

Tomo II

Construcciones hidráulicas

Sistemas fluviales con embalse de regulación

Iván Calero Hidalgo, Verónica Valeria Yépez Martínez,
María Gabriela Soria Pugo



Universidad Politécnica Salesiana



Este tomo incluye las bases y procedimientos para el cálculo y diseño de los componentes y estructuras que integran los sistemas hidráulicos fluviales con embalse regulador. Se consideran principalmente: los principios metodológicos para la determinación de volúmenes y niveles característicos del embalse; los criterios para evaluar la calidad de los macizos naturales de cimentación de las estructuras hidráulicas, ya sean rocosos, semirrocosos o suelos; así como los criterios y procedimientos para el dimensionamiento y diseño, a nivel de factibilidad, de presas reguladoras ciegas de tierra u hormigón, garantizando condiciones adecuadas de estabilidad, resistencia mecánica y control de filtraciones.

Asimismo, se incluyen los parámetros y elementos metodológicos necesarios para el dimensionamiento de las diferentes estructuras de desagüe desde un embalse regulador, en particular los aliviaderos de excedentes y las obras de captación, destinadas a usuarios energéticos, agrícolas o municipales.



ISBN-13 : 978-9942-52-069-2



9 789942 520692



ABYA
YALA



Construcciones hidráulicas

Sistemas fluviales con embalse de regulación

*Ivan Calero Hidalgo,
Verónica Valeria Yépez Martínez
María Gabriela Soria Pugo*

CONSTRUCCIONES HIDRÁULICAS

Sistemas fluviales con embalse de regulación

Tomo II



2026

CONSTRUCCIONES HIDRÁULICAS
Sistemas fluviales con embalse de regulación
Tomo II

© *Iván Calero Hidalgo, Verónica Valeria Yépez Martínez y María Gabriela Soria Pugo*

Ira edición: © Universidad Politécnica Salesiana
Av. Turuhuayco 3-69 y Calle Vieja
Cuenca-Ecuador
P.B.X. (+593 7) 2050000
e-mail: publicaciones@ups.edu.ec
www.ups.edu.ec

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ISBN Obra completa: 978-9942-52-068-5

ISBN impreso: 978-9942-52-069-2

ISBN digital: 978-9942-52-070-8

DOI: <https://doi.org/10.17163/abyaups.172>

Tiraje: 300 ejemplares

Diseño, diagramación e impresión: Ediciones Abya-Yala
Quito-Ecuador

Impreso en Quito-Ecuador, abril de 2026

Publicación arbitrada de la Universidad Politécnica Salesiana

El contenido de este libro es de exclusiva responsabilidad del autor y las autoras.



Índice

Índice de figuras.....	11
Índice de tablas	18
Introducción.....	21
<i>Capítulo 1</i>	
Aspectos generales.....	25
<i>Capítulo 2</i>	
Construcciones que forman parte de los sistemas fluviales con embalse de regulación: esquemas de implantación	33
2.1. Sistemas fluviales sin generación de carga.....	34
2.2. Los sistemas fluviales de carga pequeña	34
2.3. Los sistemas fluviales de carga mediana	38
2.4. Los sistemas fluviales de cargas grandes	38
2.5. Esquemas de implantación de sistemas fluviales con embalse de carga pequeña ($H \leq 10$ m)	39
2.6. Esquemas de implantación de sistemas fluviales con embalse de carga mediana ($10 \text{ m} < H \leq 50$ m)	41
2.6.1. <i>Implantación lateral o en llanura de inundación</i>	41
2.7. Esquemas de implantación de sistemas fluviales con embalse de carga grande ($H > 50$ m)	46
2.7.1. <i>Implantación en cauces angostos</i>	46
<i>Capítulo 3</i>	
Procedimientos para determinar los niveles y volúmenes característicos de un embalse	51
3.1. Niveles y volúmenes característicos de embalse.....	51
3.2. Curvas de embalse.....	52
3.3. Determinación de los niveles y volúmenes característicos de embalse.....	54
3.3.1. <i>Volumen y nivel muerto de embalse</i>	54

3.3.2. <i>Volumen y nivel normal de embalse</i>	55
3.3.3. <i>Volumen y nivel forzado de embalse</i>	56

Capítulo 4

Síntesis de las construcciones hidráulicas que forman parte

de un sistema fluvial con embalse de regulación	59
4.1. Construcciones hidráulicas principales de un sistema fluvial con embalse de regulación.....	59
4.2. Nivel de importancia de las estructuras hidráulicas en los sistemas fluviales con embalse de regulación	60
4.3. Secciones transversales características de diferentes tipos de presas	62
4.3.1. <i>Presas de material del lugar</i>	62
4.3.2. <i>Presas de hormigón</i>	65

Capítulo 5

Fuerzas y combinaciones de fuerzas que actúan

sobre las estructuras hidráulicas	71
--	----

Capítulo 6

Aspectos geomecánicos fundamentales

de las construcciones hidráulicas	73
6.1. Definición y clasificación de los macizos naturales de cimentación de las construcciones hidráulicas.....	73
6.2. Bases naturales de cimentación rocosas	75
6.2.1. <i>Por el grado de meteorización</i>	75
6.2.2. <i>Por el grado de alteración de la continuidad</i>	76
6.2.3. <i>Por el grado de deformabilidad y por su dureza</i>	78
6.2.4. <i>Por la permeabilidad</i>	79
6.2.5. <i>Por el grado de isotropía (uniformidad espacial de las propiedades físico-mecánicas)</i>	80
6.2.6. <i>Por el grado de homogeneidad o uniformidad los macizos rocosos</i>	80
6.3. Bases de cimentación semirosas	81
6.3.1. <i>Deleznables</i>	81
6.3.2. <i>Solubles</i>	81
6.2.3. <i>Débilmente solubles</i>	81
6.2.4. <i>Insolubles</i>	82
6.3. Bases de cimentación no rocosas (suelos)	82

Capítulo 7

Medidas ingenieriles para lograr la confiabilidad

del macizo natural de cimentación.....	89
7.1. Tratamientos de las rocas de cimentación.....	89

Capítulo 8

Presas de material del lugar.....	91
8.1. Aspectos generales sobre las presas de material del lugar.....	91
8.2. Presas de relleno compactado de tierra.....	94
8.2.1. Clasificación.....	94
8.2.2. Condiciones del material de la presa.....	96
8.2.3. Taludes y cresta o corona de la presa.....	96
8.2.4. Protección de taludes.....	100
8.2.5. Criterios generales para el diseño de las presas de material del lugar.....	100
8.2.6. Elementos constructivos más importantes de una presa de tierra.....	102
8.3. Interacción del flujo de filtración con el relleno de la presa y el suelo de cimentación.....	109
8.3.1. Fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración: fuerza de empuje hidrodinámico y fuerza de filtración.....	109
8.3.2. Resistencia a la filtración de las presas de material del lugar y del suelo de cimentación. Gradientes de control.....	113
8.3.3. Determinación de las gradientes piezométricas (gradientes de carga) permisibles.....	119
8.3.4. Deformaciones por filtración en una presa de tierra y en los macizos de cimentación no rocosos.....	120
8.3.5. Medidas constructivas para contrarrestar el desplazamiento local por filtración y la tubificación externa.....	122
8.4. Análisis del flujo de filtración a través de una presa de tierra y del suelo de cimentación.....	127
8.4.1. Modelo conceptual para el análisis de filtración a través de una presa de tierra.....	127
8.4.2. Filtración a través de una presa homogénea de tierra cimentada en base impermeable.....	130
8.4.3. Filtración a través de una presa homogénea de tierra cimentada en base permeable.....	136

8.4.4.	<i>Filtración a través de una presa de tierra con núcleo o con pantalla de impermeabilización</i>	138
8.5.	Asentamientos en el relleno de la presa de tierra y en el suelo de cimentación de la presa.....	139
8.5.1.	<i>Presiones y esfuerzos</i>	139
8.5.2.	<i>Asentamientos en las presas de tierra.....</i>	140
8.5.3.	<i>Determinación de los asentamientos en el suelo de cimentación</i>	142
8.6.	Evaluación de la estabilidad de los taludes de presas de material del lugar.....	143
8.6.1.	<i>Enfoque de algunos métodos aplicados para evaluar la estabilidad de los taludes de material del lugar.....</i>	144
8.6.2.	<i>Método de R. R. Chugaev (presión por peso).....</i>	146
8.6.3.	<i>Ecuación para evaluación preliminar de la estabilidad del talud aguas abajo de una presa de material del lugar</i>	150
8.6.4.	<i>Análisis de la estabilidad al deslizamiento del talud aguas abajo de una presa de tierra para superficies de falla circulares y combinación básica de fuerzas.....</i>	151
8.6.5.	<i>Algunas conclusiones sobre los métodos de análisis de estabilidad de taludes</i>	154
8.6.6.	<i>Influencia de diferentes factores en la estabilidad al deslizamiento del talud de una presa de tierra.....</i>	155

Capítulo 9

Presas de hormigón a gravedad sin vertido incorporado

(presas ciegas) cimentadas en roca.....	161
9.1. Clasificación de las presas de hormigón	161
9.2. Consideraciones generales respecto a las fuerzas que actúan sobre una presa de hormigón a gravedad	164
9.3. Principales fuerzas externas que actúan sobre una presa ciega a gravedad de hormigón.....	165
9.3.1. <i>Peso propio de las partes de la presa de hormigón</i>	165
9.3.2. <i>Presión hidrostática del agua</i>	165
9.3.3. <i>Presión de las olas por el viento (presión de oleaje) ...</i>	166
9.3.4. <i>Presión de hielo</i>	167
9.3.5. <i>Empuje de los sedimentos acumulados frente a la presa</i>	168

9.3.6.	<i>Fuerzas inerciales sísmicas</i>	169
9.4.	Subpresión en el caso de presas a gravedad de hormigón	173
9.4.1.	<i>Filtración en el macizo de cimentación</i>	173
9.4.2.	<i>Filtración en el hormigón de la presa</i>	175
9.4.3.	<i>Modelo para calcular la subpresión actuante en la base de la presa</i>	176
9.4.4.	<i>Procedimiento práctico para determinar la subpresión en el cuerpo de la presa</i>	178
9.4.5.	<i>Medidas constructivas para disminuir la subpresión en la base</i>	180
9.4.6.	<i>Disminución de la subpresión en el cuerpo de la presa</i>	181
9.5.	Criterios generales para el diseño de presas masivas a gravedad de hormigón.....	183
9.6.	Transformación del perfil teórico de la presa a gravedad de hormigón en constructivo	193
9.6.1.	<i>Elementos constructivos</i>	193
9.6.2.	<i>Enlace de la presa a gravedad de hormigón con los estribos del sitio de presa</i>	198
9.7.	Verificación de la estabilidad y resistencia del perfil constructivo de las presas a gravedad de hormigón	199
9.7.1.	<i>Criterios fundamentales para el análisis de la estabilidad y resistencia del perfil constructivo</i>	199
9.7.2.	<i>Análisis de estabilidad al deslizamiento de una presa de hormigón a gravedad</i>	202
9.7.3.	<i>Análisis de resistencia de la presa a gravedad de hormigón</i>	204
9.8.1.	<i>Verificación de la resistencia</i>	212

Capítulo 10

Obras de desagüe de un sistema de regulación con presa

	sin vertido incorporado (presa ciega)	215
10.1.	Aspectos generales.....	215
10.2.	Caudales de diseño de las obras de desagüe en los sistemas de regulación	216
10.2.1.	<i>Caudal de diseño del aliviadero de excedentes</i>	216
10.2.2	<i>Caudal de diseño del desagüe de operación u obra de toma</i>	218

10.2.3. Caudal de diseño del desagüe de emergencia o desagüe de fondo	218
10.2.4. Caudal de diseño del desagüe de uso actual y/o ecológico.....	219
10.2.5. Caudal de diseño del desagüe de construcción (desagüe temporal).....	219
10.3. Clasificación de los aliviaderos.....	219
10.3.1. Aliviaderos con orificio de entrada superficial	220
10.3.2. Aliviaderos con orificio de entrada sumergido	221
10.3.3. Nivel forzado de embalse y diseño del orificio superficial de entrada.....	221
10.3.4. Ventajas y desventajas de un aliviadero con compuertas.....	221
10.3.5. Frente del vertedero de entrada.....	224
10.3.6. Transformación de la crecida en el embalse	225
10.3.7. Procedimiento práctico para determinar el caudal de diseño del aliviadero de excedentes sin compuertas.....	228
10.3.8. Aliviadero abierto de margen con evacuación frontal del agua desde el vertedero de entrada	229
10.4. Captaciones desde un embalse: características constructivas de las captaciones desde un embalse	243
10.4.1. Elemento de entrada o ingreso a la captación	244
10.4.2. Un elemento de entrada sin compuertas y sin rejilla	246
10.4.3. Elemento de entrada con rejilla sin elemento de limpieza	246
10.4.4. Elemento de entrada con compuertas	247
10.4.5. Elemento de tránsito	248
10.4.6. Trazado del túnel.....	248
10.4.7. Elemento de salida de la obra de captación.....	250
10.4.8. Cálculo hidráulico de las captaciones desde un embalse.....	252
10.4.9. Desagüe a la atmósfera	254
10.4.10. Desagüe bajo nivel	254
Bibliografía consultada.....	257
Sobre los autores.....	261

Índice de figuras

Figura 1.1. Vistas de embalses de regulación	28
Figura 1.2. Topografía del área de un embalse, limitada por la presa y diferentes curvas de nivel.....	29
Figura 1.3. Perfil longitudinal de un embalse	29
Figura 1.4. Sistema de derivación sin presa.....	30
Figura 1.5. Sistemas de derivación con espigón (muro longitudinal de material del lugar)	31
Figura 1.6. Sistema pequeño de derivación con protección de material del lugar (piedra).....	31
Figura 1.7. Sistema de derivación con presa y desarenador de cabecera	32
Figura 1.8. Sistema de derivación con presa vertedero de derivación a gravedad, que eleva el nivel de agua para abastecer un sistema de agua potable	32
Figura 2.1. Esquema de un sistema fluvial con presa de material del lugar y aliviadero abierto (superficial) de margen.....	35
Figura 2.2. Esquema de un sistema fluvial con dos aliviaderos: uno de margen cerrado (con pozo) y otro abierto (en el sector de descenso natural del relieve).....	36
Figura 2.3. Esquema de la alternativa de un sistema fluvial con dos aliviaderos: de hormigón para un caudal de 710 m ³ /s y aliviadero fusible o natural para un caudal de 840 m ³ /s, correspondiente a crecidas de baja probabilidad de ocurrencia que se evacuan a través de la llanura de inundación	37
Figura 2.4. Planta de un sistema de carga pequeña con presa de material del lugar.....	39

Figura 2.5. Planta de un sistema hidráulico fluvial de carga pequeña con presa de material del lugar	40
Figura 2.6. Vista general de un sistema hidráulico fluvial de carga pequeña	40
Figura 2.7. Vista general de un sistema fluvial de carga media.....	41
Figura 2.8. Vista frontal de un sistema fluvial con frente de contención que incluye presa ciega de hormigón, central hidroeléctrica a pie de presa y presa vertedero.....	42
Figura 2.9. Vista frontal de un sistema hidráulico fluvial que incluye presa ciega de hormigón, presa vertedero y central hidroeléctrica a pie de presa.....	42
Figura 2.10. Vista frontal de un sistema hidráulico fluvial con frente de contención que incluye presa ciega de hormigón, presa vertedero, central hidroeléctrica a pie de presa.....	43
Figura 2.11. Sistema hidráulico fluvial aldea Dávila, España.....	44
Figura 2.12. Implantación en cauce de un sistema fluvial con carga mediana.....	45
Figura 2.13. Implantación de un sistema fluvial con embalse de carga grande en un cañón estrecho y presa de material del lugar	47
Figura 2.14. Implantación de un sistema fluvial con embalse de carga grande y presa de hormigón.....	49
Figura 3.1. Volúmenes y niveles característicos de embalse.....	51
Figura 3.2. Curva de embalse $\Omega=f_1(h)$	53
Figura 3.3. Curva de embalse $V=f_2(h)$	54
Figura 3.4. Análisis técnico-económico del aliviadero de excedentes	57
Figura 3.5. Vertedero de entrada al aliviadero de excedentes (caso de aliviadero sin compuertas).....	57
Figura 4.1. Elementos de la sección transversal de una presa de tierra.....	63
Figura 4.2. Tipos de presas de relleno compactado de tierra.....	63

Figura 4.3. Tipos de presas de suelo de granulometría gruesa (piedra, enrocado)	64
Figura 4.4. Perfil transversal de una presa de hormigón a gravedad	65
Figura 4.5. Sección transversal y vista frontal de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado (presa vertedero).....	66
Figura 4.6. Ejemplo de la solución constructiva de una presa de contrafuertes con cubierta (pantalla) plana.....	67
Figura 4.7. Sección transversal y vista de una presa de contrafuertes.....	68
Figura 4.8. Presa de arco	69
Figura 4.9. Secciones de presas de arco	69
Figura 8.1. Tipos de presas de relleno compactado de tierra.....	95
Figura 8.2. Gráfico para determinar la altura del recorrido de la ola sobre el talud.....	99
Figura 8.3. Esquema en planta de los principales elementos para implantar la sección transversal de una presa de tierra.....	102
Figura 8.4. Vía en la corona de una presa de material del lugar	103
Figura 8.5. Esquema de protección del talud con enrocado (piedra)....	105
Figura 8.6. Esquema de protección de piedra.....	105
Figura 8.7. Esquema de protección con losas de hormigón armado	106
Figura 8.8. Esquema de protección con cobertura vegetal.....	106
Figura 8.9. Drenaje trapezoidal y de capa.....	108
Figura 8.10. Drenaje tubular	109
Figura 8.11. Componentes f_{ϕ} y w de la fuerza específica de acción hidrodinámica ϕ del flujo de filtración.....	110
Figura 8.12. Fuerzas actuantes sobre 1 m^3 de suelo bajo línea piezométrica	112
Figura 8.13. Esquema de una presa de tierra bajo filtración.....	115
Figura 8.14. Para el análisis de la resistencia casual a la filtración	117
Figura 8.15. Medida de precarga para contrarrestar la filtración.....	122

Figura 8.16. Esquema de un filtro invertido 2, entre el relleno de la presa 1 (suelo protegido) y el drenaje 3.....	124
Figura 8.17. Esquema de las partículas para diseñar un filtro invertido	125
Figura 8.18. Modelo teórico para el análisis de filtración a través de un medio poroso rectangular de longitud L.....	128
Figura 8.19. Medios rectangular y trapezoidal para el análisis de filtración a través de una presa de tierra	131
Figura 8.20. Modelo trapezoidal equivalente a la sección transversal de una presa de tierra.....	131
Figura 8.21. Modelo para analizar el flujo de filtración en el fragmento II de la presa de tierra.....	133
Figura 8.22. Filtración en presa homogénea de tierra cimentada en base permeabl	137
Figura 8.23. Filtración en una presa de tierra con núcleo.....	139
Figura 8.24. Efecto de los asentamientos del relleno y del suelo de cimentación.....	141
Figura 8.25. Esquema para el análisis de estabilidad por el método de presión por peso	147
Figura 8.26. Esquema de las fuerzas actuantes en el elemento del cuerpo deslizante.....	149
Figura 8.27. Esquema de análisis del talud aguas abajo de una presa de tierra por el modelo de la masa deslizante sólida, método de superficies circulares de deslizamiento.....	152
Figura 8.28. Efecto del drenaje en la estabilidad del talud aguas abajo	156
Figura 8.29. Efecto en la estabilidad de las fuerzas aplicadas al talud ...	157
Figura 8.30. Efecto de la fuerza sísmica Y_s en la estabilidad del talud ..	158
Figura 9.1. Presa ciega de hormigón a gravedad (tipo común)	162
Figura 9.2. Presas aligeradas.....	163
Figura 9.3. Tipos especiales de presas de hormigón a gravedad	163

Figura 9.4. Diagrama aproximado de la presión de oleaje	166
Figura 9.5. Esquema de la presión de hielo	167
Figura 9.6. Empuje del sedimento grueso y presión del agua sobre la pared AB.....	169
Figura 9.7. Fuerza inercial sísmica P_{sis}	170
Figura 9.8. Presión sísmica del agua sobre una pared	171
Figura 9.9. Diagrama aproximado de la subpresión	174
Figura 9.10. Diagrama de cálculo de la subpresión.....	176
Figura 9.11. Diagrama de subpresión en el cuerpo de la presa	179
Figura 9.12. Esquema de presa con carpeta	180
Figura 9.13. Presa con cortina de impermeabilización.....	181
Figura 9.14. Presa de hormigón con cortina y drenaje vertical	182
Figura 9.15. Esquema de la sección transversal de una presa a gravedad de hormigón cimentada en roca.....	183
Figura 9.16. Perfil teórico triangular de una presa a gravedad de hormigón.....	186
Figura 9.17. Periodo de construcción. Condiciones de estado límite del perfil teórico triangular. a) $\xi = 0$; b) $\xi = 1$	188
Figura 9.18. Perfil teórico triangular para escenario de operación.....	189
Figura 9.19. Transformación del perfil teórico triangular en constructivo	194
Figura 9.20. Escalones en el contacto de la presa con la roca	196
Figura 9.21. Estación piezométrica ubicada en el cuerpo de la presa....	198
Figura 9.22. Corte longitudinal a lo largo del eje de la presa.....	199
Figura 9.23. Determinación de la profundidad crítica $h_2 = h_{2(CRIT)} = h_{2(MIN)}$	202
Figura 9.24. Análisis de estabilidad al deslizamiento.....	203
Figura 9.25. Diagrama de esfuerzos A'B'c'a' originados únicamente por la subpresión	205

Figura 9.26. Determinación de los esfuerzos verticales.....	208
Figura 9.27. Determinación de los esfuerzos en los puntos $\mathbf{a'}$ y $\mathbf{a''}$ en las caras externas del perfil transversal de la presa	209
Figura 10.1. Curva de duración de los caudales máximos instantáneos	217
Figura 10.2. Clasificación de los principales tipos de aliviaderos	220
Figura 10.3. Aliviadero con compuertas (a) y aliviadero sin compuertas (b).....	222
Figura 10.4. Determinación del frente del vertedero de entrada $\mathbf{b = b_{opt}}$	225
Figura 10.5. Corte longitudinal (esquema) del embalse y transformación de la crecida en el embalse	226
Figura 10.6. Gráfico de la crecida $\mathbf{Q_{CRC} = f(t)}$ y gráfico de trabajo del vertedero de entrada al aliviadero $\mathbf{Q_V = f(t)}$ para el caso de aliviadero sin compuertas	229
Figura 10.7. Planta de un aliviadero superficial con evacuación frontal y lateral (a y b).....	230
Figura 10.8. Aliviadero abierto de margen con evacuación frontal	231
Figura 10.9. Vertedero	232
Figura 10.10. Variantes de un canal de ladera.....	235
Figura 10.11. Corte longitudinal de una rápida y de una rápida escalonada	236
Figura 10.12. Corte longitudinal de una rápida escalonada y de un salto de esquí (vuelo de la lámina de agua)	236
Figura 10.13. Rápida de hormigón	237
Figura 10.14. Secciones transversales de una rápida.....	238
Figura 10.15. Parte final de una rápida sin vuelo de la lámina de agua	239
Figura 10.16. Rápida escalonada: planta y corte longitudinal	242

Figura 10.17. Esquema de captación con chimenea y rejillas con limpieza	244
Figura 10.18. Esquema del elemento de entrada de una captación sumergida	245
Figura 10.19. Esquema del elemento de entrada sin compuertas y sin rejilla	246
Figura 10.20. Esquema del elemento de entrada sin compuertas y con rejilla sin limpieza	247
Figura 10.21. Esquema de captación tipo chimenea con compuertas...	247
Figura 10.22. Tipos de sección transversal de túneles con flujo de superficie libre.	249
Figura 10.23. Restitución con salto de esquí al final de un túnel	251
Figura 10.24. Elemento de salida desde una galería.....	251
Figura 10.25. Ejemplos del elemento de salida en los casos de tuberías a presión	252

Índice de tablas

Tabla 4.1. Principales construcciones hidráulicas en los sistemas de regulación.....	59
Tabla 4.2. Nivel de importancia de las construcciones hidráulicas de contención.....	61
Tabla 6.1. Categorías de alteración de la continuidad de los macizos rocosos de cimentación de las obras hidráulicas	77
Tabla 6.2. Clasificación de las rocas por el grado de deformabilidad y por su dureza.....	78
Tabla 6.3. Clasificación de las rocas por su permeabilidad	79
Tabla 6.4. Relación de poros y densidad relativa para las arenas	85
Tabla 6.5. Parámetro π para determinar si un suelo arcilloso es expansivo.....	86
Tabla 7.1. Relación entre la gradiente crítica de la cortina y la absorción específica del macizo de cimentación.....	90
Tabla 8.1. Principales tipos de presas de material del lugar	91
Tabla 8.2. Tipos de presas de tierra por el perfil y por los elementos impermeabilizantes de la presa y del macizo de cimentación.....	94
Tabla 8.3. Valores referenciales de los coeficientes de talud m_1 y m_2 para presas de relleno compactado de tierra	97
Tabla 8.4. Gradientes críticas para elementos de presas de material del lugar.....	119
Tabla 8.5. Gradientes críticas para suelos de cimentación	119
Tabla 8.6. Factores de seguridad para determinar la gradiente permisible de control	120
Tabla 8.7. Factor de seguridad al deslizamiento FSD.....	153

Tabla 8.8. Valores del factor permisible de seguridad al deslizamiento (FSDper).....	154
Tabla 9.1. Resistencias referenciales del hormigón (MPa).....	213
Tabla 9.2. Factor de seguridad para resistencia K_s	213
Tabla 10.1. Probabilidades porcentuales anuales de que el caudal máximo de agua pueda ser excedido y periodos de retorno.....	218

Introducción

Los sistemas hidráulicos fluviales con embalse de regulación constituyen una de las formas más relevantes de aprovechamiento de los recursos hídricos, tanto para la generación de energía como para el abastecimiento, riego y control de crecidas. En estos sistemas, la regulación de los caudales permite modificar el régimen natural del río mediante el almacenamiento de agua en periodos de abundancia y su posterior liberación conforme a las demandas del proyecto. La implantación de estos sistemas implica la construcción de presas y estructuras asociadas, cuyo diseño y operación requieren el análisis integrado de variables hidrológicas, hidráulicas, geológicas, geotécnicas y estructurales.

Este volumen corresponde a los sistemas hidráulicos fluviales con embalse regulador y en él se desarrollan la teoría, los criterios y los métodos de cálculo y diseño de los componentes y estructuras ingenieriles que los conforman, entre los cuales se incluyen los embalses de regulación, las presas reguladoras de tierra y de hormigón sin vertido incorporado, los aliviaderos de excedentes, las captaciones desde embalse y otras estructuras de desagüe. En los apartados iniciales se presenta una introducción general a los sistemas hidráulicos fluviales, su clasificación y las particularidades que distinguen a los sistemas con embalse regulador de aquellos sin embalse. Asimismo, se identifican las principales estructuras hidráulicas que intervienen en ambos casos, las solicitaciones y fuerzas que actúan sobre ellas, y sus combinaciones, así como las condiciones de implantación y los tipos estructurales, en función de las características físicas del sitio, particularmente las condiciones topográficas y geológico-geotécnicas.

El embalse de regulación constituye el elemento central del sistema, ya que permite almacenar y gestionar el recurso hídrico. En este contexto, se desarrollan los procedimientos para determinar los niveles y volúmenes característicos del embalse, así como la garantía en tiempo y magnitud de los caudales y volúmenes regulados. Por su parte, las presas reguladoras de tierra son analizadas considerando los criterios de dimensionamiento, la evaluación de las condiciones geológico-geotécnicas del macizo de cimentación, las medidas constructivas orientadas a mejorar las condiciones de filtración y resistencia, la identificación y cuantificación de las fuerzas actuantes, los procedimientos para el análisis de la filtración a través de la presa y del suelo de cimentación, la determinación de la línea piezométrica y del caudal de filtración, los elementos de control de filtraciones, el análisis de deformaciones y los criterios de estabilidad de taludes.

En el caso de las presas reguladoras de hormigón sin vertido incorporado, se aborda el proceso de formulación y diseño del perfil transversal, la identificación y cuantificación de las fuerzas actuantes —en particular la subpresión—, el análisis de estabilidad al corte, la verificación de la resistencia mecánica de la estructura y del macizo de cimentación, y el diseño de los elementos constructivos necesarios para contrarrestar los efectos de la subpresión. Complementariamente, los apartados correspondientes a las estructuras de desagüe desde embalses reguladores incluyen la identificación de los distintos tipos de aliviaderos, sus particularidades constructivas y operativas, los criterios y procedimientos para el diseño de aliviaderos de margen con evacuación frontal, y el cálculo hidráulico de las captaciones desde embalse que operan con flujo a presión.

El comportamiento global del sistema está condicionado por la interacción entre el embalse, la presa y las estructuras anexas, así como por las características del macizo de cimentación y de los materiales de construcción. En consecuencia, el diseño debe abordarse de manera integral, considerando los aspectos hidromecánicos y geomecánicos, y adoptando criterios de seguridad acordes al nivel de importancia de la obra y a las consecuencias derivadas de su eventual falla.

Desde el punto de vista económico, estos sistemas representan inversiones de gran magnitud, en las cuales las decisiones de diseño influyen directamente en la viabilidad del proyecto. Por ello, la definición de las características y dimensiones de las estructuras debe sustentarse en un análisis técnico-económico que permita compatibilizar los requerimientos de seguridad, funcionalidad y costo dentro de un enfoque integral de ingeniería.

Capítulo 1

Aspectos generales

Las obras o construcciones hidráulicas son estructuras de la ingeniería civil, diseñadas y construidas para el aprovechamiento de los recursos hídricos y/o para mitigar los efectos dañinos del agua. Normalmente una construcción hidráulica forma parte de un conjunto o sistema de estructuras que operan coordinadamente para cumplir uno o más objetivos previamente establecidos. A este conjunto se denominará *sistema hidráulico fluvial* (SHF).

Los SHF tienen que ver con los recursos hídricos de las cuencas hidrográficas, a diferencia de los sistemas hidráulicos marinos y lacustres correspondientes, respectivamente, a mares y lagos.

Los SHF, dependen de las condiciones y objetivos concretos pueden ser de uno o varios nodos, todos ellos ubicados en el mismo cauce o en varios cauces; uno o más nodos pueden estar fuera de los cauces. Por ejemplo: la presa de regulación y sus estructuras anexas constituyen un nodo ubicado en el cauce de intervención principal; una central hidroeléctrica y sus estructuras anexas, con alguna frecuencia constituyen un segundo nodo en otro cauce; fuera de los cauces pueden estar ubicados los reservorios de regulación complementaria y las estructuras anexas, necesarias para satisfacer los gráficos de demanda de diferentes usuarios (agrícolas, energéticos, municipales), puede constituirse uno o más nodos adicionales.

A su vez los SHF se clasifican en dos grandes grupos:

- Sistemas de regulación
- Sistemas de derivación

Los *sistemas de regulación* se caracterizan por disponer en el cauce principal de un volumen artificial de almacenamiento de agua, denominado *embalse de regulación*, constituido por tres volúmenes característicos. Un embalse de regulación tiene como objetivos principales:

- En el volumen útil del embalse (VUE) se redistribuye en el tiempo los caudales naturales del río, afluentes al sitio de intervención, a fin de satisfacer, con caudales regulados, el gráfico anual de demanda del usuario o usuarios del sistema (energéticos, agrícolas, municipales, ambientales).
- En el volumen muerto de embalse (VME) para almacenar los sedimentos transportados en el cauce, durante la vida útil del sistema.
- En el volumen forzado (VFE) almacenar temporalmente y amortiguar (laminar) las crecidas afluentes al embalse, antes de ser evacuadas hacia el tramo aguas abajo.

Un embalse de regulación generalmente se forma en el valle de río intervenido gracias a la estructura de contención denominada *presa de regulación*. Por sus dimensiones, un embalse es comparable a un lago grande o mediano: la gran mayoría de los embalses contienen más de un millón de metros cúbicos de agua, en tanto que en los de gran tamaño el volumen supera los 500 millones de metros cúbicos. En la Figura 1.1 se presentan las vistas de algunos embalses de regulación.

a) Embalse relativamente pequeño, formado por una presa de hormigón a gravedad y por una central hidroeléctrica que constituyen, conjuntamente, el frente de contención.



b) Embalse formado por una presa de material del lugar que tiene el talud aguas arriba protegido con losas de hormigón armado.



c) Embalse de gran dimensión.



d) Embalse de la central hidroeléctrica de Chirkey (Daguestán) formado por una presa de arco de 245 metros de alto.



Figura 1.1. Vistas de embalses de regulación.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

En la Figura 1.2 se muestra el esquema de la topografía característica del área de un embalse, limitada por la presa y por las curvas de nivel, cada una de las cuales constituye el contorno del espejo de agua para diferentes niveles de agua en el embalse. En la figura 1.3 se muestra el perfil longitudinal del embalse, en el cual se identifican las zonas de depósitos de sedimento grueso y fino.

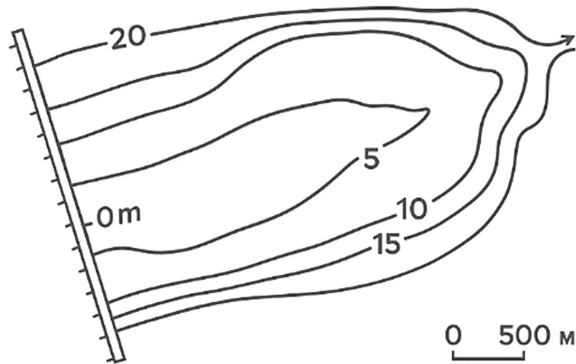


Figura 1.2. Topografía del área de un embalse, limitada por la presa y diferentes curvas de nivel.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

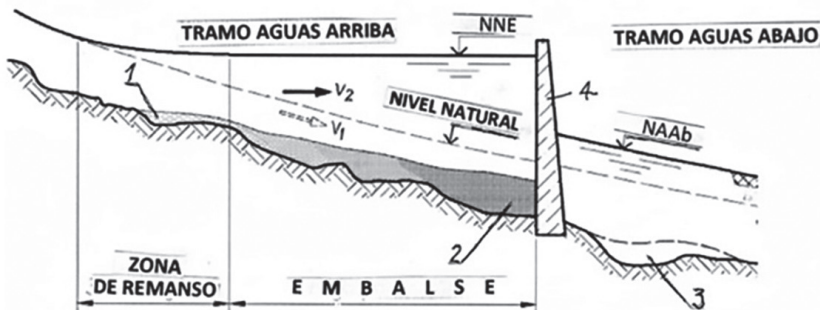


Figura 1.3. Perfil longitudinal de un embalse.

1- sedimento grueso; 2- sedimento fino; 3- área de erosión aguas abajo de la presa; 4- presa.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Los *sistemas de derivación* no disponen de embalse de regulación y se caracterizan por aprovechar parte de los caudales naturales afluentes al sitio de intervención, para satisfacer el gráfico de demanda de sus usuarios; en consecuencia, estos sistemas al no disponer de embalse de almacenamiento o regulación no permiten redistribuir en el tiempo los caudales afluentes. Con frecuencia, los sistemas de derivación incluyen una estructura de contención (presa) para elevar el nivel de agua en la fuente, hasta la cota que permita la operatividad del sistema. La ausencia de un volumen para almacenar sedimentos (volumen muerto) propio de un sistema de regulación, determina que, generalmente, el principal problema que debe ser resuelto en los sistemas derivación sea el *control de los sedimentos*.

Los sistemas de derivación son analizados en detalle en el capítulo 3. En las siguientes figuras se presentan algunos esquemas de los sistemas de derivación:

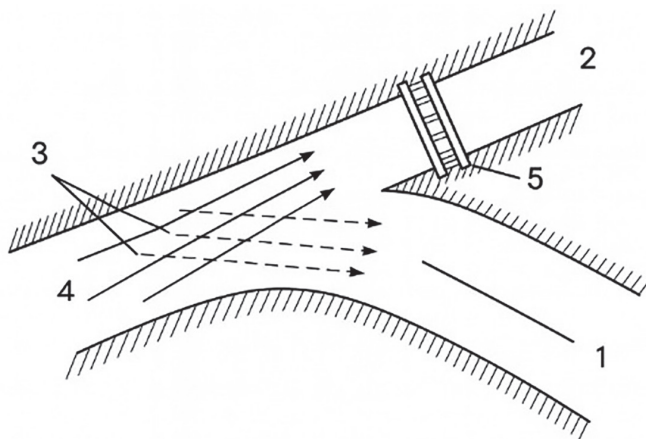


Figura 1.4. Sistema de derivación sin presa.

1- río; 2- canal de derivación; 3- líneas de flujo de profundas (con sedimento); 4- líneas de flujo superficiales (sin sedimento); 5- esclusa de captación en la margen cóncava del río.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

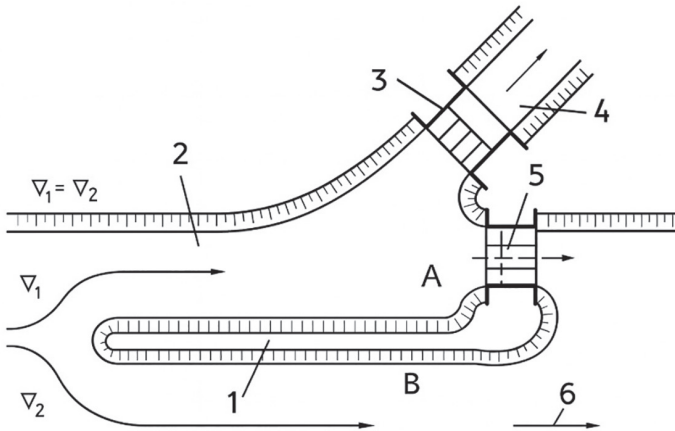


Figura 1.5. Sistemas de derivación con espigón [muro longitudinal de material del lugar].
 1- espigón; 2- cámara de captación; 3- esclusa de captación; 4- canal de conducción; 5- esclusa de purga; 6- río.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

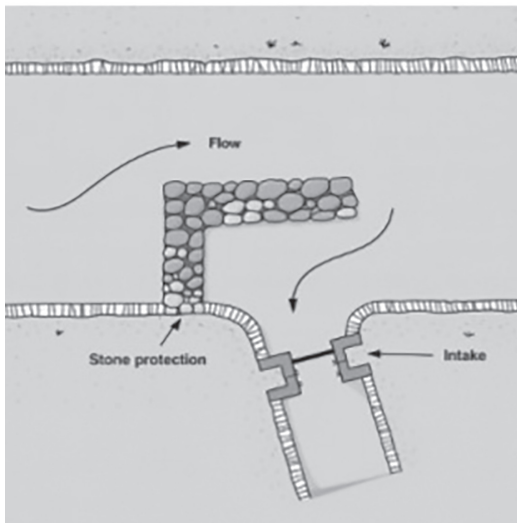


Figura 1.6. Sistema pequeño de derivación con protección de material del lugar (piedra).

