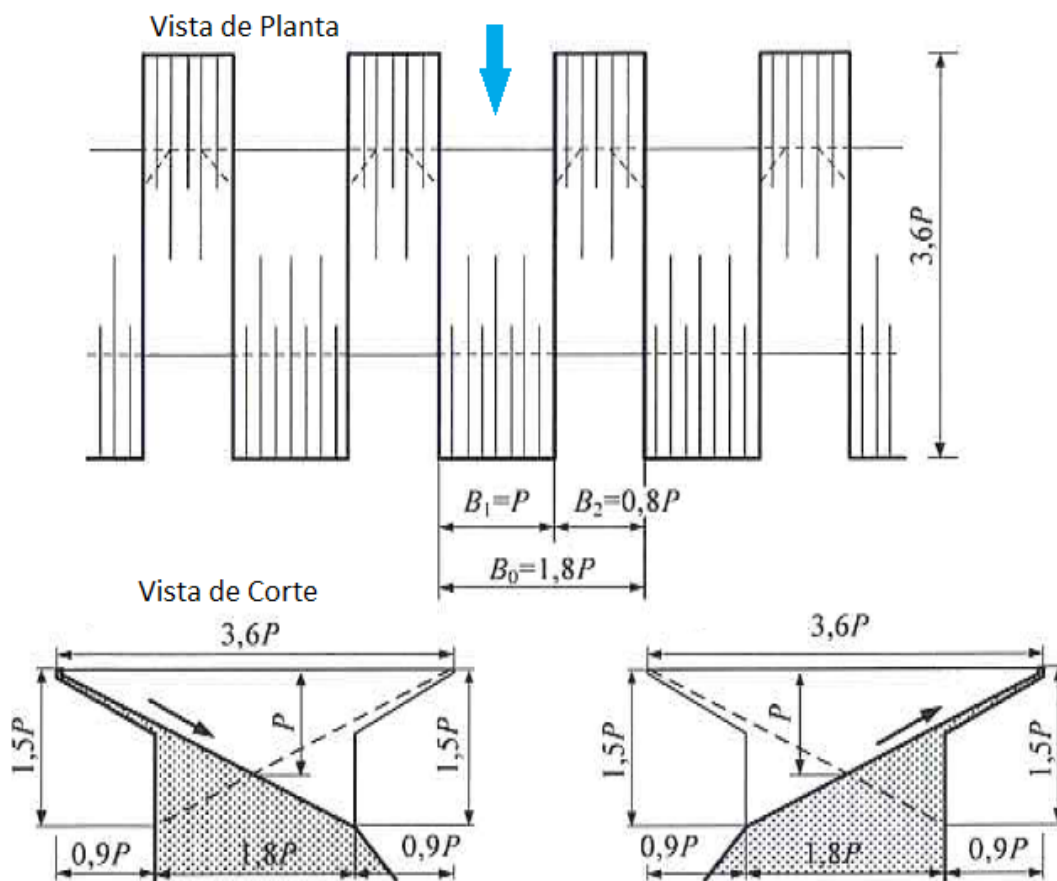


Figura 7.18 Dimensiones de los vertederos tipo tecla de piano. Fuente: SP 290.1325800 (2016)

Para los vertederos tipo tecla de piano la norma SP 290.1325800 (2016) recomienda que se los diseñe con una relación $L_0/B_0=5$ y que $B_1 = B_2 \geq 2H_0$, figura 7.18.

Los vertederos tipo “pico de pato” se los calcula como vertederos de pared delgada, recomendándose el uso de la ecuación de Chugaev (Sandoval, 2013) para la determinación del coeficiente de caudal. Si la curvatura del labio es muy significativa, se debe tomar en cuenta esta condición porque reduce el caudal de descarga. Se requieren pilas de aireación cuando el vertedero es de pared delgada; si es que se utiliza el perfil Creager no son necesarias, pero el volumen de obra es más significativo.

Otro tipo de vertederos que se utilizan en los aliviaderos son los laterales, que se los recomienda en condiciones de poco espacio frontal y se les tiene que ubicar pegados a una de las laderas, en las que exista suficiente espacio para emplazar una adecuada longitud del labio. Cuando el flujo ingresa a uno de estos vertederos, la dirección cambia completamente en su canal inmediato de pendiente pronunciada, figura 7.19.



Figura 7.19 Vertedero lateral de la presa Paonia, USA. Fuente: USBR (2017)



Figura 7.20 Vertedero de labio cerrado, presa Monticello, USA. Fuente: NEWS D. (2017)



Figura 7.21 Vertedero de pétalos de margarita, Armenia. Fuente: Twisted Sifter (2012)

Otra forma de obra de control constituye los famosos vertederos de sección cerrada “Morning Glory”, cuyo labio anular continúa en un cono convergente que se dirige hacia un pozo y túnel de descarga, tal como se puede apreciar en la figura 7.20.

Una forma de aumentar la capacidad de los vertederos de labio cerrado consiste en dar a la cresta la forma de pétalos de margarita, como se aprecia en la figura 7.21.

7.5 SELECCIÓN DEL TIPO DE VERTEDERO

Para la selección del tipo de vertedero el (USB, 2014) considera que se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Tipo de presa.
- Condiciones topográficas, geológicas y climáticas del sitio.
- Parámetros hidrológicos (caudales a descargar).
- Condiciones sísmicas.
- Método de desvío de los caudales durante el período de construcción.
- Condiciones de seguridad.
- Facilidad de operación.
- Condiciones económicas satisfactorias.

A más de las condiciones hidráulicas del diseño de cada tipo de vertedero, se tienen que analizar las condiciones de empate de la estructura de control con el sistema de conducción del flujo hacia aguas abajo, que puede ser mediante canal, o un túnel de flujo libre o a presión, debiendo considerarse los mismos aspectos que se los ha descrito en el párrafo anterior.

7.6 CANAL DE DESCARGA

Si se considera un aliviadero no controlado, como el que se presenta en la figura 7.22, se debe que tomar en cuenta varios aspectos complementarios, ya que en el existe, después del vertedero: un canal de sección convergente; un canal de pendiente pronunciada y sección constante; un sistema de disipación de energía mediante un tanque USBR; y, un canal de restitución.

Por condiciones topográficas y de diseño hidráulico se puede requerir de más de una pendiente, o de un canal de pendiente variable, figura 7.6, en el que se pueden presentar pendientes suaves y pronunciadas.

En este caso, se debe tomar en cuenta que los flujos se dividen en subcríticos y supercríticos; los primeros se presentan en canales con pendientes suaves ($i < i_{cr}$) y los segundos, cuando la pendiente es pronunciada ($i_s > i_{cr}$). Otra forma de distinguirlos es a través del número de Froude (Fr); si $Fr < 1$ el flujo es subcrítico y si $Fr > 1$, supercrítico.

Si el canal inmediato, después del vertedero, tiene una pendiente suave (menor que la crítica), puede mantener una sección constante o variable. Siempre es conveniente que se reduzca la sección con el fin de concentrar el flujo y reducir los volúmenes de obra. Es recomendable que la sección transversal se reduzca gradualmente; sin embargo, en obras pequeñas la reducción puede ser brusca y se forme el resalto hidráulico antes de la descarga por la rápida.

En cualquiera de los dos casos, el cálculo hidráulico consiste en determinar la curva de remanso y la posibilidad de que se presente el resalto hidráulico antes del cambio de pendiente en el canal.

Cuando las condiciones de entrada, tras el vertedero, corresponden a un régimen supercrítico existe la posibilidad de que se formen ondas de choque, más aún si es que se reduce la sección geométrica del canal. Hidráulicamente esta condición corresponde a un flujo no uniforme de canal no prismático. Según Slisskiy (1986) y Chow (1994) los tirantes en este canal se los puede determinar resolviendo la siguiente ecuación:

$$E_2 = E_1 + (i_s - i) \Delta l \quad (7.11)$$

Dónde: E_1 y E_2 son las energías específicas en las dos secciones analizadas, y la pendiente hidráulica $i = Q^2/K^2$, ($K = AC\sqrt{R}$ – Factor de forma).

De acuerdo con los autores citados, la reducción conviene que se la realice con paredes convergentes rectas, con un ángulo θ , figura 7.23, que se lo obtiene al resolver las siguientes ecuaciones:

$$\tan \theta = \frac{\tan \beta_1 \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2 \sin^2 \beta_1} - 3 \right)}{2 \tan^2 \beta_1 + \sqrt{1 + 8Fr_1^2 \sin^2 \beta_1} - 1} \quad (7.12)$$

$$L = \frac{b_1 - b_3}{2 \tan \theta} \quad (7.13)$$

$$\frac{b_1}{b_3} = \left(\frac{h_3}{h_1} \right)^{3/2} \frac{Fr_3}{Fr_1} \quad (7.14)$$

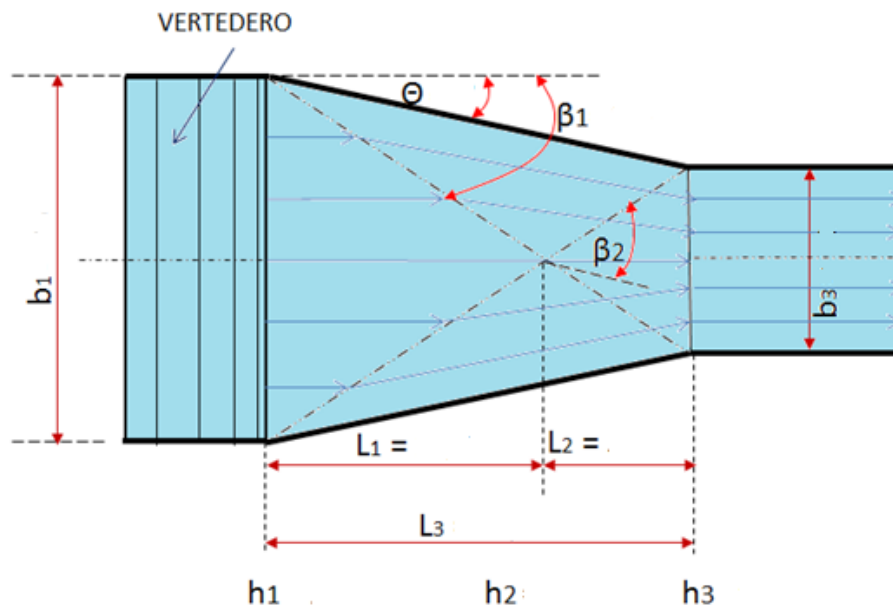


Figura 7.23. Esquema de reducción con flujo supercrítico

Recomendándose que, $h_3/h_1 = 2$ a 3 y $Fr_3 \gg 1$.

En el caso de una reducción gradual del ancho b , se puede tomar como parámetro de diseño que en el tramo convergente se mantenga la profundidad constante, $h = \text{constante}$, para lo cual se puede aplicar la ecuación citada por Kiselev (1974),

$$\frac{\alpha h C^2}{g P_m} \frac{db}{dl} = 1 - i_s \frac{K^2}{Q^2} \quad (7.15)$$

Donde: C – es el coeficiente de Chezy, α – el coeficiente de corrección de energía cinética; de acuerdo con Altshul (1977) $\alpha = 1 + \frac{210}{C^2}$, P_m – perímetro mojado, i_s – pendiente de la solera; K – factor de forma.