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

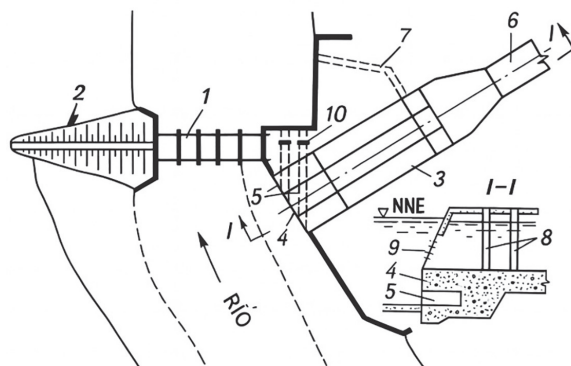


Figura 1.7. Sistema de derivación con presa y desarenador de cabecera.

1- presa de derivación de hormigón, con compuertas; 2- presa de material del lugar; 3- desarenador; 4- vertedero de captación; 5- galerías de purga; 6- canal de conducción; 7- conducto de purga; 8- compuertas de emergencia y de operación; 9- rejilla metálica. 10- cámara de transición.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

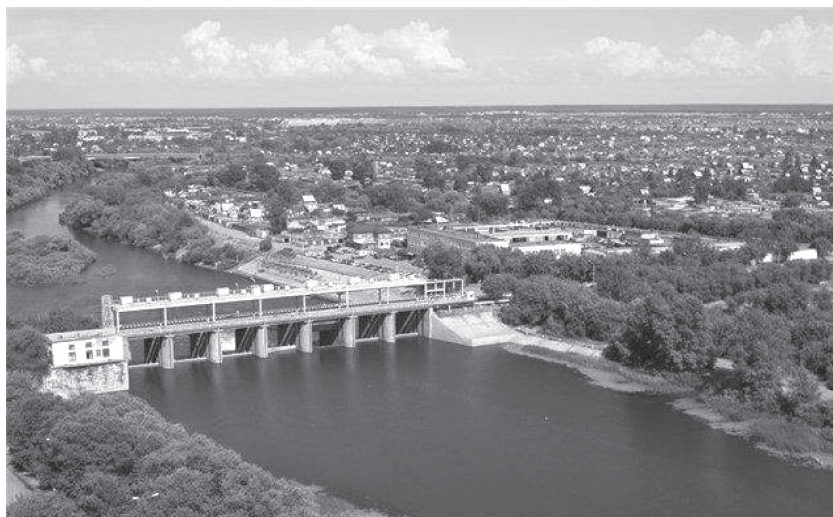


Figura 1.8. Sistema de derivación con presa vertedero de derivación a gravedad, que eleva el nivel de agua para abastecer un sistema de agua potable.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

Capítulo 2

Construcciones que forman parte de los sistemas fluviales con embalse de regulación: esquemas de implantación

Para definir las condiciones de implantación de un sistema fluvial, se debe adoptar una distribución de sus estructuras que permita cumplir de mejor manera con los objetivos del proyecto. En este sentido, los sistemas pueden incluir uno o más nodos que podrían estar implantados a considerable distancia uno de otro; por ejemplo, en Ecuador, el sistema hidroeléctrico Paute está constituido al menos de tres nodos: Paute Mazar, Paute Amaluza, y Paute Sopladora, el primero de regulación anual y generación hidroeléctrica, el segundo fundamentalmente de generación al igual que el tercer nodo. Por otra parte, los sistemas fluviales con embalse de regulación pueden ser de propósito específico o de propósito múltiple; por razones de viabilidad y eficiencia económica es importante tender a que sean de propósito múltiple; por ejemplo, en Ecuador, el sistema Daule-Peripa, en la cuenca hidrográfica del río Guayas, claramente es un sistema de propósito múltiple: desarrollo agrícola con riego, generación hidroeléctrica, control de inundaciones, abastecimiento municipal; el sistema Paute básicamente es energético, al igual que los sistemas Agoyán, San Francisco, Coca Codo Sinclair; los sistemas Tahuín en la provincia de El Oro y Poza Honda en Manabí son de desarrollo agrícola con riego.

Como se ha anotado, en la formulación de un sistema fluvial de regulación, normalmente se debe partir de la condición de aprovechamiento múltiple del recurso hídrico disponible en el sitio de intervención del cauce natural, para satisfacer, en forma segura y confiable, las nece-

sidades de agua del mayor número posible de los diferentes sectores del desarrollo (energético, agrícola, municipal, piscícola, ambiental, de transporte fluvial). Para el efecto, a más de la presa de regulación, forman parte del sistema diferentes construcciones hidráulicas específicas, tales como:

- Central hidroeléctrica
- Obra de captación u obra de toma
- Aliviadero de excedentes
- Desagüe de uso actual y/o ecológico
- Desagüe de emergencia
- Desagüe de construcción
- Esclusa de navegación
- Instalaciones de protección piscícola

Las particularidades de la implantación están relacionadas en primer lugar con las características del régimen hidrológico de los ríos, con las condiciones topográficas y geológico-geotécnicas en la zona, así como también con el grado de regulación del aporte hídrico y su uso actual, al momento de la construcción del nuevo proyecto.

Dependiendo de los objetivos y de las condiciones naturales los SHF pueden ser: sin generación de carga, con generación de carga pequeña (hasta de 10 metros), con generación de carga mediana (de 10 a 50 metros) y con generación de carga grande (de 50 metros y más).

2.1. Sistemas fluviales sin generación de carga

Son los puertos fluviales y las captaciones directas sin presa.

2.2. Los sistemas fluviales de carga pequeña

Pueden ser implantados en cualquier *macizo natural de cimentación*, rocoso o no rocoso, tanto en ríos de montaña como en ríos de llanura, generalmente donde no existen las condiciones físicas que permitan formar un reservorio o embalse de almacenamiento con volumen suficiente para regular los caudales naturales, pero existe la necesidad de satisfacer la demanda de agua para diferentes usuarios (energéticos, agrícolas, muni-

cipales, ambientales) así como de mejorar las condiciones de navegación fluvial. El frente de contención de estos sistemas a más de las presas ciegas y presas con vertido incorporado (presas vertedero), puede incluir, en caso de necesidad, esclusa de navegación, captaciones superficiales, elementos de protección piscícola, centrales hidroeléctricas, muros hidráulicos.

En los ríos pequeños, con frecuencia, a fin de satisfacer requerimientos de agua potable y riego, se adoptan pequeños sistemas de derivación que incluyen una presa de hormigón con vertido incorporado (presa vertedero), la misma que, a más de la función de estructura de contención, cumple la función de evacuar los caudales excedentes en los periodos de crecida. En otros casos estos sistemas pequeños incluyen una presa ciega (sin vertido incorporado), con frecuencia de material del lugar; por consiguiente, en estos casos, el sistema debe incluir una construcción independiente que permita evacuar los caudales excedentes (aliviadero de excedentes) (Figura 2.1).

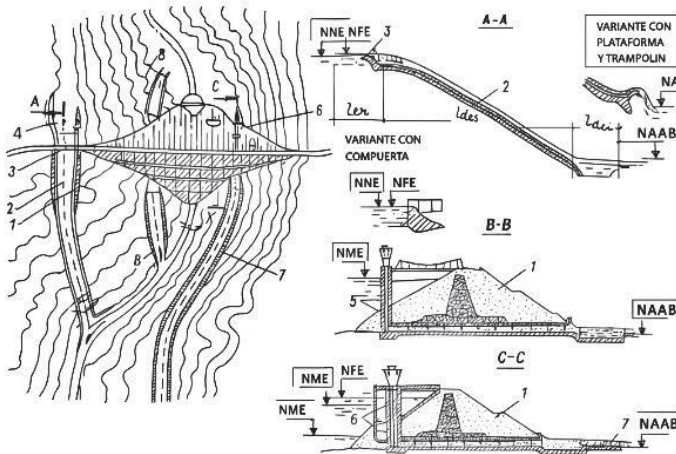


Figura 2.1. Esquema de un sistema fluvial con presa de material del lugar y aliviadero abierto (superficial) de margen.

1- presa; 2- aliviadero abierto de margen; 3- vertedero; 4- canal de acercamiento; 5- desagüe de operación; 6- desagüe de emergencia; 7- canal;

l_{en} — tramo de entrada; l_{des} — tramo de desfogue; l_{dis} — tramo de disipación.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Esquemas de implantación análogos se adoptan también en los sistemas de cargas medianas, con la particularidad que, en casos de márgenes rocosos, los aliviaderos con frecuencia son cerrados, es decir en túnel (Figura 2.2).

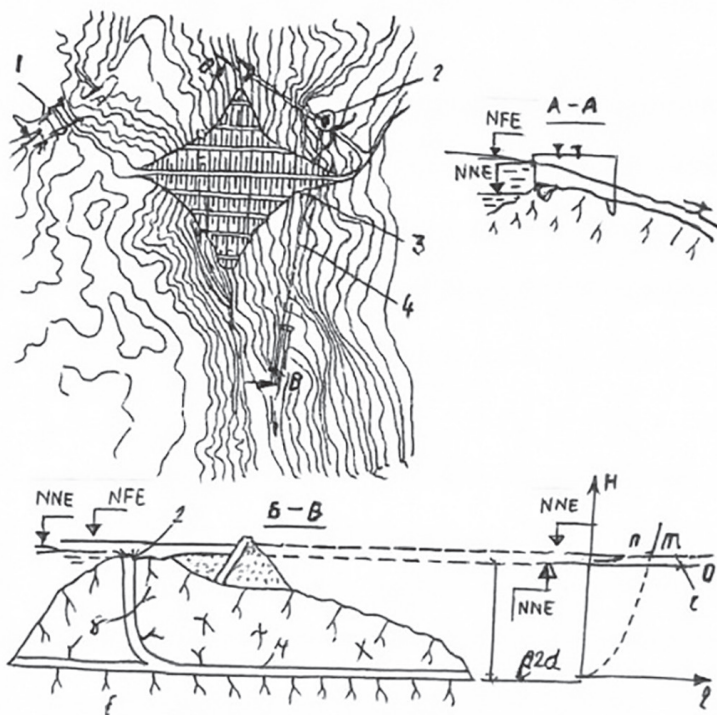


Figura 2.2. Esquema de un sistema fluvial con dos aliviaderos: uno de margen cerrado (con pozo) y otro abierto (en el sector de descenso natural del relieve).

1- aliviadero abierto; 2- aliviadero cerrado; 3- presa; 4- túnel de restitución; 5- tapón de hormigón (antes de su instalación, a través del túnel para evacuar los caudales de construcción); 6- pozo; 7- función $Q = mb\sqrt{2gH}^{3/2}$; 8- función $Q = \mu_{0, \text{sal}}\sqrt{2gz}$.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Los sistemas de carga pequeña, implantados en zonas montañosas para aprovechar con fines energéticos ríos de pequeño caudal, generalmente, son diseñados como sistemas de derivación de dos nodos: de

cabecera (que incluye la presa de derivación con sus estructuras anexas) y de generación (que incluye la central hidroeléctrica). Este tipo de implantación con frecuencia permite obtener cargas suficientemente altas, para lograr el objetivo energético previsto.

En los ríos caudalosos y relativamente caudalosos con valles anchos, los sistemas de carga pequeña y, en ocasiones, los de carga mediana (especialmente con usuario municipal o agrícola), son diseñados con *aliviaderos naturales o diques fusibles*, cuando las condiciones físicas, en particular las topográficas lo permiten.

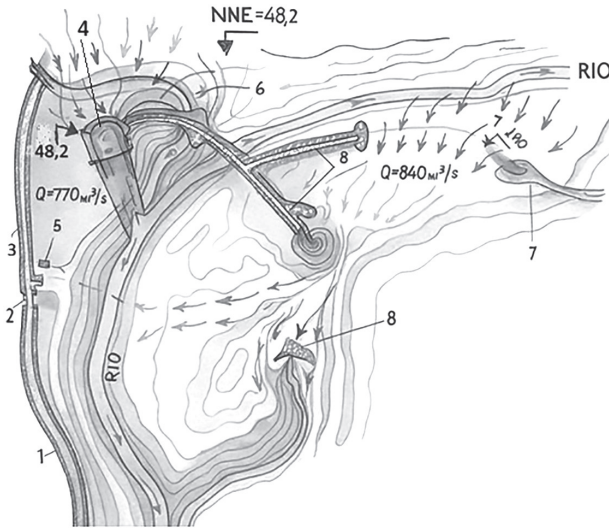


Figura 2.3. Esquema de la alternativa de un sistema fluvial con dos aliviaderos: de hormigón para un caudal de $770 \text{ m}^3/\text{s}$ y aliviadero fusible o natural para un caudal de $840 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente a crecidas de baja probabilidad de ocurrencia que se evacuan a través de la llanura de inundación.

1- canal principal; 2- elemento de control; 3- canal de acercamiento; 4- aliviadero de hormigón; 5- desagüe de emergencia; 6- presa; 7- carretera (cresta del vertedero de ingreso al aliviadero natural o dique fusible); 8- diques de protección. En Ecuador el sistema Tahuín, en el río Arenillas, incluye un dique fusible de 12 metros de altura (dique de Pénjamo, ubicado en la cola del embalse). Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

2.3. Los sistemas fluviales de carga mediana

Generalmente son implantados en los ríos de planicie y de pie de monte con llanuras de inundación relativamente grandes que, al ser inundadas, permiten la formación de embalses de regulación estacional o anual de los caudales afluentes. Este tipo de sistemas tienen amplias posibilidades como proyectos de propósito múltiple. Las estructuras componentes son cimentadas tanto en macizos rocosos como semi-rocosos, pero también no rocosos; en cualquier caso, las estructuras hidráulicas de hormigón deben ser cimentadas sobre los estratos naturales del macizo de cimentación. Las centrales hidroeléctricas (casa de máquinas) pueden formar parte del frente de contención; las estructuras de captación pueden ser superficiales y profundas; las esclusas de navegación pueden ser de una o dos cámaras, rara vez de más cámaras. Para evacuar los caudales de crecida se adoptan aliviaderos de diferente tipo, incluidos los desagües instalados en la casa de máquinas de las centrales hidroeléctricas. La implantación en el cuerpo de la presa de hormigón de estructuras hidráulicas de diferente objetivo (generación hidroeléctrica, navegación fluvial, captaciones, protección piscícola, así como puentes viales) se sujeta a las normas y especificaciones establecidas en cada caso, por razones de operativas y constructivas.

2.4. Los sistemas fluviales de cargas grandes

Son implantados sobre macizos rocosos en ríos que fluyen en cañones profundos; en estos casos, los embalses formados por presas altas de hormigón o de material del lugar, con frecuencia tienen volumen suficiente no solo para la regulación anual, sino multianual de los caudales naturales afluentes al sitio de intervención.

Cuando un sistema fluvial con carga grande incluye una presa de hormigón, es deseable utilizarla para evacuar los caudales de construcción durante la ejecución de las obras del proyecto y los de excedentes durante la operación, para direccionar el agua hacia los bloques de la central hidroeléctrica, así como para desaguar los volúmenes de agua

requeridos en el río, aguas abajo de la presa, con el fin de cubrir las demandas existentes o usos actuales, antes de construir la presa, incluidas las sanitarias, ambientales, municipales y agrícolas.

En los sistemas con presas altas de material del lugar, los aliviaderos con frecuencia son superficiales e incluyen un orificio de entrada en forma de vertedero, generalmente de perfil práctico y una construcción de desfogue sea en forma de rápida, rápida escalonada o lámina lanzada (salto de esquí); cuando las condiciones geológico-geotécnicas y topográficas lo permiten, se adoptan aliviaderos con pozo vertical o inclinado, conectado a un túnel de evacuación en el que se mantiene flujo supercrítico.

En las figuras siguientes se presentan algunos esquemas de implantación de los sistemas fluviales con embalse de regulación.

2.5. Esquemas de implantación de sistemas fluviales con embalse de carga pequeña ($H \leq 10$ m)

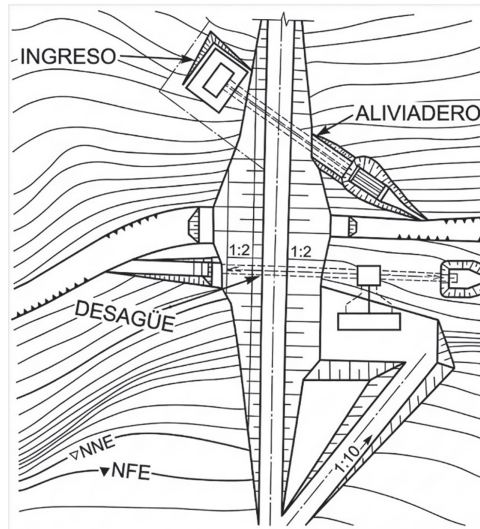


Figura 2.4. Planta de un sistema de carga pequeña con presa de material del lugar.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

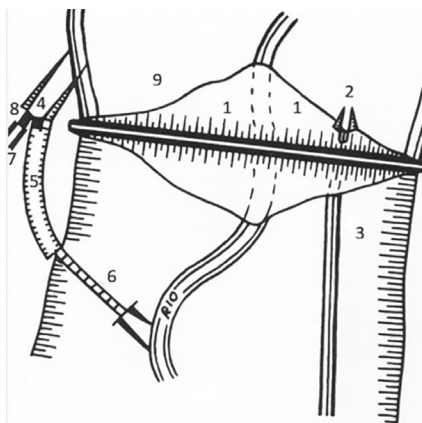


Figura 2.5. Planta de un sistema hidráulico fluvial de carga pequeña con presa de material del lugar.

1- presa de tierra; 2- obra de captación para abastecer a los usuarios del sistema; 3- canal de conducción; 4- canal de acercamiento al aliviadero de excedentes; 5- canal de transición del aliviadero de excedentes; 6- obra de desfogue del aliviadero de excedentes; 7 y 8- canal de inundación y esclusa de regulación; 9- embalse. Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

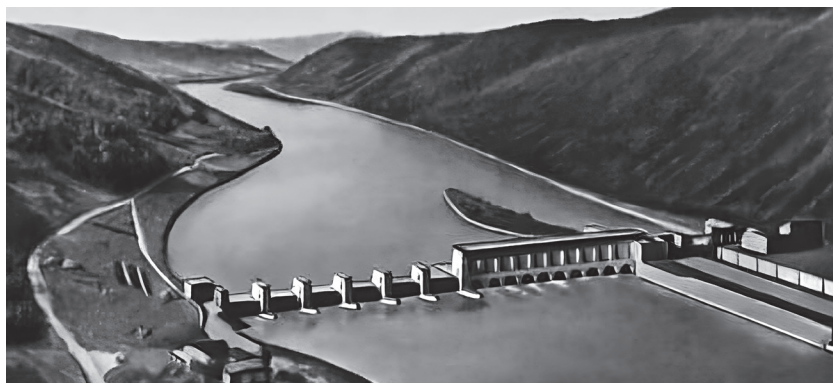


Figura 2.6. Vista general de un sistema hidráulico fluvial de carga pequeña.

El frente de contención incluye esclusa de navegación, central hidroeléctrica y presa vertedero. Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

2.6. Esquemas de implantación de sistemas fluviales con embalse de carga mediana ($10 \text{ m} < H \leq 50 \text{ m}$)

2.6.1. *Implantación lateral o en llanura de inundación*

En este tipo de implantación, la presa vertedero y la central hidroeléctrica se ubican en la llanura de inundación del río, juntas en la mayoría de los casos.

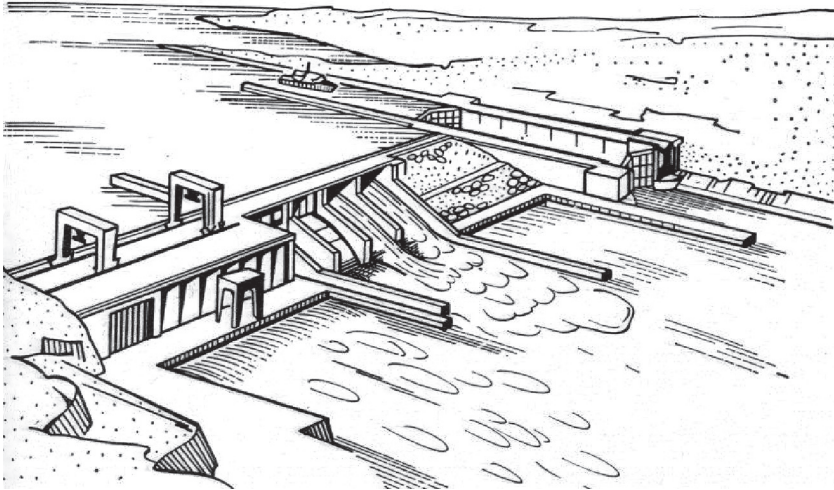


Figura 2.7. Vista general de un sistema fluvial de carga media.

De izquierda a derecha: central hidroeléctrica, presa vertedero, presa de material del lugar; esclusa de navegación.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.



Figura 2.8. Vista frontal de un sistema fluvial con frente de contención que incluye presa ciega de hormigón, central hidroeléctrica a pie de presa y presa vertedero.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

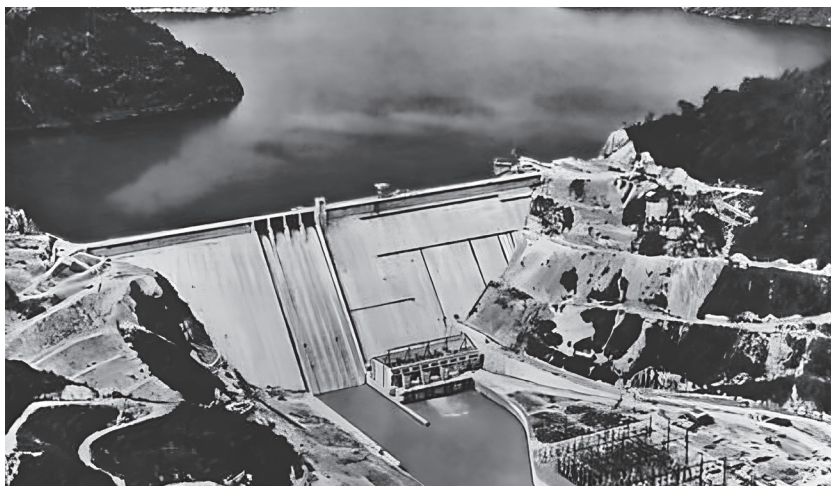


Figura 2.9. Vista frontal de un sistema hidráulico fluvial que incluye presa ciega de hormigón, presa vertedero y central hidroeléctrica a pie de presa.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

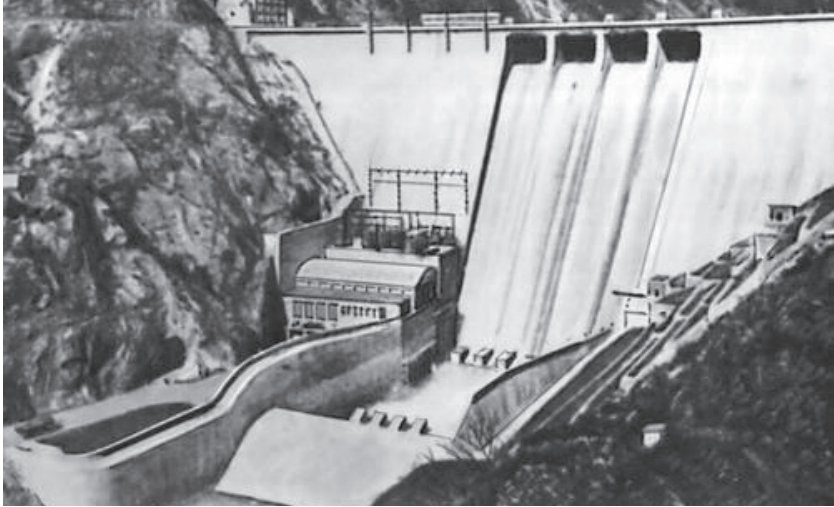
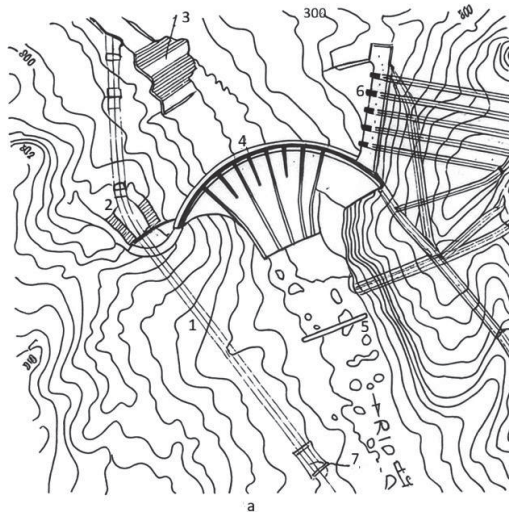


Figura 2.10. Vista frontal de un sistema hidráulico fluvial con frente de contención que incluye presa ciega de hormigón, presa vertedero, central hidroeléctrica a pie de presa.
Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

a) Planta



b) Corte en la zona de la presa vertedero

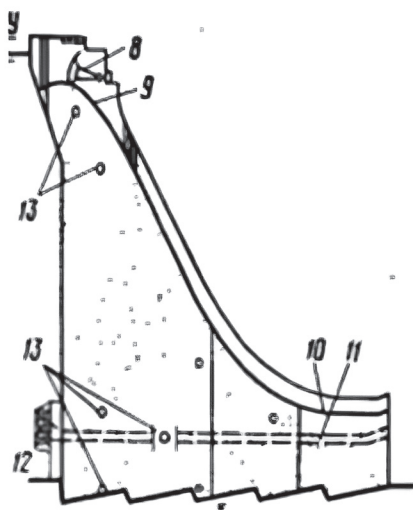


Figura 2.11. Sistema hidráulico fluvial aldea Dávila, España.

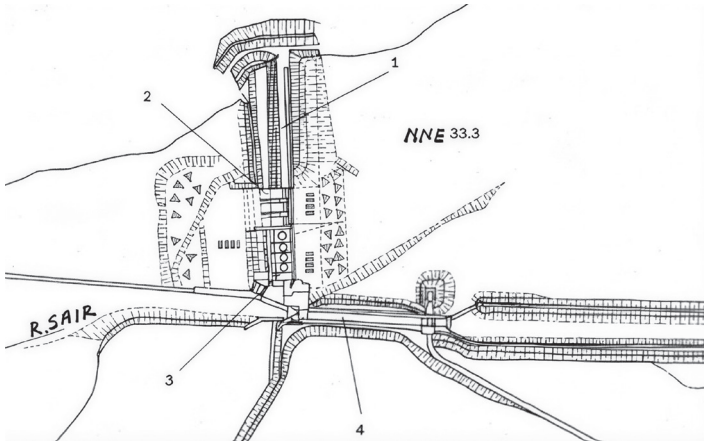
1- túnel; 2- vertedero superficial de ingreso a un túnel de descarga o alivio; 3- ataguía o dique de desvío durante la construcción; 4- presa vertedero; 5- ataguía y dique aguas abajo; 6- estructura de captación para la central hidroeléctrica subterránea; 7- portal de salida del túnel de alivio o descarga; 8- compuertas; 9- superficie de vertido; 10- plataforma del salto de esquí; 11- tubo de desagüe; 12- rejillas gruesas; 13- galerías de inspección y servicio.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

El esquema de implantación en cauce de las obras de los sistemas fluviales de carga mediana se adopta en casos de cañones estrechos con pequeño ancho de la llanura de inundación o cuando resulta relativamente costosa la excavación en dicha llanura, para cimentar las construcciones de hormigón.

Existen también ejemplos de implantaciones en cauce en casos de valle ancho del río.

a) Planta de un sistema fluvial de carga mediana. 1- presa de material del lugar; 2- presa vertedero; 3- central hidroeléctrica; 4- esclusa de navegación.



b) Vista del sistema desde aguas abajo. De izquierda a derecha: presa de material del lugar, presa vertedero, central hidroeléctrica, esclusa de navegación.



Figura 2.12. Implantación en cauce de un sistema fluvial con carga mediana.

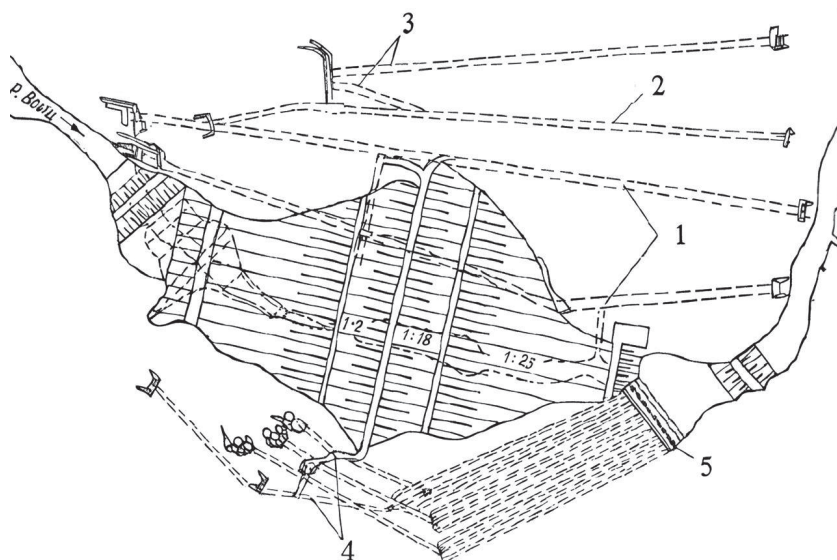
Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

2.7. Esquemas de implantación de sistemas fluviales con embalse de carga grande ($H > 50$ m)

2.7.1. Implantación en cauces angostos

En este caso se presentan dos soluciones básicas: la primera, presa de material del lugar, aliviadero de margen, abierto o en túnel, central hidroeléctrica abierta o subterránea; la segunda, presa de hormigón, aliviaderos en la presa o en las márgenes, central hidroeléctrica a pie de presa o subterránea (caso del sistema hidroeléctrico de Chirkey, Dagestán) (Figuras 2.13 y 2.14).

a) Planta del sistema. 1 a 4- túneles; 5- central hidroeléctrica.



b) Vista general del sistema.

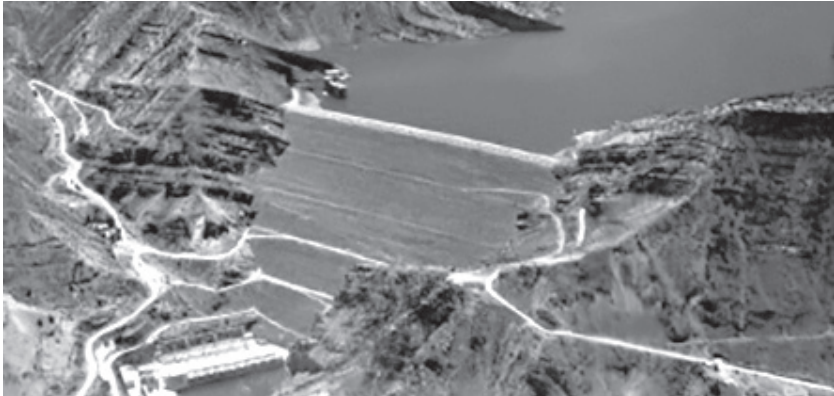
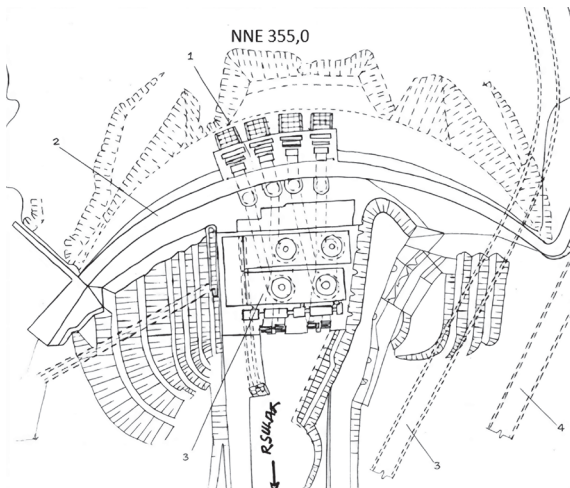


Figura 2.13. Implantación de un sistema fluvial con embalse de carga grande en un cañón estrecho y presa de material del lugar.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

a) Planta de las construcciones del sistema. 1- obra de captación; 2- presa de arco; 3- central hidroeléctrica; 4- túnel de transporte; 5- túnel de construcción; 6- túnel del aliviadero.



b) Vista del sistema desde aguas abajo. En el centro: presa de arco; a la izquierda: ingreso a la casa de máquinas; a la derecha: tramo final del aliviadero de excedentes.



c) Corte transversal de la presa y central hidroeléctrica Chirkey.

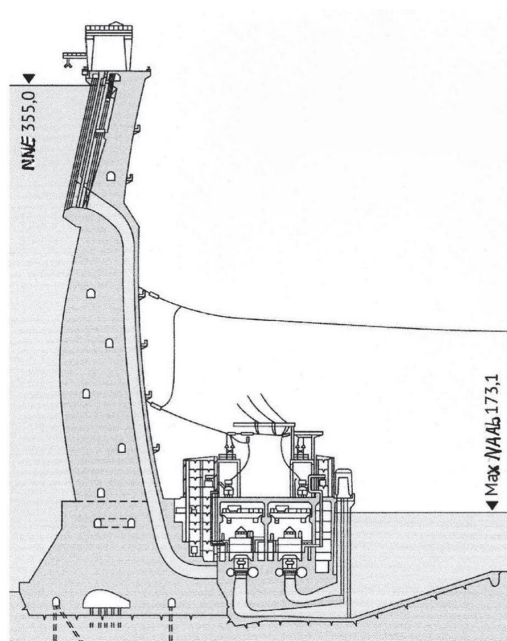


Figura 2.14. Implantación de un sistema fluvial con embalse de carga grande y presa de hormigón.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

Capítulo 3

Procedimientos para determinar los niveles y volúmenes característicos de un embalse

3.1. Niveles y volúmenes característicos de embalse

En los sistemas fluviales con regulación se distinguen tres niveles característicos del agua en un embalse, es decir, aguas arriba de la presa de regulación (Figura 3.1):

- Nivel muerto de embalse (NME) o nivel mínimo de operación normal del embalse.
- Nivel normal de embalse (NNE) o nivel máximo de operación normal del embalse.
- Nivel forzado o extraordinario de embalse (NFE) que se ubica sobre el nivel normal, en la magnitud de la altura de forzado a (sobreelevación de la cota sobre el NNE), cuando se presenta la crecida de diseño del sistema.

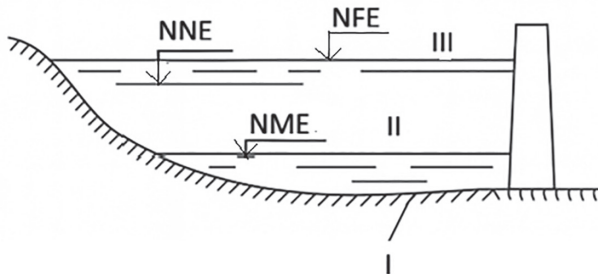


Figura 3.1. Volúmenes y niveles característicos de embalse.

I- volumen muerto (VME); II- volumen útil (VUE); III- volumen forzado (VFE).

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Estos tres niveles característicos a su vez dan lugar a tres prismas de agua en el embalse:

- Prisma I es el volumen muerto de embalse (VME); puede ser definido como, el volumen que almacena los sedimentos transportados por el río durante la vida útil del sistema, pero que, además, como el volumen al que corresponde el nivel mínimo de operación normal del sistema (NME).
- Prisma II es el volumen útil de embalse (VUE) o volumen de operación normal del embalse; puede ser definido como, el volumen que permite satisfacer el gráfico de demanda del usuario o usuarios del sistema, con el nivel de garantía previamente establecido, en tiempo y volumen.
- Prisma III es un volumen extraordinario o de reserva que se presenta en los periodos de crecida, cuando llega a su máximo valor se le conoce como volumen forzado de embalse (VFE); puede ser definido como, el volumen que amortigua la crecida de diseño del sistema, al permitir que el caudal de diseño del aliviadero de excedentes sea menor al valor del pico de dicha crecida.

En consecuencia, cada uno de los tres binomios (nivel muerto de embalse-volumen muerto de embalse, nivel normal de embalse-volumen útil de embalse y nivel forzado de embalse-volumen forzado de embalse) tiene una relación unívoca. Esta relación analítica se expresa gráficamente a través de las curvas de embalse.

3.2. Curvas de embalse

Curva nivel de agua-área del espejo de agua, establece la relación entre el nivel o profundidad del agua en el embalse (inmediatamente aguas arriba de la presa) y el área limitada por la curva de nivel correspondiente $\Omega = f_1(h)$. El área del espejo de agua generalmente se expresa en hectáreas, en tanto que el nivel o profundidad de agua en metros. Esta curva se construye con la información del levantamiento topográfico del área del embalse.

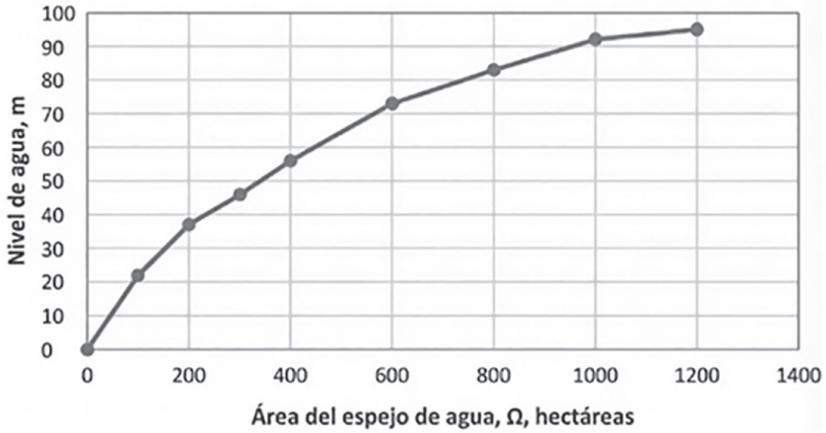


Figura 3.2. Curva de embalse $\Omega=f_1(h)$.

Curva nivel de agua-volumen de embalse, establece la relación entre el nivel o profundidad del agua en el embalse (inmediatamente aguas arriba de la presa) y el volumen de agua en el embalse, $V = f_2(h)$. El volumen de embalse generalmente se expresa en hectómetros cúbicos (Hm^3) y la profundidad o nivel en metros. Esta curva se construye a partir de la curva anterior del área del espejo de agua $\Omega = f_1(h)$, partiendo del nivel cero al que corresponde un volumen de embalse cero y sumando, secuencialmente, los volúmenes que se incrementan al elevar el nivel de agua.

$$V_i = V_{i-1} + \frac{\Omega_{i-1} + \Omega_i}{2} (H_i - H_{i-1}) \quad (3.0)$$

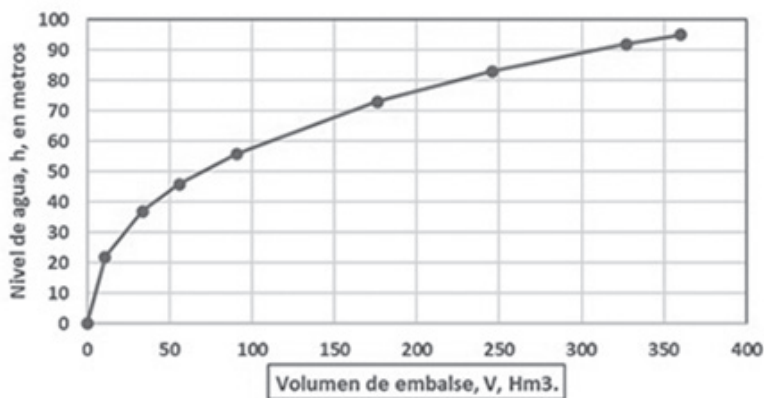


Figura 3.3. Curva de embalse $V=f_2[h]$.

3.3. Determinación de los niveles y volúmenes característicos de embalse

3.3.1. Volumen y nivel muerto de embalse

El tramo aguas arriba de la presa, o sea el embalse, permanentemente acumula los sedimentos que transporta el río durante la vida útil del sistema (por ejemplo 50-100 años); precisamente estos sedimentos se depositan en el volumen muerto de embalse (VME). Por otra parte, el nivel muerto de embalse (NME) es el nivel mínimo de operación del sistema y, por consiguiente, con este nivel debe ser posible entregar a los usuarios del sistema los caudales del gráfico de demanda, en la cota requerida.

De lo indicado se desprende que, el volumen muerto de embalse (y por consiguiente el nivel muerto de embalse) debe ser el mayor de entre los dos volúmenes obtenidos para satisfacer las dos condiciones indicadas:

- Condición de almacenamiento de los sedimentos acumulados durante la vida útil del sistema.
- Condición de entrega del agua del embalse a los usuarios del sistema, en el volumen necesario y la cota requerida por estos.

3.3.2. Volumen y nivel normal de embalse

Como se ha establecido, el nivel normal de embalse es el nivel máximo de operación normal del sistema; por consiguiente, el volumen normal de embalse determina el máximo volumen de agua en el embalse durante su operación normal. Bajo condiciones normales de operación el nivel de agua en el embalse fluctúa entre el nivel muerto de embalse (nivel mínimo de operación) y el nivel normal de embalse (nivel máximo de operación normal).

En este marco, el volumen normal de embalse, comprendido entre los niveles muerto y normal, debe ser el suficiente para satisfacer durante el periodo de operación, el gráfico de demanda del sistema, con los grados en (porcentajes) de garantía en tiempo y volumen, previamente establecidos.

Por tanto, para determinar el volumen normal de embalse se requiere contar con la serie multianual de los caudales medios mensuales disponibles, afluentes al embalse, y con el gráfico anual de demanda. Con esta información se procede a simular la operación del embalse, *variando el volumen útil de embalse* hasta que el gráfico de demanda sea satisfecho con los niveles de garantía mencionados. Cada simulación no es otra cosa que formular el balance hídrico para diferentes volúmenes de embalse.

En cada simulación de la operación del embalse, el grado o nivel de garantía obtenido en el tiempo es, la relación porcentual del número de meses M de la serie multianual, en los que la demanda ha sido plenamente satisfecha, con el número total de meses N de la serie. Por su parte, el nivel de garantía volumétrico es, la relación porcentual de la suma de los volúmenes mensuales de agua efectivamente entregados al usuario durante el periodo de simulación (durante los años de la serie multianual) $\sum_1^N V_{EN}$, a la suma de los volúmenes de agua del gráfico de demanda $\sum_1^N V_{GD}$ en el periodo de simulación. El menor de los dos porcentajes (temporal o volumétrico) debe ser igual al nivel de garantía previamente establecido.

El nivel de garantía que previamente se establece depende del grado de importancia del sistema, de su impacto en la economía y del tipo de usuario; se define en las especificaciones, normas o en los términos de referencia del proyecto; para los sistemas fluviales con embalse de regulación, el nivel de garantía generalmente fluctúa entre 75 % y 95 %.

Si el nivel de garantía en tiempo es NGT y el nivel de garantía volumétrico del sistema NGV, entonces:

$$NGT\% = \frac{M}{N} 100 \quad (3.1)$$

$$NGV = \frac{\sum_1^N V_{EN}}{\sum_1^N V_{GD}} 100 \quad (3.2)$$

3.3.3. Volumen y nivel forzado de embalse

El volumen forzado de embalse (VFE) es el volumen extraordinario de reserva ubicado sobre el NNE que permite amortiguar (laminar) la crecida de diseño cuando esta ingresa al embalse lleno, es decir, el volumen acumulado entre el NNE y NFE, dando lugar a que el caudal de diseño del aliviadero de excedentes sea menor al pico de dicha crecida. En consecuencia, mientras mayor sea el volumen forzado de embalse y, por consiguiente, mayor sea el nivel forzado de embalse, menor será el caudal de diseño del aliviadero y menor su costo; pero, por otro lado, cualquier incremento del nivel forzado de embalse origina, el aumento de la altura de la presa y de su costo, pero también el incremento de la superficie inundada y del costo de las indemnizaciones por inundación. En consecuencia, la determinación del volumen forzado de embalse requiere de un análisis técnico-económico de optimización en el que, por un lado, está el costo del aliviadero excedentes (A) y, por el otro, el costo de la presa y de las indemnizaciones por inundación (B). Lo indicado se ilustra en la Figura 3.4. Como conclusión se puede afirmar que, el nivel forzado de embalse (NFE) es aquel que genera la carga necesaria (H) para que ingrese el caudal de diseño al aliviadero de excedentes; esta afirmación se ilustra en la Figura 3.5 donde se muestra el orificio de en-

trada al aliviadero, en forma de un vertedero de ancho b que opera con la carga $H = NFE - NNE$.

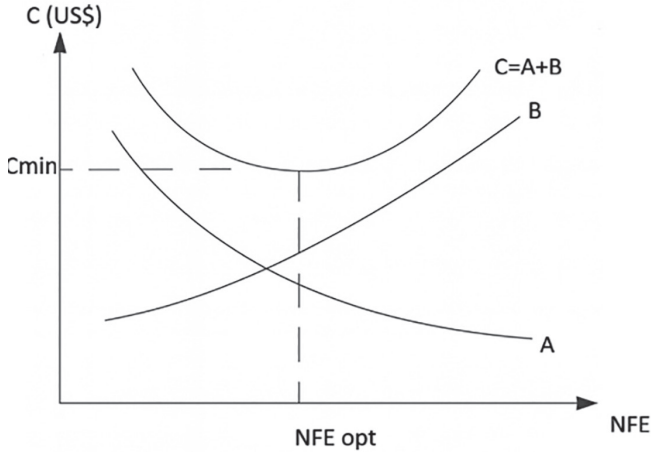


Figura 3.4. Análisis técnico-económico del aliviadero de excedentes.

A- costo del aliviadero de excedentes; B- costo de la presa y de las indemnizaciones por inundación.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

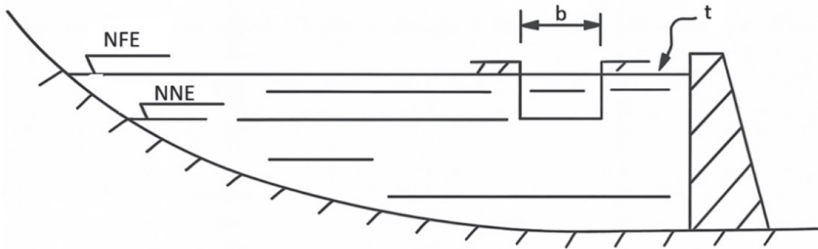


Figura 3.5. Vertedero de entrada al aliviadero de excedentes (caso de aliviadero sin compuertas).

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Capítulo 4

Síntesis de las construcciones hidráulicas que forman parte de un sistema fluvial con embalse de regulación

4.1. Construcciones hidráulicas principales de un sistema fluvial con embalse de regulación

Al revisar los diferentes esquemas de implantación de los sistemas fluviales con embalse de regulación presentados en el cap. 2, es posible identificar las principales construcciones hidráulicas que forman parte de ellos, con independencia del usuario (propósito múltiple, energético, agrícola municipal, ambiental). En la Tabla 4.1 se identifican dichas construcciones y su objetivo fundamental:

Tabla 4.1
Principales construcciones hidráulicas en los sistemas de regulación

Construcción	Objetivos
Presa de regulación	<ul style="list-style-type: none">• Cerrar del cauce y contener el agua para formar un embalse de regulación• Incrementar la carga potencial (energía potencial específica)
Aliviadero de excedentes	<ul style="list-style-type: none">• Evacuar los volúmenes de agua excedentes que se ubican sobre el NNE.• Restituir al cauce natural los volúmenes de agua evacuados, con una dinámica de flujo adecuada.

Construcción	Objetivos
Desagüe de operación u obra de toma.	<ul style="list-style-type: none"> • Captar desde el embalse los volúmenes de agua requeridos por los usuarios del sistema, de conformidad con el gráfico anual de demanda. • Posibilitar una dinámica adecuada de los caudales captados, antes de su ingreso a la obra de conducción.
Desagüe de uso actual y/o ecológico.	<ul style="list-style-type: none"> • Captar desde el embalse los volúmenes de agua requeridos por los usuarios actuales del cauce, (usuarios anteriores a la construcción de la presa), incluidos los requerimientos de agua sanitarios y ambientales, aguas abajo de la presa, de conformidad con un gráfico anual de demanda. • Posibilitar una dinámica adecuada de los caudales captados, antes de su restitución al cauce natural o entrega a la obra de conducción específica.
Desagüe de emergencia o desagüe de fondo.	<ul style="list-style-type: none"> • Posibilitar el vaciado del embalse en el menor tiempo posible, en caso de emergencia. • Excluir la posibilidad de desestabilización de las laderas y taludes colindantes con el embalse debido al descenso inadecuado del nivel de agua.
Desagüe de construcción.	<ul style="list-style-type: none"> • Desviar los caudales del río durante el periodo de construcción de las estructuras hidráulicas ubicadas en el cauce natural. • Restituir al cauce natural los caudales desviados, con una dinámica de flujo adecuada. • Pasar, en lo posible, a formar parte de las obras permanentes de desagüe una vez que el sistema entre en operación.
Vías de acceso	<ul style="list-style-type: none"> • Permitir el acceso fácil a las diferentes construcciones del sistema para fines de mantenimiento, reparación y monitoreo.

4.2. Nivel de importancia de las estructuras hidráulicas en los sistemas fluviales con embalse de regulación

Las estructuras hidráulicas tienen diferente nivel de importancia, dependen de factores como: aporte a la economía nacional, regional o lo-

cal; impacto y riesgos por su salida de operación o destrucción; condiciones geomecánicas del macizo de cimentación; carga hidráulica; costo. El nivel de importancia que se asigna a una estructura hidráulica incide en:

- La magnitud de los factores de seguridad.
- La profundidad y grado de detalle de las investigaciones para la elaboración del proyecto.
- La calidad de los materiales.
- La probabilidad de ocurrencia de caudales.
- El tiempo de servicio (vida útil).

Los niveles de importancia de las estructuras hidráulicas respecto a diferentes indicadores y criterios están regulados y establecidos en normas y especificaciones.

En la Tabla 4.2, con carácter referencial, se incluye una clasificación por el nivel de importancia de las estructuras hidráulicas de contención, en particular de las presas. Se incluyen niveles de importancia de I a IV, siendo I el nivel de mayor importancia.

Tabla 4.2
Nivel de importancia de las construcciones hidráulicas de contención

Estructura de contención	Macizo de cimentación	Altura de la estructura, m, para su nivel de importancia			
		I	II	III	IV
Presas de material del lugar	1. Roca	>80	50-80	20-50	<20
	2. Suelo: arenas; suelos de granulometría gruesa; arcillas duras y semiduro.	>65	35-65	15-35	<15
	3. Suelo: arcillas plástico-saturadas.	>50	25-50	15-25	<15

Estructura de contención	Macizo de cimentación	Altura de la estructura, m, para su nivel de importancia			
		I	II	III	IV
Presas de hormigón y hormigón armado, otras estructuras que forman del frente de contención (elementos sumergidos de la central hidroeléctrica, esclusa de navegación, muros)	1. Roca	>100	60-100	25-60	<25
	2. Suelo: arenas; suelos de granulometría gruesa; arcillas duras y semiduras	>50	25-50	10-25	<10
	3. Suelo: arcillas plásticas-saturadas.	>25	20-25	10-20	<10

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

4.3. Secciones transversales características de diferentes tipos de presas

En las siguientes figuras, se presentan algunas secciones transversales características de los tipos más difundidos de presas tanto de material del lugar como de hormigón. Las condiciones para adoptar uno u otro tipo de presa o de su sección transversal serán analizadas en los apartados correspondientes.

4.3.1. Presas de material del lugar

Este tipo de presa es el preferido cuando el material está disponible en el área de construcción, caso contrario, se excluye de consideración. Pueden ser de tierra (limo, arcilla, arena), de piedra y enrocado.

4.3.1.1. Presas de tierra (arena, limo, arcilla)

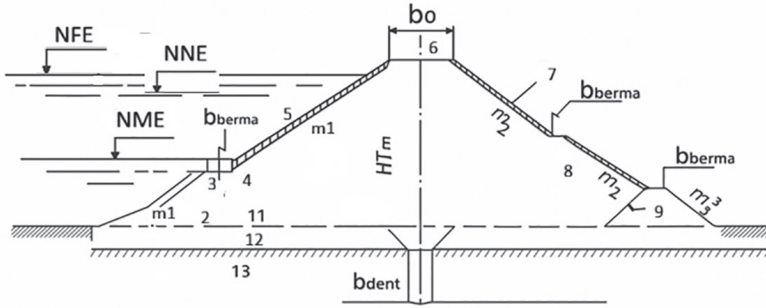


Figura 4.1. Elementos de la sección transversal de una presa de tierra.

1- cuerpo de la presa; 2- base de la presa; 3- berma en el talud aguas arriba; 4- apoyo de la protección del talud; 5- protección del talud aguas arriba; 6- cresta o corona de la presa; 7- protección del talud aguas abajo; 8- berma en el talud aguas abajo; 9- drenaje; 10- dentellón de cierre de la capa permeable del macizo de cimentación; 11- superficie natural del terreno; 12- capa permeable del macizo natural de cimentación; 13- macizo impermeable de cimentación.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

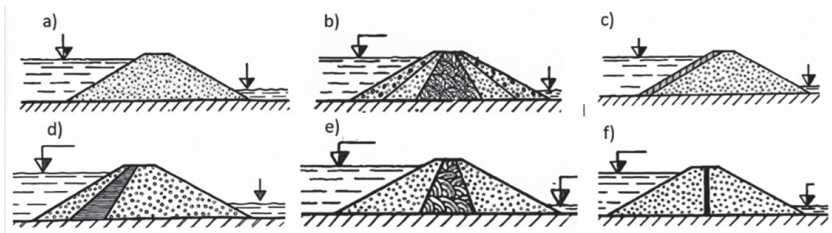


Figura 4.2. Tipos de presas de relleno compactado de tierra.

a- presa homogénea (de suelo de un solo tipo); b- no homogénea (de suelos de diferente tipo); c- con pantalla de material sintético; d- con pantalla de material del lugar; e- con núcleo de material del lugar; f- con diafragma.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

4.3.1.2. Presas de suelo de granulometría gruesa (piedra, enrocado)

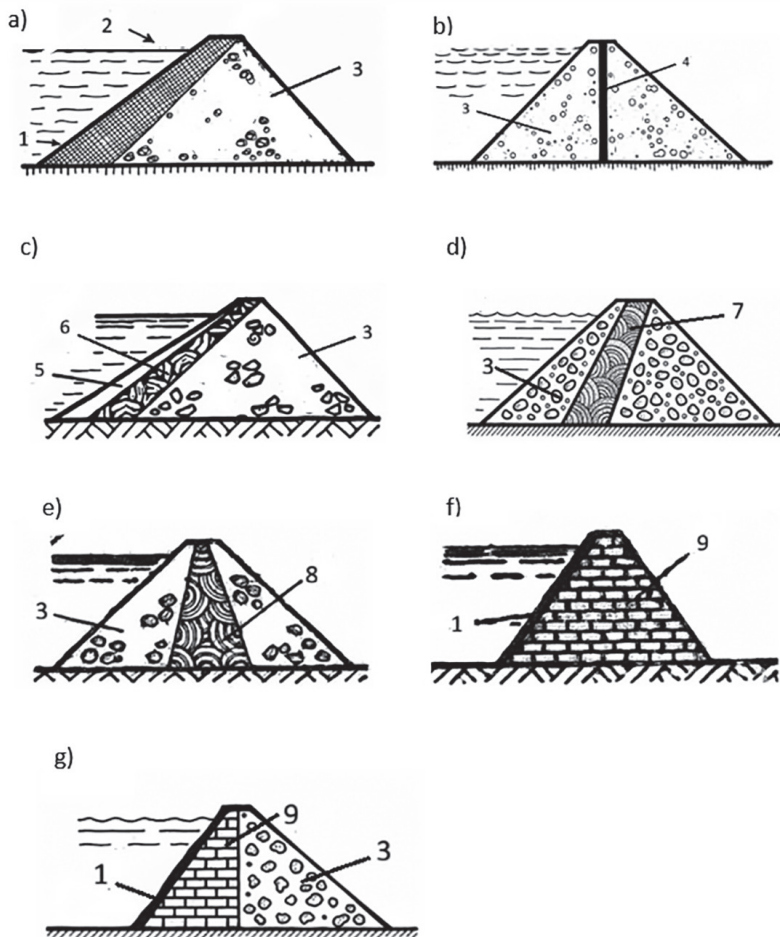


Figura 4.3. Tipos de presas de suelo de granulometría gruesa (piedra, enrocado).

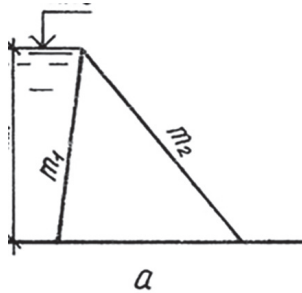
a- con pantalla sintética; b- con diafragma sintético; c- con pantalla de material del lugar; d- con núcleo inclinado; e- con núcleo vertical; f- con mampostería de piedra; g- de semienrocado; 1- pantalla sintética; 2- mampostería bajo la pantalla; 3- material del lugar de granulometría gruesa; 4- diafragma; 5- precarga de protección; 6- pantalla de material del lugar; 7- núcleo inclinado; 8- núcleo vertical; 9- mampostería.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

4.3.2. Presas de hormigón

4.3.2.1. Presas ciegas de hormigón a gravedad

a) Perfil teórico triangular



b) Perfil real o constructivo

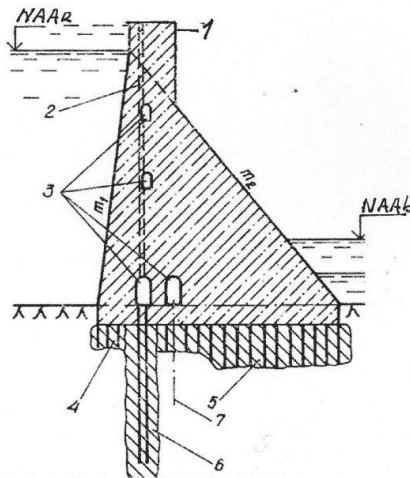


Figura 4.4. Perfil transversal de una presa de hormigón a gravedad.

1- cresta o corona de la presa; 2- drenaje vertical del cuerpo de la presa; 3- galerías de monitoreo; 4- cementación de contacto; 5- cementación de consolidación de la roca; 6- cortina de impermeabilización; 7- drenaje vertical de la roca de cimentación.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

4.3.2.2. Presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado

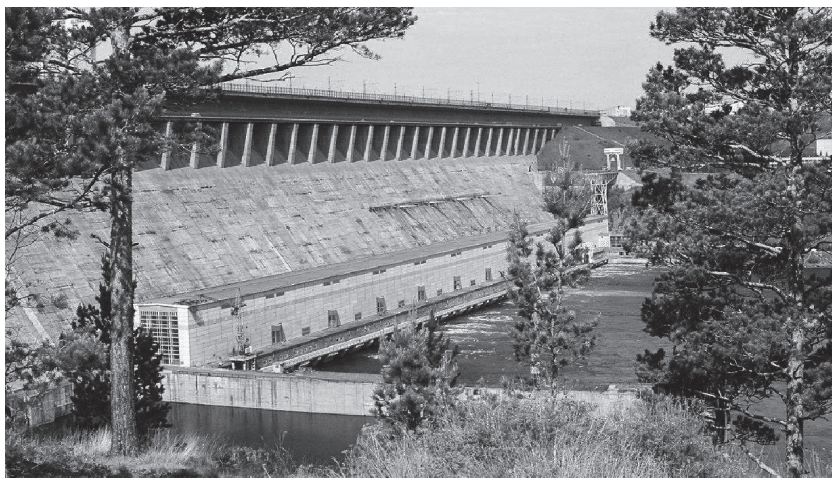
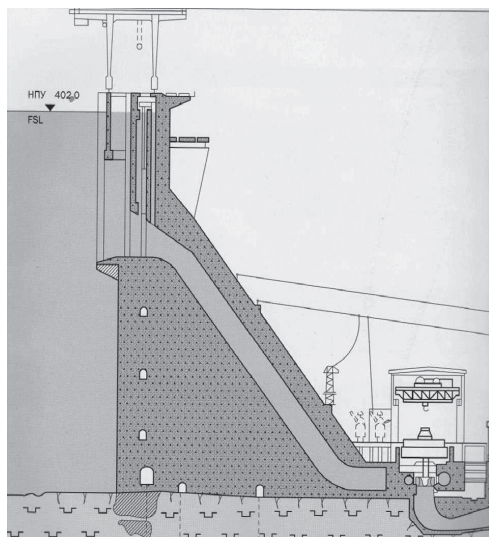


Figura 4.5. Sección transversal y vista frontal de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado [presa vertedero].

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.



Figura 4.7. Sección transversal y vista de una presa de contrafuertes.

1- Pantalla plana; 2- pared termoaislante; 3- vigas de rigidez entre los contrafuertes. I- sección transversal; II- zona de sedimentación; III- elementos estructurales internos.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

4.3.2.4. Presa de hormigón en arco

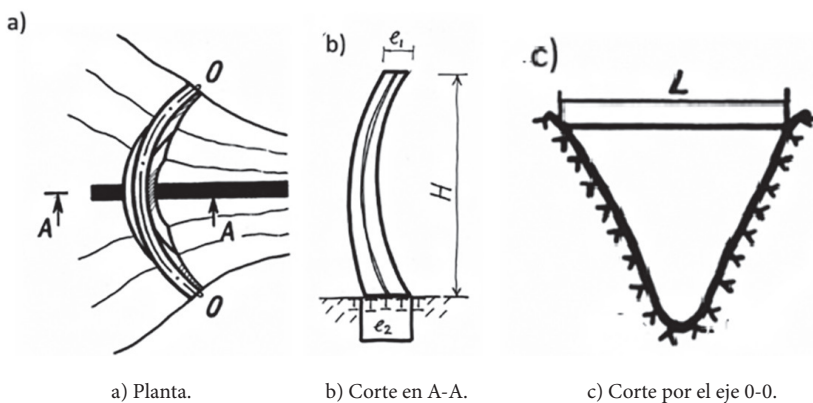
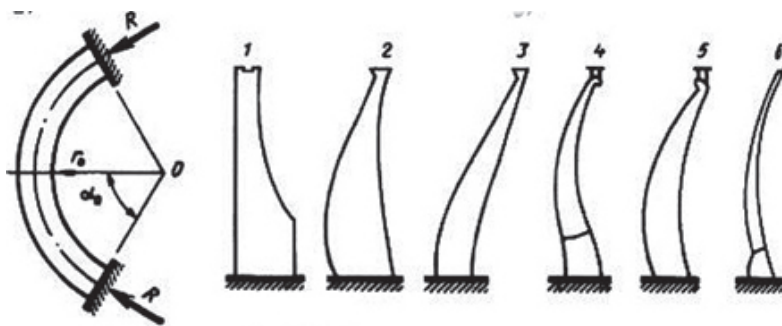


Figura 4.8. Presa de arco.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.



a) Sección horizontal (arco).

b) Secciones verticales (perfil de la presa).

Figura 4.9. Secciones de presas de arco.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Capítulo 5

Fuerzas y combinaciones de fuerzas que actúan sobre las estructuras hidráulicas

Las estructuras hidráulicas soportan cargas y solicitaciones diferentes por su naturaleza, carácter y duración. Algunas de ellas son permanentes (por ejemplo, el peso propio de la construcción), otras actúan únicamente durante determinados períodos (por ejemplo, la presión de oleaje) o son casuales cuando actúan por corto tiempo con una u otra intensidad y repetitividad (por ejemplo, las acciones sísmicas). Consecuentemente, en la construcción pueden actuar varias combinaciones de fuerzas.

Para los análisis de resistencia y estabilidad de las construcciones hidráulicas, se consideran la combinación básica y las combinaciones especiales de fuerzas y solicitaciones. Para estas combinaciones, tomando en cuenta el nivel de importancia de la obra, las normas y especificaciones establecen los valores mínimos de los factores de seguridad. Por ejemplo, de acuerdo con algunas normas, para las presas de *nivel de importancia I*, el factor permisible de seguridad al deslizamiento (FSD_{per}), para la combinación básica de fuerzas es 1,25 a 1,30, en tanto que para una combinación especial 1,05 a 1,10.

Las fuerzas y solicitaciones son consideradas en las combinaciones especiales menos favorables pero posibles de surgir, tanto en el periodo de operación como en el periodo de construcción.

La combinación básica está constituida por las fuerzas y solicitaciones permanentes y temporales (de larga y corta duración), en tanto que las combinaciones especiales están constituidas por las fuerzas y

solicitaciones permanentes, temporales de larga y corta duración y una de las fuerzas o solicitaciones especiales. También se forman combinaciones especiales con las mismas fuerzas de la combinación básica, pero cuando el nivel de agua en el embalse es nivel forzado de embalse (NFE). En la combinación básica siempre se considera que el nivel de agua en el embalse es nivel normal de embalse (NNE).

Las *fuerzas permanentes* son: peso propio de la construcción y de las instalaciones permanentes ubicadas en ella (equipo hidromecánico, equipo electromecánico); empuje del suelo, tomando en cuenta las cargas sobre su superficie; presión de roca; fuerzas de presión hidrostática, presión de poros y de acción hidrodinámica del flujo de filtración; subpresión en las secciones de cálculo de la estructura, así como en las juntas de las construcciones de hormigón y hormigón armado, *para nivel normal de embalse*.

Las *fuerzas temporales de larga duración* son: empuje de sedimentos; empuje adicional del suelo (adicional al empuje de combinación básica) que originan deformaciones del macizo de cimentación y de la construcción o en solicitaciones térmicas.

Las *fuerzas temporales de corta duración* son: fuerza de presión del oleaje; fuerza de presión del hielo; fuerza de presión del viento; solicitaciones originadas en la operación de grúas y mecanismos de transporte; solicitaciones originadas por embarcaciones de transporte fluvial; solicitaciones de objetos flotantes; cargas por pulsación (oscilación) de la presión hidrodinámica en conductos con flujo a presión y de superficie libre; solicitaciones por golpe de ariete en condiciones de operación normal.

Las *fuerzas especiales* son: fuerzas adicionales de presión hidrostática, de presión de poros, de acción hidrodinámica del flujo de filtración y de subpresión, en las secciones de cálculo, así como en las juntas de construcción de las estructuras de hormigón y hormigón armado, *para nivel forzado de embalse*; fuerzas adicionales de acción hidrodinámica del flujo de filtración por la alteración de la operación normal de los elementos impermeabilizantes y de drenaje; fuerzas inerciales, incluidas las sísmicas; solicitaciones del golpe de ariete en caso de cierre brusco total por emergencia, de las compuertas de los conductos de carga.

Capítulo 6

Aspectos geomecánicos fundamentales de las construcciones hidráulicas

6.1. Definición y clasificación de los macizos naturales de cimentación de las construcciones hidráulicas

Por base de cimentación de una construcción hidráulica se entiende, al espacio del macizo natural rocoso o no rocoso que interactúa con ella en el trabajo mecánico conjunto.

Base de cimentación apta para implantar una obra hidráulica se considera aquella que permite lograr magnitudes aceptables para la construcción cimentada, de los asentamientos diferenciales y de los desplazamientos horizontales, así como preservar la resistencia y estabilidad del conjunto estructura-base de cimentación.

En caso de que la no uniformidad de la base natural de cimentación sea tan alta que no permita adoptar el macizo para implantar una construcción hidráulica, en caso de que económicamente se justifique, deben ser tomadas las correspondientes medidas ingenieriles que ayuden a lograr la uniformización de los asentamientos y de los desplazamientos horizontales, la resistencia, estabilidad y durabilidad de la construcción, así como su operación confiable al menor costo.

Por el tipo de estructuras geológicas, las bases naturales de cimentación de una obra hidráulica pueden ser rocas, semirocas y suelos.

A las *rocas* pertenecen los macizos naturales constituidos por especies resistentes que tienen uniones rígidas cristalinas y cementadas

entre partículas y que se caracterizan por una deformabilidad débil. Su masa volumétrica generalmente se encuentra entre 2500 y 3100 kg/m³, en tanto que la porosidad no supera el 1 %; en estado saturado la resistencia a la compresión y tracción axial supera 5 a 1 MPa respectivamente.

Por su origen las bases de cimentación rocosa se clasifican en magmáticas (basaltos, granitos, dioritas, doleritas, porfiritas y otras rocas intrusivas); metamórficas (gneis, cuarcitas, esquistos cristalinos, mármoles y una serie de otras rocas que se modifican debido a los procesos metamórficos en los macizos naturales) y sedimentarias (calizas, dolomitas, areniscas).

A las *semiropas* pertenecen los macizos naturales constituidos por especies con uniones cristalinas rígidas o plástico coloidales, menos resistentes que en las rocas, así como las rocas meteorizadas y fragmentadas, determinadas rocas sedimentarias como margas, algunas calizas y dolomitas, tobas y yesos. Las semiropas se caracterizan por tener masa volumétrica entre 2200 y 2650 kg/m³, porosidad de hasta 20 %, en estado saturado resistencia a la compresión y tracción axial, respectivamente, menor a 5 y 1 MPa.

Las bases naturales de cimentación *no rocosas o suelos* pueden ser cohesionados y no cohesionados, dependiendo de si son capaces de generar, respectivamente, fuerzas internas de fricción y cohesión o únicamente fuerzas internas de fricción. En la gran mayoría de casos la capacidad portante de los suelos está predeterminada por la densidad y el grado de saturación. A los suelos cohesionados pertenecen las arcillas, margas arcillosas, limos arcillosos, limos arenosos, loess. A los suelos no cohesionados pertenecen las arenas, gravas, cantos rodados, piedra. En comparación con las rocas y semiropas los suelos son más deformables y tienen menor resistencia mecánica. A los suelos no cohesionados y cohesionados corresponden, respectivamente, los siguientes valores promediados de las características físico-mecánicas: número plástico menor a 0,01 y mayor a 0,01; peso volumétrico 1400-2100 KN/m³ y 1100-2100 KN/m³; porosidad 20-50 % y 26-80 %; coeficiente de fricción interna ($\text{tg}\phi$) 0,4-0,7 y 0,15-0,4; cohesión específica 0 y 0,005-0,05 MPa. La resistencia al

corte de los suelos cohesionados y no cohesionados, en gran medida depende de su densidad- humedad y de la forma de sus partículas.

6.2. Bases naturales de cimentación rocosas

Para una evaluación preliminar, a los macizos rocosos de cimentación de las construcciones hidráulicas se los puede clasificar por los siguientes indicadores.

6.2.1. Por el grado de meteorización

Se clasifican a través del *coeficiente de meteorización* K_{met} que es la relación de la masa volumétrica (densidad) de la roca meteorizada a la masa volumétrica de la misma roca no meteorizada. Por este indicador, las rocas se clasifican en fuertemente meteorizadas, meteorizadas, débilmente meteorizadas y prácticamente no meteorizadas. Para rocas fuertemente meteorizadas ($K_{met} < 0,8$), se recomienda desalojar del área de implantación de la construcción hidráulica, por cuanto ellas presentan indicadores geomecánicos bastante bajos y alta anisotropía de sus propiedades. Las rocas meteorizadas ($0,8 \leq K_{met} < 0,9$) generalmente tienen capacidad portante disminuida, alta deformabilidad y bajos indicadores de corte; en consecuencia, este tipo de roca debe ser desalojado del área de implantación de las obras hidráulicas con funciones de riesgo, particularmente de las presas de hormigón y de elementos impermeabilizantes de las presas de material del lugar. Las rocas débilmente meteorizadas ($0,9 \leq K_{met} < 1,0$) normalmente están afectadas por procesos locales de meteorización, a lo largo de las fisuras grandes y en las zonas debilitadas; en caso de que la roca débilmente meteorizada se preste al mejoramiento con ayuda de inyecciones de solución de cemento o de otra solución y si esta intervención se justifica desde el punto de vista económico, puede no ser desalojada de la base de cimentación de presas de hormigón y de los elementos impermeabilizantes de presas de material del lugar; en algunos casos, estas rocas requieren ser desalojadas a lo largo de determinadas fisuras o desde el contacto de los estratos del macizo; los espacios que se forman por estos desalojos deben ser sella-

dos con hormigón. Las rocas prácticamente no meteorizadas ($K_{met} = 1$) se caracterizan por no tener signos de modificaciones químicas y fragmentación adicional; sobre estas rocas pueden ser implantadas las construcciones hidráulicas de cualquier nivel de importancia, sin necesidad de ninguna medida de mejoramiento geomecánico.

6.2.2. Por el grado de alteración de la continuidad

Las bases de cimentación rocosas se clasifican en: muy fuertemente fisuradas, fuertemente fisuradas, medianamente fisuradas y débilmente fisuradas. Rocas no fisuradas prácticamente no existen.

El grado de alteración de la continuidad de la roca se puede valorar a través del *módulo de fisuramiento* M_{fis} que representa el número de fisuras por metro de corte de la exposición rocosa y por el Rock Quality Designation (RQD). Cuando: $M_{fis} < 1,5$ (RQD > 90 %) a la roca se considera muy débilmente fisurada; $1,5 \leq M_{fis} \leq 5$ ($75 \% \leq \text{RQD} \leq 90 \%$) débilmente fisurada; $5 < M_{fis} \leq 10$ ($50 \% < \text{RQD} \leq 75 \%$) medianamente fisurada; cuando $10 < M_{fis} \leq 30$ ($25 \% \leq \text{RQD} \leq 50 \%$) fuertemente fisurada; $M_{fis} > 30$ (RQD < 25 %) muy fuertemente fisurada.

Las rocas débil y medianamente fisuradas con frecuencia requieren de inyecciones de consolidación, bajo las presas de hormigón y los elementos impermeabilizantes de las presas de material del lugar, en tanto que las rocas fuertemente fisuradas y muy fuertemente fisuradas, a más de las inyecciones de consolidación requieren su desalajo parcial.

Se pueden establecer algunas categorías de alteración de la continuidad de las rocas. En la siguiente Tabla 6.1 se identifican siete categorías de alteración de la continuidad de las rocas.

Tabla 6.1
Categorías de alteración de la continuidad de los macizos rocosos
de cimentación de las obras hidráulicas

Categoría de alteración de la continuidad	Carácter de la alteración de la continuidad	Espesor de la zona de fractura de las fallas y grosor de las fisuras	Extensión de la zona de fractura
I	Fallas de grado 1: profundas y sísmicas	Miles y cientos de metros	Miles y cientos de kilómetros
II	Fallas de grado 2: profundas, no sísmicas y parcialmente sísmicas.	Decenas de metros y metros	Cientos y decenas de kilómetros
III	Fallas de grado 3	Igual	Decenas de kilómetros y kilómetros
IV	Fallas de grado 4	Cientos y decenas de centímetros	Miles y centenas de metros
V	Fallas pequeñas y fisuras grandes	Decenas de centímetros	Cientos y decenas de metros
VI	Fisuras medianas	Centímetros y milímetros	Decenas de metros y metros
VII	Fisuras pequeñas	Milímetros y fracciones de milímetro	Metros y centímetros

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

No deben implantarse importantes construcciones hidráulicas de contención, en macizos con alteración de la continuidad de categoría I; no es deseable, aun cuando es posible, implantar dichas construcciones en macizos con alteración de la continuidad de categorías II, III y IV. En este último caso, las alteraciones bajo el área de implantación de presas de hormigón y de los elementos impermeabilizantes de presas de material del lugar, deben ser selladas.

Las alteraciones de continuidad de categoría V también deben ser selladas, por ejemplo, con inyecciones de cemento. Los macizos con alteración de la continuidad de categorías VI y VII, bajo presas de hormigón y bajo los elementos impermeabilizantes de presas de material del lugar,

con frecuencia son sometidos a tratamiento de consolidación con inyecciones de cemento o parcialmente desalojados.

6.2.3. Por el grado de deformabilidad y por su dureza

Las rocas de cimentación pueden ser clasificadas a través del *módulo de deformación* E , la *velocidad de difusión* de ondas elásticas longitudinales V_L y el *coeficiente de corte* o dureza (coeficiente de Protod-yakonov) f_{dur} , como se indica en la siguiente Tabla 6.2.