Para resolver la ecuación (7.15) se requiere dividir el canal en varios tramos finitos y encontrar las variables hidráulicas para un valor de h preestablecido. La variación de b es más intensa en los primeros tramos, por lo que, al inicio, los tramos se toman más cortos.

En todos los casos, para establecer la posible presencia del resalto hidráulico, se requiere calcular el tirante normal y el tirante crítico.

7.6.1 Ejemplo de cálculo de un canal de entrada y reducción

Objetivo:

Diseñar un aliviadero con un tramo de sección convergente para un flujo supercrítico. Geométricamente se toma como referencias para el diseño las figuras 7.11, 7.22 y 7.23, con los siguientes datos:

Caudal de diseño $Q_d = 261,71 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudal de comprobación $Q_c = 395,41 \text{ m}^3/\text{s}$

Nivel Normal de Operación NAMO = 68 m

Longitud del labio del vertedero $b = 25 \text{ m}$

Canal inicial $L_1 = 85 \text{ m}$ y $i_s = 0,0285$

Rápida, canal $L_2 = 70 \text{ m}$, $i_s = 0,63$

Diseño del vertedero

El dimensionamiento preliminar de la carga se lo hace con el valor asumido $m = 0,49$, mediante la ecuación:

$$H_0 = \left(\frac{261,71}{0,49 * 25 * \sqrt{19,6}} \right)^{2/3} = 2,86 \text{ m}$$

Si se considera la altura anterior del vertedero igual a $H_0/3$

$$p_1 = \frac{2,86}{3} = 0,95 \approx 1,0 \text{ m}$$

Se ha considerado que el canal de entrada es de sección trapezoidal con taludes $m = 0,75$ (0,75:1) porque estará emplazado sobre una arenisca de mediana resistencia. De acuerdo con la tabla 7.1, se recomienda que la velocidad del flujo sea $V_0 = 1,2$ a $1,8$ m/s, a partir de lo cual, si es que se toma $b_0 = 35$ m (más que $b = 25$ m):

$$A_0 = (35 + 0,75 * 3,92) 3,92 = 139,9 \text{ m}^2,$$

$$V_0 = 261,72 / 139,9 = 1,87 \text{ m/s}$$

Este valor supera el indicado en la tabla 7.1.

Para garantizar la velocidad recomendada para el paso del caudal de comprobación, se asume $p_1 = 3$ m. Así resulta que:

$$T_0 = P_1 + H_0 = 3 + 2,86 = 5,86 \text{ m};$$

$$A_0 = 209,5 \text{ m}^2$$

$$V_0 = 1,25 \text{ m/s.}$$

$$H = 2,86 - \frac{1,25^2}{2 * 9,78} = 2,86 - 0,08 = 2,78 \text{ m}$$

Tirante contraído

El tirante contraído se forma detrás del vertedero Creager. La altura en la parte posterior se lo toma $p_2 = 3$ m (igual que p_1). Así resulta que, el coeficiente de velocidad y el tirante contraído son:

$$C_v = 1 - 0,0155 \frac{3}{2,78} = 0,98$$

$$h_c = \frac{261,71}{0,98 * 25 * \sqrt{19,58 * (5,86 - h_c)}} = 1,107 \text{ m} = h_1$$

En esta sección se determina los siguientes parámetros:

$$h_{c1} = 2,23 \text{ m,}$$

$$i_{c1} = 0,00185$$

$$V_1 = 9,46 \text{ m/s}$$

$$(Fr_1)^2 = 8,24$$

Tabla 7.3 Valores de la ecuación del ángulo β

β	Tan(β)	Sen(β) ²	F(β)=tg θ
25	0,46631	0,17861	0,08896208
30	0,57735	0,25000	0,1772032
35	0,70021	0,32899	0,2602488
40	0,83910	0,41318	0,33930951
45	1,00000	0,50000	0,41413733

Reducción de Sección (Canal 1)

La pendiente del primer canal es $i_s=0,0285$, mayor que la crítica. Para pasar de 25 m de ancho del vertedero a 13 m de ancho del canal a la salida, se toma un ángulo de reducción $\theta=6^\circ$.

Para procurar que las ondas de choque formen un ángulo adecuado con el eje del canal, se debe satisfacer la condición establecida en la ecuación (7.12).

Para resolver esta ecuación existen los nomogramas presentados por Chow (1994) o Slisskiy (1986); sin embargo, es preferible resolverla por aproximaciones sucesivas mediante una hoja electrónica, asignándose diferentes valores de β , como aparece en la tabla 7.3.

Con estos resultados se obtiene una ecuación regresiva $F(\beta)=f(\text{Tan}\theta)$:

$$\beta = 21,3 * e^{1,877 * \text{tan}\theta}$$

Con la cual, para $\Theta=6$, obtenemos $\beta=25,9^\circ$

Se determina que:

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{\text{tan}\beta}{\text{tan}(\beta - \theta)} = \frac{\text{tan}25,9}{\text{tan}(25,9 - 6)} = 1,341$$

De donde; $V_2 = 9,46/1,341 = 7,05$ m/s, y

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2 \text{sen}^2\beta} - 1 \right) = \frac{1,107}{2} \left(\sqrt{1 + 8 * 8,24 \text{sen}^2 25,9} - 1 \right) = 1,486 \text{ m}$$

$$F^2r_2 = 7,05^2/9,8 * 1,486 = 3,413$$

$$L_1 = \frac{b_1}{2 \text{tg}\beta} = \frac{25}{2 * \text{tg}25,9} = 25,74 \text{ m}$$

Para calcular la sección 3 se utilizan los datos de la sección 2 y resulta que:
 $\beta_2=39,78^\circ$

$$\frac{V_2}{V_3} = \frac{\text{tan}39,78}{\text{tan}(39,78 - 6)} = 1,245$$

$$V_3 = 7,05/1,245 = 5,66 \text{ m/s}$$

$$h_3 = 0,5 * 1,486 \left(\sqrt{1 + 8 * 3,413 \text{sen}^2 39,78} - 1 \right) = 1,85 \text{ m}$$

$$F^2_{r_3} = 5,66^2/9,8*1,85 = 1,77$$

$$\frac{b_3}{b_1} = \left(\frac{h_1}{h_3} \right)^{3/2} \sqrt{\frac{Fr_1^2}{Fr_2^2}} = \left(\frac{1,107}{1,85} \right)^{1,5} \sqrt{\frac{8,24}{3,413}} = 0,719$$

$$b_3 = 18*0,719 = 12,94 \approx 13 \text{ m}$$

$$L_3 = \frac{25 - 13}{2 * \tan 6} = 57,09 \text{ m}$$

$$L_2 = 57,9 - 25,74 = 32,16 \text{ m}$$

La representación gráfica de los resultados es la que aparece en la figura 7.24.

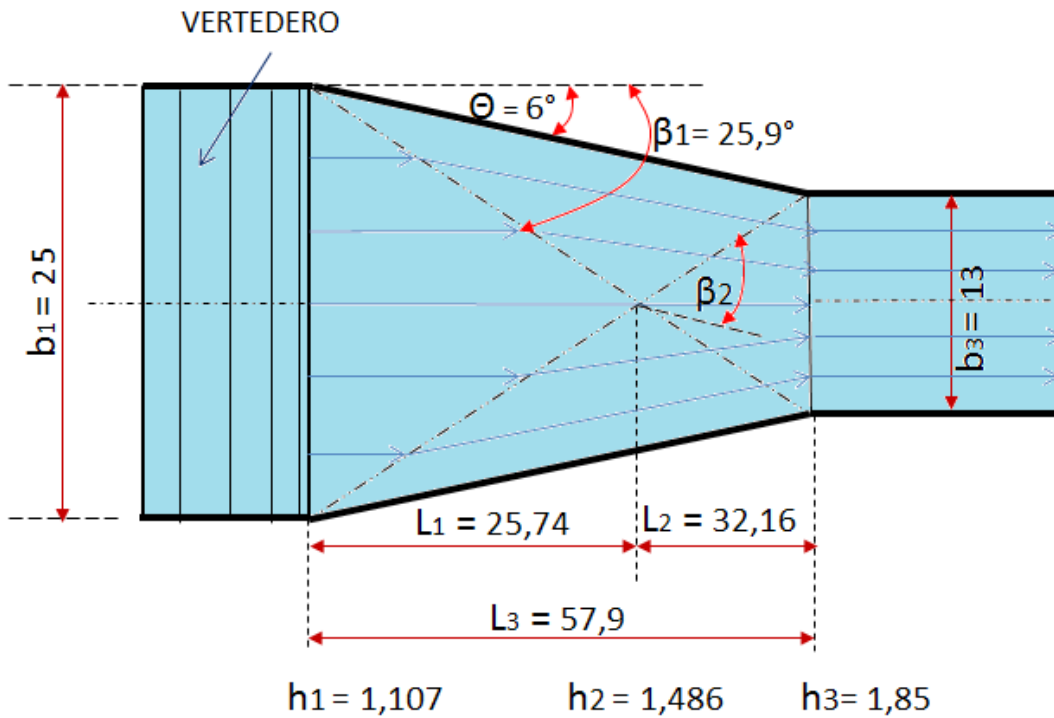


Figura 7.24 Esquema de resultados de la reducción de sección

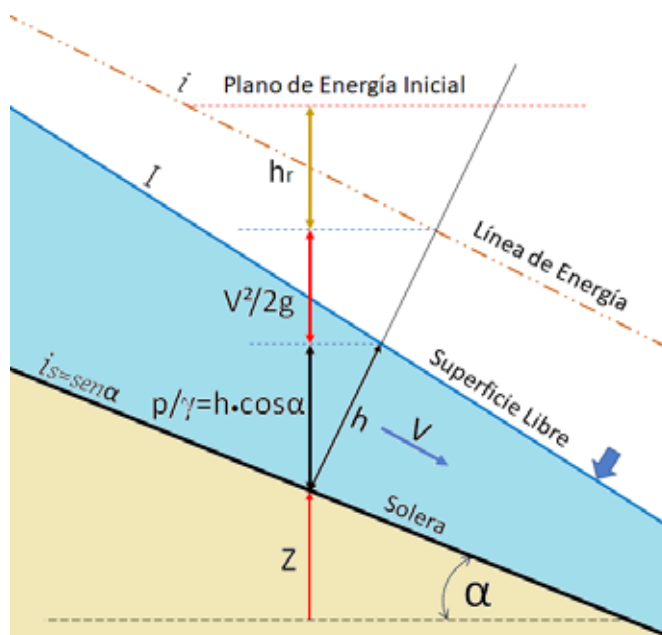


Figura 7.25 Componentes de energía de un flujo en pendiente pronunciada

7.6.2 Rápida (Canal de pendiente pronunciada)

El canal de pendiente suave se empata gradualmente con otro de pendiente pronunciada (rápida) con un radio de curvatura que evite que el flujo se desprenda de la solera, figura 7.22. El tirante inicial de la rápida corresponde al tirante final del canal de pendiente suave y, en el caso que en el mismo se forme un resalto hidráulico, la profundidad inicial de la rápida corresponderá al tirante crítico.

Si es que no cambia la sección del canal, el cálculo consiste en determinar la profundidad al final de este, mediante cualquiera de los métodos disponibles, y que puede ser mediante la integración de la ecuación de flujo no uniforme en una hoja electrónica o mediante el programa H-CANALES o cualquier otro.