Tabla 6.2
Clasificación de las rocas por el grado de deformabilidad y por su dureza

Tipo de roca por deformabilidad y dureza	Indicadores		
	E , GPa	V_L , m/s	f_{dur}
Muy débilmente deformable.	> 20	> 4800	> 18
Débilmente deformable.	10 – 20	4200 ÷ 4800	12 – 18
Medianamente deformable.	5 – 10	3500 ÷ 4200	8 – 12
Fuertemente deformable.	2 – 5	2000 ÷ 3500	5 – 8
Muy fuertemente deformable.	< 2	1500 ÷ 2000	2 – 5

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

En la naturaleza prácticamente no existen macizos rocosos homogéneos por deformabilidad y dureza, por esta razón uno de los objetivos de las investigaciones geológico-geotécnicas es la determinación del grado de heterogeneidad de la deformabilidad de la base natural de cimentación y la delimitación, dentro de los límites de su capa activa, de las zonas que presentan aproximadamente similares características de deformabilidad, a fin de que sean consideradas en el diseño.

Cabe tomar en cuenta que con ayuda de inyecciones de consolidación (inyecciones de cemento) puede ser incrementado el valor del módulo de deformación del macizo rocoso en 1,5-2 veces en el caso de las rocas fuertemente deformables, en 1,3-1,5 veces en el caso de las ro-

cas medianamente deformables y en 1,1-1,3 veces en el caso de las rocas débilmente deformables; estos incrementos del módulo de deformación conllevan también algún incremento de la resistencia de la roca al corte.

6.2.4. Por la permeabilidad

Las bases de cimentación rocosa se clasifican en muy fuertemente permeables, fuertemente permeables, permeables, débilmente permeables y prácticamente impermeables. La asignación de las rocas a uno u otro grupo dependen de los valores promediados del *coeficiente de filtración* K_f y de la *absorción específica* q ; este último indicador se determina mediante inyecciones o extracciones experimentales de agua, desarrolladas por procedimientos especiales. En la siguiente Tabla 6.3 se presenta la clasificación de las rocas por su permeabilidad.

Tabla 6.3
Clasificación de las rocas por su permeabilidad

Tipo de roca por permeabilidad	Coficiente de filtración K_f , m/día	Absorción específica, q l/min. m ²
Prácticamente impermeable	< 0,005	< 0,01
Débilmente permeable	0,005 – 0,3	0,01 – 0,1
Permeable	0,3 – 3	0,1 – 1
Fuertemente permeable	3 – 30	1 – 10
Muy fuertemente permeable	> 30	> 10

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

El grado de permeabilidad depende del macizo de cimentación por lo que se recomienda adoptar en calidad de elementos impermeabilizantes que formen parte del contorno subterráneo de una construcción hidráulica de contención, sea una cortina, sea drenaje vertical o sea lo uno y lo otro. En efecto, en caso de macizos muy fuertemente permeables y fuertemente permeables, generalmente es suficiente una cortina de impermeabilización; en caso de bases de cimentación permeables

con frecuencia se recomienda adoptar tanto cortina de impermeabilización como también drenaje vertical; en caso de bases de cimentación débilmente permeables la medida más efectiva es adoptar drenaje en tanto que, la cortina de impermeabilización se construye únicamente en determinados tramos donde se evidencie alta permeabilidad del macizo. En caso de bases de cimentación prácticamente impermeables cabe adoptar drenaje intenso.

6.2.5. Por el grado de isotropía (uniformidad espacial de las propiedades físico-mecánicas)

Las rocas de cimentación se clasifican en anisotrópicas e isotrópicas. En la naturaleza, las bases de cimentación isotrópicas son poco frecuentes. El grado de variación en diferentes direcciones de las propiedades físico-mecánicas de un macizo rocoso se caracteriza con el *coeficiente de anisotropía*; este coeficiente es igual a la relación del valor del parámetro considerado (por ejemplo, del coeficiente de filtración) en la dirección dada, a su valor mínimo determinado en todo el macizo, es decir en cualquier dirección. Como criterio para asignar al macizo rocoso la categoría de isotrópico o anisotrópico se asume el valor del coeficiente de anisotropía igual a 1,5; en consecuencia, el macizo será anisotrópico respecto a determinado indicador, cuando su coeficiente de anisotropía para este indicador sea $> 1,5$.

6.2.6. Por el grado de homogeneidad o uniformidad los macizos rocosos

Se clasifican en homogéneos, no homogéneos (heterogéneos) y muy heterogéneos. Se considera que un macizo es homogéneo cuando está constituido por una sola especie rocosa; las propiedades de esta especie rocosa en los diferentes puntos del macizo se diferencian poco y, por consiguiente, pueden ser asignados a un grupo. Heterogéneos son los macizos rocosos constituidos por varias especies o que incluyen tramos donde todas las propiedades físico-mecánicas o la mayoría de ellas varían dentro de dos grupos. Muy heterogéneos son los macizos rocosos constituidos por varias especies y que incluyen espacios don-

de todas las propiedades físico-mecánicas o la mayoría de ellas varían dentro de tres grupos.

La heterogeneidad y la anisotropía de los macizos de cimentación deben ser consideradas para definir las medidas de consolidación, para los análisis de estabilidad y del estado tensión-deformación, así como para diseñar las medidas de impermeabilización y drenaje.

6.3. Bases de cimentación semirocosas

Las bases de cimentación semirocosas son caracterizadas con los mismos indicadores que las rocas. Además, se las clasifica por su resistencia a la acción del agua en: deleznable, soluble, débilmente soluble e insoluble.

6.3.1. Deleznable

Son las semirocas constituidas por algunos tipos de aleurolitas, areniscas, argilitas y esquistos arcillosos que, por efecto de la humedad, pierden su capacidad portante y disminuyen los indicadores de corte. En los taludes, este tipo de material es inestable y al ser expuesto (por excavación) rápidamente se destruye desde la superficie. Estas bases de cimentación no son aceptables para sobre ellas implantar una construcción hidráulica.

6.3.2. Soluble

Son los macizos constituidos por anhídridos, yesos, sales de potasio y una serie de otras especies fácilmente lixiviables por el agua. No se debe cimentar construcciones hidráulicas de retención sobre estos macizos.

6.2.3. Débilmente soluble

Son los macizos constituidos por dolomitas, calizas kársticas, conglomerados con cementante soluble en el agua. En caso de ser necesario cimentar una construcción hidráulica en estas bases de cimenta-

ción, es necesario incluir en el proyecto medidas de impermeabilización y sellado minucioso de los espacios kársticos.

6.2.4. Insolubles

En caso de semirocas insolubles se recomienda adoptar un conjunto de medidas semejantes a las previstas para el caso de las rocas.

A diferencia de las rocas, las semirocas se clasifican por su deformabilidad en dos grupos: *fuertemente deformables* y *débilmente deformables*. Las semirocas fuertemente deformables se caracterizan por tener un coeficiente de dureza o de corte f_{dur} que varía entre 1 y 2, el módulo de deformación $E < 1 \text{ GPa}$ y la velocidad de difusión de las ondas elásticas longitudinales $V_L < 1500 \text{ m/s}$; en las semirocas débilmente deformables, $2 < f_{dur} < 4$, $1 < E \leq 2 \text{ GPa}$, $1500 \leq v_L \leq 2000 \text{ m/s}$.

Cuando se requiere implantar construcciones hidráulicas de contención en semirocas fuertemente deformables, en el proyecto debe ser considerada la deformabilidad de la base de cimentación y previstas las correspondientes medidas constructivas, como por ejemplo juntas de deformación.

6.3. Bases de cimentación no rocosas (suelos)

Los suelos constituyen el tipo más difundido de base natural de cimentación de las construcciones hidráulicas. Sus particularidades características son: estructura estratificada, no uniformidad de la constitución granulométrica y anisotropía de muchas propiedades e indicadores (coeficiente de filtración, módulo de deformación, indicadores de corte) que dependen en alto grado de la densidad-humedad.

Por el tamaño de las partículas en la zona activa del macizo de cimentación se distinguen:

- Suelos de granulometría gruesa (con tamaño de las partículas superior a 2 mm).

- Suelos arenosos (con tamaño de las partículas de 2 a 0,05 mm), que a su vez se dividen *en gravosos* (con contenido no menor al 25 % de partículas de tamaño mayor a 2 mm), *gruesos* (con contenido no menor al 50 % de partículas de tamaño superior a 0,5 mm), de *tamaño medio* (con contenido no menor al 50 % de partículas de tamaño superior a 0,25 mm) y *finos* (con contenido no menor al 75 % de partículas de tamaño mayor a 0,1 mm).
- Limos arenosos (con partículas de tamaño de 0,05 mm a 0,005 mm y número plástico $0,01 \leq l_p \leq 0,07$).
- Suelos arcillosos (con partículas de tamaño menor a 0,005 mm) que pueden ser *limos arcillosos* cuando el número plástico es $0,07 \leq l_p \leq 0,17$ y *arcillas* cuando el número plástico es $l_p > 0,17$.

Los suelos de granulometría gruesa y las arenas pertenecen al grupo de *suelos no cohesionados*, en los cuales no están presentes las fuerzas de cohesión entre las partículas y la resistencia al corte obedece exclusivamente a la fricción interna. Los limos arcillosos y, en particular, las arcillas pertenecen al grupo de suelos cohesionados que, para resistir a las sollicitaciones de corte, son capaces de generar a más de fuerzas de fricción, también fuerzas de cohesión, condicionadas a una serie de factores, particularmente al grado de dispersión de las partículas, densidad y humedad. Los limos arenosos, pueden presentar propiedades de suelos cohesionados o no cohesionados, dependiendo a que grupo se aproximan por su estructura granulométrica: a los limos arcillosos o a las arenas finas.

Los suelos de granulometría gruesa y las arenas, por el grado de humedad G se clasifican en:

- Poco húmedas: $0 < G \leq 0,5$;
- Húmedas: $0,5 < G \leq 0,8$;
- Saturadas: $0,8 < G \leq 1$.

El grado de humedad se determina con la ecuación:

$$G = \left(\frac{w}{e} \right) \left(\frac{\gamma_{sol}}{\gamma_o} \right) \quad (6.1)$$

Donde:

w : humedad natural del suelo (por peso) en fracción de la unidad.

e : relación de poros del suelo en estado natural: $e = \frac{n}{(1-n)}$, donde n : porosidad del suelo.

Y_{sol} , Y_o : peso específico, respectivamente, de los sólidos o esqueleto del suelo y del agua; kN/m^3 .

A los suelos arenosos se los caracteriza no solo por el tamaño de sus partículas sino también por su densidad natural y por su uniformidad granulométrica; de esta última característica el indicador es el coeficiente de uniformidad granulométrica $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$; tanto mayor sea el valor de este coeficiente cuanto, menos uniforme es el suelo respecto a su granulometría y, en consecuencia, cuanto más sensible al desarrollo de procesos de erosión interna por acción del flujo de filtración (tubificación)

Por la densidad natural las arenas se clasifican en sueltas, semi-compactas y compactas. Para esta clasificación, se utiliza sea la densidad relativa D o la relación de poros e (Tabla 6.4), como también los resultados de sondeos dinámicos y estáticos de los suelos ubicados a profundidades mayores a 2 m, desde la superficie de cimentación.

De acuerdo con Terzaghi:

$$D = \frac{(e_{max} - e)}{(e_{max} - e_{min})} \quad (6.2)$$

Donde:

e_{max} , e y e_{min} : relación de poros de la arena, respectivamente, menos densa, en estado natural y más densa.

Tabla 6.4
Relación de poros y densidad relativa para las arenas

Arenas	Valor de e para las arenas			Valor de D para las arenas de todo tamaño
	Gravosas, gruesas y medias	Finas	Muy finas	
Compactas	< 0,55	< 0,6	< 0,6	1 - 2/3
Semicompactas	0,55 - 0,7	0,6 - 0,75	0,6 - 0,8	2/3 - 1/3
Sueltas	> 0,7	> 0,75	> 0,8	< 1/3

Entre los suelos arcillosos es importante identificar a los suelos expansivos y a los colapsables.

Expansivos son aquellos suelos arcillosos que al ser saturados con agua o con una solución química incrementan su volumen (se expanden) en tal magnitud que:

$$\delta_{ex} = \frac{(h_{EL} - h)}{h} \geq 0,04 \quad (6.3)$$

Donde:

δ_{ex} : coeficiente de expansión relativa en condiciones de expansión libre (sin carga).

h_{EL} : alto de la muestra de suelo, luego de su expansión libre, en condiciones de imposibilidad de dilatación lateral, como resultado de su humedecimiento hasta saturación total.

h : alto inicial de la muestra de suelo con humedad natural.

En caso de que $0,04 < \delta_{ex} < 0,08$, se considera al suelo débilmente expansible; en caso de que $0,08 < \delta_{ex} < 0,12$, medianamente expansible; y cuando $\delta_{ex} > 0,12$, fuertemente expansible.

Es posible también determinar si un suelo arcilloso pertenece a la categoría de expansible a través del parámetro π (π)

$$\Pi = \frac{(e_L - e)}{(1 + e)} \quad (6.4)$$

Donde:

e_L y e : relación de poros, respectivamente, para humedad en límite líquido W_L y humedad natural W .

El valor obtenido del parámetro π se compara con los valores de la siguiente Tabla 6.5. Si el valor calculado de π es menor al valor consignado en la tabla, para el correspondiente intervalo del número plástico, el suelo dado puede ser considerado expansivo; si el valor del parámetro π resulta ser mayor al de la tabla, entonces no hay base para suponer que el suelo considerado sea expansivo.

Tabla 6.5

Parámetro π para determinar si un suelo arcilloso es expansivo

Índice plástico del suelo I_p	0,01-0,1	0,1-0,14	0,14-0,22
Parámetro π	0,1	0,17	0,24

A los *suelos colapsables* pertenecen las arcillas tipo loess y algunas macroporosas (con porosidad no menor al 50 %) cuando al ser humedecidas originan, debido a la carga externa o a su peso propio, un asentamiento tal que:

$$\delta_{col} = \frac{(h' - h_{col})}{h_o} \geq 0,01 \quad (6.5)$$

Donde:

h' : alto de la muestra de suelo con humedad natural, comprimida, sin posibilidad de dilación lateral, con una carga igual a la suma de las presiones originadas en el peso de la construcción a implantarse y en el peso propio del suelo o a la presión únicamente del propio peso del suelo.

h_{col} : alto de la muestra luego de ser saturada, conservando la misma presión.

h_o : alto de la muestra considerada, con humedad natural, comprimida, sin posibilidad de dilatación lateral, con una presión igual a la del peso propio del suelo.

La capacidad portante de los macizos de cimentación formados por limos arenosos y suelos arcillosos (no expansivos y no colapsables), en gran medida depende de su consistencia o índice de liquidez

$$I_L = \frac{(W - W_P)}{(W_L - W_P)} = \frac{(W - W_P)}{I_p} \quad (6.6)$$

Donde:

W , W_P y W_L : humedad en masa, expresada como fracción de la unidad, respectivamente para estado natural, para el límite plástico y líquido.
 I_p : número o índice plástico.

En función de valor de la consistencia I_L , los limos arenosos se encuentran en estado duro ($I_L < 0$), plástico ($0 \leq I_L \leq 1$) o fluido ($I_L > 1$).

Los limos arcillosos y las arcillas por su consistencia se clasifican en seis estados:

Duro ($I_L < 0$); semiduro ($0 \leq I_L \leq 0,25$); plástico-duro ($0,25 < I_L \leq 0,5$); plástico suave ($0,5 < I_L \leq 0,75$); plástico fluido ($0,75 < I_L \leq 1$); y fluido ($I_L > 1$).

Capítulo 7

Medidas ingenieriles para lograr la confiabilidad del macizo natural de cimentación

Durante el diseño de las condiciones de cimentación de una construcción hidráulica es necesario definir medidas constructivas y tecnológicas que permitan lograr el trabajo mecánico confiable conjunto de la construcción y el macizo de cimentación, a fin de asegurar la estabilidad de la construcción, la resistencia de la base natural de cimentación, un estado de tensión - deformación permisible del conjunto construcción - macizo de cimentación, para todas las combinaciones de fuerzas y sollicitaciones, en el periodo de construcción y durante operación del sistema.

Para incrementar la capacidad portante del macizo de cimentación, disminuir y uniformizar los asentamientos y desplazamientos de la construcción, así como para obtener la permeabilidad prevista en el proyecto y asegurar la resistencia a la filtración del macizo de cimentación, con frecuencia resulta necesario someterlo a tratamientos específicos.

Se distinguen tres tipos de tratamiento de los macizos de cimentación.

7.1. Tratamientos de las rocas de cimentación

El tratamiento de impermeabilización en el caso de macizos rocosos consiste principalmente en la construcción en la base de cimentación de una cortina de impermeabilización, con o sin drenaje vertical; esta cortina debe tener la profundidad suficiente a fin de llegar hasta niveles del macizo de cimentación donde la permeabilidad sea aceptable; esta profundidad puede superar la magnitud del alto de la presa. La cortina de impermeabilización se construye frecuentemente con ayuda de inyecciones

de solución de cemento, realizadas desde perforaciones verticales o cuasi verticales en el macizo de cimentación.

El espesor de la cortina debe ser suficiente para que la gradiente del flujo de filtración a través de la cortina no supere los valores permisibles.

En la Tabla 7.1 se muestra la relación entre la gradiente crítica J_{CR} del flujo de filtración a través de la cortina de impermeabilización y la absorción específica q_c en los límites de la cortina. La gradiente crítica da lugar a la condición de surgimiento de una la magnitud de presión de la filtración tal que puede originar la destrucción de la cortina de impermeabilización y la alteración inadmisibles del macizo de cimentación.

Tabla 7.1
Relación entre la gradiente crítica de la cortina
y la absorción específica del macizo de cimentación

Absorción específica del macizo rocoso en la cortina q_c , l/min.m ²	Gradiente crítica de la carga en la cortina
< 0,02	35
0,02–0,05	25
> 0,05	15

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

- Tratamiento de consolidación que, en el caso de los macizos rocosos consiste en incrementar el módulo de deformación y los indicadores geomecánicos con él relacionados; generalmente se realiza con ayuda de inyecciones a presión de soluciones de cemento, en el espesor de la capa activa del macizo de cimentación, a través de perforaciones verticales de cinco a diez metros de profundidad.
- Tratamiento de contacto, mejora los indicadores de corte en el contacto de la presa con el macizo de cimentación. Incluye el desalojo del material no apto, sellado de espacios, incremento de la rugosidad y alineamiento de la superficie de cimentación. Con frecuencia se requieren inyecciones de contacto que se ejecutan simultáneamente con las inyecciones de consolidación.

Capítulo 8

Presas de material del lugar

8.1. Aspectos generales sobre las presas de material del lugar

Las presas de material del lugar son las más versátiles respecto a las condiciones físicas de implantación (geológico-geotécnicas, topográficas, climáticas, sísmicas) y, por cierto, las más económicas cuando en el entorno del sitio de implantación se cuenta con los volúmenes necesarios del material. Entre las presas de material del lugar las más confiables y económicas son las presas de enrocado.

De hecho, la presa de material del lugar no constituye opción válida si no se cuenta en las cercanías del sitio de presa con los volúmenes suficientes de los materiales requeridos.

Las presas de material del lugar, dependiendo de los materiales de su perfil, de los elementos impermeabilizantes y del método constructivo se dividen en varios tipos. Los principales tipos se indican en la Tabla 8.1.

Tabla 8.1
Principales tipos de presas de material del lugar

Tipo de presa	Características específicas
Presa de relleno compactado de tierra.	Suelos desde arcillosos hasta gravas se colocan y compactan en seco o bajo agua.
Presa de relleno hidráulico de tierra	Suelos desde arcillosos hasta gravas se colocan por procedimientos hidromecánicos, formando un relleno hidráulico.

Tipo de presa	Características específicas
Presas de piedra - tierra	El material del cuerpo de la presa es de granulometría gruesa, en tanto que los elementos impermeabilizantes son de arcilla a arena fina.
Presas de enrocado	El material del cuerpo de la presa es de granulometría gruesa, en tanto que los elementos impermeabilizantes son de material sintético o de combinación material de lugar + inyecciones de cemento, etc.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

A partir de la Tabla 8.1, el tipo de presa cabe adoptar en función de las condiciones geológico-geotécnicas y topográficas del macizo de cimentación y de las laderas, así como de las condiciones hidrológicas y climáticas de la zona, magnitud de la carga de agua, volúmenes disponibles de los materiales del lugar, sismicidad de la zona, esquema general de la organización y ejecución de la construcción, particularidades del desvío de los caudales de construcción, plazos de entrada en operación y condiciones de operación de la presa.

El tipo y características constructivas de la presa se deben adoptar sobre la base de la comparación técnico-económica de variantes en las que se considere las tecnologías de construcción, así como el esquema general de implantación del sistema fluvial. Las variantes comparadas deben tener un grado similar de acabado y confiabilidad. Para construir una presa de material del lugar es necesario prever la utilización de los materiales obtenidos de las excavaciones y de canteras cercanas.

Implantar presas de material del lugar es posible tanto en macizos rocosos como no rocosos.

En el proyecto de la presa es necesario incluir un componente con el diseño del sistema de control y monitoreo a fin de realizar constataciones del trabajo y operación de la construcción, tanto en periodo de

construcción como en el de operación. Especial interés tiene el control de la posición de la línea piezométrica del flujo de filtración en el cuerpo de la presa y en el suelo de cimentación.

Para el diseño de una presa de material del lugar es necesario determinar las características de los materiales del lugar que se tiene previsto colocar en el cuerpo de la presa. De estas características las principales son las siguientes:

- Constitución granulométrica.
- Densidad del material ρ .
- Densidad de las partículas sólidas del material ρ_s .
- Humedad del material W
- Densidad del material seco ρ_d , para los suelos no cohesionados también las densidades en estado compacto límite ρ_{dmax} y en estado suelto límite ρ_{dmin} , el coeficiente de compactación k_{com} .
- Humedad óptima W_{opt} y la densidad óptima del suelo seco $\rho_{d,opt}$. Para los suelos arcillosos estas magnitudes son determinadas considerando los tipos concretos de los mecanismos de compactación.
- Los límites de Atterberg para los suelos arcillosos (límite líquido y límite plástico) y en caso de necesidad la capacidad de humedad molecular W_m , así como la constitución mineralógica de las partículas arcillosas (contenido porcentual de los minerales caolinita, montmorilonita, hidrómicas).
- Indicadores de corte: ángulo de fricción interna ϕ , cohesión específica c .
- Indicadores de deformabilidad: módulo de deformación E , coeficiente de Poisson, coeficiente de compactación.
- Indicadores de expansibilidad y colapso de las arcillas.
- Coeficiente de filtración.
- Indicadores de la resistencia de filtración del suelo: gradientes críticos del flujo de filtración, para desplazamiento local J_{cru} , para tubificación J_{crt} , para erosión de contacto J_{erc} .

Los valores normativos y de cálculo de las características de los suelos (densidad, resistencia, deformabilidad, filtración) cabe determinar a través del procesamiento estadístico de los resultados obtenidos en los ensayos de campo y laboratorio.

8.2. Presas de relleno compactado de tierra

8.2.1. Clasificación

Las presas de tierra, por las características constructivas de su perfil, así como de los elementos impermeabilizantes del cuerpo de la presa y del macizo de cimentación se clasifican en los tipos identificados en la Tabla 8.2.

Tabla 8.2
Tipos de presas de tierra por el perfil y por los elementos impermeabilizantes de la presa y del macizo de cimentación

Elemento de la presa	Tipo de presa
Cuerpo de la presa	Homogénea (Figura 8.1a) No homogénea (Figura 8.1b y c), con pantalla de material sintético (Figura 8.1d) Con núcleo de material del lugar (Figura 8.1e) Con diafragma sintético (Figura 8.1f)
Elementos impermeabilizantes en el macizo de cimentación	Con pantalla de material del lugar (Figura 8.1g) Con dentellón (Figura 8.1h) Con cortina de impermeabilización (Figura 8.1i) Con tablestaca, pared impermeabilizante (Figura 8.1j) Con carpeta (Figura 8.1k)

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

En el diseño de presas de relleno compactado de tierra cimentadas sobre suelo, se debe preferir las presas homogéneas, así como a las presas con elemento impermeabilizante de material del lugar (prisma, núcleo, pantalla).

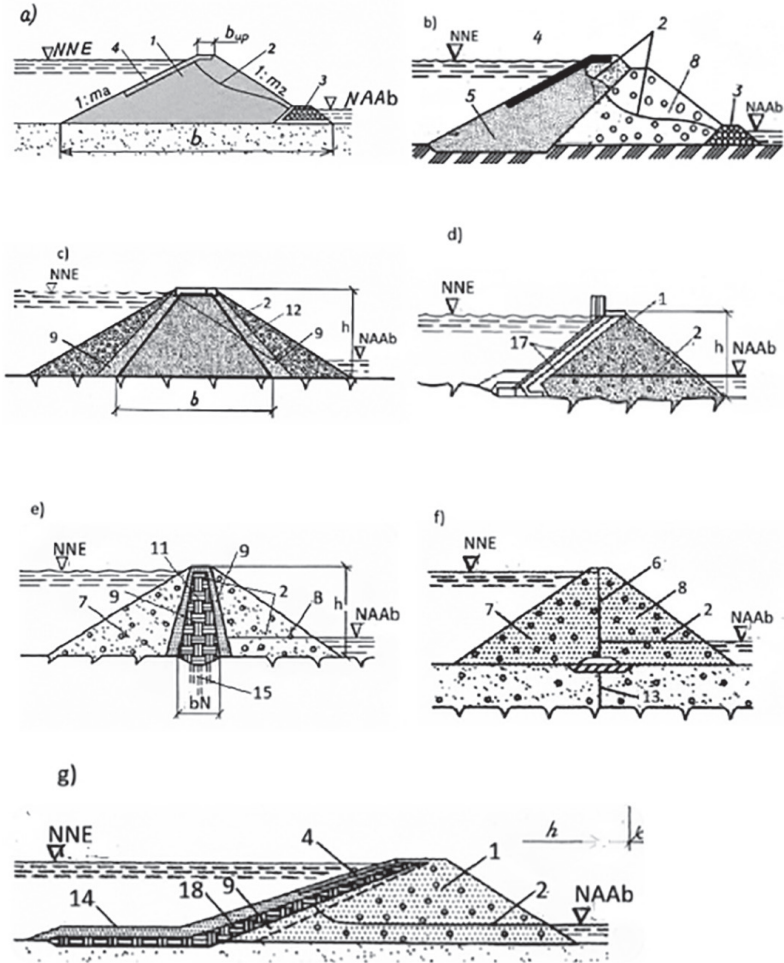


Figura 8.1. Tipos de presas de relleno compactado de tierra.

1- cuerpo de la presa; 2- línea piezométrica; 3- drenaje; 4- protección del talud; 5- prisma impermeabilizante superior; 6- diafragma; 7- prisma superior; 8- prisma inferior; 9- capas de transición; 10- pantalla de materiales sintéticos; 11- núcleo de material del lugar; 12- prisma central impermeabilizante de material del lugar; 13- pared o tablestaca; 14- carpeta; 15- cortina inyectada de impermeabilización de cemento; 16- dentellón; 17- capa bajo la pantalla; núcleo de material del lugar. Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

8.2.2. *Condiciones del material de la presa*

Las presas de tierra compactada pueden ser construidas con cualquier tipo de suelo de granulometría fina a excepción de los siguientes:

- Con contenido de sales solubles de cloro más del 5 % en masa y sales de azufre en más del 10 %.
- Con contenido de material orgánico no totalmente descompuesto (por ejemplo, residuos de plantas) en más del 5 % en masa o contenido de material orgánico totalmente descompuesto, pero en estado amorfo, más del 8 % en masa.

Para conformar los elementos impermeabilizantes del cuerpo de la presa y del macizo de cimentación (pantalla, núcleo, dentellón, carpeta) cabe utilizar materiales débilmente permeables. Para seleccionar estos suelos debe considerarse:

- Los más convenientes son los suelos arcillosos con coeficiente de filtración $K \leq 0,1 \text{ m/día}$, con número plástico $I_p \geq 0,05$ (con la correspondiente justificación $I_p \geq 0,03$), así como mezclas artificiales de suelos con contenido de arcillosos, y de granulometría gruesa; el contenido de los componentes de una combinación de suelos cabe determinar a partir de investigaciones y ensayos constructivos de campo y seleccionar como resultado de la comparación técnico- económica de alternativas.

Los suelos arenosos (finos, medios y gruesos) pueden ser utilizados en las presas pequeñas y en las presas con prisma impermeabilizante central o superior, siempre y cuando esté asegurada la resistencia a la filtración del relleno de la presa y la magnitud del caudal de filtración a través del cuerpo de presa sea permisible con relación al balance hídrico del sistema.

8.2.3. *Taludes y cresta o corona de la presa*

La pendiente de los taludes de la presa se determina a partir de las condiciones de estabilidad al deslizamiento y considerando:

- Las características físico-mecánicas del suelo de la presa y del macizo de cimentación, en caso de que este no sea rocoso o semirocoso.
- Las fuerzas que actúan sobre el talud: peso propio del material del cuerpo de la presa, fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración, fuerzas inerciales, incluidas las sísmicas, fuerzas externas sobre el talud.
- Alto de la presa.
- Proceso constructivo de la presa.
- Condiciones de operación.
- Propiedades del material y particularidades constructivas de los elementos impermeabilizantes y el carácter de sus solicitudes sobre los prismas de apoyo de la presa.
- Para dimensionamiento preliminar es permisible adoptar el valor de los coeficientes de talud, aguas arriba m_1 y aguas abajo m_2 a partir de información análoga de presas construidas, con la subsiguiente verificación basada en el análisis de estabilidad de taludes. En la Tabla 8.3 se consiguen valores referenciales de los coeficientes de talud de presas de tierra.

Tabla 8.3
Valores referenciales de los coeficientes de talud m_1 y m_2
para presas de relleno compactado de tierra

Alto de la presa, m	Coeficiente del talud (ctga)	
	Aguas arriba	Aguas abajo
<5	2,0-2,50	1,5-1,75
5-10	2,25-2,75	1,75-2,25
10-15	2,5-3,0	2,0-2,5
15-50	3,0-4,0	2,5-4,0
>50	4,0-5,0	4,0-4,5

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

- En los taludes por lo general deben incluirse bermas, en un número determinado en función del alto de la presa, condiciones del proceso constructivo, tipo de protección del talud y su estabilidad general. Las bermas deben ser previstas: *en el talud aguas arriba*, en el límite inferior de la protección del talud, como apoyo de este; *en el talud aguas abajo*, para vías de servicio, para recolectar y evacuar las aguas lluvias, para mantenimiento del talud, para ubicar la instrumentación de observación y monitoreo de la presa. El ancho de la cresta o corona de la presa se debe determinar dependiendo de las condiciones del proceso constructivo y de operación (utilización de la cresta como parte de una carretera o como vía peatonal), pero, preferentemente, no menor a 4,5 metros.
- La cota o nivel de la cresta debe ser determinada sobre la base del cálculo de su sobreelevación sobre los niveles característicos del agua en el embalse, nivel normal de embalse NNE y nivel forzado de embalse NFE. Para los dos casos la sobreelevación h_s se determina con la ecuación:

$$h_s = \Delta h_{set} + h_{run(x\%)} + a \quad (8.0)$$

Donde:

$h_{run(x\%)}$: alto del recorrido de la ola de agua de probabilidad $x\%$, en el talud aguas arriba.

Δh_{set} : alto del impulso de la ola de agua en el talud aguas arriba.

a : reserva de la sobreelevación del nivel de la cresta de la presa, es la mayor de las magnitudes $a = 0,5 m$ y $a = 0,1h_x \%$.

$x\%$: probabilidad de ocurrencia del viento en el embalse igual a 1 %, para sobreelevación h_s , respecto al nivel normal de embalse NNE y 2 % para sobreelevación h_s , respecto al nivel forzado de embalse NFE.

$h_x \%$: alto de ola para velocidad del viento con probabilidad de ocurrencia $x\%$.

De los dos resultados obtenidos se adopta el mayor nivel de la cresta de la presa.

El alto del impulso de la ola de agua Δh_{set} se determina por aproximaciones sucesivas de la ecuación:

$$\Delta h_{set} = K_{\omega} \frac{v_{\omega}^2 L}{g(d+0,5\Delta h_{set})} \cos \alpha_{\omega} \quad (8.1)$$

Donde:

g : aceleración de la fuerza de gravedad.

V_{ω} : velocidad del viento de la probabilidad de ocurrencia dada, m/s.

K_{ω} : coeficiente que puede ser asumido igual a 2,1 para velocidades del viento de hasta 20 m/s.

α_{ω} : ángulo entre la dirección del viento y el eje longitudinal del embalse; para análisis preliminar puede ser asumido 0° .

d : profundidad de agua en el embalse junto a la presa.

L : longitud de aceleración de las olas, es decir la longitud del embalse en la dirección del viento, se determina en el plano del embalse, m .

El alto del recorrido de la ola en el talud $h_{run(x\%)}$ para análisis preliminar puede ser obtenido del siguiente gráfico, como función de la velocidad del viento y de la longitud dada de recorrido de la ola.

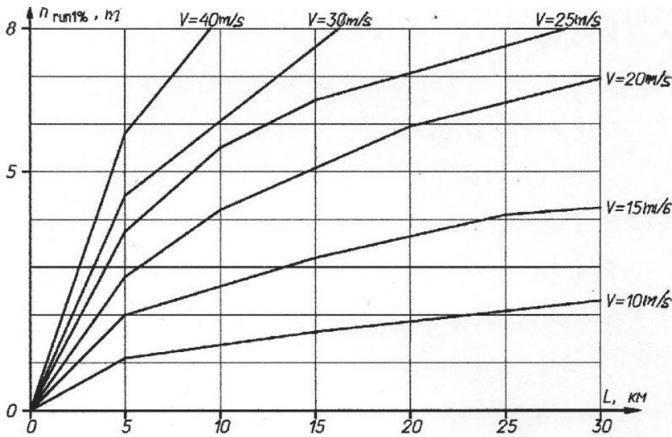


Figura 8.2. Gráfico para determinar la altura del recorrido de la ola sobre el talud.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

De lo descrito anteriormente se desprende que la variable aleatoria, a partir de la cual se determina la sobreelevación de la cresta de la presa, es la velocidad del viento.

8.2.4. Protección de taludes

Los taludes de las presas de relleno compactado de tierra es necesario protegerlos con elementos especiales que son calculados tomando en cuenta la acción las olas, flujo del agua, variación del nivel del agua, lluvias, viento y otros factores que pueden afectar el talud (fauna terrestre, hinchamiento de la arcilla y otros).

Para proteger el talud aguas arriba, generalmente se pueden adoptar las siguientes protecciones:

- Relleno de piedra
- Placas o losas de hormigón y hormigón armado, monolíticas o prefabricadas, con armado común o pretensado
- Hormigón asfáltico
- Gaviones
- Cobertura vegetal
- Terrocemento con piedra y asfalto

La protección del talud aguas abajo cabe adoptar en función del material del que está construido el prisma inferior de la presa, con el objetivo de proteger al talud frente a la acción de los agentes atmosféricos y de la fauna terrestre. Cuando el talud aguas abajo está constituido de suelos arenosos o arcillosos, generalmente se adopta como elemento protector cobertura vegetal con pasto de 0,2 a 0,3 metros o relleno de piedra o grava 0,2 metros u otros tipos de protecciones aligeradas.

8.2.5. Criterios generales para el diseño de las presas de material del lugar

Para diseñar las presas de material del lugar con nivel de importancia I y II, es necesario cumplir al menos los siguientes grupos de análisis, para combinaciones básica y especiales de fuerzas:

- Análisis de filtración que incluye: a) análisis de la resistencia a la filtración del relleno de la presa y del suelo de cimentación cuando no sea roca o semiroca; b) construcción de la línea piezométrica del flujo de filtración; c) determinación del caudal de filtración en el cuerpo de la presa y en el suelo de cimentación cuando no sea roca o semiroca.
- Diseño de filtros invertidos, drenajes y zonas de transición granulométrica.
- Análisis de estabilidad de los taludes de la presa, de la pantalla de impermeabilización y de su capa protectora.
- Análisis del estado tensión deformación.
- Análisis de deformaciones y determinación de los asentamientos en el cuerpo de la presa y en el suelo de cimentación cuando no se trate de roca o semiroca.
- Determinación de los desplazamientos horizontales.
- Diseño de la protección de taludes.

Los grupos de análisis enumerados deben ejecutarse para todas las secciones transversales características de la presa.

En los casos de presas con nivel de importancia III y IV es suficiente realizar los siguientes grupos de análisis para combinaciones normal y especiales de fuerzas:

- Análisis de filtración que incluye: a) análisis de la resistencia a la filtración del relleno de la presa y del suelo de cimentación cuando no sea roca o semiroca; b) construcción de la línea piezométrica; c) determinación del caudal de filtración en el cuerpo de la presa y en el suelo de cimentación cuando no sea roca o semiroca.
- Diseño de filtros invertidos, drenajes y zonas de transición granulométrica.
- Análisis de estabilidad de los taludes de la presa, de la pantalla de impermeabilización y de su capa protectora.

- Análisis de deformaciones y determinación de los asentamientos en el cuerpo de la presa y en suelo de cimentación cuando no sea roca o semiroca.
- Diseño de protección de taludes.

8.2.6. Elementos constructivos más importantes de una presa de tierra

En las siguientes figuras se presentan esquemáticamente los principales elementos constructivos que forman parte de la sección transversal de una presa de tierra.

8.2.6.1. Implantación de una presa de tierra en la topografía del tramo seleccionado del río

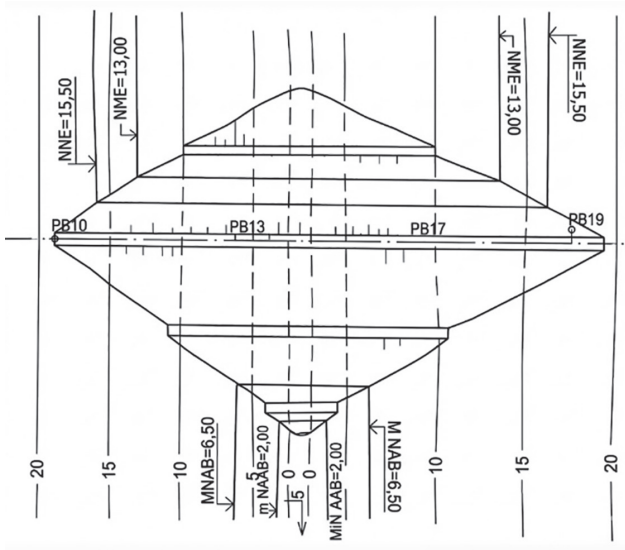


Figura 8.3. Esquema en planta de los principales elementos para implantar la sección transversal de una presa de tierra.

BM- punto de referencia topográfico; NNE- nivel normal de embalse; NME- nivel muerto de embalse; MNAB- máximo nivel del agua en el tramo aguas abajo; NAAB- mínimo nivel del agua en el tramo aguas abajo.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

8.2.6.2. Cresta o corona de la presa

Como se ha establecido, las presas de tierra tienen sección transversal trapezoidal. La corona o cresta de una presa de tierra se ubica de tal manera que se encuentre sobre el NNE y el NFE a una distancia o borde libre algo mayor al alto del desplazamiento de las olas sobre el talud aguas arriba. El ancho de la corona o cresta, en la mayoría de los casos corresponde al ancho normativo de la vía que la atraviesa. En todo caso el ancho mínimo generalmente es de 4,5 metros.



Figura 8.4. Vía en la corona de una presa de material del lugar.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

El borde libre de la presa respecto al NNE y al NFE en consecuencia depende de la altura de las olas que a su vez dependen de la velocidad del viento y de la longitud de desarrollo de la ola sobre el embalse; en consecuencia, para definir el borde libre t es necesario adoptar la probabilidad de ocurrencia de la velocidad del viento; con frecuencia se adopta la probabilidad de 0,5 % para determinar el borde libre respecto al NNE y del 1 % para determinar el borde libre respecto al NFE. Finalmente se adopta la opción que origine la mayor cota de la corona.

Para determinar el borde libre existen varias ecuaciones deducidas en la hidráulica de olas. Para dimensionamiento preliminar del borde libre se pueden aplicar las siguientes ecuaciones empíricas:

Altura de la ola c :

$$C = 0,0208 V_{viento}^{\frac{5}{4}} L^{\frac{1}{3}} m \quad (8.2)$$

$$c = 0,073 V_{viento} m \quad (8.3)$$

Donde:

V_{viento} : velocidad del viento de determinada probabilidad de ocurrencia o periodo de retorno, m/s.

L : longitud de formación de la ola, km.

Borde libre t :

$$t = 3,2c \operatorname{tg} \alpha \quad (8.4)$$

$$t = c \frac{0,565}{\sqrt{n}} \operatorname{tg} \alpha \quad (8.5)$$

Dónde:

n : coeficiente de rugosidad de Manning del material del talud aguas arriba de la presa.

α : ángulo de inclinación del talud aguas arriba, respecto a la horizontal.

8.2.6.3. Esquemas de protección de los taludes de una presa de tierra

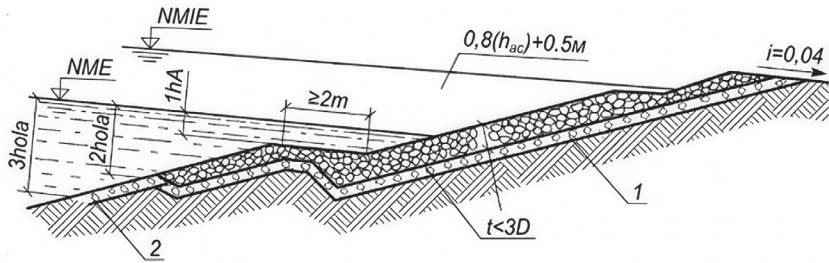


Figura 8.5. Esquema de protección del talud con enrocado (piedra)

1- filtro invertido; 2- grava (espesor de la capa 0,3 metros); t- espesor de la capa de piedra; D- diámetro de la piedra; h_{ola} - altura de la ola de diseño; $(0,8h_{ola} + 0,5m)$ - elevación del borde superior de la protección sobre el NME; $2h_{ola}$ - profundización del borde inferior de la protección bajo el NME.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.



Figura 8.6. Esquema de protección de piedra.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.



Figura 8.7. Esquema de protección con losas de hormigón armado.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

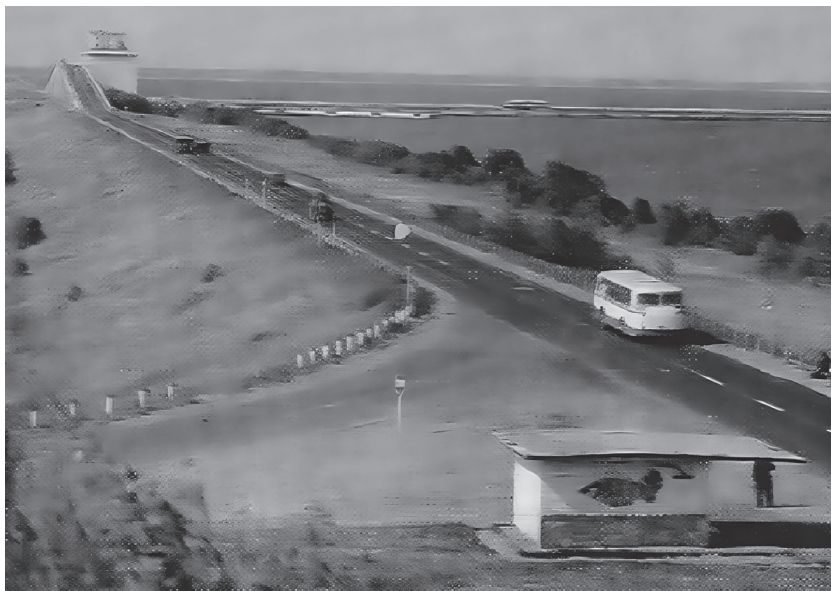


Figura 8.8. Esquema de protección con cobertura vegetal.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

8.2.6.4. *Drenaje y filtro invertido al pie del talud aguas abajo*

Funciones del drenaje de una presa de material del lugar:

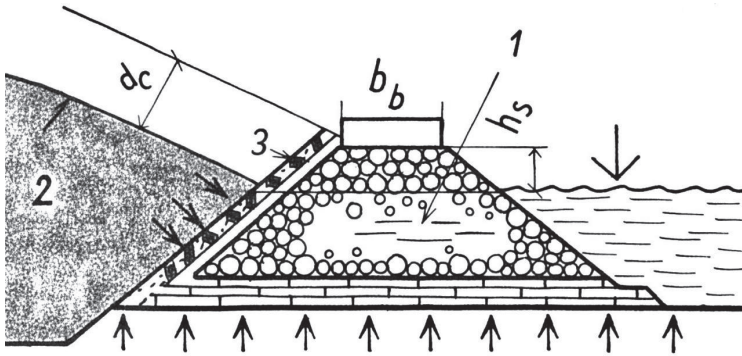
- Permitir la evacuación organizada hacia el tramo aguas abajo, del agua que filtra a través de la presa y del macizo de cimentación.
- Permitir el descenso de la línea piezométrica del flujo de filtración, a fin de incrementar la estabilidad del talud aguas abajo de la presa.
- Incrementar la estabilidad del talud aguas abajo, en caso de descenso brusco del nivel de agua en el embalse.

Función del filtro invertido: elemento de transición granulométrica que evita la fuga de las partículas del relleno de la presa a través de los poros del drenaje (los elementos de diseño de los filtros invertidos se analizan en el apartado 8.3):

- El filtro invertido se prevé en el contacto del drenaje con relleno drenado de la presa y/o el suelo de cimentación.
- La estructura granulométrica de un filtro invertido de material del lugar se determina en función de la granulometría del suelo protegido y del filtro.
- Se utilizan también filtros de material sintético poroso.

En las siguientes figuras se muestran los dos esquemas más difundidos del drenaje superficial al pie del paramento aguas abajo de una presa de tierra (drenaje trapezoidal y drenaje de capa) y del drenaje tubular ubicado en la base de la presa a determinada distancia de su paramento aguas abajo.

a) Drenaje trapezoidal.



b) Drenaje de capa.

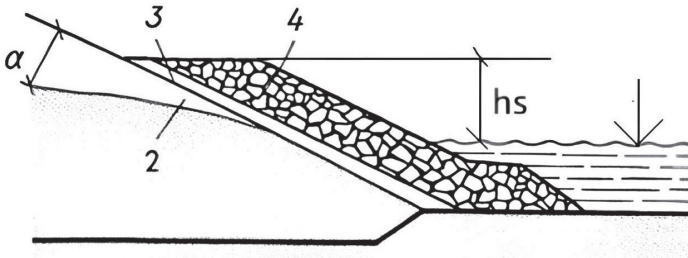


Figura 8.9. Drenaje trapezoidal y de capa.

1- Drenaje trapezoidal; 2- línea piezométrica; 3- filtro invertido; 4- drenaje de capa.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

La sobreelevación h_s de la corona del drenaje sobre el más alto nivel de agua aguas abajo debe ser no menor a 0,5 metros. El ancho de la corona del drenaje trapezoidal debe ser no menor a 1 m. El espesor del drenaje de capa con el filtro invertido t debe ser no menor a:

$$t = 5d_{s,85} + t_f \quad (8.6)$$

Donde:

$d_{s,85}$: diámetro de las partículas que, juntamente con las de menor diámetro representan el 85 % de la masa total del drenaje de capa.

t_f : espesor del filtro invertido (no menor a 0,2 m).

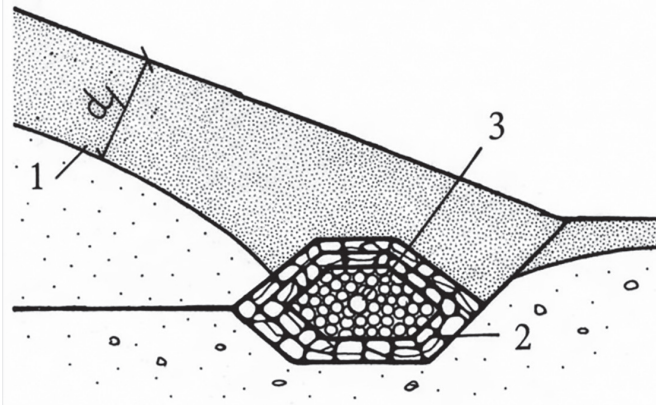


Figura 8.10. Drenaje tubular.

1- Línea piezométrica; 2- filtro invertido; 3- tubo perforado.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

Un drenaje tubular está constituido de tubos perforados de hormigón o polietileno, cubiertos de filtro invertido. El diámetro de los tubos es no menor a 200 mm. A lo largo del drenaje se instalan pozos de revisión, considerando el relieve y la pendiente de los tubos.

8.3. Interacción del flujo de filtración con el relleno de la presa y el suelo de cimentación

8.3.1. Fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración: fuerza de empuje hidrodinámico y fuerza de filtración

En la Figura 8.11 se presenta la unidad de volumen de un suelo (del relleno de la presa y del macizo natural de cimentación), ubicada en el entorno del punto m , bajo la línea piezométrica del flujo de filtración.

A través de dicha unidad de volumen se identifica la línea de flujo s que pasa por el punto m , siendo la recta TT tangente a la línea de flujo identificada. La fuerza específica (por unidad de volumen de suelo) de acción hidrodinámica aplicada por el flujo de filtración al esqueleto del suelo puede estar direccionada como se indica en la Figura 8.10.

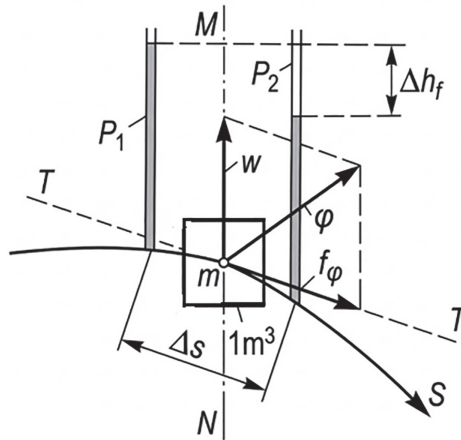


Figura 8.11. Componentes f_φ y w de la fuerza específica de acción hidrodinámica φ del flujo de filtración.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

En la Figura 8.11 la fuerza específica de acción hidrodinámica φ ha sido descompuesta en sus componentes, en dirección de la tangente TT y en dirección de la vertical MN . De esta manera se obtienen dos componentes de la fuerza específica de acción hidrodinámica: el componente vertical w , al que se denomina fuerza específica de empuje hidrodinámico y el componente tangencial a la línea de flujo (en el punto dado m), al que se denomina fuerza específica de filtración f_φ .

La fuerza w numéricamente es igual a la fuerza de empuje al suelo en agua en reposo (fuerza de Arquímedes):

$$w = (1 - n)\gamma_o \tag{8.7}$$

Donde:

n : porosidad del suelo.

γ_o : peso específico del agua.

La fuerza f_ϕ :

$$f_\phi = J \gamma_o \quad (8.8)$$

Donde:

J : gradiente piezométrica del flujo de filtración en el punto m .

$$J = J_H = \frac{\Delta h_f}{\Delta S} \quad (8.9)$$

Donde:

J_H : gradiente hidráulica.

Δh_f : pérdida de carga en la longitud ΔS .

ΔS : distancia elemental identificada a lo largo de la línea de flujo.

En consecuencia, respecto a las fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración, podemos concluir que:

- En la unidad dada del volumen de agua ubicado bajo la línea piezométrica actúa desde el flujo de filtración la fuerza de filtración f_ϕ , en dirección de la línea de flujo.
- También actúa la fuerza de empuje hidrodinámica w dirigida verticalmente hacia arriba.
- El valor de la fuerza de filtración f_ϕ puede ser determinado sobre la base de parámetros de la teoría de la filtración, puesto que ellos permiten determinar la gradiente piezométrica J requerida en la ecuación (8.8).

Para aclarar la posibilidad del surgimiento de macrodeformaciones del suelo, o sea la posibilidad de desplazamientos relativamente grandes del suelo, se puede operar con las fuerzas w y f_ϕ . Para el efecto, resulta cómodo y objetivo considerar la unidad de volumen del suelo ubicado bajo la línea piezométrica (Figura 8.11).

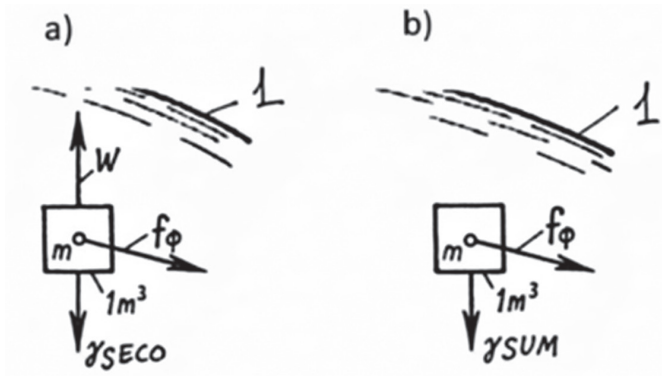


Figura 8.12. Fuerzas actuantes sobre 1 m³ de suelo bajo línea piezométrica.

1- línea piezométrica.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

Sobre esta unidad del suelo actúan tres fuerzas volumétricas: la fuerza del peso específico del suelo (γ_{seco}), la fuerza específica de empuje hidrodinámico (w) y la fuerza específica de filtración (f_φ).

Las dos fuerzas verticales (w y γ_{seco}) puede ser sumadas, de esta manera, en lugar del esquema de la Figura 8.12, a se obtiene el esquema de cálculo de la Figura 8.12, b, que se caracteriza por la presencia únicamente de dos fuerzas volumétricas, f_φ (ecuación 8.8) y:

$$\gamma_{sum} = \gamma_{seco} - w \tag{8.10}$$

Reemplazando en la ecuación anterior el valor de w de acuerdo a la ecuación (8.7) se obtiene:

$$\gamma_{sum} = \gamma_{seco} - (1 - n)\gamma_o \tag{8.11}$$

De esta manera, para analizar las macro deformaciones del suelo saturado por agua en movimiento, cabe considerar al suelo ubicado bajo la línea piezométrica como suelo sumergido con peso específico γ_{sum} . Complementariamente se debe considerar que a cada unidad de volu-

men de dicho suelo está aplicada la fuerza f_{ϕ} , que actúa en dirección de la velocidad de filtración.

8.3.2. Resistencia a la filtración de las presas de material del lugar y del suelo de cimentación. Gradientes de control

A la capacidad del suelo (del esqueleto del suelo) de resistir a las deformaciones por filtración (tubificación, desplazamiento local, transporte) se la puede denominar resistencia del suelo a la filtración.

Cabe distinguir:

- Resistencia normal del suelo a la filtración, que puede ser superada en los sitios críticos previamente identificables en el perfil transversal de la presa, por causas conocidas; en consecuencia, la resistencia normal puede ser también cuantificada durante el análisis para el diseño, a través de cálculos basados en las normas y procedimientos de la mecánica. Ejemplos de superación de la resistencia normal a la filtración son los siguientes: a) en el sector conocido de salida de flujo de filtración en el talud aguas abajo, donde puede tener lugar desplazamiento local o tubificación; b) en el contacto entre un suelo de granulometría fina con otro de granulometría gruesa, sea en el macizo natural de cimentación o en el relleno de la presa, donde puede presentarse una intensa tubificación debida a un flujo de filtración con parámetros unívocamente definidos. En consecuencia, a través del diseño correcto es posible asegurar la resistencia normal a la filtración.
- Resistencia casual (aleatoria) del suelo a la filtración, que puede ser superada en unos u otros sitios previamente no identificables en el perfil longitudinal de la presa, con la particularidad que las condiciones para el análisis de esta resistencia tienen carácter aleatorio. Los siguientes son ejemplos de estados de la estructura hidráulica que condicionan una posible superación de la resistencia casual a la filtración: i) en el proceso de construcción, en algún tramo desconocido de la presa de tierra

(en algunos casos de considerable extensión), debido a causas aleatorias el relleno pudo no haber sido cuidadosamente colocado; ii) durante el proceso de operación de la presa tuvieron lugar asentamientos no uniformes peligrosos no previstos, en la presa y/o en el suelo de cimentación, con la particularidad de que en el cuerpo de la presa se han abierto vías de filtración concentrada; iii) como consecuencia de la actividad vital de la fauna que habita bajo la superficie del terreno se han formado vías de filtración concentrada.

La resistencia normal a la filtración, al igual que la casual, puede ser general (cuando se considera la imposibilidad de destrucción de toda la estructura o de gran extensión de esta) o local (cuando se consideran daños locales de la estructura).

Como complemento a lo anotado, cabe identificar los tipos de posible daño en el cuerpo de la presa causado por la filtración del agua:

- Que admiten ser determinados a través de las leyes y procedimientos de la mecánica (deslizamiento total del talud de la presa de material del lugar, por acción de las fuerzas de gravedad y filtración; desplazamiento local del suelo, que es el deslizamiento de volúmenes relativamente pequeños, producido por las fuerzas de filtración).
- Que no admiten su determinación a través de las leyes y procedimientos de la mecánica, son alteraciones de carácter casual (aleatorio).

El flujo de filtración más peligroso y no permisible en el cuerpo de la presa o en el suelo de cimentación es el que se desarrolla en los espacios de filtración concentrada.

En la Figura 8.13 se presenta el perfil transversal de una presa de material del lugar; en este gráfico, l es determinada longitud media de recorrido del flujo de filtración, desde el talud aguas arriba, hasta el drenaje o hasta el talud aguas abajo, cuando el drenaje no está previsto. Para no permitir que sea superada la resistencia casual a la filtración de

la presa o de su base natural de cimentación, la longitud l debe ser suficiente a fin de que se cumpla la condición:

$$J_c \leq J_{cp} \quad (8.12)$$

Donde:

J_c : gradiente de control que es la gradiente piezométrica (gradiente de carga) del flujo filtración, con la que se controla la resistencia casual a la filtración, igual a cierta gradiente media para todo el campo de filtración considerado.

J_{cp} : valor permisible de J_c , igual a su valor crítico J_{CCR} dividido por un coeficiente de seguridad k_s y definido (el valor crítico) del análisis estadístico de información relativa, proveniente de presas modernas que trabajan normalmente en el mundo.

Para el análisis de la resistencia casual a la filtración con la ecuación (8.12), se considera independientemente el cuerpo de la presa y su base natural de cimentación (Figura 8.12); en la figura, la línea de flujo convencional AB , divide todo el campo de filtración en las dos partes mencionadas.

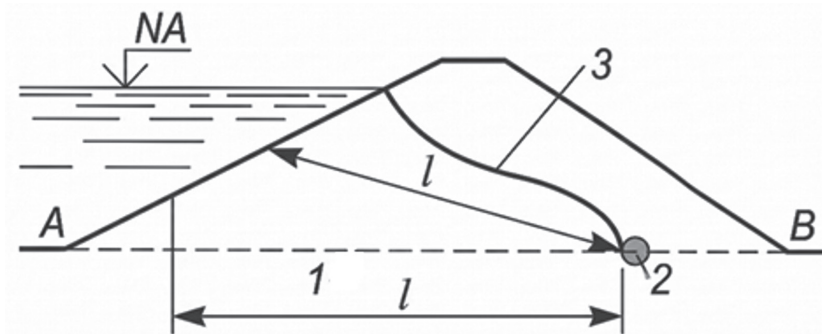


Figura 8.13. Esquema de una presa de tierra bajo filtración

1- macizo natural de cimentación; 2- drenaje; 3- línea piezométrica.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

El análisis con la ecuación (8.12), que puede ser denominado análisis por método de la gradiente de control, tiene carácter verificador. Contando el perfil transversal previamente adoptado de la presa, se establece para su cuerpo y su base natural de cimentación los valores de las gradientes de control J_C y las gradientes permisibles de control J_{CP} . A continuación, se verifica el perfil dado con la ecuación (8.12).

8.3.2.1. Determinación de la gradiente de control J_C para el cuerpo de la presa

En primer lugar, se tiene el *cuerpo homogéneo de la presa*. En caso de presencia de drenaje trapezoidal o tubular, en la cuña triangular bajo el talud aguas abajo de la presa (Figura 8.13, a, b):

$$J_C = \operatorname{tg}\alpha = \frac{Z}{L+0,4h_s} \quad (8.13)$$

Donde:

α : ángulo de inclinación de la línea de depresión MN , respecto a la horizontal.

Z : carga de la presa.

L : distancia horizontal desde el punto de corte del agua al talud superior y el punto más cercano del drenaje.

h_s : profundidad del agua aguas arriba.

En caso de presencia de drenaje longitudinal o ausencia de drenaje (Figura 8.13):

$$J_c = \operatorname{tg}\alpha = \frac{Z}{(L_{CA}+0,4h_s+0,4h_i)} \quad (8.13 \text{ a})$$

Donde:

L_{CA} : distancia horizontal entre los cortes del nivel de agua superficial con los taludes aguas arriba y aguas abajo

h_i : profundidad del agua aguas abajo; cuando $h_i = 0$, la línea de depresión (línea piezométrica) toma la forma MN .

En segundo lugar, está el *cuerpo de la presa con núcleo o pantalla*. En este caso, para núcleo o pantalla:

$$J_C = \frac{Z'}{\delta} \quad (8.14)$$

Donde:

δ : espesor medio de la pantalla o el núcleo.

Z' : carga en la pantalla o núcleo, determinada en el análisis de filtración. Con frecuencia, en caso de ausencia de agua aguas abajo, se asume $Z' = h_s$.

8.3.2.2. Determinación de la gradiente de control J_c para el suelo de cimentación

El primer caso corresponde a una **presa sin dentellón y sin carpeta**. Cuando se cuenta con drenaje longitudinal en el tramo inferior del talud aguas abajo:

$$J_c = \frac{Z}{(L_o + 0.88T_{CAL})} \quad (8.15)$$

Donde:

L_o : longitud de la base del perfil transversal de la presa.

T_{CAL} : espesor de cálculo de la capa permeable bajo la presa que, con frecuencia, se asume igual a $0,5 L_o$.

Cuando se cuenta con drenaje diferente al longitudinal, en la ecuación (8.15) por L_o debe entenderse la longitud de la línea *BE* (Figura 8.13 a, b).

El segundo caso comprende una *presa con carpeta o dentellón*. En este caso la gradiente de control de la base natural de cimentación se determina con la ecuación (8.15), incrementando la longitud L_o en la magnitud de la longitud de la carpeta o en dos veces la profundidad del dentellón.

8.3.3. Determinación de las gradientes piezométricas (gradientes de carga) permisibles

Las gradientes permisibles de control han sido determinadas sobre la base del procesamiento estadístico de la información proveniente de presas construidas y que operan normalmente en el mundo. Estas gradientes algunas normas las presentan directamente; en cambio otras normas las presentan en forma de gradientes críticas; en este último caso, la gradiente crítica debe ser dividida para el factor o coeficiente de seguridad (cuya magnitud depende del nivel de importancia de la presa) a fin de obtener la gradiente de control.

Tabla 8.4
Gradientes críticas para elementos de presas de material del lugar

Material de la presa	Valor de las gradientes críticas de carga		
	Carpeta	Núcleo y pantalla	Cuerpo de la presa
Arcilla y terro-cemento	15	12	8-2
Limo arcilloso	10	8	4-1,5
Limo arenoso	3	2	2-1
Arena media			1,0
Arena fina			0,75

Tabla 8.5
Gradientes críticas para suelos de cimentación

Suelo de cimentación	Gradiente crítica media de carga
Arena fina	0,32
Arena media	0,42
Arena gruesa	0,48
Limo arenoso	0,6
Limo arcilloso	0,8
Arcilla	1,35

Tabla 8.6
Factores de seguridad para determinar la gradiente permisible de control

Valores del coeficiente de seguridad para diferentes niveles de importancia de la presa			
I	II	III	IV
1,25	1,20	1,15	1,10

8.3.4. Deformaciones por filtración en una presa de tierra y en los macizos de cimentación no rocosos

Se denominan deformaciones por filtración de los suelos a aquellas deformaciones de la fase sólida del suelo originadas fundamentalmente en las fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración. Se distinguen los siguientes tipos de deformaciones por filtración:

- Tubificación del suelo, tiene lugar cuando el flujo de filtración se desliza desde su ubicación inicial de equilibrio a determinadas partículas (libres o que forman parte del esqueleto del suelo). Este deslizamiento inicial de las partículas del suelo (generalmente las más pequeñas) tienen lugar por acción de las fuerzas elementales de acción hidrodinámica f^o (la fuerza f^o es aquella con la que el flujo de filtración actúa sobre una partícula), y el subsiguiente desplazamiento de estas partículas inicialmente deslizadas tiene carácter independiente, es decir que cada partícula se mueve independientemente una de otra.
- Obstrucción, tiene lugar cuando determinadas partículas, entre las más pequeñas del suelo, que se desplazan por los poros formados por las partículas de mayor tamaño se detienen y se acumulan en determinado sitio del macizo. Esta retención de las partículas que se movían por acción de las fuerzas f^o surge por diferentes causas: o por el hecho que la partícula en el camino encontró un poro relativamente pequeño (causa geométrica) o por el hecho de que la fuerza f^o en determinado sitio resultó insuficiente para superar el peso de la partícula

o la fuerza resistente de fricción. Está claro que en el campo de filtración donde tiene lugar la tubificación debe incrementarse con el tiempo el coeficiente de filtración; en cambio en el campo donde tiene lugar la obstrucción, el coeficiente de filtración debe disminuir con el tiempo.

- Movimiento (transporte) de las partículas libres, al interior de los poros, desde el sitio donde tiene lugar la tubificación, hasta el sitio donde tiene lugar la obstrucción o hasta la superficie exterior de salida del flujo de filtración desde el macizo; en este caso es evidente que se tiene lugar un flujo de filtración con las partículas sólidas en suspensión.
- Desplazamiento local por filtración, tiene lugar cuando por acción de las fuerzas sumatorias de acción hidrodinámica Φ , ($\Phi = \sum f^o$) surge el movimiento conjunto de las partículas que forman determinado volumen de suelo.

Si al desplazamiento local por filtración se lo puede considerar como una macro- deformación entonces la tubificación es una micro-deformación de determinado volumen de suelo.

En el caso de suelos homogéneos de una sola granulometría no es posible la tubificación; en este caso únicamente puede presentarse el desplazamiento local por filtración. La tubificación se presenta únicamente en los suelos de granulometría variada (homogéneos y no homogéneos).

Cabe distinguir la *tubificación interna* que tiene lugar cuando las partículas más pequeñas empiezan a desplazarse por acción de las fuerzas elementales f^o en el interior del macizo dentro de los poros y la *tubificación externa*, cuando el flujo de filtración arrastra partículas ubicadas en la superficie exterior del macizo (superficie aguas abajo). La tubificación externa (a diferencia de la interna) puede ser enteramente evitada con ayuda de los denominados filtros invertidos, que son elementos de transición granulométrica.

En la práctica se utiliza ampliamente el concepto de *suelo tubificable* y *suelo no tubificable*. Se define como suelo tubificable a aquel des-

de cuyo esqueleto (para las condiciones dadas de filtración) pueden ser desplazadas por las fuerzas elementales hidrodinámicas f^o , determinadas partículas, dando lugar a que, como consecuencia de esta deformación, surjan vías de filtración concentrada o asentamientos inadmisibles del suelo.

8.3.5. Medidas constructivas para contrarrestar el desplazamiento local por filtración y la tubificación externa

8.3.5.1. Medidas constructivas para contrarrestar el desplazamiento local por filtración

Como se ha indicado anteriormente, por acción de las fuerzas w (fuerza específica de empuje hidrodinámico) y f_ϕ (fuerza específica de filtración) puede tener lugar el desplazamiento local por filtración de las partículas de suelo bajo línea piezométrica. Una medida constructiva ampliamente utilizada para contrarrestar el desplazamiento local de un suelo consiste en aplicar sobre este la precarga de una capa de material con granulometría gruesa (piedra, grava), como se muestra en la Figura 8.15:

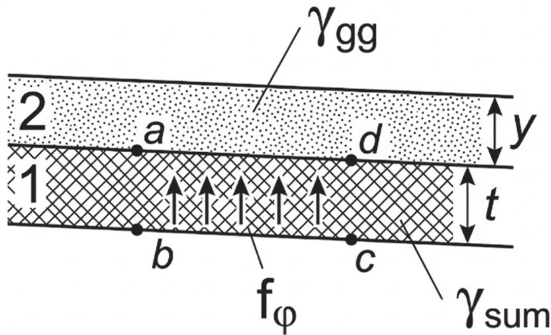


Figura 8.15. Medida de precarga para contrarrestar la filtración.

1- suelo protegido; 2- precarga.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

En la figura precedente se muestra una capa de suelo sometida a la acción de la fuerza de filtración f_ϕ dirigida hacia arriba (la fuerza

de empuje está automáticamente considerada cuando se reemplaza el peso volumétrico seco por el peso volumétrico sumergido del suelo bajo línea piezométrica). Está claro que para evitar el desplazamiento local del suelo del volumen $abcd$, por acción de dichas fuerzas de filtración, es necesario aplicar sobre él una precarga de material de granulometría gruesa de espesor y , determinado con la siguiente ecuación:

$$y\gamma_{gg}t\gamma_{sum} = k_s t f_\varphi \quad (8.16)$$

Donde:

γ_{gg} : peso volumétrico seco o sumergido del material de granulometría gruesa.

t : espesor de la capa del suelo protegido.

γ_{sum} : peso volumétrico sumergido del material protegido.

k_s : factor o coeficiente de seguridad mayor a 1.

En algunos casos se contrarresta el desplazamiento local con ayuda de drenaje vertical de la capa protegida.

8.3.5.2. Medidas para contrarrestar la tubificación externa: filtros invertidos

Para contrarrestar la tubificación externa se utilizan los denominados filtros invertidos.

El filtro invertido está constituido de algunas capas de suelo. El tamaño de las partículas del suelo que forma un filtro invertido crece en la dirección del flujo de filtración.

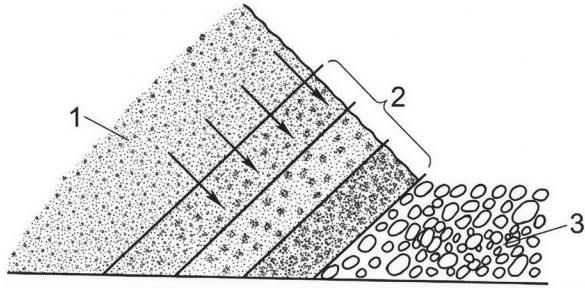


Figura 8.16. Esquema de un filtro invertido 2, entre el relleno de la presa 1 (suelo protegido) y el drenaje 3.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

El filtro invertido está constituido por suelo no cohesionado y debe satisfacer las siguientes condiciones:

- Las partículas del suelo protegido no deben introducirse ni atravesar los poros de la primera capa del filtro invertido.
- Las partículas de una capa del filtro no deben introducirse ni atravesar los poros de la siguiente capa del filtro invertido.
- Las partículas de la última capa del filtro no deben introducirse ni atravesar los poros del drenaje o material drenante, con el cual colinda el filtro.
- Los poros del filtro invertido no deben ser obstruidos en el tiempo por el material transportado desde el suelo protegido.

Para el diseño de un filtro invertido deben determinarse: el número de capas, el espesor de las capas y el tamaño de las partículas (granulometría) de cada capa.

- Número de capas. Debe ser el menor posible. Generalmente se asumen 2-3 capas. En algunas ocasiones se adopta una capa de material de granulometría variada.
- Espesor δ de cada capa. Depende de las condiciones constructivas y de la magnitud de los posibles asentamientos del suelo de cimentación del filtro invertido, durante la operación de la construcción. En caso de ausencia de asentamientos se adopta $\delta \geq 10$

cm, cuando la colocación del material del filtro es manual; $\delta \geq 20$ cm, cuando la colocación del material del filtro es mecanizada; $\delta \geq 50,75$ cm cuando la colocación del material del filtro se realiza bajo agua; en caso de estar previstos asentamientos, el espesor de las capas con frecuencia aumenta considerablemente para evitar la ruptura de la capa del filtro debido al asentamiento.

Una pregunta fundamental a la que hay que responder en el diseño de un filtro invertido, es relativa a la estructura granulométrica de cada una de las capas del filtro. Al respecto cabe distinguir dos casos.

El *primer caso* se da cuando el material protegido es no cohesionado o se juntan dos capas del filtro o, finalmente, la última capa del filtro con el drenaje. En este caso se trata del contacto de dos suelos sin cohesión y la solución se enfoca de la siguiente manera:

En la siguiente figura condicionalmente son consideradas de forma esférica (diámetro D), tanto las partículas de suelo correspondiente al material de una de las capas del filtro, como también las del drenaje y las del material protegido. Evidentemente el diámetro d , correspondiente a las partículas del suelo protegido o de la capa vecina del filtro (ubicada aguas arriba respecto a la dirección del flujo de filtración), debe ser tal que estas partículas no atraviesen los poros de diámetro d_0 formados por las partículas de diámetro D , de la siguiente capa, ubicada aguas abajo (Figura 8.17).

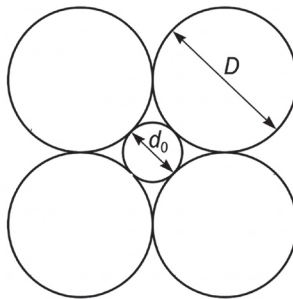


Figura 8.17. Esquema de las partículas para diseñar un filtro invertido

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

La respuesta a la incógnita sobre la selección de la relación D/d , que asegure la imposibilidad geométrica de que las partículas de diámetro d atraviesen los poros de diámetro d_p , se complica por las siguientes consideraciones:

- Las partículas de un suelo en realidad no tienen forma uniforme (no son esféricas).
- Frente a cada poro relativamente grande, con frecuencia, se forma una acumulación de partículas finas.
- En el interior de cada capa del filtro, así como del material protegido, el suelo es de granulometría variada (múltiple).

En la práctica para definir la granulometría de cada capa del filtro invertido se aplica el denominado coeficiente intercapa $\xi = \frac{D_n}{d_{n-1}}$

Donde:

ξ : coeficiente intercapa.

D_n : diámetro característico de la siguiente capa (en dirección del flujo) del filtro invertido o del drenaje al final del filtro.

d_{n-1} : diámetro característico del material protegido o de la capa anterior (ubicada hacia aguas arriba) en el filtro invertido.

Por ejemplo, en varias normas y especificaciones se adopta el coeficiente intercapa:

$$\xi = \frac{D_{60}}{d_{40}}$$

En este caso el coeficiente intercapa ξ debe satisfacer la siguiente condición.

$$\xi \leq 8 - 10 \quad (8.17)$$

En caso de cumplirse esta condición se asume que está asegurada la imposibilidad geométrica de que las partículas finas de una capa anterior atraviesen los poros de la capa posterior.

Esta condición ($\xi \leq 8 - 10$) es válida únicamente cuando el coeficiente de uniformidad granulométrica del suelo de la capa anterior cumple la condición:

$$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} \leq 10 \quad (8.18)$$

El *segundo caso* sucede cuando un suelo arcilloso (suelo cohesionado) es protegido por la primera capa del filtro. En este caso, el coeficiente intercapa $\xi = \frac{D_{60}}{d_{40}}$, puede tener valores mayores a 8 hasta 10, tanto mayores cuanto más alta sea la cohesión específica. En las relaciones anteriores D_n (ó d_n), diámetro de las partículas que, conjuntamente con las de menor diámetro representa el n % del volumen de la muestra considerada.

8.4. Análisis del flujo de filtración a través de una presa de tierra y del suelo de cimentación

8.4.1. Modelo conceptual para el análisis de filtración a través de una presa de tierra

El modelo de análisis del flujo de filtración a través de una presa de tierra tiene su origen en la solución del problema de la filtración estacionaria en un medio poroso rectangular (formulado en mecánica de fluidos o en hidráulica aplicada, en el capítulo flujo de filtración).

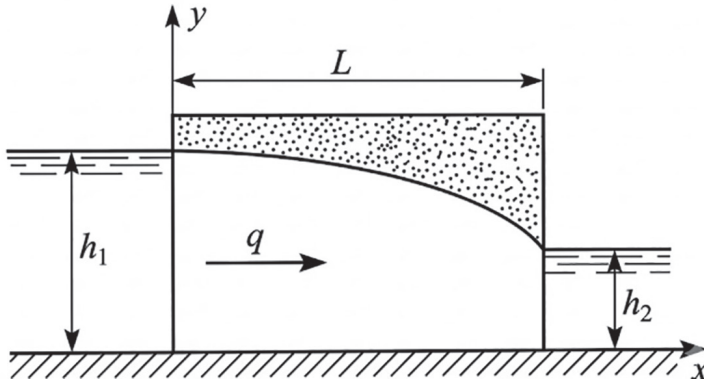


Figura 8.18. Modelo teórico para el análisis de filtración a través de un medio poroso rectangular de longitud L .