Para los canales de pendiente pronunciada se debe tomar en cuenta que la profundidad o tirante se mide en sentido perpendicular a la solera, figura 7.25 mientras los componentes de la energía del flujo son verticales a los planos de referencia. De esta manera, la presión en un punto cambia de acuerdo con la solera del canal.

El conocer la presión de un flujo supercrítico tiene su relevancia, especialmente cuando ese flujo requiere aireación para disminuir la posibilidad de que se presente cavitación.

7.7 AIREACIÓN NATURAL EN CANALES

Cuando el flujo se acelera en la rápida se desarrolla la capa límite en un tramo relativamente corto, que produce un fenómeno de auto-aireación, que origina una masa de agua y aire, que hace que se incremente la profundidad del flujo respecto a la del flujo no aireado.

Según Slisskiy (1986), la velocidad a la que el flujo inicia el proceso de aireación se determina con la siguiente ecuación:

$$V_{cra} = 0,089 \frac{R^{1/6}}{n} \sqrt{1 - i_s^2} \quad (7.16)$$

Donde; i_s es la pendiente de la solera de la rápida.

Según el mismo autor, la profundidad del flujo de la mezcla agua aire, para flujos con $Fr > 5$, es igual a:

$$h_a = h(1 + 0,12\sqrt{Fr^2 - 25}) \tag{7.17}$$

Para la determinación de la altura de los cajeteros a este valor se le debe adicionar el borde libre.

7.8 PROCESO DE CAVITACIÓN

La presencia de rugosidades en las paredes, la alta velocidad del flujo, las reducciones de la presión por la forma y otras singularidades son las que originan la formación de burbujas de vacío que, cuando son acarreadas por el flujo hacia las zonas de mayor presión, implosionan y absorben una gran cantidad de energía del medio, lo que causa el desprendimiento de partículas y la erosión de los materiales adyacentes, tanto de hormigón o cualquier otro material del que este constituida la rápida.

Los vacíos que se forman por el desprendimiento de las partículas superficiales, en las primeras etapas, son los que generan zonas de baja presión, que causan la formación de cárcavas y la consiguiente destrucción de las obras. Como un ejemplo de este proceso, se conoce el percance que ocurrió en febrero del 2017 en la presa Oroville de California, en el que el aliviadero sufrió daños considerables atribuidos a la cavitación y erosión, figura 7.26.

Para determinar el riesgo del apareamiento de la cavitación en un punto, existe el Coeficiente de Cavitación σ , que se lo determina con la ecuación:

$$\sigma = \frac{p/\gamma - p_v/\gamma}{v^2/2g} > \sigma_{cr} \tag{7.18}$$

Donde: p - es la presión en el punto, p_v - la presión de vapor a la temperatura dada y, v - la velocidad en el punto.

Los valores críticos del coeficiente de cavitación aparecen en la bibliografía especializada. De ellos se menciona tres de uso frecuente, tomados Slisskiy (1986):

- $\sigma_{cr} = 1$ - para la rugosidad normal del hormigón;
- $\sigma_{cr} = 2$ - para rebabas generadas por el encofrado del hormigón; y
- $\sigma_{cr} = 3,5$ para puntas sobresalidas de varillas del hormigón armado.

La forma de combatir los daños que produce la cavitación consiste en incluir aire en el flujo, lo que se consigue mediante la instalación de aireadores ubicados en la solera de la rápida, como se observa en las figuras 7.27 y 7.33.

De acuerdo con Novak (2001), una rápida requiere de algunos aireadores que se los debe ubicar a una distancia, en metros, igual a 1 o 2 veces la velocidad media del flujo. Así también, cita a Pinto (1991), que indica que, para determinar el caudal de aire de un aireador se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$Q_a = 0,29Q(Fr - 1)^{0,62} \left(\frac{C_{qa}A_a}{bh} \right)^{0,59} \tag{7.19}$$

Donde: C_{qa} y A_a son, respectivamente, el coeficiente de caudal y el área del orificio aireador.



Figura 7.26 Daños en la rápida del aliviadero de la presa Oroville, USA. Fuente: LIVEJOURNAL (2017)



Fig. 7.27 Pozos de aireación en el aliviadero de la Presa Mazar

Según Hamilton (1980), citado por Rosales (2013, pág. 60), el caudal de aire está dado por:

$$Q_a = (0,01a0,035)b le V \tag{7.20}$$

Aquí, l_e - es la longitud de alcance del flujo en el escalón y V - la velocidad media del flujo antes del escalón.

Una posible forma de solucionar el dimensionamiento del aireador es la de considerar un 7% de concentración de aire para el flujo, asumiendo que, de cierta forma, este valor garantiza la ausencia de cavitación (Slisskiy, 1986), por lo que:

$$Q_a = 0,07Q \tag{7.21}$$

Si la velocidad máxima del flujo de aire se limita a 80 m/s y si se toma un valor promedio de 40 m/s, resulta que $A = 0,002Q$. Este valor se lo puede incluir como primera aproximación en la ecuación de Pinto.

Para el diseño de aireadores artificiales de aliviadero se recomienda consultar CNEGP (1997, Anexo N° 2).

7.9 OBRA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

En los capítulos 3 y 4 se describe los tipos más comunes de obras de disipación de energía; sin embargo, pueden existir otros, que constituirían una variante o una mezcla de los antes expuestos. Así, por ejemplo, en la figura 7.26 se observa los dientes del aliviadero utilizados como deflectores de flujo en la presa Oroville, y en la figura 7.28, el detalle de los daños que causó la crecida de febrero 2017.



Figura 7.28 El aliviadero de la presa Oroville con daños graves.



Figura 7.29 Canal de salida del proyecto Río Grande

7.10 CANAL DE SALIDA

Para que el flujo pueda retornar a su cauce normal se requiere de un canal que se desarrolle desde el cuenco disipador hasta el río. Este canal se lo diseña de tal forma que, su profundidad corresponda al tirante normal, con un ancho igual o ligeramente menor al que tenía el cauce antes de que se construya de la obra.

Como a la salida de los estanques el flujo no se estabiliza inmediatamente, después del cuenco disipador, si es que existen suelos erosionables se requiere aumentar su resistencia mejorando la granulometría del lecho, para lo cual se puede aplicar el criterio de Grishanin (2011), para definir si se necesita, o no, proteger el lecho:

$$G = 0,82 \left(\frac{h}{B} \frac{h}{d} \right)^{1/4} \quad (7.22)$$

Donde d , es el diámetro medio de las partículas del suelo; y B el ancho del canal.

Según este criterio, si $G < 1$ el suelo no se erosiona y si $G > 1$ se erosiona.

A partir de la condición crítica $G = 1$ se analiza la resistencia del suelo a la erosión y, en caso de que se requiera disminuir G , para evitar el arrastre de partículas, se puede mejorar esta condición, mediante la colocación de una capa de material de un mayor diámetro.

En el proyecto de la presa Río Grande, por tener un suelo bastante erosionable en el canal de restitución, se construyó un revestimiento de hormigón armado, figura 7.29.

7.11 ALIVIADEROS ESCALONADOS

Otra forma de vencer la diferencia de niveles originados por la construcción de una presa consiste en un sistema de escalones, que reemplaza a la rápida en un aliviadero. Hidráulicamente se trata de construir un grupo de presas colocadas en serie a diferentes alturas, para que se formen escalones hidráulicos que, en cada una de las huellas, disipa la energía en colchones tipo pozo o muro.

El aliviadero de escalones de mayor importancia, construido en los últimos años, se encuentra en el Río Yeniséi, en Siberia-Rusia, figura 7.30, en la que se observa, en el fondo la presa de la Central Hidroeléctrica Sayano-Shúshenskaya (Sayano) y, en el lado izquierdo, los cuatro escalones del aliviadero construido para una capacidad de descarga de $4000 \text{ m}^3/\text{s}$.

En la última huella del escalón existe un colchón de aguas con un vertedero de laberinto y, tras el muro, dados disipadores de última generación, que hacen que el flujo, en el canal de salida, se torne lo suficientemente tranquilo.

La central hidroeléctrica Sayano está construida al pie de la presa de arco gravedad de 245 m de altura y 1074,4 m de longitud de la corona, con 25 m de ancho en la cresta y 105,7 en la cimentación. El aliviadero de la presa es un vertedero controlado y sumergido con 11 orificios, de $8,2 \times 5,4 \text{ m}$, que en su inicio trabaja a presión y alcanza una velocidad de 40 m/s. Después, el flujo cae por el perfil del vertedero. La velocidad con la que llega el flujo al estanque disipador es de 54 m/s, figura 7.31.

El caudal de diseño del vertedero es de $13.600 \text{ m}^3/\text{s}$, considerando que, por las turbinas, para satisfacer la potencia instalada de 6400 MW se descargan, adicionalmente, hasta $3.400 \text{ m}^3/\text{s}$ (Bryzgalov, 2015).

El área de la cuenca del Río Yeniséi, hasta el sitio de la presa, es de 179.900 km^2 , la que genera una escorrentía de $46,7 \text{ km}^3$. El volumen del embalse es de $31,3 \text{ km}^3$, con un volumen útil de $15,3 \text{ km}^3$.

Las dimensiones del estanque disipador son: ancho variable de 112,6 m hasta 130,7 (es ligeramente trapecial) y 114,8 m de largo. Durante el período de operación del vertedero se detectó que, al producirse descargas cercanas al caudal de diseño, se presentaban daños en las losas del estanque disipador, de $15 \times 12,5 \text{ m}$ y 2,5 de espesor con un peso de 1.125 toneladas.

Este y otros inconvenientes condujo a la necesidad de construir un aliviadero auxiliar que permita disminuir y regular en mejor forma las descargas del vertedero; es así como, en 2005 se inicia la construcción del aliviadero escalonado en la margen derecha del embalse, como aparece en la figura 7.32.

El 17 de agosto de 2009 ocurrió un grave accidente en la central hidroeléctrica, al explotar una de las unidades de generación que inundó la casa de máquinas. Este evento aceleró la construcción del aliviadero escalonado hasta que en 2010 se dio paso a las primeras descargas por el aliviadero.



Figura 7.30 Escalones hidráulicos del proyecto Sayano, Rusia. Fuente: PASS-BGCCCH (2012)

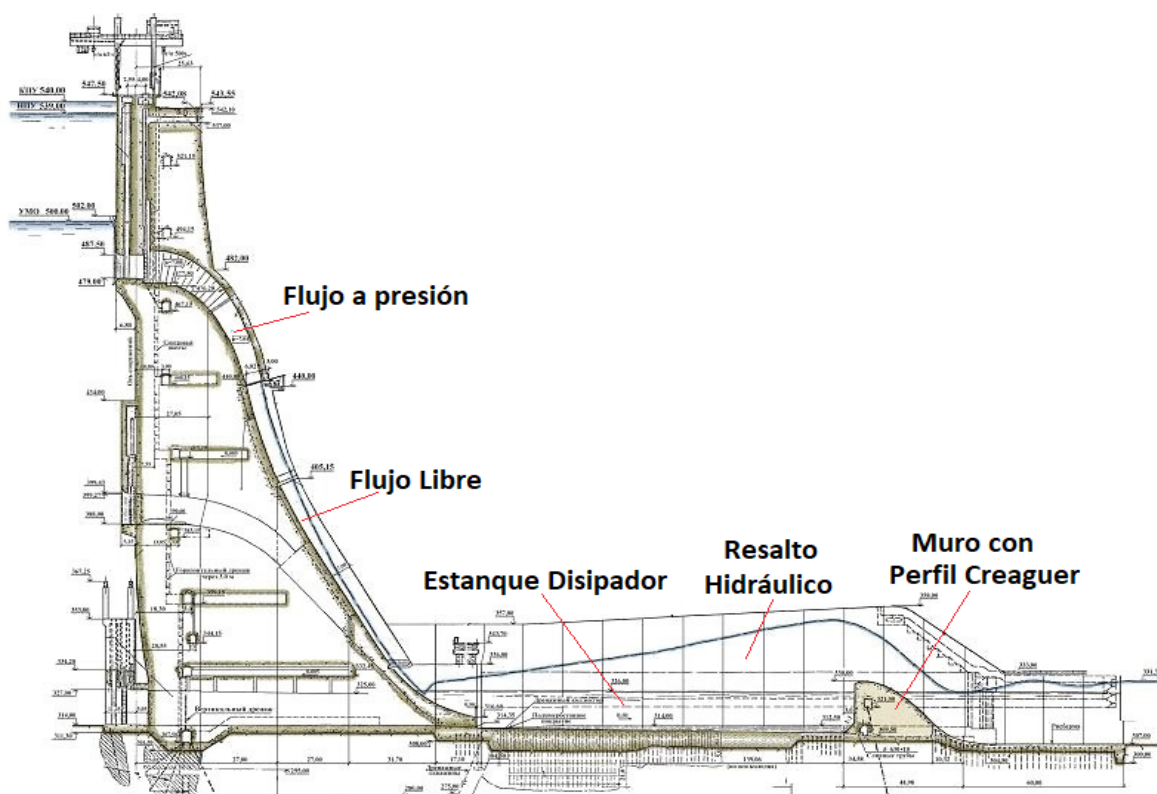


Figura 7.31 Vertedero y estanque disipador de la CHE Sayano, Rusia. Fuente: Energética (2016)

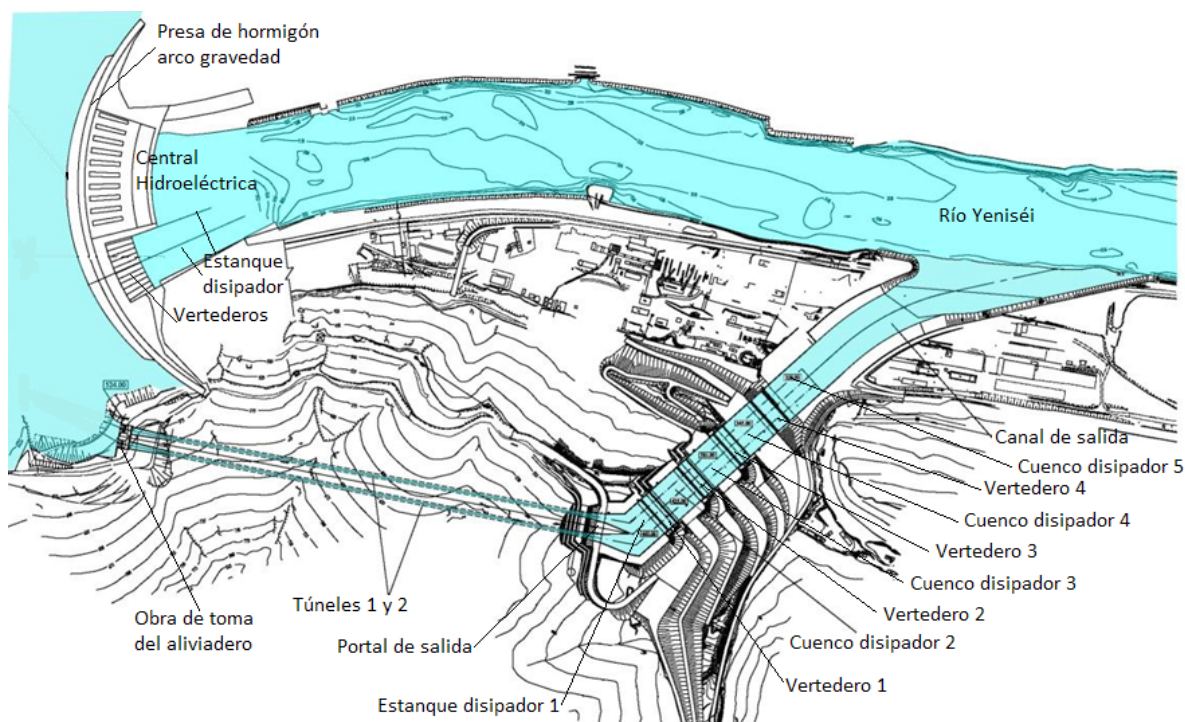


Figura 7.32 Implantación de las obras del proyecto Sayano. Fuente: Fiodorov (2011)

Como se puede observar en la figura 7.32, el aliviadero está alimentado mediante dos túneles, de 10 x 12 m de sección tipo baúl, y una longitud de 1.130 m. Cada uno de ellos permite un flujo libre de 2000 m³/s, a una velocidad media de 22 m/s.

Los túneles descargan su caudal en un estanque disipador, que forma un colchón de aguas con un vertedero de hormigón, que se presenta en la figura 7.33, para distribuir uniformemente el caudal y vencer el primer escalón.

El aliviadero, que en conjunto vence 225 m de caída entre los niveles de aguas arriba y aguas abajo, está compuesto por cinco estanques disipadores de energía de 100 m de ancho con longitudes variables entre 55 m y 167 m, divididos por los muros vertederos, los mismos que, a más de formar los colchones de agua, sirven para

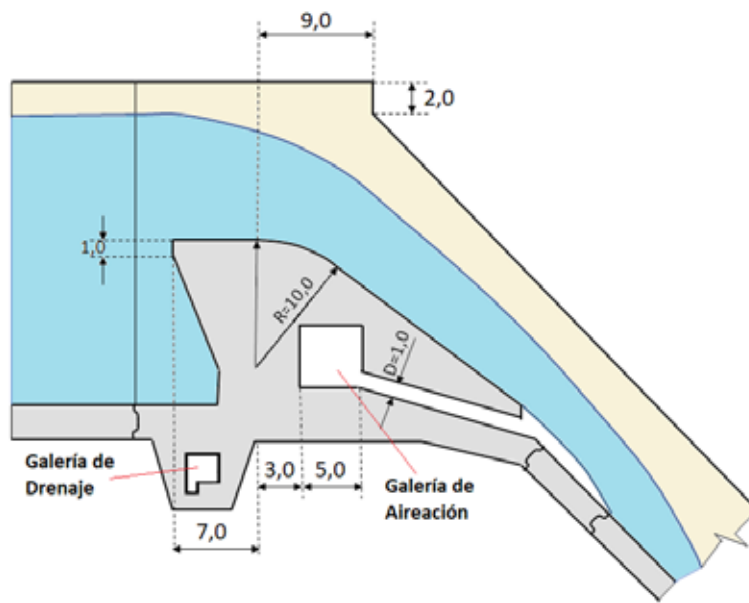


Figura 7.33 Detalle de los vertederos del aliviadero escalonado. Fuente: Rasskazov (2008)



Figura 7.34 Aliviadero escalonado del proyecto Sayano en funcionamiento. Fuente: YouTube (2016)

airear el flujo a través de galerías y tuberías de gran diámetro con los que se previene daños por cavitación en toda la obra, como se puede observar en la figura 7.33.

En la figura 7.34 se puede observar el vertedero en funcionamiento y, en la figura 7.35, un detalle del muro tipo laberinto del colchón de empate con el canal de salida.

La velocidad máxima del flujo de entrada al primer colchón de aguas es de 30 m/s y al final del aliviadero, a la salida del muro laberinto de 4 a 5 m/s. El caudal se lo conduce de regreso al cauce a través de un canal de 700 m de longitud. En la figura 7.36 se observa la construcción del último colchón de aguas formado con el muro tipo laberinto y, detrás del muro, aparecen los dados disipadores en forma de diamante.



Figura 7.35 Vista del aliviadero hacia aguas abajo. Fuente: Yakunin (2014)



Figura 7.36 Vista de las obras de empate con el canal de salida: Fuente: PASS-BGCCCH (2012)

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

Capítulo 1

- Axmetkal, V. (10 de enero de 2017). Protecciones de Ingeniería (en ruso). Obtenido de Experiencia de protecciones a lodos en Kazajistán: <http://territoryengineering.ru/bez-rubriki/opyt-zashhity-ot-selej-v-kazahstane/>
- CEAA-ESPOL. (2003). Manejo del agua en las costas del Ecuador. Obtenido de <http://www.albarradas.espol.edu.ec/>
- CELEC. (23 de septiembre de 2015). CELEC - Manduriacu. Obtenido de <https://www.celec.gob.ec/gensur/index.php/46-central-hidroelectrico-manduriacu>
- CELEC-HIDRONACIÓN. (2013). 25 años de la Presa Daule- Peripa. Guayaquil: Eco Comunicaciones.
- CH Ebro. (12 de junio de 2016). Confederación Hidrográfica del Ebro. Obtenido de <http://portal.chebro.es/contenido/visualizar.documentos>
- Dufour, M. (23 de mayo de 2013). Blog de Mónica. Obtenido de <http://monicacha.blogspot.com/2013/05/de-cruz-de-piedra-agua-del-toro-y-río.html>
- El Ciudadano. (29 de diciembre de 2016). El Ciudadano Sistema de Información Oficial. Obtenido de <http://www.elciudadano.gob.ec/descartados-problemas-de-contaminacion-en-la-represa-poza-honda-de-manabi/>
- El Telégrafo. (11 de noviembre de 2015). El Telégrafo. Obtenido de <http://www.eltelegrafo.com.ec/>
- FAME. (2004). Federal Guidelines For Dam Safety: Hazard Potential Classification System For Dams. Maryland: U.S. Department Of Homeland Security.
- GELIO. (10 de enero de 2012). Chirkeyskaya CHE, la presa de arco más alta de Rusia. Obtenido de <https://gelio.livejournal.com/164293.html>
- HIDROVOLCAN. (13 de septiembre de 2015). Generación solar salva de la sequía a El Cajón. Obtenido de <http://hidrovolcan.com/generacion-solar-salva-de-la-sequia-a-el-cajon/>
- ICOLD. (2007). Las Presas y el Agua en el Mundo. París, Francia: CIGB-ICOLD.
- Matamoras, D. (2017). El Sistema hídrico del Guayas y los desafíos de la gestión del agua. ESPOL-FOCUS, 37-39.
- NEC - 2015, MIDUVI. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción, MIDUVI. Quito: MIDUVI.
- NMX-AA-175-SCFI-2015. (2015). Operación Segura de Presas. Parte 1.- Análisis de Riesgo y Clasificación de Presas. México: Secretaría de Economía de los Estados Unidos de México.
- ORSEP, R. (2011). Lineamientos de Seguridad de Presas. Buenos aires: ORSEP.
- Ortiz, M. A. (2012). Presas de ferrocemento, opción económica para retención de agua pluvial: caso de estudio. Ingeniería Hidráulica y Ambiental, 33(2), pp.14-22.
- PIVALTEC. (20 de noviembre de 2017). PIVALTEC Geo estructuras. Obtenido de <http://www.geosinteticos.com/geoestructuras.html>
- SENAGUA. (29 de agosto de 2017). Secretaria Nacional del Agua. Obtenido de <http://www.agua.gob.ec/demarcacion-hidrografica-de-manabi-trasvasa-agua-desde-daule-peripa/>
- SIBVED. (14 de agosto de 2016). Acordarse del pasado para Conocer el Futuro. Obtenido de <http://sibved.livejournal.com/>
- SP 58.13330.2012. (2013). Estructuras Hidráulicas. Fundamentos. Moscú, Rusia: Ministerio de Desarrollo Local de la Federación Rusa.
- SPG. (31 de agosto de 2017). Servicios de Petróleo y Gas. Obtenido de <https://ngs-penza.ru/about/poleznaya-informatsiya/top-5-krupneyshikh-vodokhranilishch-mira/>
- USBR. (1982). Diseño de Presas Pequeñas. México: Continental S.A.
- Vallarino, E. (1995). Tratado Básico de Presas. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Versegui. (16 de Julio de 2007). Wikimedia Commons. Obtenido de https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Barraje_de_Roselend_2.jpg
- Zhelezniakov, G. y. (1984). Hidrología, Hidrometría y Regulación de Escorrentía. Moscú, Rusia: Kolos.