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

De la ecuación de filtración de Darcy:

$$v = -k \frac{dy}{dx} \quad (8.19)$$

Es posible obtener el caudal unitario q :

$$q = vy = -k \frac{dy}{dx} y \quad (8.20)$$

Donde:

$$q dx = -k y dy \quad (8.21)$$

Integrando:

$$\int q dx = - \int k y dy \quad (8.22)$$

$$qx = -\frac{ky^2}{2} + c \quad (8.23)$$

La constante de integración se obtiene de la condición de frontera:

Cuando:

$$x = 0 \rightarrow y = h_1$$

$$q * 0 = -\frac{kh_1^2}{2} + c \rightarrow c = \frac{kh_1^2}{2} \quad (8.24)$$

Reemplazando en (8.23):

$$qx = -\frac{ky^2}{2} + \frac{kh_1^2}{2} = \frac{k}{2}(h_1^2 - y^2) \quad (8.25)$$

Donde:

$$q = k \frac{h_1^2 - y^2}{2x} \quad (8.26)$$

Cuando x varía de $x = 0$ a $x = L$, y varía de $y = h_1$ a $y = h_2$; en consecuencia, cuando $x = L$:

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} \quad (8.27)$$

La ecuación (8.27) permite determinar el caudal de filtración conocidas las profundidades de frontera:

h_1 y h_2

Reemplazando en la ecuación (8.26) la variable y por la variable h , se obtiene la expresión para construir la línea piezométrica a través de un medio poroso rectangular:

$$q = k \frac{h_1^2 - h^2}{2x} \quad (8.28)$$

Donde:

$$h = \sqrt{h_1^2 - \frac{q}{k} 2x} \quad (8.29)$$

Reemplazando en la ecuación (8.29) la expresión $\frac{q}{k}$ por su valor proveniente de la ecuación (8.27) se obtiene:

$$h = \sqrt{h_1^2 - (h_1^2 - h_2^2) \frac{x}{L}} \quad (8.30)$$

La ecuación (8.30) permite construir la línea piezométrica del flujo de filtración a través de un medio poroso rectangular.

8.4.2. Filtración a través de una presa homogénea de tierra cimentada en base impermeable

El modelo obtenido para analizar el flujo de filtración a través un medio poroso rectangular es posible aplicar para el análisis de filtración por medio poroso trapezoidal, es decir, en el perfil transversal de una presa homogénea de tierra, se realiza los ajustes provenientes de la solución del problema con la teoría matemática de la filtración (ecuación bicuadrática de Laplace); estos ajustes son semejantes a los que se aplicó en el punto 8.3.2 para obtener el modelo que permite determinar la gradiente de control del flujo de filtración a través de dicha presa.

De acuerdo a la propuesta de varios autores, el perfil transversal real de la presa AbcE (Figura 8.20) es reemplazado por el perfil trapezoidal equivalente A'b'cE, que tiene el paramento superior vertical A'b', (semejante al del medio porosos rectangular).

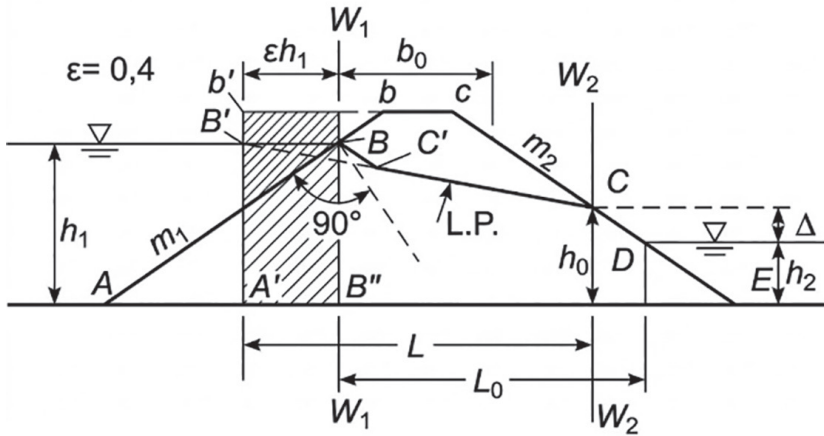


Figura 8.19. Medios rectangular y trapezoidal para el análisis de filtración a través de una presa de tierra.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

A continuación, con la vertical $W_2 - W_2'$ se divide todo el campo de filtración en dos partes o fragmentos (I y II) como se muestra en la siguiente figura:

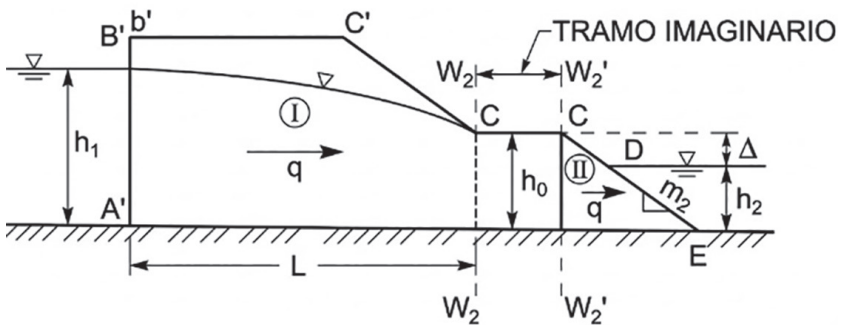


Figura 8.20. Modelo trapezoidal equivalente a la sección transversal de una presa de tierra.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

Para cada uno de los fragmentos del perfil trapezoidal equivalente (Figura 8.20) se determina el caudal de filtración, de la siguiente manera.

8.4.2.1. Primer fragmento del campo de filtración (fragmento I)

En este caso, para determinar el caudal de filtración se aplica la ecuación (8.20):

$$q = k \frac{h_1^2 - h_0^2}{2L} = \frac{h_1^2 - h_0^2}{2(L_0 - m_2 \Delta)} k \quad (8.31)$$

Donde:

L : longitud del fragmento I de la presa.

Δ : altura del tramo de chorreo.

m_2 : coeficiente de talud del talud aguas abajo de la presa.

L_0 : longitud desde el límite vertical A'b' hasta el punto de corte del talud inferior con el nivel de agua aguas abajo (figura 8.19).

$$L_0 = 0,4h_1 + b_o + (h_1 - h_2)m_2 \quad (8.32)$$

Donde:

b_o : ancho real de la corona de la presa.

h_2 : profundidad aguas abajo.

8.4.2.2. Segundo fragmento del campo de filtración (fragmento II)

Como se aprecia el segundo fragmento es la cuña triangular al pie del paramento aguas abajo. Para determinar el caudal unitario que a través de la cuña triangular al pie de paramento aguas abajo (Figura 8.22), se procede de la siguiente manera:

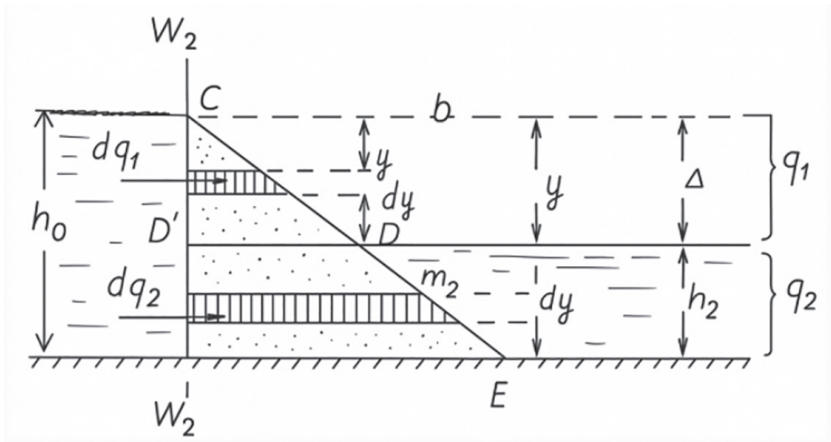


Figura 8.21. Modelo para analizar el flujo de filtración en el fragmento II de la presa de tierra.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

Con la línea horizontal $D-D$ se divide la cuña triangular en dos zonas: superior a través de la cual pasa el caudal q_1 e inferior con el caudal q_2 . Evidentemente que el caudal buscado $q = q_1 + q_2$.

8.4.2.3. Determinación del caudal q_1 en la zona superior (sobre el nivel aguas abajo) del fragmento II

Dentro de los límites de esta zona se identifica una franja elemental de espesor dy ; la longitud de esta franja es:

$$l = ym_2, \quad (8.33)$$

Donde:

y : profundidad a la que se encuentra la franja bajo el punto C de salida de la línea piezométrica.

La pérdida de carga del flujo de filtración a lo larga de la franja considerada es:

$$h_l = y \quad (8.34)$$

La gradiente piezométrica para la franja:

$$J = \frac{h_l}{l} = \frac{y}{ym_2} = \frac{1}{m_2} \quad (8.35)$$

De acuerdo con Darcy, la velocidad de filtración:

$$u = kJ = \frac{k}{m_2} \quad (8.36)$$

El caudal unitario elemental a través de la franja:

$$dq_1 = \frac{k}{m_2} dy \quad (8.37)$$

Integrando esta ecuación dentro de los límites de $y = 0$ a $y = \Delta$ se obtiene:

$$q_1 = \frac{k}{m_2} \Delta \quad (8.38)$$

8.4.2.4. Determinación del caudal q_2 en la zona inferior (bajo el nivel aguas abajo)

Para considerar dentro de los límites de esta zona una franja de espesor elemental dy , semejante a la de la franja anterior, se tiene:

$$l = ym_2 \quad (8.39)$$

$$h_l = \Delta = \text{const} \quad (8.40)$$

$$J = \frac{\Delta}{ym_2} \quad (8.41)$$

$$u = k \frac{\Delta}{ym_2} \quad (8.42)$$

$$dq_2 = k \frac{\Delta}{ym_2} dy \quad (8.43)$$

Integrando dq_2 dentro de los límites de $y = \Delta$ a $y = h_o = h_2 + \Delta$, se obtiene:

$$q_2 = k \frac{\Delta}{m_2} \ln \frac{h_o}{\Delta} \quad (8.44)$$

8.4.2.5. Caudal total a través de la cuña triangular

Al sumar los caudales q_1 y q_2 , se obtiene:

$$q_1 + q_2 = q = k \frac{\Delta}{m_2} \left(1 + \ln \frac{h_o}{\Delta} \right) \quad (8.45)$$

8.4.2.6. Sistema de dos ecuaciones para el perfil considerado de la presa

En consecuencia, el sistema de ecuaciones para resolver el problema de la filtración a través de una presa homogénea de tierra sobre una base impermeable es:

$$\frac{q}{k} = \frac{h_1^2 - (h_2 + \Delta)^2}{2(L_o - m_2 \Delta)} \quad (8.46)$$

$$\frac{q}{k} = \frac{\Delta}{m_2} \left(1 + \ln \frac{h_2 + \Delta}{\Delta} \right) \quad (8.47)$$

Este es un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas: q y Δ .

8.4.2.7. Construcción de la línea piezométrica

Una vez conocida la altura de chorreo Δ , se determina la profundidad del flujo en la abscisa de salida del flujo de filtración $h_o = h_2 + \Delta$. De esta manera es posible construir la línea piezométrica con ayuda de la ecuación (8.41):

$$q = k \frac{h_1^2 - h_0^2}{2L} \quad (8.48)$$

Para el efecto se procede en forma semejante a la aplicada para obtener la ecuación (8.30):

$$h = \sqrt{h_1^2 - (h_1^2 - h_0^2) \frac{x}{L}} \quad (8.49)$$

Donde x varía de $x = 0$ a $x=L$, en tanto que h varía respectivamente de $h = h_1$ a $h = h_0$, como se desprende de la ecuación (8.49).

De esta manera se obtiene la línea B'-C (Figura 8.23). A continuación, en forma manual se ajusta esta línea, reemplazándola por la línea BC'C que debe ser perpendicular al talud aguas arriba en el punto C y tangente a la línea B'-C en el punto C'.

El caudal de filtración a través de la presa, como está establecido, se determina con la ecuación (8.45).

Cabe reiterar que el modelo de análisis es bidimensional, es decir que el análisis de la sección transversal de la presa equivale a analizar la presa de un metro de longitud, perpendicular al esquema de la figura.

8.4.3. Filtración a través de una presa homogénea de tierra cimentada en base permeable

Para el análisis de estas presas con frecuencia se procede de la siguiente manera: la línea de flujo que inicia en el punto A (Figura 8.22) se asume como la horizontal AE que coincide con la base de la presa; por tanto, en concordancia con las propiedades de las líneas de flujo laminar, se puede concluir que el flujo de filtración a través del cuerpo de la presa es independiente de la filtración en el suelo de cimentación. Esto significa que la construcción de la línea piezométrica y la determinación del caudal de filtración en el cuerpo de la presa se sujeta al mismo procedimiento establecido para la presa homogénea cimentada en base impermeable.

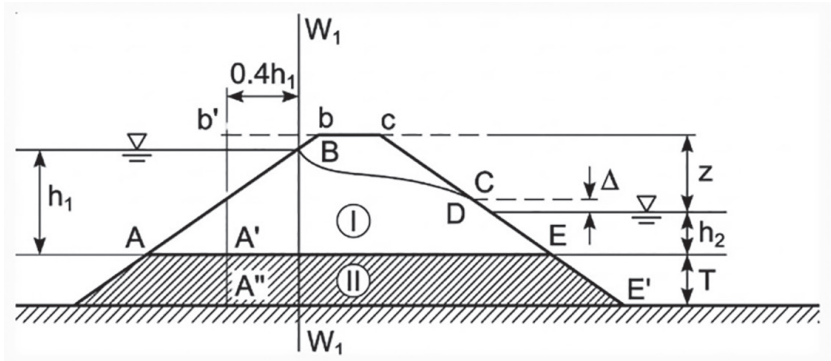


Figura 8.22. Filtración en presa homogénea de tierra cimentada en base permeable
Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

El caudal de filtración a través del suelo de cimentación q_c se determina con la siguiente ecuación, basada en la ley de Darcy:

$$q_c = vT_{CAL} = JK_C T_{CAL} = \frac{Z}{L_o + 0,88T_{CAL}} K_C T_{CAL} \quad (8.50)$$

o:

$$\frac{q_c}{K_C} = \frac{Z}{L_o + 0,88T_{CAL}} T_{CAL} \quad (8.51)$$

Donde:

q_c : caudal de filtración a través del suelo de cimentación.

T_{CAL} : espesor de cálculo de la capa permeable del suelo de cimentación.

Z : carga o desnivel entre aguas arriba y aguas abajo.

L_o : longitud de la base de la sección transversal de la presa.

K_C : coeficiente de filtración del suelo de cimentación.

En consecuencia, el caudal total de filtración se obtiene de la suma de los caudales de filtración a través de la presa y del suelo de cimentación.

8.4.4. Filtración a través de una presa de tierra con núcleo o con pantalla de impermeabilización

Este caso corresponde a una presa no homogénea y para su análisis es posible aplicar el modelo establecido para una presa homogénea. Para el efecto, se procede con los siguientes seis pasos:

- Se obtiene la relación de los coeficientes de filtración de la presa y del núcleo (pantalla). En la práctica esta relación es superior a 50.

$$\lambda = \frac{K_P}{K_N} \quad (8.52)$$

- El núcleo de sección trapezoidal del núcleo o pantalla imaginario rectangular de ancho igual al ancho medio de la sección trapezoidal $\delta = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}$ (Ver Figura 8.23, a).
- La sección transversal real no homogénea de la presa constituida por dos materiales (relleno de la presa y núcleo) se reemplaza por una sección homogénea, equivalente respecto a la filtración, constituida únicamente por material de la presa; para el efecto el núcleo o pantalla original, con coeficiente de filtración K_N (K_{PAN}), se reemplaza por un núcleo (pantalla) imaginario equivalente, con coeficiente de filtración de la presa K_P y ancho medio $\delta_{imag} = \lambda\delta$ (Ver Figura 8.23, b).
- La sección transversal obtenida se analiza por el procedimiento establecido para las presas homogéneas, obteniendo el caudal de filtración y construyendo la línea piezométrica;
- Una vez construida la línea piezométrica se restituye el núcleo con su ancho medio inicial δ , fijando los puntos de corte de la línea piezométrica con las dos caras del núcleo (pantalla), sin que tenga importancia el comportamiento del flujo de filtración en el interior del núcleo (pantalla).
- Finalmente se grafica el núcleo (pantalla) con su forma trapezoidal original.

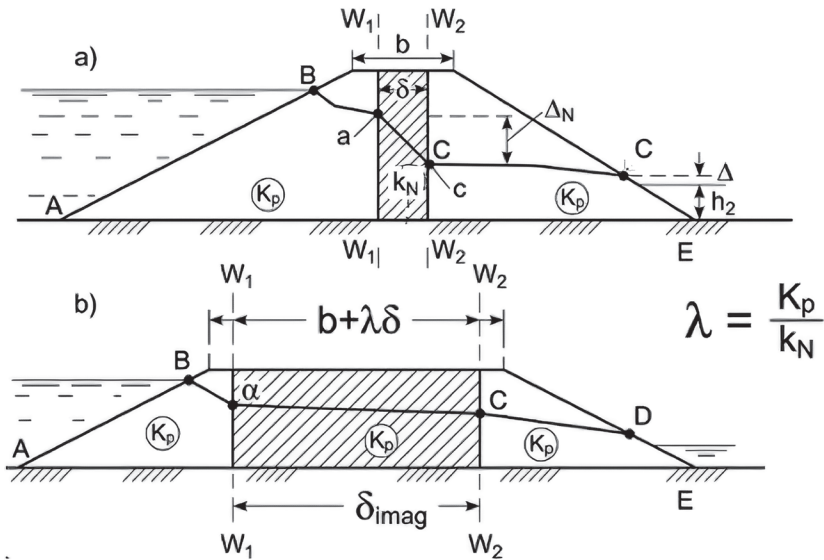


Figura 8.23. Filtración en una presa de tierra con núcleo.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

8.5. Asentamientos en el relleno de la presa de tierra y en el suelo de cimentación de la presa

8.5.1. Presiones y esfuerzos

En condiciones naturales, el suelo por acción de su propio peso se encuentra en estado tensional. A este estado tensional se lo denomina natural. Para los macizos naturales constituidos por suelos la variación del estado tensional tiene carácter lineal, es decir que las presiones o esfuerzos verticales originados por el peso propio varían en forma proporcional a la profundidad.

Para los suelos homogéneos con humedad natural, los esfuerzos normales p_n sobre superficies horizontales se determinan con la ecuación:

$$p_n = \gamma h \quad (8.53)$$

Donde:

γ : es el peso volumétrico del suelo.

h : profundidad a la que se encuentra la superficie horizontal donde se mide el esfuerzo o presión vertical p_n .

Cuando sobre la superficie externa del suelo se aplican cargas, en el interior del macizo surgen esfuerzos adicionales σ_z denominados esfuerzos compactadores. Por la suma del esfuerzo natural y el esfuerzo compactador se juzga sobre el estado tensional del suelo en el punto considerado:

$$\sigma_{sum} = p_n + \sigma_z \quad (8.54)$$

En las presas de tierra la carga exterior constituye el peso de la presa, considerada como una carga uniformemente distribuida constituida por un diagrama rectangular, de ancho igual al de la corona de la presa y dos diagramas trapezoidales formados por los taludes de la presa.

8.5.2. Asentamientos en las presas de tierra

El asentamiento sumatorio en cualquier vertical de una presa de tierra está constituido de dos partes: asentamiento en la presa y asentamiento en el suelo de cimentación:

$$\Delta h = \Delta h_{presa} + \Delta h_{cim} \quad (8.55)$$

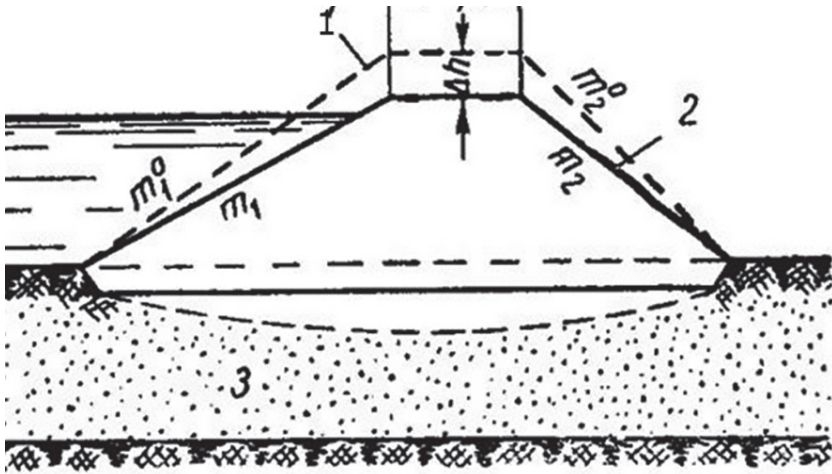


Figura 8.24. Efecto de los asentamientos del relleno y del suelo de cimentación.

1- perfil constructivo; 2- perfil de diseño (final); 3- capa deformable del suelo de cimentación.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Con los equipos de compactación disponibles en la actualidad es posible compactar el relleno de la presa hasta tal estado que se excluya la posibilidad de asentamientos en el cuerpo de la presa. Sin embargo, considerando la redistribución de esfuerzos que generalmente se produce en el interior del cuerpo de la presa durante el relleno y compactación, por consideraciones prácticas generalmente se asumen asentamientos en el cuerpo de la presa en el rango de 1 % a 2 % del alto de la presa en la vertical considerada.

Por su parte, el suelo de cimentación que soporta el peso de la presa siempre tendrá asentamientos. Su magnitud depende de la porosidad (relación de poros) y del espesor de la capa deformable del suelo de cimentación. Con la profundidad disminuye el esfuerzo compactador hasta que, a determinada profundidad, prácticamente no origina compactación; esta profundidad determina el espesor de la *capa activa* del suelo para esfuerzos y deformaciones.

Con frecuencia se asume que, el espesor de la capa activa del suelo de cimentación de una presa llega hasta la profundidad donde el esfuerzo compactador es igual aproximadamente al 40 % del esfuerzo natural:

$$\sigma_z = 0,4p_n \quad (8.56)$$

La determinación de los asentamientos en una presa de tierra y en el suelo de cimentación es importante por dos razones: primero, debido a los asentamientos que disminuyen la cota final de la corona de la presa, hecho que pondría en riesgo toda la construcción en caso de no ser considerados; segundo, porque se incrementa el volumen del relleno debido a la necesidad de aumentar las cotas del relleno en la magnitud de los asentamientos.

8.5.3. *Determinación de los asentamientos en el suelo de cimentación*

Desde el momento en que se aplican cargas externas sobre el suelo de cimentación los asentamientos pueden prolongarse periodos largos de tiempo, en algunos casos varios años. Los asentamientos finales se denominan asentamientos estabilizadores.

La determinación de los asentamientos estabilizadores se realiza para varias verticales en cada sección transversal característica de la presa. En ningún caso el número de verticales debe ser menor a 3. Existen varios métodos para determinar los asentamientos estabilizadores.

Un método que ha merecido amplia difusión es el de la suma de los asentamientos por capas del suelo de cimentación; en este caso el asentamiento estabilizador sumatorio, para la condición de imposibilidad de ensanchamiento lateral del suelo de cimentación, se determina con la siguiente ecuación que se obtiene de la condición de invariabilidad del volumen de sólidos durante el asentamiento:

$$\Delta h_{est} = \sum T_{CAL} \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad (8.57)$$

Donde:

Δh_{est} : asentamiento estabilizador sumatorio del suelo de cimentación.

T_{CAL} : espesor de cálculo del suelo de cimentación

$(T_{CAL} = T_{real}, \text{cuando } T_{real} < T_{activa}; T_{CAL} = T_{activa}, \text{cuando } T_{real} > T_{activa})$.

Los valores de las relaciones de poros e_1 y e_2 se determinan de la curva experimental de compactación:

$$e = f(\sigma_z) \quad (8.58)$$

Donde:

e_1 : relación de vacíos del suelo de cimentación antes de aplicar la carga externa, es decir en condiciones naturales.

e_2 : relación de vacíos luego de aplicar la carga, es decir luego de construir la presa.

8.6. Evaluación de la estabilidad de los taludes de presas de material del lugar

El análisis de la estabilidad al deslizamiento del talud de una presa de material del lugar tiene por objeto verificar que este resistente al corte tanto para combinación básica como para combinaciones especiales de fuerzas. Consiste, primero, en determinar el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) para una infinidad de superficies de falla de la forma previamente establecida (por ejemplo, circular); segundo, entre dicha infinidad, se debe seleccionar la superficie crítica de falla, es decir, aquella a la que corresponde el menor valor del factor de seguridad; tercero, hay que comparar el factor de seguridad al deslizamiento correspondiente a la superficie crítica FSD con el factor permisible FSD_{PER} . El talud analizado se considera estable al deslizamiento si se cumple la condición:

$$FSD \geq FSD_{PER} \quad (8.59)$$

8.6.1. Enfoque de algunos métodos aplicados para evaluar la estabilidad de los taludes de material del lugar

El proceso de alteración de la estabilidad en los macizos no rocosos reales es complicado. La formación del campo de deformaciones plásticas y de superficies de deslizamiento se desarrolla gradualmente y está acompañada de considerables deformaciones del volumen y de la forma del macizo involucrado. Al mismo tiempo, una parte del macizo, sin llegar al límite de resistencia, se desprende en fragmentos limitados desde abajo por una evidente superficie de deslizamiento.

Prevalen dos corrientes conceptualmente diferentes para el análisis de estabilidad de taludes de los macizos no rocosos: considerando las deformaciones y sin considerar las deformaciones. El primer enfoque es más riguroso pues guarda correspondencia con los procesos reales de deslizamiento de taludes.

En el marco de la primera corriente, en los dos últimos decenios con gran dinámica se desarrollan enfoques de perspectiva para valorar la capacidad de respuesta de los taludes en obras de material del lugar y de los macizos naturales de cimentación; en estos enfoques, los modelos de cálculo de los taludes y macizos de cimentación se caracterizan por considerar en forma más completa sus propiedades físico-mecánicas.

Sin embargo, cabe advertir que, para resolver problemas prácticos de estabilidad de taludes, tomando en cuenta las deformaciones, es necesario incluir en el análisis gran cantidad de parámetros que caracterizan la resistencia y deformabilidad de los suelos, cuyo estado tensión-deformación depende de dichos parámetros. Los valores de estos parámetros son determinados como resultado de ensayos con las muestras de los suelos involucrados; dichos resultados, dependiendo de varios factores, tienen mayor o menor grado de incertidumbre y, por consiguiente, originan diferente grado de aproximación en el diseño de las obras involucradas. Por esta razón, tiene importantes dificultades para lograr un alto grado de aproximación en la evaluación de la estabilidad del macizo de suelo, debido al incremento del número de parámetros de cálculo.

Adicionalmente, el análisis de estabilidad de los macizos de suelos sobre la base de estos modelos matemáticos también involucra importantes dificultades. Por lo indicado la aplicación de los métodos referidos está limitado por la ejecución de investigaciones específicas, que se justifican específicamente para el diseño de construcciones únicas.

En muchos casos de interés práctico, la configuración geométrica del macizo de suelo, las condiciones de frontera (borde) y otros factores que intervienen en la estabilidad, tienen tal complejidad que no permiten definir el estado tensión-deformación del macizo en forma analítica cerrada; en estos casos el problema se resuelve numéricamente.

En el ámbito de la segunda vertiente, para resolver los problemas de estabilidad de macizos no rocosos, la condición de compatibilidad de deformaciones es reemplazada por la condición de alcance del estado de equilibrio límite (estado límite de las fuerzas actuantes), previo a la pérdida de estabilidad. Este tipo de estado límite se caracteriza porque el suelo llega en algún campo a la resistencia límite al corte, o sea que, en cualquier superficie elemental perteneciente a cualquier punto de dicho campo se llega al valor límite del esfuerzo tangencial:

$$\tau_{lim} = f\sigma + c \quad (8.60)$$

Dónde: $f = \operatorname{tg}\varphi$ y c son parámetros de la resistencia mecánica al corte del suelo; σ es el esfuerzo normal en las superficies elementales de corte, ubicadas en el campo en el que el suelo ha llegado al estado límite.

En el ámbito de esta vertiente, básicamente se han propuesto dos esquemas del estado límite, en correspondencia con los que han sido estructurados dos grupos de métodos para el análisis de estabilidad del macizo.

En los métodos de uno de los esquemas del estado límite se supone que, en todos los puntos del macizo rocoso potencialmente inestable, simultáneamente surge el estado tensión-deformación límite, sujeto a la ley Coulomb-Mohr.

La estructuración de la teoría moderna del estado límite tensión-deformación del talud y, sobre esta base, la elaboración del método general del análisis de su estabilidad, fueron desarrollados entre 1939 y 1960 en los trabajos de varios autores.

En estos métodos se observa rigurosamente la condición de equilibrio tanto de cualquier elemento arbitrariamente elegido, así como de todo el cuerpo deslizante considerado. Desarrollo posterior han tenido estos métodos en diferentes investigaciones de proyectos específicos.

Una desventaja de los métodos de este grupo, junto a la condicionalidad de la premisa de cálculo, es la complejidad y el volumen de las ecuaciones obtenidas, hecho que imposibilita la elaboración de algoritmos prácticos que permitan, por ejemplo, considerar las fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración y la no heterogeneidad del macizo.

8.6.2. Método de R. R. Chugaev (presión por peso)

Este método corresponde a la corriente en la que se asume que el estado límite previo al deslizamiento surge simultáneamente en todos los puntos únicamente de la superficie de deslizamiento y, por consiguiente, la masa deslizante durante el proceso se comporta como un sólido (modelo de la masa deslizante sólida).

En este método el factor de seguridad tiene origen conceptual en la relación del valor crítico de los indicadores de corte a su valor real. Se entiende por valor crítico del indicador de corte a aquel número imaginario hasta el cual se debe disminuir el resultado real del indicador para que se presente el estado límite de Coulomb. En consecuencia, el factor de seguridad al deslizamiento está dado por la expresión:

$$\text{FSD} = \frac{\text{tg} \varphi_{\text{real}}}{\text{tg} \varphi_{\text{crit}}} = \frac{c_{\text{real}}}{c_{\text{crit}}} \quad (8.61)$$

Donde:

$\text{tg} \varphi_{\text{real}}$ y c_{real} : valores reales de los indicadores de corte.

$\text{tg} \varphi_{\text{crit}}$ y c_{crit} : valores críticos de los indicadores de corte (correspondientes al estado límite).

El esquema de este método, considerando las fuerzas actuantes sobre un elemento cualquiera del cuerpo o masa deslizando se muestra en la figura siguiente.

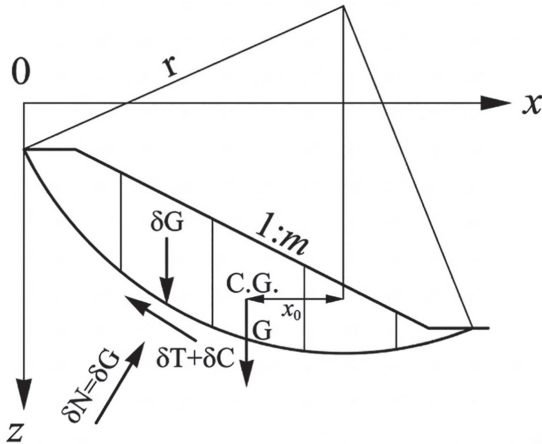


Figura 8.25. Esquema para el análisis de estabilidad por el método de presión por peso.
Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

En este método se introduce el concepto de un coeficiente diferenciado de transición β que, para cada elemento vertical de la masa deslizando se determina de la siguiente manera:

$$\beta = \frac{\delta N}{\delta G} \quad (8.62)$$

Donde:

δG : peso del elemento vertical.

δN : componente normal del peso que actúa en la base del elemento considerado (normal a la superficie de deslizamiento).

Luego de confrontar los resultados obtenidos por los tres métodos: de Terzaghi, de Krey y de Taylor, R. R. Chugaev propuso asumir para los taludes relativamente acostados ($m > 2,0-2,5$), que generalmente son adoptados para presas de tierra, $\beta_i = 1$; en cambio para taludes relativamente parados $\beta_i = \cos\alpha_i$ (de acuerdo a Terzaghi).

En el caso de taludes relativamente acostados la ecuación de equilibrio límite de los momentos, respecto al centro del arco circular (Figura 8.26) tiene la siguiente forma:

$$Gx_o - \sum_{i=1}^n (R\delta T + R\delta C) = 0 \tag{8.63}$$

Donde:

G : peso del cuerpo deslizante.

δT y δC : respectivamente, fuerza de fricción y fuerza de cohesión que actúan en el arco del elemento i del cuerpo deslizante.

Considerando que:

$$\sum (R\delta T + \delta C) = R \sum (\delta N t g \varphi_k + c_k ds) \tag{8.64}$$

El factor de seguridad se determina con la siguiente ecuación:

$$FSD = \frac{R[\sum(\delta N t g \varphi_R) + \sum(c_R \delta s)]}{Gx_o} \tag{8.65}$$

Donde:

δs : longitud del arco en la base del elemento considerado.

En este grupo hay varios métodos que alcanzaron gran popularidad en la práctica, habiendo sido sus autores Fellenius (1936), Bishop (1955), Janbu (1973), Spencer (1967), Morgenstern & Price (1965), Fredlund & Krahn (1984), Nash (1987), Morgenstern (1992), Duncan (1996) y otros. En estos métodos se considera el equilibrio de fuerzas que actúan sobre un elemento vertical arbitrario del cuerpo deslizando, con ancho b .

El conjunto completo de las fuerzas, excepto de las de acción hidrodinámica, que actúan sobre el elemento i , se presenta en la siguiente figura y está constituido por: G_i , suma del peso del suelo y del agua contenida en los poros; u , presión del agua que actúa en la base del elemento; N_i , T_{pi} , respectivamente, fuerza normal y fuerza tangencial que actúan en la base del elemento; E_i , T_i , componentes, respectivamente, horizontal y vertical de la fuerza de interacción entre elementos.

El factor de seguridad en estos métodos se determina como relación del valor del esfuerzo tangencial en estado límite al valor del esfuerzo tangencial real.

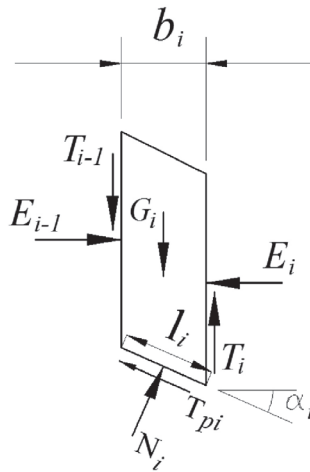


Figura 8.26. Esquema de las fuerzas actuantes en el elemento del cuerpo deslizando.
Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

8.6.3. Ecuación para evaluación preliminar de la estabilidad del talud aguas abajo de una presa de material del lugar

La ecuación (8.67) ha sido estructurada a partir de los métodos de K. Terzaghi y R. R. Chugaev. Puede ser utilizada para el análisis preliminar del talud aguas abajo de una presa de tierra, a través del factor de seguridad al deslizamiento (FSD), cuyo valor mínimo, correspondiente a la superficie y centro críticos; para que el talud sea estable se debe cumplir la condición:

$$FSD \leq FSD_{PER} \quad (8.66)$$

Donde:

FSD : valor mínimo de los factores de seguridad al deslizamiento determinados, entre una infinidad de potenciales superficies de deslizamiento del talud considerado.

FSD_{PER} : valor permisible del factor de seguridad al deslizamiento del talud considerado; depende del nivel de importancia de la obra y del tipo de combinación de las fuerzas actuantes (combinación básica o combinación especial).

El factor de seguridad al deslizamiento para una determinada superficie de deslizamiento j se calcula con la ecuación:

$$FSD_j = \frac{\sum_1^n F_i + \sum_a^b C_k}{\sum_1^n G_i X_i + \sum_c^d G_o X_o} R_j \quad (8.67)$$

Donde:

F_i : fuerza de fricción en el tramo de la superficie j de deslizamiento, correspondiente al elemento i de los n elementos verticales en que ha sido dividido el volumen de la masa deslizante del talud considerado. esta fuerza se determina tomando en cuenta el efecto de las fuerzas de empuje hidrodinámico.

C_k : fuerza de cohesión en el tramo de la superficie j de deslizamiento, correspondiente al elemento k de los elementos constituidos por suelo cohesionado, en su contacto con dicha superficie.

G_i : fuerza de gravedad correspondiente al elemento i de los n elementos en que ha sido dividido el volumen de la masa deslizante del talud considerado, esta fuerza se determina tomando en cuenta el efecto de las fuerzas de empuje hidrodinámico.

G_o : peso del agua, que ocuparía íntegramente el volumen comprendido entre la línea piezométrica y la superficie de deslizamiento o entre la línea piezométrica y la prolongación de la línea de nivel aguas abajo, correspondiente al elemento o a los elementos de la masa deslizante atravesados por dicha línea (entre las dos distancias se adopta la menor). La práctica de diseño evidencia que el momento deslizante producido por este peso imaginario de agua, respecto al centro de deslizamiento, es equivalente al momento ejercido por la fuerza de filtración.

n : número de elementos en los que ha sido dividido el volumen de la masa deslizante del talud considerado.

a : número del elemento inicial con suelo cohesionado.

b : número del elemento final con suelo cohesionado.

c : número del elemento inicial atravesado por la línea piezométrica.

d : número del elemento final atravesado por la línea piezométrica.

R_j : radio de la superficie de deslizamiento analizada.

X_i : distancia horizontal entre la vertical que cruza el centro de gravedad del elemento i y el centro de momento de la superficie de deslizamiento considerada.

X_o : distancia horizontal entre la vertical que cruza el centro de gravedad del elemento o en el que actúan fuerzas de filtración y el centro de momento de la superficie de deslizamiento considerada.

8.6.4. Análisis de la estabilidad al deslizamiento del talud aguas abajo de una presa de tierra para superficies de falla circulares y combinación básica de fuerzas

La ecuación (8.67) corresponde al modelo de la masa deslizante sólida es aplicable al método de superficies circulares de deslizamiento

de radio R con división de la masa deslizante en elementos verticales, generalmente de ancho $b = 0,1R$, limitados por el talud de la presa y por la superficie de deslizamiento.

Es importante que la superficie de deslizamiento abarque todo el talud o casi todo el talud analizado, pudiendo incluir también parte del suelo de cimentación.

En la siguiente figura se muestra la división de la masa deslizante en elementos verticales.