Capítulo 2

- Akimov, O. (2004). Hidrología de las Estructuras Hidráulicas. Xabarovsk, Rusia: MBGU.
- Alcázar, J. (2007). El método básico para determinación de caudales de mantenimiento. Aplicación a la cuenca del Ebro. Lleida, España: Tesis Doctoral. Universidad de Lleida.
- ACOLIT Cia. Ltda. (2008). Actualización del Proyecto de Propósito Múltiple Chone. Portoviejo: Consejo Provincial de Manabí.
- Biological and Agricultural Engineering NC State University. (s.f.). www.bae.ncsu.edu/. Recuperado el 31 de agosto de 2016, de www.bae.ncsu.edu/bae/workshops/dot/pdf/mod3_3atext.pdf
- Breña, A. y (2006). Principios y fundamentos de la hidrología superficial. México: Universidad Autónoma Metropolitana.
- Castillo, L. Á. (2013). Modelación numérica de sedimentación y lavado de sedimentos mediante “flushing” en el embalse Paute-Cardenillo. III Jornadas de Ingeniería del Agua. La protección contra los riesgos hídricos (págs. 1-8). Barcelona, España: Marcombo S.A.
- Chow, V. T. (1994). Hidráulica de canales Abiertos. Bogotá: Mc GrawHill.
- Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (2000). Hidrología Aplicada. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.
- Departamento de Transporte de Texas. (2016). Hydraulic Design Manual. Texas: http://onlinemanuals.txdot.gov/txdotmanuals/hyd/manual_notice.htm.
- ENACON S.A. (2012). Estudio de crecida en bocatoma del Río Triful. Informe de Proyecto, pp.12.
- Fattorelly, S., & Fernández, P. (2011). Diseño Hidrológico. Zaragoza: Edición Digital.
- French, R. (1988). Hidráulica de Canales Abiertos. México: Mc Graw-Hill.
- García, E., & Páz, G. (1997). Estimación de necesidades hídricas para la conservación de la ecología fluvial de los ríos regulados. Federación Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales., 1-8.
- Garrido, M. (2008). Cálculo Hidrológico de Procesos de Lluvia - Escorrentía mediante un Modelo de Aguas Someras 2D. La Coruña: Universidad de Coruña.
- Goroshkov, I. (1979). Cálculos hidrológicos (en ruso). Moscú, Rusia: Hidrometereológica.
- Goroshkov, I. (1979). Cálculos Hidrológicos (en ruso). San Petersburgo, Rusia: Hidrometereológica.
- Gutiérrez, C. G. (2008). Estudio Hidrológico de Inundaciones en la Cuenca Alta del Río Chone. Quito: INAMHI, CLIRSEN y FAO.
- Ibañez, A., Gisbert, B., & Moreno, R. (2011). Métodos para la determinación del coeficiente de escorrentía. Universidad Politécnica de Valencia, <http://hdl.handle.net/10251/10781>.
- Ibañez, S. M. (2011). Métodos para la determinación de tiempos de concentración de una cuenca hidrográfica. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- INAMHI. (22 de septiembre de 2012). Servicio Meteorológico del Ecuador. Obtenido de <http://www.serviciometeorologico.gob.ec/caudales-datos-historicos/>
- INAMHI. (2016). Información generada por las 35 estaciones hidrológicas automáticas. Quito: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.
- INASSA. (2013). Informe Ejecutivo del Proyecto Multipropósito Jama. Portoviejo, Ecuador: INASSA.
- Jarret, R. (1990). Hydrological and hydraulic reserah in mountain rivers. Water Resources Bulletin, 419-429.
- Komlev, A. (2006). Régimen de flujos de agua para los ríos Urales y del este del Ural. Novedades Geográficas, 66-71.
- Krochin, S. (1986). Diseño Hidráulico. Quito: EPN.
- López Moreno, J. (2008). Estimación de pérdidas de agua por evaporación en embalses del Pirineo. Cuadernos de Investigación Geográfica, 34, 61-81.
- Lopéz, R. (2005). Resistencia al flujo de ríos de montaña, desarrollo de ecuaciones de predicción. Lleida, España: Tesis Doctoral Universidad de Lleida.
- López, R. y (2008). Predicción de la velocidad media del flujo en ríos de montaña. Ingeniería del agua, vol.15, N° 2, 82-92.
- Martínez, M. F. (2007). Hidrología Aplicada a Pequeñas Obras Hidráulicas. Montecillo, México: SEGARPA.
- Ministerio de Recursos Naturales de la Federación Rusa. (2007). Методические указания по составлению правил использования водных ресурсов водохранилищ гидроузлов электростанций. Norma No 314, 27.
- Moncayo, G. (1979). Hidrología y Recursos Hidráulicos del Proyecto de Propósito Múltiple Jama. Tomo I. Portoviejo: Centro de Rehabilitación de Manabí.

- MOP Chile. (1995). Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Información Pluviométrica. Santiago de Chile: Dirección General de Aguas, S.E.B. N°4.
- Morales, A. y. (2016). Ubicación y Diseño de una Obra de Regulación de Caudales sobre el Río Quijos. Sangolquí: ESPE.
- NMX-AA-159-SSCFI. (2012). Norma mexicana NMX-AA-159-SSCFI-2012. Procedimiento para la determinación del caudal ecológico en cuencas hidrológicas. México: Secretaría de Economía de los EUM.
- NTS 2. (2011). Borrador de Norma Técnica de Seguridad para el Proyecto, Construcción y Puesta en Carga de Presas y Llenado de Embalses. Madrid: Ministerio de Medio Ambiente.
- Perevosznikov, B. (1983). Manual de Hidrología de Puentes Viales (en ruso). Moscú: Transport.
- Pérez, G., & Rodríguez, A. (2009). Apuntes de Hidrología Superficial. Morelia, México: UNMSH.
- Pourrut, P. (1995). El Agua en el Ecuador. Clima, Precipitaciones, Escorrentía. Quito: Corporación Editora Nacional.
- Rasskazov, et al. (2008). Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Asociación de Instituciones de Educación de la Construcción.
- Rickenmann, D. (1999). Empirical Relationships for Debris Flows. *Natural Hazards*, N° 19, 47-77.
- Rivero, J. (2009). Sedimentación de Embalses de la Costa Ecuatoriana. Guayaquil: CEDEGE.
- Robedro, J. (2014). Cálculo de caudales de avenida. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Salazar, J. (10 de marzo de 2011). Método Probabilístico de la Curva de Duración de Caudales para el Diseño de una Central Hidroeléctrica. Obtenido de http://ateneo.unmsm.edu.pe/ateneo/bitstream/123456789/1801/1/modelo_probabilistico_de_la_curva_de_duraciones_ayros_2011.pdf
- Sandoval, W. (2013). Principios de la Hidráulica 2. Sangolquí: ESPE.
- Sandoval, W. y Carrera, D. (2016). New Methodology for Determining of the Ecological Flow with Hydrometric Data. *Conference Series Earth and Environmental Science*, 1-12.
- Sandoval, W., & Toulkeridis, T. (2018). Velocity and Time of Concentration of a Basin – a renewed approach applied in the Rio Grande Basin, Ecuador. *Conference Series Earth and Environmental Science*, 191, 012117
- Sandoval, W., & Aguilera, E. (2014). Determinación de Caudales en Cuencas con Poca Información. *Revista Ciencia UNEMI*, 100-110.
- Santacruz, G. (2010). Variación crono espacial de los caudales ecológicos en la cuenca del Río Valles, México. *Agua LAC*. México. Vol2, N° 1, 26-36.
- Smirnov, G. (1988). Hidrología para estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Escuela Superior.
- SP 58.13330.2012. (2013). Estructuras Hidráulicas. Condiciones Base. Moscú: Ministerio de Desarrollo Regional de la Federación Rusa.
- Tennant, D. (1976). Instream Flow Regimes for fish. *Wildlife, Recreation and Related Environmental Resources*, pp. 6-10.
- U.S. GEOLOGICAL SURVEY. (1985). Determination of Roughness Coefficients for Streams in Colorado. Lakewood, CO: U.S. GEOLOGICAL SURVEY.
- United States Geological Survey Water-supply. (1989). Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains, Paper 2339. Denver, CO: U.S. Geological Survey.
- Vagapova, A. (2010). Influencia del factor agua en el ecosistema de las terrazas y desarrollo de un método de cálculo de los caudales ecológicos (en ruso). Almaty, Kazajistán: Tesis Doctoral. Instituto de Investigación Científica de Recursos Hídricos.
- Veksler, A. y. (1983). Transformación del cauce aguas abajo de grandes centrales hidroeléctricas. Moscú: Energoatomizdat.
- Vélez, J. y. (2010). Estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la Quebrada San Luís, Manizales. B-digital.
- Vosresensky, K. (1956). Cálculos Hidrológicos para Diseño de Obras en Ríos Pequeños (en ruso). San Petersburgo: Hidrometereológica.
- Vosresensky, K. (1956). Cálculos hidrológicos para el diseño de obras hidráulicas en pequeños ríos (en ruso). San Peterburgo: Hidrometereológica.
- Zhelezniakov, G., & Negovskaya, T. O. (1984). Hidrología, Hidrometría y Regulación de Escorrentía (en ruso). Moscú: Kolos.
- Zhivotovskiy, B. (1978). Cálculos Hidrológicos en Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: UAP.

Capítulo 3

- Alegret, E. y. (2005). Diseño Hidráulico de Vertederos para Presas Pequeñas. La Habana: ISPJAE.
- APDF-MX. (15 de agosto de 2008). <http://cgsservicios.df.gob.mx/prontuario/vigente/747.pdf>. Recuperado el 27 de junio de 2017, de <http://cgsservicios.df.gob.mx/prontuario/vigente/747.pdf>
- Berezinsky, A. (1950). Capacidad de Descarga de los Vertederos de Cresta Ancha (en ruso). Moscú: Construcción.
- Bogomolov, A. (1979). Flujos Super Rápidos de Superficie Libre (en ruso). Moscú: Stroyizdat.
- Bolshakov, V. (1979). Manual de Hidráulica (en ruso). Kiev: Escuela Superior.
- Bouckovalas, G. &. (2011). Dynamic Analyses For The Seismic Safety Evaluation Of Chontal Dam – Ecuador. Atenas, Grecia: NTUA.
- Bureau of Reclamation. (1982). Diseño de Presas Pequeñas. México: Continental S.A.
- Bureau of Reclamation USA. (1976). Design Of Gravity Dams. Denver, Colorado: Water Resources Technical Publication.
- Sosa, D. (2011). Análisis sísmico de presas y cálculo de la presión hidrodinámica aplicado a la presa Minas-San Francisco y presa Tierras Blancas. Sangolquí: Tesis de Grado.
- CELEC. (27 de agosto de 2012). CELEC EP - ENERNORTE. Obtenido de <https://www.celec.gob.ec/enernorte/index.php/ph-manduriacu/>
- CFE-Comisión Federal de Electricidad. (2008). Manual de Diseño de Obras Civiles - Diseño por Sismo. México: CFE.
- Chow, V. (2004). Hidráulica de los Canales abiertos. Bogotá: Mc Graw-Hill.
- CNEGP-CICCP. (1997). Guías Técnicas de Seguridad de Presas, Aliviaderos y Desagües. Madrid: Gráficas Rita.
- Consortio TCA. (2012). Diseño de la Proyecto Hidroeléctrico Manduriacu. Quito: TCA.
- Gómez, R. (2008). Geocondiciones de Presas y Embalses. Comité Nacional Español de Grandes Presas, p. 20.
- González, F. (2005). Introducción a la Mecánica de Suelos. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- Grishin, M. R. (1975). Presas de Hormigón Cimentadas en Roca (en ruso). Moscú: Stroyizdat.
- Grishin, M. S. (1979). Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Escuela Superior.
- IGEPN. (30 de enero de 2012). Terremoto de Esmeraldas de 1906. Obtenido de Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional: <http://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/575-terremoto-de-esmeraldas-de-1906-uno-de-los-sismos-m%C3%A1s-grandes-la-historia>
- IGEPN. (17 de abril de 2016). Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. Obtenido de Informe Sísmico Especial N. 8 - 2016: <http://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1312-informe-sismico-especial-n-8-2016>
- Kiselev, P. A. (1974). Manual de Cálculos Hidráulicos (en rusos). Moscú: Energía.
- Lombardi, G. (2004). La cimentación de presas de fábrica. Córdoba, Argentina: Comité Argentino de Presas.
- Lypiachev, Y. (2012). Diseño de Presas en Regiones Sísmicas. Moscú: RUDN.
- MEER-EC. (19 de marzo de 2015). Ministerio de Electricidad y Energía Renovable > Programas y Servicios > Manduriacu. Recuperado el 27 de junio de 2017, de <http://www.energia.gob.ec/manduriacu/>
- Mijaliov, M. (1971). Cálculos Hidráulicos de Flujos con Rotación (en ruso). Leningrado: Energía.
- NEC-SE-DS. (1 de diciembre de 2014). Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de Cargas Sísmicas Diseño Sismorresistente: <http://www.obraspublicas.gob.ec/norma-ecuatoriana-de-la-construccion-nec-se-ds/>
- Nedrigi, V. (1983). Manual de Diseño de Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Stroyizdat.
- Novak, P. M. (2001). Estructuras Hidráulicas. Bogotá: McGraw-Hill.
- NTS-2. (1 de Julio de 2011). Gobierno de España. Obtenido de Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente: <http://www.mapama.gob.es/es/agua/temas/seguridad-de-presas-y-embalses/normas-tecnicas/>
- Ostiakova, A. (2011). Conjugación de la Superficie del Vertedero con la Solera en Vertederos sin Succión (en ruso). Vesnik MGSU, N° 5, 306-310.
- Poliakov, S. (1983). Construcciones Sismorresistentes (en ruso). Moscú: Educación Superior.
- Popov, A. (27 de febrero de 2013). RUSSOS. Obtenido de <https://russos.livejournal.com/1004470.html>
- Ramirez, P. y. (2004). Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Rasskazov, L. et al (2008). Estructuras Hidráulicas T.1. Moscú: A. Institutos de Educación Superior.

- Rozanov, N. B. (1985). Estructuras Hidráulicas. Moscú: Agromizdat.
- Sandoval, W. (2013). Principios de la Hidráulica. Sangolquí: ESPE.
- Slisskiy, S. (1986). Cálculos Hidráulicos de Estructuras Hidráulicas de Alta Presión (en ruso). Moscú: Energoatomizdat.
- Soriano, A. (2010). Observación de los cimientos durante la puesta en carga de las presas. Las Presas y el Terreno (págs. 1-24). Valladolid: SPANCOLD.
- Sotelo, G. (1977). Hidráulica General V. I /Fundamentos. México: Limusa.
- SP 14.13330.2011. (2011). Manual de Diseño Sísmico de Edificaciones (en ruso). Moscú: Ministerio de Desarrollo Regional de la Federación Rusa.
- SP 290.1325800.2016. (2016). Normas de Diseño de aliviaderos de Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Ministerio de Construcción y Vivienda de la Federación Rusa.
- SP 40.13330.2012. (2012). Presas de Hormigón. Moscú: Ministerio de Desarrollo Regional de la Federación Rusa.
- SP.58.13330.2012. (2013). Hydraulic Structures. Basic statements. Moscú: Ministerio de Desarrollo Regional de la Federación Rusa.
- SPANCOLD. (7 de septiembre de 2017). Comité Español de Grandes Presas. Obtenido de <http://www.spancold.es/normativa/instruccion.pdf>
- Subbotin, A. (1983). Fundamentos de la Hidrotecnia. San Petersburgo: Gidrometereozdat.
- Toulkeridis, et al. (2017). Contrasting Results of Potential Tsunami Hazards in Muisne, Central Coast of Ecuador. Science Of Tsunami Hazards, 13-40.
- US ARMY CORPS, EM 1110-2-2200. (1995). Gravity Dam Design. Washington: U.S. Army Corps of Engineers publications.
- Vallarino, E. (1994). Tratado Básico de Presas. Madrid: Escuela de Ingenieros de la U.P.M.
- Velasco, J. (2016). Determinación del Run-Up por oleaje en laboratorio en taludes de presas mediante procesamiento de imágenes. Córdoba, Argentina: Universidad Nacional de Córdoba.
- VNIIG P80-79. (1979). Recomendaciones para el Cálculo Hidráulico de Aliviaderos Abiertos y Erosión de Cauces de Roca por Caída del Chorro (en ruso). San Petersburgo: VNIIG.
- YouTube. (12 de agosto de 2014). El embalse más grande de Europa. Alqueva. Obtenido de <https://www.youtube.com/watch?v=OAozadDXKFc>
- Zhuravliov, G. (1979). Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Kolos.

Capítulo 4

- Beliashvsky, N. P. (1973). Cálculos de Aguas Abajo al Pie de Vertederos en Suelos (en ruso). Kiev: Nauka Dumka.
- CELEC EP. (2016). I008 CCS- Construcción del Proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair 1.500 MW. Quito: Gobierno por Resultados.
- Chugaev, R. (1985). Estructuras Hidráulicas. Presas Vertedoras (en ruso). Moscú: Agropromizdat.
- Grishin, M. S. (1979). Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Escuela Superior.
- INECEL. (1978). Proyecto Hidroeléctrico Coca-Informe de Factibilidad. Quito: Instituto Ecuatoriano de Electrificación.
- Kirienko, I. X. (1987). Estructuras Hidráulicas. Diseño y Cálculo (en ruso). Kiev: Escuela Superior.
- Kuznetsov, S. (1983). Teoría del Cálculo Hidráulico de Aguas Abajo (en ruso). Lvov: Escuela Superior.
- Liapichev, Y. (2008). Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: RUDN.
- Loguinov, G. (16 de marzo de 2012). RusNauka. Obtenido de Conjugación de Aguas en Obras de Toma para Sistemas Hidroenergéticos y Riego: www.rusnauka.com.12_ENXXI_2011/Economics/4_85173.doc.htm/
- Márquez, M. (2006). Caracterización Paramétrica de Resaltos Libres y Sumergidos a partir de Medidas de Velocidades Instantáneas con Equipo Doppler. Cartagena: Universidad Politécnica de Cartagena.
- Mundo Constructor. (25 de septiembre de 2017). Central hidroeléctrica Coca Codo Sinclair. Obtenido de <http://www.mundoconstructor.com.ec/construccion/tema-central/750-central-hidroel%C3%A9ctrica-coca-codo-sinclair.html>
- Nedrigi, V. (1983). Manual del Diseñador de Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Stroyizdat.
- Novak, P. M. (2001). Estructuras Hidráulicas. Bogotá: McGraw-Hill.
- Ohtsu, I. Y. (1990). Free and Submerged Hydraulic Jumps in Rectangular Channels. Report of the Research Institute of Science and Technology, Nihon University, pp. 1-50, N.º 35.
- Pashkov, N. y. (1985). Hidráulica y Máquinas Hidráulicas. Moscú: MIR.

- Rasskazov, et al. (2008). Estructuras Hidráulicas, Parte 1 (en ruso). Moscú: ASV.
- Romagnoli, M. C. (2010). Decaimiento de la Turbulencia en Resaltos Hidráulicos. *Mecánica Computacional*, Vol. XXIX, 8109-8124.
- Rozanov, N. B. (1985). Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Agromizdat.
- SAGARPA. (2012). Disipadores de Energía. Montecillo, México: UTE COUSSA.
- Sandoval, W. (2013). Principios de la Hidráulica 2. Sangolquí: ESPE.
- Shuliak, V. (2016). Complejo Hidráulico de Presa Pequeña Nizhegorodskiy. Moscú: MGSU, Tesis de Maestría.
- SINOHYDRO. (2012). Diseño Hidráulico del Aliviadero. Quito: SINOHYDRO-COCASINCLAIR.
- Slisskiy, S. y. (1983). Método para la Elaboración del Proyecto de Presa Vertedora en Suelo (en ruso). Moscú: MGSU.
- SP 23.13330.2011. (2011). Cimentaciones de Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Ministerio de Desarrollo Regional de la Federación Rusa.
- SP 40.13330.2012. (2012). Presas de Hormigón y Hormigón Armado. Moscú: Ministerio de Desarrollo Regional de la Federación Rusa.
- Taraymovich, I. (1966). Protección Aguas Abajo de Presas Vertedoras (en ruso). Moscú: Energía.
- Torres, N. A. (1 de octubre de 2010). Filtraciones. Obtenido de <http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiygeotecnia/Filtraciones%202010%20octubre%201.pdf>
- USBR. (1982). Diseño de Presas Pequeñas. México: Continental S.A.
- Zhuravlev, G. (1979). Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Kolos.