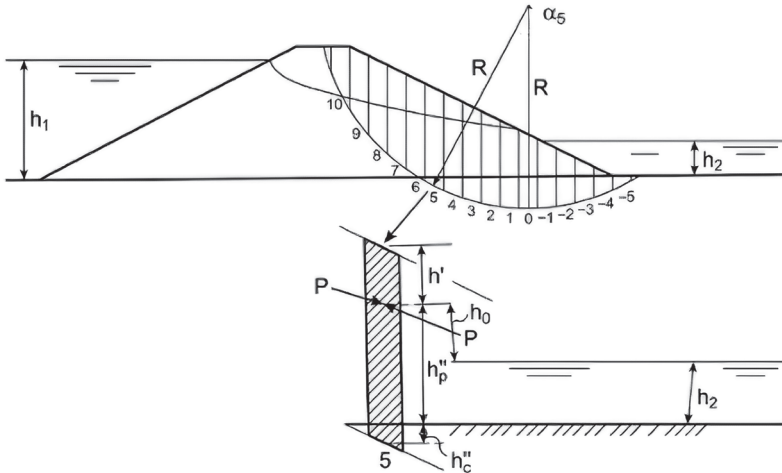


Figura 8.27. Esquema de análisis del talud aguas abajo de una presa de tierra por el modelo de la masa deslizante sólida, método de superficies circulares de deslizamiento. Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

Los elementos ubicados a la izquierda del centro de deslizamiento con su peso originan momento deslizante, en tanto que los elementos ubicados a la derecha del centro de deslizamiento con su peso originan momento resistente al deslizamiento. En el caso más general, cada elemento vertical está constituido por tres elementos: suelo seco del relleno de la presa de espesor h' , ubicado sobre la línea piezométrica, suelo su-

mergido del relleno de la presa de espesor h_p'' , ubicado bajo la línea piezométrica, y suelo sumergido del macizo de cimentación de espesor h_c'' .

En la parte inferior de la Figura 8.27 se muestra uno de los elementos verticales (elemento 5). En este elemento se distinguen el espesor del relleno seco h' , el espesor del relleno sumergido h'' , el espesor del suelo de cimentación h_c'' , la distancia h_o desde la línea piezométrica hasta la prolongación del nivel de agua aguas abajo (o hasta la superficie de deslizamiento se esta se ubica sobre el nivel de agua aguas abajo). El radio trazado al punto medio de la base del elemento vertical 5 forma con el radio vertical un ángulo α_5 .

El procedimiento y secuencia del cálculo para determinar el factor de seguridad al deslizamiento FSD sobre la superficie de deslizamiento considerada se ilustra en la Tabla 8.7:

Tabla 8.7
Factor de seguridad al deslizamiento FSD

Nº	h'	h_p''	h_c''	h_o	α	φ	l	X	δG	δG_o	δN	δFr	cl	δG^*X	δG_oX
	M	m	m	m	°	°	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN-m	kN-m

α : ángulo entre el radio al centro de la base del elemento vertical y el radio vertical
 φ : ángulo de fricción en la base del elemento vertical.
 l : longitud del arco en la base del elemento vertical.
 X : Distancia horizontal entre el eje del elemento vertical y el dentro de deslizamiento.
 δG : peso del elemento vertical
 δG_o : peso ficticio del agua que ocuparía el espacio del elemento vertical entre la línea piezométrica y la superficie de deslizamiento o entre la línea piezométrica y la prolongación del nivel de agua aguas abajo, si este se encuentra sobre la superficie de deslizamiento en el elemento vertical.
 δN : Componente del peso del elemento vertical normal a su base;
 δFr : fuerza de fricción en la base del elemento vertical
 cl : Fuerza de cohesión en la base del elemento vertical.

Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

Con la información de la tabla el FSD se determina con la siguiente ecuación, semejante a la ecuación (8.67):

$$FSD = \frac{\sum N * tg\phi + \sum c * l}{\sum \delta G * X + \sum \delta G_o * X} * R \tag{8.68}$$

El valor obtenido es uno de la infinidad de valores que deben ser encontrados para diferentes radios de deslizamiento. Como se ha indicado el valor de cálculo es el menor de todos, que corresponde a la superficie crítica de deslizamiento. El valor mínimo del FSD debe ser comparado con el factor permisible de seguridad del deslizamiento FSD_{PER} .

El talud es estable si se cumple la condición:

$$FSD_{MIN} \geq FSD_{PER}$$

Como ya se anotó, el valor del factor permisible depende del nivel de importancia de la presa y de la combinación de fuerzas. En la Tabla 8.8 se indican valores referenciales del factor permisible.

Tabla 8.8
Valores del factor permisible de seguridad al deslizamiento (FSDper).

Combinación de fuerzas	Nivel de importancia			
	I	II	III	IV
Básica	1,3-1,25	1,20	1,15	1,1
Especial	1,1	1,1	1,05	1,05

Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

8.6.5. Algunas conclusiones sobre los métodos de análisis de estabilidad de taludes

- La utilización en la práctica de la ingeniería de un gran número de métodos de análisis para evaluar la estabilidad de los taludes de material del lugar, evidencia la complejidad del problema y la incertidumbre inherente al proceso de búsqueda de la solución que satisfaga al investigador o diseñador.
- La búsqueda de la superficie cilíndrico- circular de mayor riesgo de deslizamiento, a partir de la fijación del campo ana-

lizado, no garantiza encontrar el coeficiente mínimo de estabilidad, por cuanto es posible la existencia de varios mínimos locales en el dicho campo.

- La diversidad de interpretaciones del factor de seguridad al deslizamiento evidencia que dicho factor en el fondo da una valoración relativa de la estabilidad, para evidenciar la medida de la seguridad en el marco de las premisas de cálculo del método aplicado; por esta razón, la formulación de un método universal para la valoración cuantitativa de la medida de seguridad al deslizamiento continúa como un problema sin solución unívoca.
- Ha evolucionado la concepción de introducir en la práctica de la ingeniería, los métodos de análisis de la estabilidad al deslizamiento (de los taludes de una presa de material del lugar) que guarden correspondencia total con las leyes de la mecánica, a través de las cuales se cumplan tanto las condiciones de equilibrio de la masa hipotética de deslizamiento, como las condiciones de frontera (condiciones de borde).

8.6.6. Influencia de diferentes factores en la estabilidad al deslizamiento del talud de una presa de tierra

8.6.6.1. Influencia de las fuerzas de empuje hidrodinámico y de filtración en la estabilidad del talud aguas abajo

En la siguiente figura se presenta el talud aguas abajo de una presa de tierra, con la presencia de drenaje tubular D. También se muestra en el gráfico una potencial superficie de deslizamiento, mientras que con sombreado está identificada la masa deslizante ubicada bajo la línea piezométrica y por tanto bajo acción de las fuerzas del flujo de filtración. Estas fuerzas están dirigidas hacia el exterior del talud y, por consiguiente, originan la disminución de la estabilidad del talud. Si el drenaje D es desplazado paulatinamente hacia aguas arriba, esto determinará que la masa deslizante se seque, cada vez en mayor volumen y, por consiguiente, aumente su estabilidad. Los análisis demuestran que, en caso de que el dren ocupe la posición D_1 (fuera de los límites del volumen más crí-

tico de deslizamiento), el factor de seguridad al deslizamiento del talud aguas abajo puede llegar a incrementarse hasta en un 20 a 25 %.

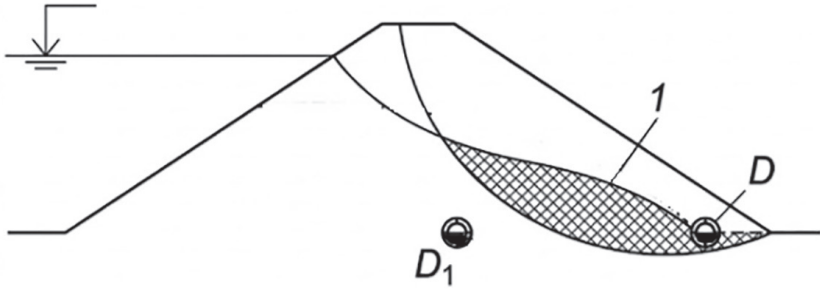


Figura 8.28. Efecto del drenaje en la estabilidad del talud aguas abajo.

1 - línea piezométrica.

Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

En consecuencia, en caso de que el análisis de la resistencia casual a la filtración, a través de la gradiente de control, permite disminuir la distancia desde aguas arriba hasta el drenaje, entonces cabe ubicar a este, lo más lejos posible desde el pie del talud aguas abajo. Es decir, el drenaje debe ser desplazado hacia aguas arriba, en tanto en cuanto no sea afectada la resistencia casual a la filtración tanto del suelo del relleno de la presa como del suelo de cimentación.

8.6.6.2. Influencia en la estabilidad al deslizamiento de las fuerzas superficiales aplicadas en diferentes sitios del talud

En la figura siguiente se muestra la superficie de deslizamiento trazada con un radio r , desde el centro O . La vertical $W-W$ atraviesa el centro O . Al aplicar una carga al talud, a la izquierda de la vertical $W-W$ (fuerza P_1), se disminuye la estabilidad del talud, en tanto que al mover la carga a la derecha de la vertical $W-W$ (fuerza P_2) se incrementa la estabilidad del talud. Al implantar la berma ab se disminuye el volumen del relleno y se incrementa la estabilidad del talud aguas abajo AB . La estabilidad local de la parte superior de dicho talud debe disminuir luego de la inclusión de la berma.

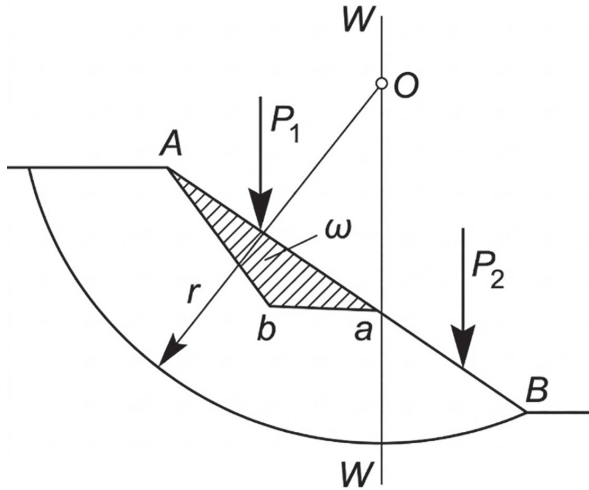


Figura 8.29. Efecto en la estabilidad de las fuerzas aplicadas al talud.

Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

8.6.6.3. Efecto de las fuerzas sísmicas en la estabilidad de un talud seco

En la siguiente figura se presenta el talud de una presa de tierra y en un punto M la unidad de volumen del relleno (1 m^3); está claro que su peso es γ_{seco} . Durante un sismo, en dicha unidad de volumen del relleno (al igual que en todas las unidades de volumen que conforman el talud) se aplicará una fuerza inercial; se asume que dicha fuerza es horizontal y está dirigida hacia el exterior del talud; por cuanto las fuerzas de inercia son fuerzas de masa, está claro que dicha fuerza es proporcional a la densidad y, por consiguiente, al peso volumétrico del material del relleno $\gamma_s = R_s \gamma_{seco}$, donde R_s es un coeficiente de proporcionalidad cuya magnitud depende de la intensidad del sismo de diseño para la zona de implantación de la presa, del material de la presa, de las características del macizo de cimentación.

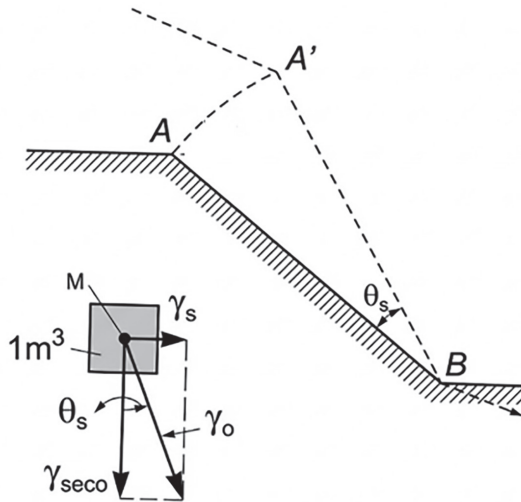


Figura 8.30. Efecto de la fuerza sísmica γ_s en la estabilidad del talud.

Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

Al sumar geoméricamente las fuerzas γ_s y γ_{seco} que actúan sobre la unidad de volumen del relleno se obtiene la fuerza resultante γ_o que es ser inclinada respecto a la vertical, en la magnitud de un ángulo θ_s . Por cuanto γ_o se diferencia en pequeña magnitud de γ_{seco} , se puede concluir que, $\gamma_o \approx \gamma_{seco}$.

El efecto sísmico radica en que las fuerzas específicas de masa, actuantes sobre el relleno durante el sismo, no son verticales sino inclinadas respecto a la vertical en un ángulo θ_s , en los diferentes puntos del talud. Se asume, para el análisis de estabilidad del talud considerando el efecto de las fuerzas sísmicas, que el ángulo θ_s es constante e igual a un valor promedio y, de esta manera, imaginariamente se gira el talud en la magnitud de dicho ángulo (Figura 8.30). Por tanto, para el análisis al deslizamiento con sismo debe considerarse el nuevo talud imaginario.

Está claro que $\theta_s = \operatorname{atan} \frac{\gamma_s}{\gamma_{seco}}$.

Los análisis prácticos demuestran que al considerar las fuerzas sísmicas el factor de seguridad al deslizamiento disminuye en 10...20 % y más.

$$\theta_s = \operatorname{atan} \frac{\gamma_s}{\gamma_{seco}} = \frac{\rho a_s}{\rho g} = \frac{a_s}{g} = K_s \quad (8.69)$$

$\frac{a_s}{g} = K_s$ - coeficiente sísmico depende de la sismicidad de la zona.

$$\theta_s = \operatorname{atan} K_s \quad (8.70)$$

Capítulo 9

Presas de hormigón a gravedad sin vertido incorporado (presas ciegas) cimentadas en roca

9.1. Clasificación de las presas de hormigón

Se distinguen los principales tipos de presas de hormigón: a gravedad, con contrafuertes y en arco.

La estabilidad de las presas a gravedad es posible asegurar gracias a las fuerzas de resistencia al corte, generalmente de considerable magnitud, debido al peso propio grande de la estructura. Las presas de hormigón a gravedad se construyen con frecuencia, en este sentido, con ellas compiten únicamente las presas de material del lugar. Las presas de hormigón a gravedad cimentadas en roca, con frecuencia, son más económicas que las presas de material del lugar, especialmente en los casos de altura grande cuando, por ejemplo, una presa de tierra con coeficientes de talud altos resulta ser de considerable volumen.

En este texto serán consideradas las presas de hormigón a gravedad cimentadas en roca, aun cuando en casos de alturas pequeñas pueden también ser construidas sobre suelo. En estos casos las presas de hormigón a gravedad generalmente son con vertido incorporado (presas vertedero).

Con el transcurso del tiempo, a medida del desarrollo de la teoría de diseño de presas, ha variado la forma del perfil de la sección transversal de las presas de hormigón a gravedad; inicialmente fue trapezoidal y,

en la actualidad es cercano al triangular. En la Figura 9.1 se muestra la presentación general de la sección transversal de una presa de hormigón a gravedad cimentada en roca.

Las presas de hormigón a gravedad pueden ser macizas y aligeradas (Figura 9.2), en tanto que las aligeradas pueden ser de juntas ensanchadas y con cavidades en su base.

Aparte de los principales tipos de las presas de hormigón a gravedad indicados, existen otros que se aplican en la práctica con poca frecuencia: ancladas al macizo rocoso y con paramento aguas abajo contraído (Figura 9.3), construidas en etapas y presas en cuyo interior el hormigón es reemplazado por piedra o arena.

En este curso, como se ha indicado serán consideradas exclusivamente las presas de hormigón a gravedad masivas.

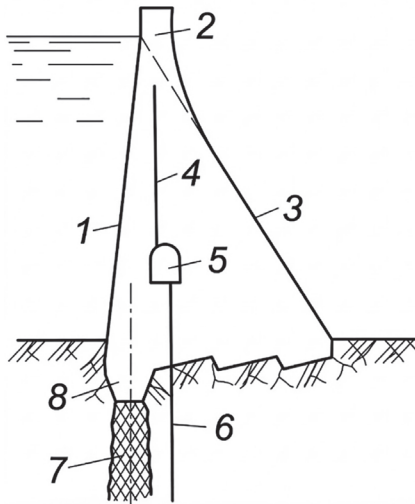


Figura 9.1. Presa ciega de hormigón a gravedad (tipo común).

1- paramentos aguas arriba y aguas abajo; 2- corona de la presa; 4- drenaje del cuerpo de la presa; 5- galería longitudinal; 6- drenaje del macizo de cimentación; 7- cortina de impermeabilización; 8- dentellón bajo el paramento aguas arriba.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

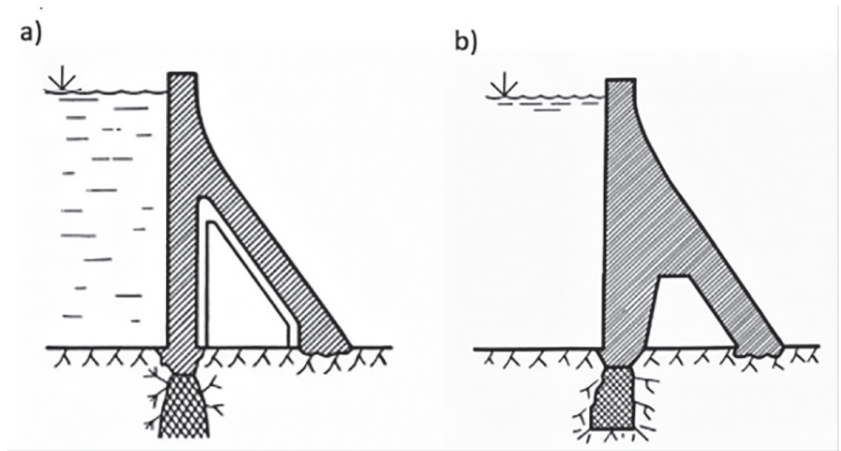


Figura 9.2. Presas aligeradas.

a- con juntas ensanchadas; b- con cavidad en la base.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

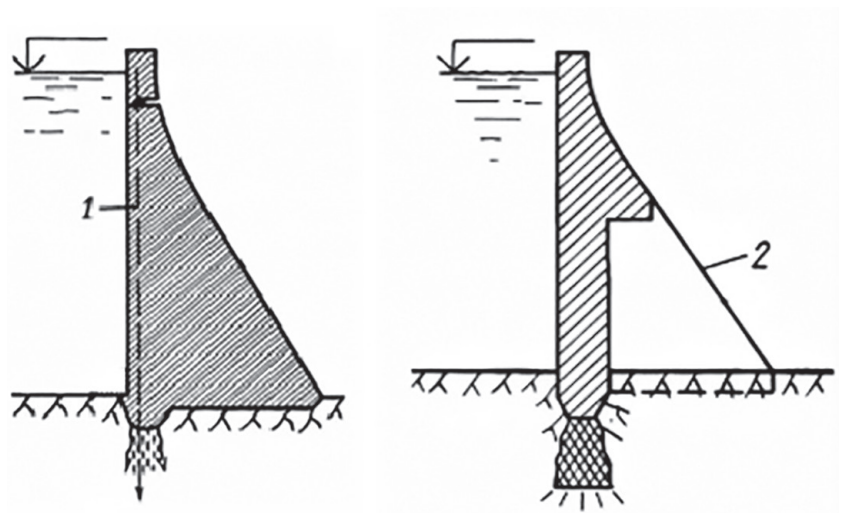


Figura 9.3. Tipos especiales de presas de hormigón a gravedad.

1- anclaje de acero; 2- contrafuerte.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

9.2. Consideraciones generales respecto a las fuerzas que actúan sobre una presa de hormigón a gravedad

Para el diseño de una presa de hormigón a gravedad son consideradas:

- La resistencia mecánica del material de la presa y del macizo de cimentación (o sea la capacidad del material de resistir a la ruptura debido a las fuerzas de tracción, como al aplastamiento por acción de las fuerzas compresión).
- La estabilidad al corte, tanto de la presa en general como de sus partes.

Por lo indicado, resulta necesario aclarar el estado tensional del cuerpo de la presa y de la base natural de cimentación, así como la magnitud de las fuerzas de reacción (reacciones de apoyo) que actúan sobre la presa e impiden la alteración de su estabilidad.

El estado tensional de la presa y del macizo de cimentación, así como las reacciones están condicionados por: las fuerzas externas que actúan sobre la presa y por las deformaciones volumétricas del material de la construcción; estas deformaciones se originan en las variaciones de temperatura del hormigón, así como en su asentamiento.

Las fuerzas externas que actúan sobre el hormigón pueden ser clasificadas de la siguiente manera:

- En función de su origen: peso propio, presión del agua (en particular la hidrostática, la de oleaje y de filtración), presión del hielo en las regiones con climáticas con temperaturas negativas, el empuje de suelos y sedimentos (acumulados junto a la presa), fuerzas inerciales y otras.
- Dependiendo del carácter de la acción de la fuerza sobre la construcción: fuerzas estáticas y dinámicas.
- Dependiendo de la duración y repetitividad de la acción de la fuerza sobre la construcción: fuerzas básicas (fuerzas externas

de acción permanente), fuerzas de acción temporal, fuerzas especiales (fuerzas considerables, pero poco frecuentes).

Para el análisis preliminar las fuerzas dinámicas con frecuencia son reemplazadas, sobre la base de un cálculo especial, por una determinada fuerza estática, es decir por una fuerza que no varía en el tiempo.

Al tomar en cuenta la duración y repetitividad de la acción de las fuerzas externas se distinguen escenarios de análisis con combinaciones de fuerzas básica y especiales (de repetitividad poco frecuente y duración corta). Para la combinación básica se asume un coeficiente de combinación de fuerzas $n_c = 1$, en tanto que, para una combinación especial, preliminarmente, $n_c = 0,9$.

En el análisis, para la fuerza externa considerada se determinan su valor, la línea y dirección de su acción. Con frecuencia se opera no con la fuerza sino con sus proyecciones horizontal y vertical.

Para los análisis se toma en cuenta el grado de aproximación en la determinación de las fuerzas (el grado de aproximación del análisis debe corresponder al grado de aproximación en la determinación de las fuerzas actuantes).

9.3. Principales fuerzas externas que actúan sobre una presa ciega a gravedad de hormigón

9.3.1. Peso propio de las partes de la presa de hormigón

Es determinado a partir de la geometría y del peso volumétrico del hormigón. En primera aproximación el peso volumétrico del hormigón se asume 23 a 24 kN/m³.

9.3.2. Presión hidrostática del agua

Sobre la presa y sus elementos se determina con las ecuaciones usuales de la hidráulica. El peso específico del agua limpia puede asumir 10 kN/m³; en caso de que el agua contenga mucho sedimento en sus-

presión (por ejemplo, el fluido para los rellenos hidráulicos) entonces la magnitud del peso específico se aumenta, por ejemplo, hasta 11 kN/m^3 .

9.3.3. Presión de las olas por el viento (presión de oleaje)

Sobre la presa se determina por procedimiento especiales de la hidráulica de olas, depende fundamentalmente del alto de la ola h_{ola} que, a su vez, es calculado también a partir de los elementos de la hidráulica de olas, así como de otros factores. A continuación, se presenta un mecanismo simplificado para determinar la presión de oleaje sobre una pared vertical (o cercana a vertical), en caso de presencia de agua profunda.

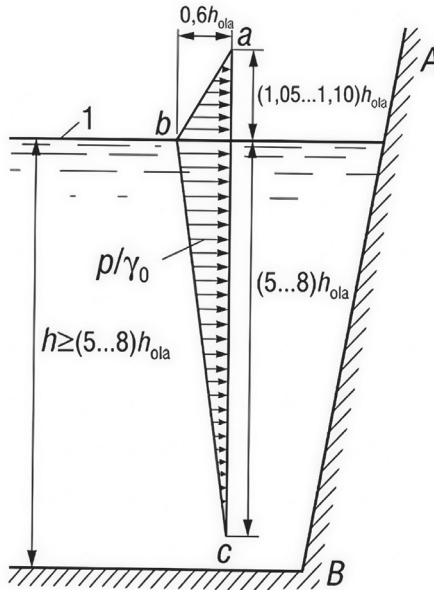


Figura 9.4. Diagrama aproximado de la presión de oleaje.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

En el caso de agua profunda se considera que la profundidad h en el reservorio o embalse es mayor a la mitad de la longitud de ola λ ; se asume que la longitud de ola en un embalse es $\lambda = (10 \text{ a } 15)h_{ola}$; es decir que, en presencia de agua profunda $h \geq (5 \text{ a } 8)h_{ola}$. De acuerdo al

referido mecanismo simplificado, el diagrama de la presión de las olas, es decir, de la presión adicional a la hidrostática, actuante sobre la pared AB (Figura 9.4), tiene la forma triangular *abc*, que fácilmente se construye una vez conocida la altura de la ola de diseño (según las dimensiones del triángulo en la Figura 9.4); se asume que esta presión es horizontal; las ordenadas horizontales de dicho diagrama cabe multiplicarlos por el peso específico del agua γ_o . Como se puede apreciar la presión de oleaje es mucho menor a la hidrostática por lo que en el análisis de presas con mucha frecuencia se desprecia salvo los casos cuando en la zona existen vientos de gran escala.

9.3.4. Presión de hielo

Que actúa sobre las construcciones en las regiones con temperaturas negativas en la estación invernal; puede ser estática y dinámica. En el caso de presas ciegas de hormigón generalmente se considera la presión estática. Esta presión se presenta como resultado de la dilatación del campo de la capa de hielo, por el incremento de su temperatura, como resultado del calentamiento del aire, debido a la radiación solar (Figura 9.5). La fuerza P_H es horizontal y está aplicada aproximadamente en el nivel del agua en el embalse.

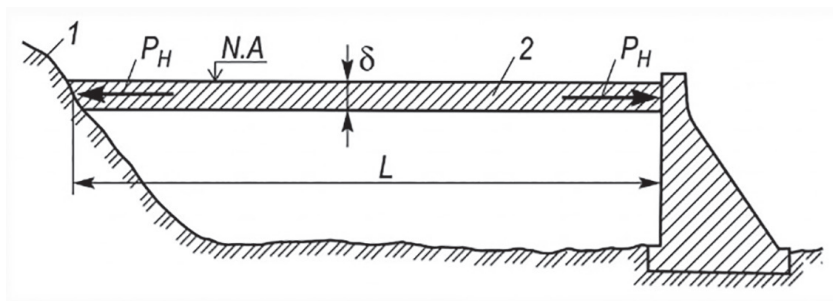


Figura 9.5. Esquema de la presión de hielo.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

La magnitud de la presión del hielo depende de varios factores, en particular del espesor de la capa de hielo δ . Existen investigaciones

y propuestas teóricas especiales para analizar la presión del hielo. Para cálculos preliminares se puede asumir: $P_H = 150$ a 200 kN por metro cuadrado de la sección del campo de hielo.

En caso de estaciones invernales relativamente adversas P_H 150 a 200 kN/m². El espesor de la capa de hielo δ se determina a partir de la información y análisis hidrológicos.

9.3.5. Empuje de los sedimentos acumulados frente a la presa

Cuando los sedimentos son suficientemente gruesos se acumulan frente a la presa en forma de material saturado de agua. En este caso el empuje de los sedimentos sobre presa cabe determinar con las ecuaciones comúnmente aplicadas para los casos de muros de contención. En este caso el sedimento debe ser considerado con peso volumétrico de suelo sumergido.

En la Figura 9.6 se muestra el paramento inclinado AB de la presa y la capa de sedimentos acumulados junto a la presa con espesor h_s . Los componentes horizontal y vertical del empuje sobre la pared AB de los sedimentos acumulados y del agua están dados por los diagramas que veremos en adelante:

El componente horizontal de la *presión de sedimentos* está dado por el triángulo $a_1 b_1 c_1$ con el lado $b_1 c_1$ igual a:

$$b_1 c_1 = \gamma_{sum} h_s \xi_o \quad (9.0)$$

Donde:

$$\xi_o \approx \left[\frac{\cos\left(\frac{\alpha+\varphi}{2}\right)}{\cos\left(\frac{\alpha-\varphi}{2}\right)} \right]^2 \quad (9.1)$$

En caso de pared vertical $\alpha = 90^\circ$, por tanto:

$$\xi_o = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (9.2)$$

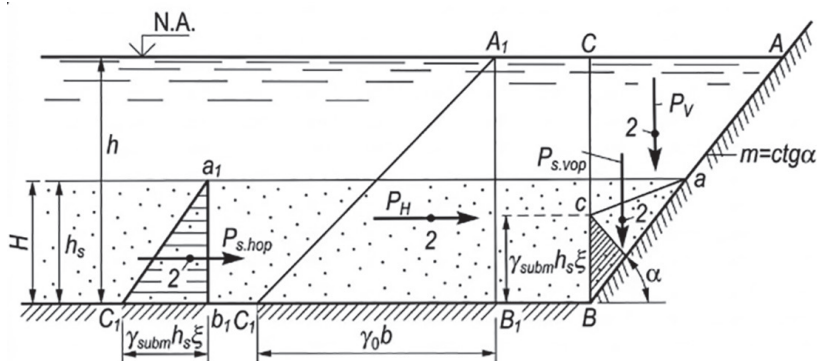


Figura 9.6. Empuje del sedimento grueso y presión del agua sobre la pared AB
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

El componente horizontal de la *presión del agua* con peso específico γ_0 está dado por el triángulo $A_1B_1C_1$.

El componente vertical de la *presión del sedimento* está dado por el triángulo abc con el lado cB igual a (los esfuerzos tangenciales a lo largo de aB se desprecian):

$$cB \approx \gamma_{sum} h_s \xi_0 \quad (9.3)$$

El componente vertical de la *presión hidrostática* está dado por el triángulo de presión hidrostática ABC .

9.3.6. Fuerzas inerciales sísmicas

En caso de oscilación de la corteza terrestre se produce movimiento tanto de la obra civil como el agua y el sedimento que están en contacto con ella. Este movimiento es variable en el tiempo dando lugar a que la construcción, el agua y el sedimento adquieran aceleración que determina el surgimiento de fuerzas de inercia (proporcionales a la masa del cuerpo considerado y con dirección opuesta a la de la aceleración). Estas fuerzas de inercia aplicadas a la construcción, al agua y al sedimento cambian su magnitud y dirección en el tiempo.

9.3.6.1. Fuerzas inerciales sísmicas de la construcción

De acuerdo a la denominada teoría estática, la fuerza dinámica de inercia (variable en el tiempo) es reemplazada por una fuerza estática; para el efecto, se asume que dicha fuerza estática es horizontal con la dirección menos favorable y con línea de acción que pasa por el centro de gravedad de la construcción (en caso de que la aceleración sísmica se asume constante a lo largo de la altura de la construcción; debe verse la fuerza P_{sis} en la Figura 9.7).

La fuerza P_{sis} se determina con la ecuación aproximada:

$$P_{sis} = 1,5GK_s \quad (9.4)$$

Donde:

G : peso de la construcción.

K_s : coeficiente sísmico integral, cuya magnitud se determina en función de la sismicidad de cálculo de la zona de implantación de la construcción hidráulica.

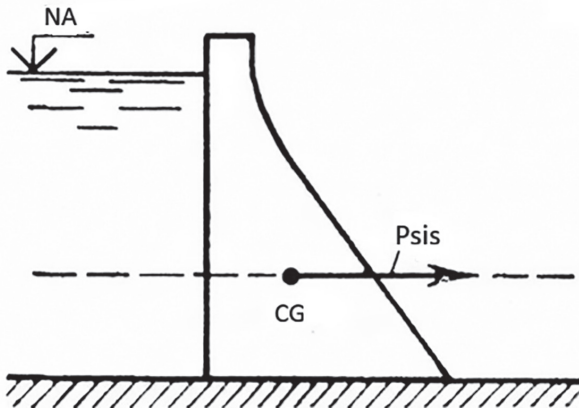


Figura 9.7. Fuerza inercial sísmica P_{sis} .

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

9.3.6.2. Presión sísmica del agua sobre la construcción

Debido a las fuerzas inerciales sísmicas anteriormente referidas, la presión del agua sobre la construcción aumenta: adicional a los triángulos 2 y 3 correspondientes a los componentes horizontal y vertical de la presión hidrostática actuante sobre la pared AB, se presenta un diagrama parabólico adicional 4 de la presión sísmica (Figura 9.8).

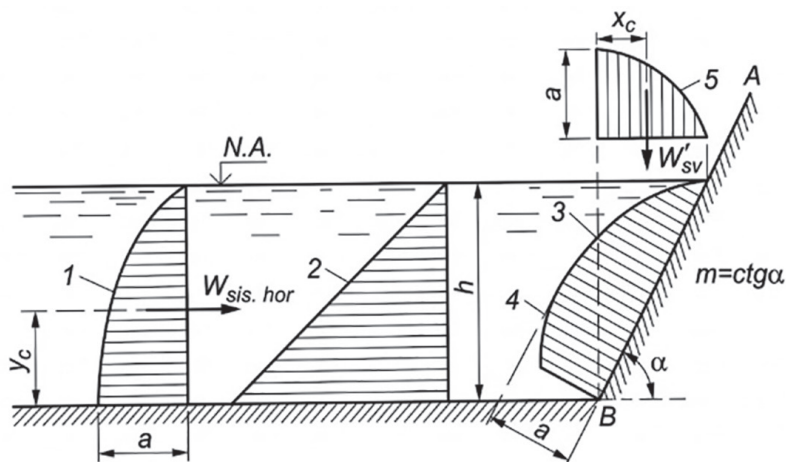


Figura 9.8. Presión sísmica del agua sobre una pared.

1 y 5- diagramas horizontal y vertical de la presión sísmica; 2 y 3- diagramas de presión hidrostática sin sismo; 4- diagrama sumatorio de la presión sísmica complementaria;

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

El diagrama 4 puede ser reemplazado por los diagramas 1 y 5, que expresan, respectivamente, las presiones sísmicas horizontal y vertical. Los diagramas 1 y 5 tienen forma parabólica y su ordenada aa , que determina la magnitud de estos diagramas, de acuerdo a información experimental resulta ser igual a:

$$a = 0,75K_{\text{sis}}\gamma_o h \sin^2 \alpha \quad (9.5)$$

Donde:

γ_o : peso específico del agua.

h : profundidad del agua.

α : ángulo de inclinación de la pared respecto a la horizontal.

A partir de la ecuación anterior pueden ser obtenidas las siguientes expresiones (los símbolos constan en las figuras):

$$(W_s)_h = 0,5K_{sis}\gamma_o h^2 \sin^2 \alpha \quad (9.6)$$

$$y_c = 0,425h \quad (9.7)$$

$$(W_s)_V = m(W_s)_h \quad (9.8)$$

$$X_c = my_c \quad (9.9)$$

Donde:

m : $\text{ctg } \alpha$.

9.3.6.3. Efecto de la presión sísmica del suelo (sedimento) sobre la pared

En caso de presencia de sismo el valor de los empujes activo total (q_s) y pasivo total (q'_s) del suelo, actuantes sobre la pared son:

$$q_s \cong \left[1 + K_s \text{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \right] p \quad (9.10)$$

o:

$$q_s = (1 + 2K_s \text{tg} \varphi) p \quad (9.11)$$

$$q'_s \cong \left[1 - K_s \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] p' \quad (9.12)$$

o:

$$q'_s = (1 - 2K_s \text{tg} \varphi) p' \quad (9.13)$$

Donde:

p y p' : presión activa y pasiva sin sismo.

φ : ángulo de fricción interna del suelo.

Es decir que en presencia de sismo la presión activa del suelo o del sedimento p aumenta en la magnitud:

$$\Delta p = K_s \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) p \quad (9.14)$$

o:

$$\Delta p = 2K_s \operatorname{tg} \varphi p \quad (9.15)$$

En tanto que la presión pasiva disminuye en la magnitud

$$\Delta p' = K_s \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) p' \quad (9.16)$$

o:

$$\Delta p' = 2K_s \operatorname{tg} \varphi p' \quad (9.17)$$

Cuando el periodo del sismo y el periodo de las oscilaciones propias de la construcción coinciden, surge el fenómeno de resonancia y la construcción colapsa.

9.4. Subpresión en el caso de presas a gravedad de hormigón

9.4.1. Filtración en el macizo de cimentación

Una roca en sí, es decir el material de la roca, es prácticamente impermeable; sin embargo, las rocas, especialmente en su superficie, frecuentemente son fisuradas. Las fisuras desde fracción de milímetro hasta espesores relativamente altos se forman en las rocas como consecuencia de los procesos geológicos relacionados con fracturas, desliza-

mientos, meteorización, así como las intervenciones con explosivos. El fisuramiento se extiende hasta profundidades de 10 a 20 metros y más.

Desde el punto de vista de la construcción de presas la filtración en la roca de cimentación tiene interés para:

- Aclarar la posibilidad de lixiviación de la roca de cimentación (erosión química).
- Determinar el caudal de filtración en la roca de cimentación, y en las márgenes o laderas (en caso de fisuras grandes el caudal puede ser alto).
- Determinar la presión del flujo de filtración desde abajo hacia arriba en la base de la presa, es decir para cuantificar la magnitud de la *subpresión*. Para el efecto se puede suponer que, por cuanto no es conocida la ley que rige la caída de la presión en las rocas fisuradas, entonces en primera aproximación es posible asumir que dicha caída a lo largo del flujo (a lo largo de la base de presa dc) es lineal, es decir en forma de la línea ab (Figura 9.9):

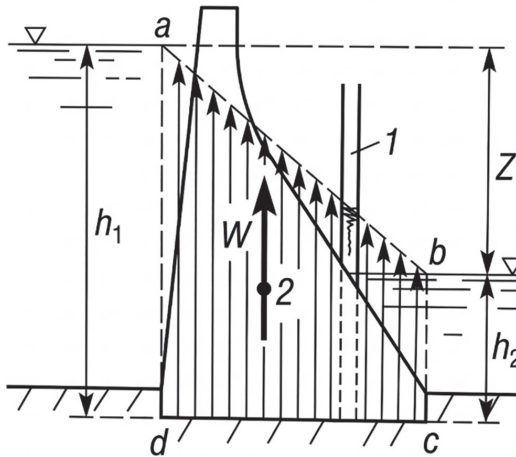


Figura 9.9. Diagrama aproximado de la subpresión.

1- piezómetro imaginario; 2- fuerza resultante del diagrama.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

No resulta difícil constatar que el diagrama aproximado *abcd*, construido de esta manera, implica una fuerza de subpresión W grande, con la particularidad que esta fuerza debe disminuir en gran medida la estabilidad de la presa de hormigón a gravedad considerada. Tomando en cuenta esta realidad, con el fin de abaratar el costo de la presa, se adoptan diferentes medidas constructivas para contrarrestar la subpresión.

9.4.2. Filtración en el hormigón de la presa

El hormigón es un medio poroso. Pueden ser considerados tres tipos de poros en el hormigón: poros en el agregado grueso, poros en la solución de cemento y poros entre la solución de cemento y el agregado grueso.