Capítulo 5

- ACOLIT Cía. Ltda. (2008). Actualización del Proyecto de Propósito Múltiple Chone. Portoviejo: Consejo Provincial de Manabí.
- Agencia Andes. (23 de noviembre de 2015). Agencia de Pública de Noticias del Ecuador y Suramérica. Obtenido de <http://www.andes.info.ec/es/noticias/ecuador-inaugura-megaproyecto-multiproposito-chone-obra-postergada-cuatro-decadas.html>
- Álvarez, A. F. (1998). Innovaciones en Presas de Materiales sueltos. *Revista de Obras Públicas*, julio-agosto, N.º 3378, 19-24.
- Armas, R. (2012). Criterios para Diseñar Presas de Tierra Prioridad y Secuencia. *Memorias del taller nacional de fallos de Presas* (págs. 1-12). La Habana: Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos.
- Avioneto. (14 de febrero de 2013). Boletín. Obtenido de [http://foros.embalses.net/showthread.php/13977-Presa-de-Giribaile-desde-el-Aire-\(14-02-2013\)](http://foros.embalses.net/showthread.php/13977-Presa-de-Giribaile-desde-el-Aire-(14-02-2013))
- BEEyT. (27 de marzo de 2016). Blog de Electrónica, Electricidad y Telecomunicaciones. Obtenido de <http://egresado-selectronicaunc.blogspot.com/2016/03/central-hidoelectrica-el-chocon>
- Blanco, M. N. (2013). Embalse de Buen Paso: seguimiento y patología de la geomembrana de PEAD. *Congreso Geosintetic Iberia*, 147-154.
- Buldeya, V. (1977). Construcciones para el Manejo del Agua en Pequeños Ríos (en ruso). Kiev: Budivel'nik.
- CELEC. (4 de diciembre de 2017). CELEC EP Hidropaute. Obtenido de <https://www.celec.gob.ec/hidropaute/centrales/presa-y-tuneles.html>
- CFE-Comisión Federal de Electricidad. (2008). Manual de Diseño de Obras Civiles - Diseño por Sismo. México: CFE.
- CG-06-10-2004. (2004). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas. México: cgservicios.df.gob.mx.
- CHINCOLD. (01 de septiembre de 2009). I International Symposium on Rockfill Dams. Obtenido de <http://www.chincold.org.cn/chincold/zt/first/milestone/webinfo/2009/09/1281417028900624.htm>
- Chugaev, R. (1967). Estructuras Hidráulicas de Tierra (en ruso). San Petersburgo: Energía.
- Chugaev, R. R. (1982). Hidráulica (en ruso). San Petersburgo: Energoizdat.
- Costet, J. S. (1975). Cours Practique de Mécanique des Sols. París: BORDAS.
- DIALNET. (2004). La Presa de la Loteta. *Revista de Obras Públicas: Órgano profesional de los ingenieros de caminos, canales y puertos*, 167-190.
- EPA, Environmental Protection Agency-USA. (1996). Código de Regulaciones Federales, Art. 258. Washington: Office of the Federal Register National Archives.

- Espinosa, M. (2010). Ingeniería de Presas de Escollera. Mendoza: Universidad Nacional de Cuyo.
- Gandarillas, H. y. (2010). Enfoque de Diseño de Presas de Enrocado con Membrana Impermeable. Civil I, 1-17.
- Garbovsky, E. (1978). Presas de Materiales Locales (en ruso). Moscú: UDN.
- Goldin, A. y. (2001). Diseño de Presas de Suelos (en ruso). Moscú: AUE.
- González, F. (2005). Introducción a la Mecánica de Suelos. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- Grishin, M. S. (1979). Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Escuela Superior.
- Grupo Geotecnia. (21 de marzo de 2012). Universidad de Cantabria. Obtenido de Introducción a la geotecnia: <https://ocw.unican.es/pluginfile.php/1555/course/section/2012/capitulo1.pdf>
- Hernández, R. M. (2012). Deformabilidad de las Presas de Enrocamiento con Cara de concreto Aguamilpa, El Cajón y La Yesca. XXVI Reunión Nacional de Mecánica de suelos e Ingeniería Geotécnica, 1-7.
- INNOVATIVA-ESPE. (2013). Planos de Diseño de la Presa. Chone: INNOVATIVA.
- Krichevskiy, I. (1976). Membranas de Impermeabilización de Estructuras Hidráulicas. Moscú: Energía.
- Liapichev, Y. (2008). Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: RUDN.
- Marsal, R. y Resendiz, D. (1979). Presas de Tierra y Enrocamiento. México: Limusa.
- Middlebrooks, T. (1953). Earth Dam Practice in the United States. Trans. Am. Soc. of Civil Engineers, Century Volumen.
- Ministerio de Electricidad y Energía Renovable. (23 de octubre de 2017). Programas y Servicios. Obtenido de <http://www.energia.gob.ec/coca-codo-sinclair/>
- Ministerio de Obras Públicas de España. (1967). Instrucción para Proyecto, construcción y Explotación de Grandes Presas. Madrid: MOPE.
- Nedrigi, V. (1983). Manual del Diseñador de Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Stroyizdat.
- Noguera, G. (1988). Earthquake Severity Index. XVI Congreso del ICOLD, Volumen 5, 152-162.
- Novak, P. M. (2001). Estructuras Hidráulicas. Bogotá: McGraw-Hill.
- NTS-2. (1 de Julio de 2011). Gobierno de España. Obtenido de Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente: <http://www.mapama.gob.es/es/agua/temas/seguridad-de-presas-y-embalses/normas-tecnicas/>
- Pextin, V. B. (2009). Hidroenergética de Brasil: La Base de la Energía del País. IZVESTIA VNIIG, tomo 256, 135-148.
- Rasskazov, L. N. (1984). Complejo Hidráulico con Presa de Suelos (en ruso). Moscú: MISI.
- Rasskazov, et al. (2008). Estructuras Hidráulicas, Parte 1 (en ruso). Moscú: ASV.
- Rozanov, N. (1983). Presa de Materiales Suelos (en ruso). Moscú: Stroyizdat.
- Saiga, 2. (14 de febrero de 2017). LIVEJOURNAL. Obtenido de <http://saiga20k.livejournal.com/86285.html>
- SEPREM. (30 de enero de 2004). www.seprem.es. Obtenido de http://www.seprem.es/st_pe_f/JDFCC/PRESA_DE_LA_LOTETA.pdf
- SkyscraperCity.com. (1 de mayo de 2012). SKYSCRAPERCITY. Obtenido de Hidroeléctrica Mazar | Azuay: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=1509955&page=2>
- SP 38.13330.2012. (2012). Cargas y Reacciones en Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Ministerio de Desarrollo Regional de la Federación Rusa.
- SP 39.13330.2012. (2012). Presas de Materiales Suelos (en ruso). Moscú: Ministerio de Desarrollo Regional de la Federación Rusa.
- SPANCOLD. (7 de septiembre de 2017). Comité Español de Grandes Presas. Obtenido de <http://www.spancold.es/normativa/instruccion.pdf>
- Toulkeridis, et al. (2017). Contrasting Results of Potential Tsunami Hazards in Muisne, Central Coast of Ecuador. Science Of Tsunami Hazards, 13-40.
- USBR. (1982). Diseño de Presas Pequeñas. México: Continental S.A.
- USBR. (2014). Embankment Dams, Chapte 7: Riprap Slope Protection. Denver, CO: U.S. Department of the Interior Bureau Reclamation.
- USBR, U.S. Bureau of Reclamation. (2000). Protective filters. Embankment dams. Chap. 5. Denver: USBR.
- USSD. (2011). Materials for Embankment Dams. Denver, CO: United States Society on Dams.
- Vallarino, E. (1995). Tratado Básico de Presas. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Velasco, J. (2016). Determinación de Run-Up por Oleaje en Laboratorio en Taludes de Presas Mediante procesamiento de Imágenes. Córdoba: Universidad Nacional de Córdoba.

Capítulo 6

- ARCE. (2016). Estadística Anual y Multianual del Sector Eléctrico Ecuatoriano. Quito: Agencia de Regulación y Control de Electricidad.
- Artemchuk, S. (2010). Cálculos Hidráulicos de Tuberías de una Central de Componentes de Energía (en ruso). Minsk: Universidad Ecológica.
- Buckalew, J. J. (1998). Water Resources Assessment of Ecuador - USACE. Alabama: USACE.
- CELEC. (7 de septiembre de 2015). CELEC Coca Codo Sinclair. Obtenido de <https://www.celec.gob.ec/cocacodosinclair/index.php/2015-09-07-17-45-09/footers/manduriacu/datos-tecnicos>
- CELEC. (11 de noviembre de 2017). CELEC Hidropaute. Obtenido de <https://www.celec.gob.ec/hidropaute/proyectos/informacion-tecnica-rio.html>
- Chalov, R. (2007). Análisis Comparativo de Procesos en Cauces de Montaña, Media Montaña y Llanura. Moscú: Universidad Estatal de Moscú.
- CoandaScreen. (5 de enero de 2016). Rejas Autolimpiantes Sin Partes Móviles. Obtenido de <http://www.coandascreen.cl/>
- ESHA. (1998). Manual de Pequeña Hidráulica. Bruselas: Comisión Europea.
- ESHA. (2006). Guía para el Desarrollo de una Pequeña Central Hidroeléctrica. Comunidad Europea: European Small Hydropower Association.
- Fernández, P. (16 de noviembre de 2017). Libros sobre Ingeniería Energética. Obtenido de <http://es.pfernandezdiez.es/>
- García, H. y. (2014). Selección y Dimensionamiento de Turbinas Hidráulicas para Centrales Hidroeléctricas. México: UNAM-Universidad Autónoma de México.
- GLOBAL HYDRO. (16 de noviembre de 2017). Global Hydro. Obtenido de <https://www.global-hydro.eu/es/productos/kaplan-turbine/>
- Gubin, F. y. (1980). Centrales Hidroeléctricas (en ruso). Moscú: Energía.
- HACKER. (6 de mayo de 2015). Hacker Generación. Obtenido de http://www.hacker.ind.br/esp/productos_turbinas_hidraulicas.php
- HIDROEQUINOCCIO. (2011). Estudio de Factibilidad del Proyecto Hidroeléctrico Manduriacu. Quito: CELEC.
- HIDRONACIÓN. (14 de octubre de 2008). Central Hidroeléctrica Marcel Laniado de Wind. Obtenido de <https://www.celec.gob.ec/hidronacion/index.php/informacion-tecnica-principal/>
- IDAE. (2006). Minicentrales Hidroeléctricas. Madrid: Instituto para la Diversificación y Ahorro de la Energía.
- INEA. (1997). Guía de Diseño de Pequeñas Centrales Hidroeléctrica. Bogotá: Instituto de Ciencias Nucleares y Energías Alternativas.
- INECEL. (1979). Proyecto Hidroeléctrico Paute. Quito: Instituto Ecuatoriano de Electrificación.
- López, R. (2005). Características Hidráulicas y Geomorfológicas de Ríos de Montaña. Cimbra, 28-32.
- MASH-XXL. (10 de diciembre de 2017). Enciclopedia para la Construcción de Maquinaria. Obtenido de <http://mash-xxl.info/tabs/20923/>
- MEER. (15 de noviembre de 2017). Ministerio de Electricidad y Energía Renovable. Obtenido de <http://www.energia.gob.ec/coca-codo-sinclair/>
- Monroy, J. y. (2015). Hidrogeneración a Pequeña Escala. Una Experiencia Local Programa Hidroenergético. La Paz: Esprit S.R.L.
- Novillo, M. y. (1986). Guía de Diseño de Obras Civiles de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Quito: BID-OLADE.
- Obrezkov, V. (1981). Energía Hídrica (en ruso). Moscú: Energoizdat.
- Pacheco, M. (4 de diciembre de 2017). El Comercio. Energía. El Ecuador subutiliza el 48% de la potencia eléctrica instalada, pág. 2.
- Pashkov, N. y. (1985). Hidráulica y Máquinas Hidráulicas. Moscú: MIR.
- SAPIENSMAN.COM. (14 de abril de 2015). Vocabulario Técnico Inglés Español. Obtenido de <http://www.sapiensman.com/tecnoficio/docs1/d5.php>
- Shevelev, D. e. (1976). Uso de la Energía Hidráulica (en ruso). Moscú: Energía.
- Stepanov, S. (1 de septiembre de 2011). Livejournal. Obtenido de <https://gelio.livejournal.com/152334.html>
- Subbotin, A. (1983). Introducción a la Hidrotecnia (en ruso). San Petersburgo: Hidrometeoizdat.

- TECNOLOGÍA INDUSTRIAL. (18 de febrero de 2015). Turbines Hidráuliques. Obtenido de http://bloctecnoindustrial.iesgregorimaians.org/2015/02/turbines-hidrauliques_18.html
- Valdez, D. (1 de mayo de 2014). Lamula.pe. Obtenido de <https://redaccion.lamula.pe/2014/05/01/peru-el-segundo-pais-de-la-region-con-mas-hidroelectricas/danyvaldez/>
- Zhivotovskiy, B. (1979). Diseño de CHE (en ruso). Moscú: Universidad de Amistad de los Pueblos.

Capítulo 7

- Alegret, E. y. (2008). Investigación Exhaustiva del Aliviadero de Abanico. Ingeniería Hidráulica y Ambiental, VOL. XXIX, No. 2, 18-32.
- Altshul, A. (1977). Ejemplos de Cálculos Hidráulicos (en ruso). Moscú: Stroyizdat.
- AMARILLO. (8 de octubre de 2017). Amarillo Globe-News. Obtenido de <http://amarillo.com/local-news/news/2017-10-08/ute-lake-overflow-will-help-fill-lake-meredith>
- Bryzgalov, V. (9 de mayo de 2015). RUS HIDRO. Obtenido de la Experiencia de la Construcción y Aprovechamiento de la CHE Sayano Shúshenkaya: http://www.korung.rushydro.ru/hydropower/for_students/35231.html
- Chow, V. T. (1994). Hidráulica de los Canales Abiertos. Bogotá: McGraw-Hill.
- CNEGP. (1997). Guías Técnicas de Seguridad de Presas. Aliviaderos y Desagües. Madrid: Gráficas Rito.
- Energética. (23 de septiembre de 2016). Energética, Pasado, Presente y futuro. Obtenido de <http://energetika.in.ua/ru/books/book-3/part-2/section-4/4-3-grebli-gidrovuzliv>
- Erices, F. (2013). Estudio de la Influencia de Aproximaciones Hidrodinámicas a los Ápices de Aliviaderos en Laberinto, en su Coeficiente de Descarga. Valdivia, Chile: Universidad Austral de Chile (tesis de grado).
- Fiodorov, M. y. (2011). Daños en la CHE Sayano Shushenskaya y Acompañamiento en su Restauración. Sant Petersburg: Universidad Politécnica.
- INECEL. (1998). Vertederos Secciones Longitudinales. Quito: SWECO-BOTCONSULT.
- Kiselev, P. A. (1974). Manual de Cálculos Hidráulicos (en rusos). Moscú: Energía.
- Kurganov, A. y. (1982). Calculo Hidráulico de Estructuras de Descarga (en ruso). Kiev: Budivelnik.
- LifeGlobe. (15 de febrero de 2018). La Presa Xiaowan en China. Obtenido de <http://lifeglobe.net/photos/bols-hie-damby/syaovan>
- LIVEJOURNAL. (14 de febrero de 2017). Qué sucede en la Presa Oroville. Obtenido de <http://saiga20k.livejournal.com/86285.html>
- Machiels, O. P. (2014). Experimental Parametric Study and Design of Piano Key Weirs. Journal of Hydraulic Research, pp. 326-335.
- Marín, G. y. (2001). Aliviaderos. Revista de Obras Públicas N° 3.407, pp. 49-62.
- Márquez, J. y. (2004). Vertedores Tipo Abanico y Transversales. México: Instituto Politécnico Nacional (tesis de grado).
- Nedrigi, V. (1983). Manual del Diseñador de Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Stroyizdat.
- NEWS D. (18 de diciembre de 2017). Drone Flies Over Lake. Obtenido de <http://newsd.co/drone-flies-over-lake-captures-footage-of-strange-hole-in-water/2/>
- Novak, P. M. (2001). Estructuras Hidráulicas. Bogotá: McGraw-Hill.
- Nurhuda. (12 de diciembre de 2017). F- Nurhuda Web. Obtenido de http://f-nurhuda.web.ugm.ac.id/Sumber%20daya%20alam1/timah2_files/TimahTasohDam.htm
- Pardo, R. y. (2011). Diseño Hidráulico de Aliviaderos y Obras de Toma. La Habana: <https://www.researchgate.net/publication/310425736>.
- PASS-BGCCCH. (6 de Julio de 2012). Aliviadero del CHE Sayano Súshenskaya. Obtenido de Unidad de Rescate de Siberia: <http://xn----7sbhe0dnad8c.xn--plai/schges.php>
- Phoenix.org. (12 de diciembre de 2017). Arizona Dam Spots to Boat, Fish and More. Obtenido de <http://phoenix.org/arizona-dam-spots-to-boat-fish-and-more/>
- Pxi, L. (1992). Estructuras de Descarga con Vertederos Poligonales de Pared Delgada (en ruso). Moscú: Instituto de Mejoramiento de Suelos.
- Rasskazov, et al. (2008). Estructuras Hidráulicas, Parte 1 (en ruso). Moscú: ASV.
- Rodríguez, M. (2015). Metodología para el Diseño Hidráulico de Vertedores de Laberinto. México: UNAM (Tesis de Maestría).

- Rosales, J. (2013). Flujo Aire-Agua en Vertederos. México: UNAM, Tesis de Grado.
- SAGARPA. (2012). Diseño Hidráulico de un Canal de Llamada. México: Dirección General de Apoyos para el Desarrollo Rural.
- Sandoval, W. (2013). Principios de la Hidráulica 2. Sangolquí: ESPE.
- Slisskiy, S. (1986). Cálculos Hidráulicos de Estructuras Hidráulicas de Alta Presión (en ruso). Moscú: Energoatomizdat.
- Sotelo, G. (1994). Diseño Hidráulico de Obras. México: UNAM.
- SP 290.1325800. (2016). Normas de Diseño de Estructuras Hidráulicas de Descarga. Moscú: Ministerio de Construcción y Vivienda de la Federación Rusa.
- Twisted Sifter. (1 de junio de 2012). Obtenido de <http://twistedifter.com/2012/06/picture-of-the-day-star-shaped-spillway-in-armenia/>
- USBR. (2014). Chapter 3: General Spillway Design Considerations. Denver: U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation.
- USBR. (15 de diciembre de 2017). Reclamation Managing Water in the West. Obtenido de <https://www.usbr.gov/uc/wcao/progact/paonia/index.html>
- Yakunin, Y. (8 de mayo de 2014). LIVEJOURNAL. Obtenido de <https://yurayakunin.livejournal.com/2010224.html>
- YouTube. (10 de septiembre de 2015). Impresionante la presa Sanalona. Obtenido de <https://www.youtube.com/watch?v=2FeivezmxT0>
- YouTube. (1 de septiembre de 2016). El Aliviadero de la CHE Sayano. Obtenido de <https://www.youtube.com/watch?v=SOIBeOGDdc>
- Zhuravlev, G. (1979). Estructuras Hidráulicas (en ruso). Moscú: Kolos.

SOBRE EL AUTOR



Washington Ramiro Sandoval Erazo

Ph.D en Ciencias Técnicas
Máster en Ciencias de Ingeniería
Ingeniero Hidrotécnico

Catedrático de Diseño de Obras Hidrotécnicas y Principios de la Hidráulica en la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de las Fuerzas Armadas- ESPE, Ecuador. Fundador y Director de Posgrado (1994 - 2004). Consultor de Proyectos de Obras Hidráulicas.

PENSAMIENTO DEL AUTOR DISEÑO DE OBRAS HIDROTÉCNICAS

ISBN: 978-9942-35-390-0



La disponibilidad de sistemas de información global, junto con el desarrollo de la tecnología, han modificado profundamente el proceso de formación de los profesionales. Es así como, hace apenas dos décadas, los únicos elementos de apoyo de un estudiante eran los libros disponibles en las bibliotecas, que en la actualidad han sido completamente superados por los sistemas digitales; sin embargo, al estudiante le rodea tanta información que se le vuelve difícil discernir lo cierto de lo falso, lo correcto de lo incorrecto, lo útil de lo inútil. Es por esta razón que la formación profesional debe enfatizar en el desarrollo de la capacidad de discernimiento, fundamentada en un conocimiento base y la disponibilidad de una guía permanente. El docente no siempre puede estar físicamente presente, por lo que se justifica la necesidad de que el estudiante disponga con facilidad de un buen libro digital. Los anteriores razonamientos son los que me impulsaron a escribir un libro que, en lo posible, constituya una guía de permanente orientación, que permita mantener frescos los conocimientos básicos sobre la hidrotecnia, para enfrentar de una mejor manera el ejercicio de la profesión.

La hidrotecnia es una especialidad que concentra los dos componentes fundamentales de la ingeniería; la ciencia y la experiencia, a partir de lo cual, aspiro a que el texto de Diseño de Obras Hidrotécnicas se constituya en un manual de referencia indispensable para la formación del ingeniero civil. Su contenido corresponde al sílabo de la materia ídem de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE. También, podría ser una guía para los especialistas de otras áreas de la ingeniería relacionadas con el diseño de presas y aprovechamientos hidroenergéticos.

El primer capítulo, denominado "Presas y Embalses", contiene una introducción a la terminología y elementos básicos de la hidrotecnia. Es imposible diseñar obras hidráulicas sin que se disponga de información que permita establecer, de una forma confiable, los parámetros hidrológicos, en vista de lo cual, el capítulo 2 trata sobre el "Diseño Hidrológico". El capítulo 3 describe las particularidades del diseño de presas de hormigón, y otros materiales rígidos, cimentadas sobre roca. En el capítulo 4 se analizan los componentes y particularidades de las presas cimentadas sobre suelos. Las presas de materiales sueltos, tierra o escollera, se las aborda en el capítulo 5. Aunque de una forma más somera, en el capítulo 6 se analizan los conceptos básicos de las centrales hidroeléctricas. El diseño de aliviaderos, como elementos complementarios de todas las presas, se lo analiza a lo largo de la mayoría de los capítulos y, en especial, los aliviaderos de ladera en el capítulo 7.

Este manual, de ninguna manera, pretende abarcar todos los temas que corresponden a la hidrotecnia, por lo que muchos no fueron considerados en vista del limitado tiempo asignado para su estudio, 16 créditos; en consecuencia, aquellos estudiantes o profesionales que requieran ampliar sus conocimientos sobre estos temas pueden acudir a las referencias consignadas en cada capítulo.

Washington Sandoval
Quito, junio 2018