Si en lugar del hormigón se considera la construcción de hormigón, entonces cabe incluir además un cuarto tipo de poros: las diferentes fisuras, así como cavernas que, con frecuencia, se presentan en las construcciones de hormigón. Las fisuras pueden ser térmicas, de contracción plástica y de asentamiento plástico. En consecuencia, desde el punto de vista de la filtración al hormigón cabe considerar semejante a un suelo permeable. La experiencia demuestra que el hormigón es más permeable que, por ejemplo, la arcilla.

Para considerar las subpresión en las construcciones hidráulicas existen dos corrientes diferentes:

- Primera corriente (teoría de la fisura imaginaria), de acuerdo con la cual al hormigón condicionalmente se considera como un cuerpo absolutamente impermeable; en este marco se admite la posibilidad de apertura de una fisura, en uno u otro sitio de la construcción (a una u otra profundidad); en esta fisura ingresa el agua desde el tramo aguas arriba de la presa, ejerciendo subpresión en la base de la construcción ubicada sobre la fisura imaginaria. En correspondencia con lo indicado, han sido elaborados diferentes mecanismos para cuantificar la subpresión actuante en el interior de una presa de hormigón, en el marco de esta teoría.

- Segunda corriente, de acuerdo a la cual al hormigón se asume como medio permeable y se considera el efecto de las fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración, a semejanza de la filtración en suelos; está claro que en este caso no cabe considerar el efecto de los diagramas de presión hidrostática que actúan sobre la pared de la presa.

En la práctica la corriente con mayor aceptación y de aplicación universal es la de la fisura imaginaria.

9.4.3. Modelo para calcular la subpresión actuante en la base de la presa

Con frecuencia bajo la presa se construye una cortina de impermeabilización 7 y drenaje vertical 6 (Figura 9.1). Gracias a la presencia de estos elementos la subpresión disminuye: en lugar del diagrama mostrado en la Figura 9.9 se obtiene el diagrama ABCDE (Figura 9.10), donde con la vertical 1-1 se identifica el eje o de la cortina o del drenaje vertical.

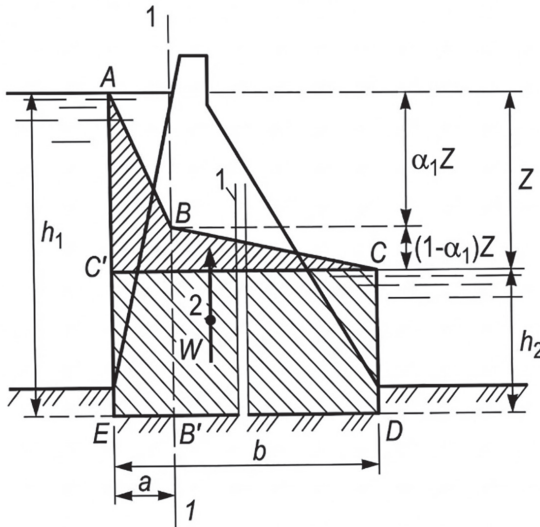


Figura 9.10. Diagrama de cálculo de la subpresión.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Este diagrama está limitado desde arriba por la línea quebrada ABC y desde abajo por la horizontal ED que coincide con la base de la presa.

La subpresión expresada por la parte del diagrama ubicada sobre la línea $C'C$ (sobre el nivel de agua aguas abajo) se denomina *subpresión excedente*; la subpresión expresada por la parte rectangular $CC'DE$ del diagrama, se denomina *subpresión de sumersión*; a la suma de la subpresión excedente y la subpresión de sumersión se denomina *subpresión total*.

La subpresión excedente es la parte de la subpresión total que representa la subpresión actuante en la base de la presa, adicional a la fuerza de Arquímedes, que corresponde al nivel de agua aguas abajo.

La dimensión a (Figura 9.10) determina la abscisa de ubicación de la vertical 1-1:

- En caso de presencia de la cortina 7 y ausencia del drenaje 6 (Figura 9.1) $a = \delta$, donde δ es la distancia del punto E (Figura 9.10) hasta el eje de la cortina.
- En caso de presencia tanto de cortina 7 como de drenaje 6 (Figura 9.1) $a = d$, donde d es la distancia desde el punto E , hasta el eje del drenaje vertical (Figura 9.10).

La pérdida de carga en la longitud EB' (hasta la vertical 1-1) y $B'D$ de la base de la presa, pueden ser expresadas, respectivamente, a través de $\alpha_1 Z$ y $(1 - \alpha_1)Z$, donde Z es la diferencia de los niveles de agua, aguas arriba y aguas abajo; α_1 - coeficiente que cuantifica la pérdida de carga (la disminución de la subpresión excedente) originada sea por la cortina o por la cortina y el drenaje vertical.

Utilizando los símbolos identificados en el párrafo anterior, con facilidad se puede expresar la superficie del diagrama de subpresión $ABCDE$ con la correspondiente ecuación geométrica; al multiplicar esta superficie por el peso específico del agua γ_o , se obtiene la magnitud bus-

cada de la subpresión, correspondiente a la unidad de longitud de la presa (esquema bidimensional).

$$W = h_2 b \gamma_o + 0,5Z[a + (1 - \alpha_1)b] \gamma_o \quad (9.18)$$

Donde, b es el ancho de la base de la sección transversal de la presa. El valor del coeficiente α_1 , en gran medida depende de la calidad de la roca de cimentación (de su fisuramiento). La práctica de diseño evidencia como aceptables los siguientes valores del coeficiente α_1 . En caso de contar únicamente con cortina de impermeabilización $\alpha_1 = 0,5$; en caso de cortina y drenaje vertical $\alpha_1 = 0,8$.

9.4.4. Procedimiento práctico para determinar la subpresión en el cuerpo de la presa

Se trata de la subpresión que actúa en la “junta” horizontal o “fisura imaginaria” considerada en cualquier nivel del cuerpo de la presa.

Sin suponer que el hormigón es absolutamente impermeable (hipótesis de la fisura imaginaria), es posible considerar la fisura horizontal AB (Figura 9.11), bajo el supuesto de que la presa cuenta con drenaje vertical constituido por tubos verticales perforados, el diagrama de la subpresión actuante sobre la parte superior (en relación a la fisura) de la presa tendrá una configuración espacial. De esta manera, la sección transversal estará limitada desde arriba: por la curva ab_1B en el corte 2-2 y por la curva ab_2B en el corte 3-3, ubicado entre dos drenes contiguos.

Es evidente que para el análisis cabe tomar un diagrama intermedio, limitado desde arriba por la línea abB .

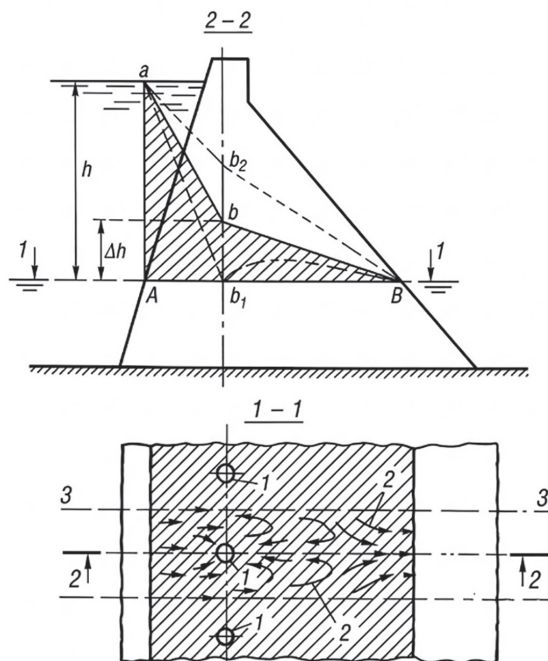


Figura 9.11. Diagrama de subpresión en el cuerpo de la presa.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Con estas premisas se puede asumir que el efecto del drenaje vertical en el cuerpo de la presa, desde el punto de vista de la magnitud de la subpresión, es semejante al efecto del drenaje vertical en la roca de cimentación; por esta razón se concluye que:

$$\Delta h = 0,2h \quad (9.19)$$

Donde h es la profundidad a la que se encuentra la fisura imaginaria considerada, bajo el nivel de agua aguas arriba.

9.4.5. Medidas constructivas para disminuir la subpresión en la base

9.4.5.1. Presa con carpeta

Para la base de la presa se muestran dos líneas piezométricas: ab, sin carpeta; cb- con carpeta (Figura 9.12). En el caso de presas de hormigón se adopta con poca frecuencia.

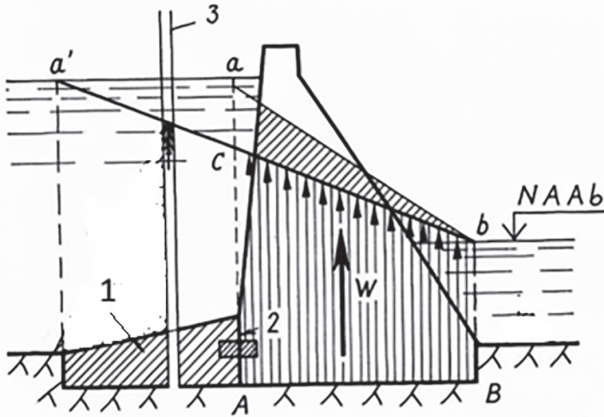


Figura 9.12. Esquema de presa con carpeta.

1-carpeta; 2-junta; 3- piezómetro.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

9.4.5.2. Esquema con dentellón y cortina

Los criterios para determinar la profundidad y el espesor de la cortina fueron establecidos en el Capítulo 7, referido a las medidas ingenieriles para lograr la confiabilidad del macizo natural de cimentación.

La profundidad del dentellón generalmente se asume:

$$d_d = (0,05 \text{ a } 0,10) H_{PRESA} \quad (9.20)$$

9.4.5.3. Presa con drenaje vertical de la roca de cimentación

Este drenaje está constituido por una fila, paralela al eje de la presa, de tubos perforados (pozos) de aproximadamente 15 centímetros de diámetro, a una distancia de 3-4 metros entre ellos. Su profundidad aproximadamente es:

$$t_{dren} \approx 0,2H_{PRESA} \quad (9.21)$$

Es la medida más difundida, al igual que la cortina de impermeabilización. Siempre que se adopte drenaje vertical necesariamente se debe contar con la cortina de impermeabilización.

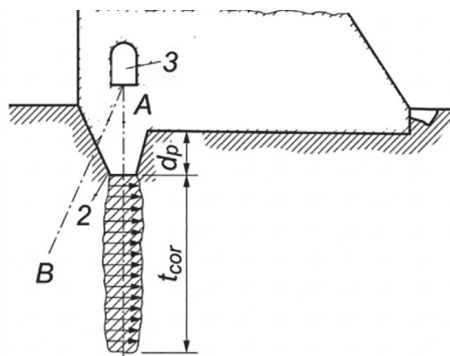


Figura 9.13. Presa con cortina de impermeabilización.

1- dentellón; 2- cortina.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

9.4.6. Disminución de la subpresión en el cuerpo de la presa

La medida más difundida es el drenaje vertical del paramento aguas arriba de la presa (Figura 9.13), mismo que está constituido por una fila de tubos verticales ubicada cerca del paramento aguas arriba.

Se considera que la distancia d desde la cara del paramento hasta el drenaje debe ser igual a:

$$d = (0,05 \text{ a } 0,07)h \tag{9.22}$$

Donde h es la profundidad desde el nivel aguas arriba a la que se encuentra la sección horizontal considerada. El valor mínimo es $d_{min} = 2,0$ hasta 2,5 metros.

El diámetro de los drenes es de 0,15 hasta 0,30 metros y la distancia entre ellos es de 3 a 4 metros.

El agua desde los drenes desagua en las galerías horizontales ubicadas en el cuerpo de la presa y desde estas en la galería transversal de más bajo nivel desde la cual es evacuada hacia aguas abajo.

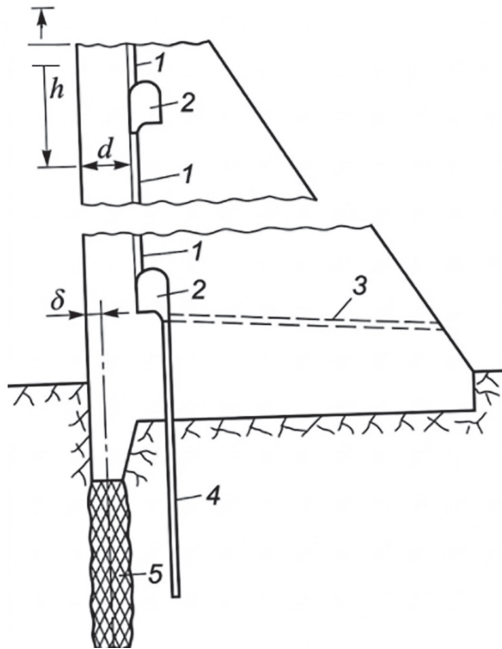


Figura 9.14. Presa de hormigón con cortina y drenaje vertical.

1- drenaje vertical de la presa; 2- galería longitudinal; 3- conducto que evacua el agua de la galería hacia aguas abajo; 4- drenaje vertical de la roca de cimentación; 5- cortina de impermeabilización.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

9.5. Criterios generales para el diseño de presas masivas a gravedad de hormigón

La presa de hormigón a gravedad constituye un muro de contención (en el presente caso sobre una base rocosa) que soporta la presión hidrostática desde aguas arriba. Los muros de contención deben satisfacer las siguientes condiciones:

- Estabilidad al deslizamiento en la base AB así como en cualquier otra junta horizontal $A'B'$ trazada en el cuerpo del muro o en la roca de cimentación.
- Resistencia del material del muro y de la roca de cimentación.

En el hormigón y en la roca no deben formarse superficies de ruptura o deslizamiento.

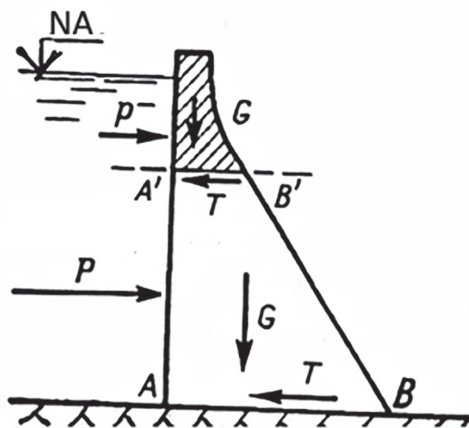


Figura 9.15. Esquema de la sección transversal de una presa a gravedad de hormigón cimentada en roca.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Las presas a gravedad, a diferencia del caso general de los muros de contención, tienen las siguientes dos particularidades:

- En el diseño de las presas a gravedad no se admite la presencia en el hormigón de esfuerzos de tracción; al mismo tiempo se puede demostrar que una presa diseñada bajo esta condición no puede volcarse. La condición de estabilidad al vuelco de una presa de hormigón a gravedad está automáticamente cumplida, razón por la que no es necesario verificar su estabilidad al vuelco.
- En presencia de una base natural de cimentación rocosa, no surgen superficies de falla al corte o deslizamiento en el interior de la roca, como se puede demostrar a partir de la ley de estado límite de Coulomb y como confirma la práctica.
- En concordancia con lo mencionado, en el diseño de una presa a gravedad de hormigón se requiere verificar: a) la estabilidad al corte de la presa o sus partes, en una u otra superficie horizontal (o algo inclinada), en particular en la superficie AB de cimentación; b) la resistencia del hormigón de la presa.

Tomando en cuenta lo indicado, se puede afirmar que la presa debe satisfacer cuatro condiciones que desarrollamos a continuación:

Primero, la presa debe ser estable al corte íntegramente y por partes, es decir que es necesario el cumplimiento de la relación:

$$n_c P \leq \frac{mT}{K_s} \quad (9.23)$$

Donde:

n_c, m, K_s : coeficientes de combinación de fuerzas, de condiciones de operación y de seguridad.

P y T : fuerzas, respectivamente, deslizando y resistente al corte.

Segundo, en la presa deben estar ausentes los esfuerzos de tracción, es decir que es necesario que se cumpla la relación:

$$\sigma_{min} \geq 0 \quad (9.24)$$

Donde:

σ_{min} : esfuerzo normal mínimo en la sección horizontal de la presa (en una junta de construcción o en la superficie de cimentación).

Tercero, el esfuerzo normal principal máximo en el hormigón σ_{max} no debe superar el esfuerzo permisible a la compresión, de acuerdo a la condición:

$$n_c \sigma_{max} \leq \frac{mR_{cil}}{K_s} \quad (9.25)$$

Donde:

R_{cil} : resistencia cilíndrica del hormigón.

Estas tres exigencias constituyen condiciones técnicas.

Cuarto, la sección transversal de la presa que satisface las tres condiciones técnicas debe además tener el menor valor del área A , es decir que es necesario que se cumpla la condición:

$$A = A_{min} \quad (9.26)$$

El perfil transversal de la presa formulado con la observancia de las cuatro condiciones anteriores y no modificado con elementos constructivos se denomina perfil teórico. Investigaciones específicas y la práctica de diseño han demostrado que el perfil teórico de una presa de hormigón a gravedad tiene la forma de un triángulo ABC , es decir que se trata de un *perfil teórico triangular*:

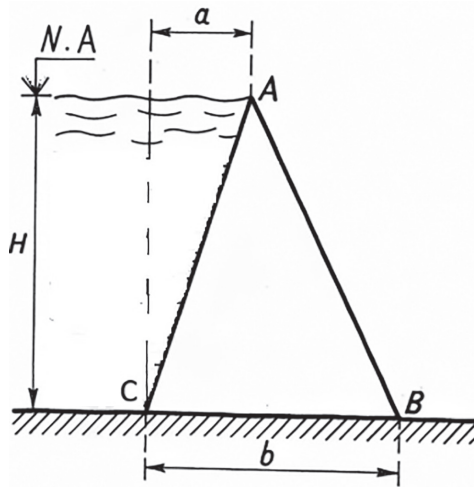


Figura 9.16. Perfil teórico triangular de una presa a gravedad de hormigón.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Para el diseño del perfil transversal de la presa cabe considerar que está dado el alto de la presa H que es la distancia vertical desde el fondo del cauce en el sitio de presa hasta la cota del vértice del triángulo ubicada en el nivel normal de embalse (NNE). En el diseño del perfil teórico triangular cabe determinar únicamente dos parámetros: el ancho de la base b y el parámetro a que determina la ubicación del vértice superior del triángulo (punto A en la Figura 9.16).

Al resolver el problema para determinar las dimensiones b y a se pueden distinguir presas pequeñas, medianas y altas.

En el caso general de las presas de altura media y baja los parámetros b y a pueden ser determinados únicamente a partir de las dos primeras condiciones (ecuaciones 8.94 y 8.95). Para el efecto, considerando un coeficiente totalizado de seguridad como un coeficiente único de seguridad y planteando el problema para el estado límite se obtienen las dos condiciones:

$$\frac{T}{P} = \frac{n_c K_s}{m} = FSD_{PER} \quad (9.27)$$

$$\sigma_{min} = 0 \quad (9.28)$$

Cuando estas condiciones corresponden al estado límite, resulta que la cuarta condición (8.98) está también automáticamente cumplida. En cuanto a la tercera condición (8.97) es necesario tomar en cuenta que, para las presas pequeñas y de mediana altura, dicha condición también está automáticamente cumplida, puesto que en estos tipos de presas la resistencia del hormigón a la compresión es subutilizada. En cambio, para las presas altas es necesaria la consideración de las condiciones (8.97) y (8.98), hecho que introduce complicaciones para el diseño de dichas presas. Sin embargo, en el presente curso será considerado el diseño únicamente de las presas pequeñas y de mediana altura.

Para diseñar el perfil teórico triangular a partir de las dos condiciones establecidas, surge una pregunta sustancial: ¿en qué forma y en qué medida cabe considerar la subpresión que actúa en la presa? Para responder a esta pregunta se han formulado una serie de propuestas, de acuerdo a las que la subpresión se considera de por diferentes métodos.

Con frecuencia la subpresión se considera de acuerdo a los procedimientos establecidos anteriormente. El perfil teórico obtenido tomando en cuenta dicha subpresión es transformado en perfil constructivo, luego de añadir los elementos constructivos necesarios. El perfil constructivo obtenido es sometido finalmente a un análisis completo y detallado de estabilidad y resistencia.

Para determinar las dimensiones del perfil teórico se considera 1 metro de longitud de presa (para modelo bidimensional). La sección transversal analizada de la presa es la ubicada en el sitio de mayor altura. Complementariamente se consideran secciones transversales en otros sitios del perfil longitudinal, particularmente en las abscisas donde cambia la configuración topográfica de la ladera. En este marco, son considerados dos posibles escenarios de análisis: de construcción (cuando aún no hay agua en el embalse) y de operación.

En el *escenario de construcción*, representando la proyección horizontal del paramento aguas arriba como ξb y del paramento aguas abajo como $(1 - \xi)b$ aguas abajo (Figura 9.16), se obtienen para el perfil teórico triangular las dos condiciones límite mostradas en la Figura 9.17, que corresponden a los valores $\xi = 0$ y $\xi = 1$.

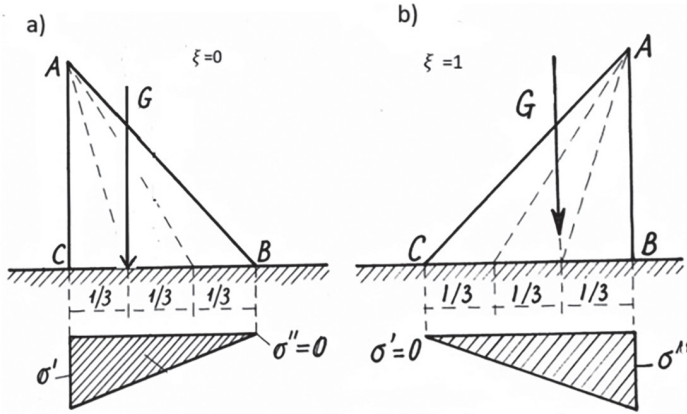


Figura 9.17. Periodo de construcción. Condiciones de estado límite del perfil teórico triangular. a) $\xi = 0$; b) $\xi = 1$.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

$$\xi = \frac{a}{b} \tag{9.29}$$

Donde:

ξ -: es el parámetro que determina la ubicación del vértice superior A del perfil teórico que tiene alto H .

b : ancho de la base.

a : proyección horizontal del paramento aguas arriba.

En el escenario de construcción se obtienen los siguientes valores límites del parámetro ξ (Figura 9.17):

- $\xi = 0$: en este caso es vertical el paramento aguas arriba del perfil triangular; el diagrama de los esfuerzos verticales para

la base de la presa tiene forma de triángulo rectángulo siendo los esfuerzos en los puntos extremos de la base de la presa $\sigma' \neq 0$; $\sigma'' = 0$; si se adopta $\xi < 0$ se obtienen esfuerzos no permisibles de tracción en el punto B.

- $\xi = 1$: paramento aguas abajo del perfil triangular es vertical, el diagrama de los esfuerzos verticales para la base de la presa tiene forma de triángulo rectángulo siendo los esfuerzos en los puntos extremos de la base: $\sigma' = 0$; $\sigma'' \neq 0$; si se adopta $\xi > 1$ se obtienen esfuerzos no permisibles de tracción en el punto C.

Por consiguiente, el campo admisible de variación del parámetro ξ es:

$$0 \leq \xi \leq 1 \quad (9.30)$$

En el *escenario de operación*, en la Figura 9.18 se presenta el perfil teórico ABC, bajo la premisa de que se consideran únicamente las principales fuerzas que actúan en la presa:

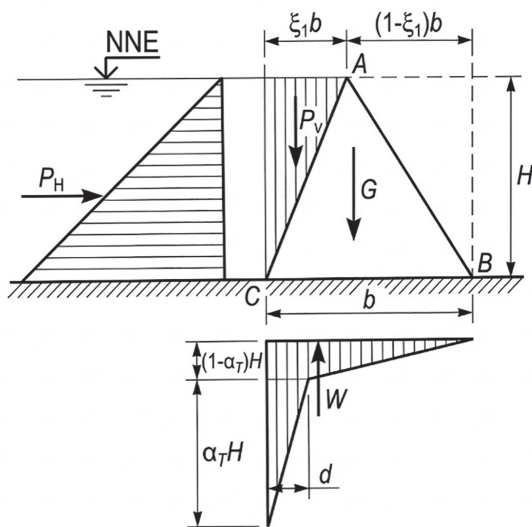


Figura 9.18. Perfil teórico triangular para escenario de operación.

H- altura de agua; b-base; G- peso propio; P_H - presión hidrostática.

Peso propio:

$$G = 0,5Hb\gamma_{\text{hormigón}} \quad (9.31)$$

Fuerza de presión hidrostática horizontal desde aguas arriba:

$$P_H = 0,5H^2\gamma_o \quad (9.32)$$

Fuerza de presión hidrostática vertical desde aguas arriba:

$$P_V = 0,5H\xi b\gamma_o \quad (9.33)$$

Subpresión: la subpresión que actúa en la base de la presa *CB* está dado por el diagrama de subpresión; el parámetro *d* determina la ubicación del eje de la cortina o del drenaje vertical.

$$W = 0,5H[d + (1 - \alpha_1)b]\gamma_o \quad (9.34)$$

Se asume el caso cuando en el tramo aguas abajo no hay agua. Adicionalmente se considera que en el contacto de la presa con la roca de cimentación está ausente la cohesión *c* y que en dicho contacto actúa únicamente la fuerza de fricción determinada por el coeficiente de fricción $f = tg\varphi$. Como se ha indicado, el alto del perfil teórico triangular *H* está dado. Es necesario calcular, partir de las condiciones técnico-económicas 9.27 y 9.28, el ancho de la base de la presa *b* y el parámetro ξ , que determina la ubicación del vértice *A*.

En concordancia con las condiciones indicadas, para el estado límite se tiene:

El *factor de seguridad* al deslizamiento del perfil teórico a lo largo de su base:

$$FSD = FSD_{PER} = \frac{n_c K_s}{m} \quad (9.35)$$

Donde:

FSD : factor de seguridad al deslizamiento del perfil teórico.

FSD_{PER} : factor permisible de seguridad al deslizamiento.

El *esfuerzo normal vertical* σ' en el punto C:

$$\sigma' = 0 \quad (9.36)$$

Para resolver el problema propuesto, cabe formular dos ecuaciones, a partir de la Figura 9.18. la primera es la ecuación de estabilidad expresada a través del factor de seguridad al deslizamiento:

$$FSD = \frac{(G+P_V-W)f}{P_H} \quad (9.37)$$

La ecuación de resistencia expresada a través del esfuerzo σ' en el punto C, obtenida a partir de la ecuación básica de la flexocompresión y de las expresiones anteriormente establecidas para determinar las fuerzas de gravedad, de presión hidrostática y de subpresión.

$$\sigma' = \left[\frac{\gamma_{hormigón}}{\gamma_o} (1 - \xi) + \xi(2 - \xi) - \frac{H^2}{b^2} - \varepsilon_1 \right] H\gamma_o \quad (9.38)$$

Donde:

$$\varepsilon_1 = 1 - \left(\alpha_1 - \frac{d}{b} \right) \left(1 - \frac{d}{b} \right) \quad (9.39)$$

Tomando en cuenta las condiciones de estado límite, las ecuaciones anteriores pueden ser expresadas de la siguiente manera:

$$\frac{(G+P_V-W)}{P_H} = FSD_{PER} \quad (9.40)$$

$$\left[\frac{\gamma_{hormigón}}{\gamma_o} (1 - \xi) + \xi(2 - \xi) - \frac{H^2}{b^2} - \varepsilon_1 \right] H\gamma_o = 0 \quad (9.41)$$

Las ecuaciones 9.40 y 9.41 constituyen un sistema de dos ecuaciones: de estabilidad límite y de resistencia límite. Reemplazando valores y luego de transformaciones algébricas se obtienen las ecuaciones de *estabilidad límite* y *resistencia límite*, respectivamente:

$$\frac{b}{H} = \frac{FSD_{PER}}{\left[\xi + \frac{\gamma_{horm}}{\gamma_o} - (1 - \alpha_1) - \frac{d}{b} \right] f} \tag{9.42}$$

$$\frac{b}{H} = \frac{1}{\sqrt{\frac{\gamma_{hormigón}}{\gamma_o} (1 - \xi) + \xi (2 - \xi) - \epsilon_1}} \tag{9.43}$$

Para resolver el sistema de ecuaciones obtenido es conveniente partir de condiciones concretas de diseño. Por ejemplo, considerar que la presa incluye cortina o cortina con drenaje.

En el caso de que la presa incluya cortina con drenaje vertical en el sistema de ecuaciones procede incluir: $\alpha_1 = 0,8$; $\frac{\gamma_{hormigón}}{\gamma_o} = 2,3$; de esta manera, resolviendo el sistema de ecuaciones (9.42 y 9.43) se obtiene:

$$\frac{b}{H} = \frac{2,1 + \xi - d/b}{\sqrt{2,3(1 - \xi) + \xi(2 - \xi) - 1 + (0,8 - d/b)(1 - d/b)}} = \frac{FSD_{PER}}{f} \tag{9.44}$$

Conocidos como datos de entrada el factor permisible de seguridad al deslizamiento y el coeficiente de fricción, FSD_{PER} y f , con ayuda de la ecuación anterior es posible determinar ξ ; una vez encontrada la incógnita ξ , el ancho de la base b del perfil teórico se determina a través de una de las dos ecuaciones del sistema.

El análisis de la ecuación (9.42) evidencia que las incógnitas ξ y b muy marginalmente dependen de la relación $\frac{d}{b}$; por esta razón se puede asumir un valor razonablemente aplicable, por ejemplo, $\frac{d}{b} = 1$; de esta manera la ecuación (9.44) llega a la siguiente presentación:

$$\xi = \frac{\left[\sqrt{A(2A - 1,5)} - (2 - 0,15A) \right]}{(A + 1)} \tag{9.45}$$

Donde:

$$A = \left[\frac{FSD_{PER}}{f} \right]^2 \quad (9.46)$$

A continuación, se determina el ancho de la base b con ayuda de la ecuación:

$$b = \frac{1}{2+\xi} H \frac{FSD_{PER}}{f} \quad (9.47)$$

9.6. Transformación del perfil teórico de la presa a gravedad de hormigón en constructivo

9.6.1. Elementos constructivos

Para obtener el perfil constructivo de una presa de hormigón a gravedad, el perfil teórico triangular formulado se complementa con: la corona de la presa, sobre la cual generalmente se implanta la vía que une las dos márgenes, además, la cota de la cresta de la corona de la presa se ubica sobre el nivel de agua del embalse (NNE y NFE) en la magnitud del borde libre adoptado; el elemento de cimentación incrustado en la roca y que en ocasiones incluye dentellones; las galerías longitudinales y transversales con diferente finalidad; la modificación del paramento aguas arriba de la presa, en ocasiones incrementando su coeficiente de talud —particularmente cuando ha sido obtenido vertical para el perfil teórico triangular y por consideraciones constructivas en ocasiones es modificado a inclinado— además, se incluyen las medidas o elementos constructivos adoptados para contrarrestar la filtración en la roca de cimentación y en la presa.

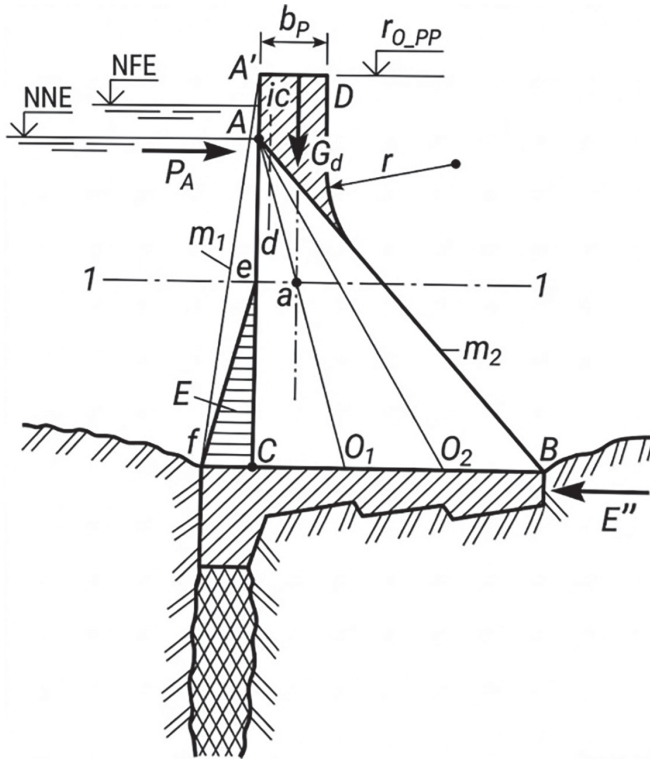


Figura 9.19. Transformación del perfil teórico triangular en constructivo.
 Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Las modificaciones constructivas del perfil teórico conllevan modificaciones al trabajo mecánico de la presa. Por esta razón el perfil constructivo obtenido siempre es sometido a un minucioso análisis para verificar las condiciones de estabilidad y resistencia, considerando todas las fuerzas actuantes tanto para combinación básica, como para combinaciones especiales. Es oportuno advertir que en esta etapa del diseño prácticamente pierden incidencia las simplificaciones que fueron asumidas al formular el perfil teórico triangular.

9.6.1.1. Corona de la presa y paramento aguas arriba

Generalmente el vértice superior del perfil teórico triangular (punto A) se ubica en la cota del NNE. La corona de la presa en forma del elemento constructivo D se ejecuta como se muestra en la (Figura 9.19). La cota de la corona de la presa se define de idéntica manera que la corona de la presa de tierra, tomando en cuenta borde libre sobre los niveles NNE y NFE. El ancho de la corona b_o se define considerando su función; en caso de trazado vial a lo largo de la corona el ancho es el establecido en la normativa de diseño vial; cuando no está prevista una vía de transporte, normalmente el ancho mínimo es 3 m.

El peso G_o del elemento constructivo D en el caso de presas pequeñas puede alterar la distribución de esfuerzos obtenida para el perfil teórico, a tal punto que en dicho caso puede ser necesario modificar la configuración del paramento aguas arriba (incremento E), para eliminar la presencia de esfuerzos de tracción, a partir de determinado nivel 1-1 hacia abajo (Figura 9.19); este hecho a su vez origina la necesidad de modificar la inclinación (coeficiente de talud) de todo el paramento a fin de eliminar los puntos de quiebre que podrían dar lugar a la concentración de esfuerzos.

9.6.1.2. Elemento de cimentación de la presa

Bajo la línea CD es necesario (Figura 9.19) incrementar el elemento constructivo de contacto de la presa con la roca que incluye:

- El dentellón al pie del paramento aguas arriba.
- La cortina de impermeabilización.
- El drenaje vertical, cuando se requiere.
- Un volumen de empotramiento en el macizo.
- En ocasiones, escalones en el contacto con la roca, a fin de incrementar la estabilidad (Figura 9.19 y Figura 9.20).

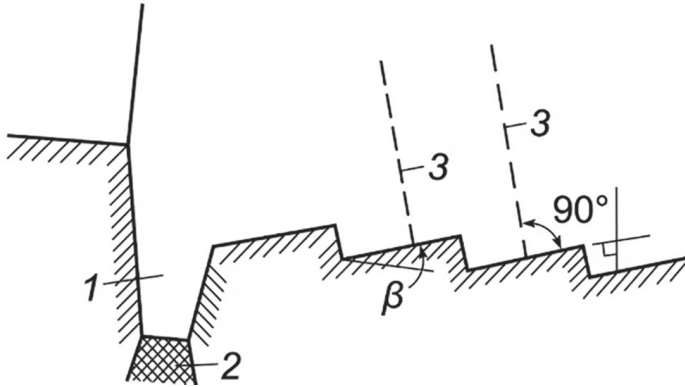


Figura 9.20. Escalones en el contacto de la presa con la roca.

1- Dentellón al pie del paramento aguas arriba; 2- cortina de impermeabilización.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

9.6.1.3. Paramento aguas abajo

El paramento aguas abajo con frecuencia tiene coeficiente de talud $m_2 = 0,7$ a $0,8$; en todo caso su inclinación inicial es la del perfil teórico triangular y, finalmente, depende de las condiciones de estabilidad y resistencia.

9.6.1.4. Galerías en el cuerpo de la presa

En el cuerpo de la presa se implantan galerías longitudinales en diferentes niveles; adicionalmente se implantan galerías transversales. Las galerías longitudinales cumplen las siguientes funciones:

- Recepción y conducción del agua de filtración.
- Monitoreo del hormigón de la presa.
- Área de trabajo para la cementación de la cortina de impermeabilización en caso de necesidad (la galería de más bajo nivel).
- Cementación del hormigón de la presa junto al paramento aguas arriba.
- Monitoreo y mantenimiento de los drenes en la roca y de la presa.

- Comunicación entre las dos márgenes e instalación de las líneas de contacto.
- Instalación de los sistemas de monitoreo.

Las galerías transversales sirven principalmente para evacuar el agua de filtración hacia el tramo aguas abajo y las de más bajo nivel para instalar la estación piezométrica que controla la subpresión.

Las galerías longitudinales se ubican cerca al paramento aguas arriba, como se ha indicado, a una distancia $(0,05 \text{ a } 0,07) h$ (h es la profundidad a la que se encuentra la sección horizontal de la presa que coincide con la base de la galería); estas galerías se implantan cada 15 a 20 metros de altura. La dimensión mínima de las galerías es $1,25 \times 2,0$ metros ($b \times H$).

9.6.1.5. *Drenaje en el cuerpo de la presa y de la roca de cimentación*

Como se ha anotado, para disminuir la subpresión se utiliza el drenaje vertical de la roca de cimentación y de la presa. Los drenes en la roca se instalan luego de construida la cortina.

9.6.1.6. *Juntas permanentes de deformación*

Estas juntas en las presas de hormigón cimentadas en roca evitan la formación de fisuras de origen térmico. Las juntas de deformación planas y verticales dividen a la presa en bloques longitudinales de 10-20 metros de longitud. El espesor de las juntas es de 5-10 mm, para evitar el ingreso del agua a las juntas estas son selladas con ayuda de sellos de asfalto, placas metálicas, PVC.

9.6.1.7. *Instalaciones de monitoreo*

La presa de hormigón es equipada con instrumentación especial de monitoreo que permite controlar los parámetros de funcionamiento y trabajo mecánico. Se mide la subpresión en la base de la presa y en su cuerpo, la magnitud de la apertura de las juntas y fisuras, los despla-

mientos horizontales, los caudales de filtración y la constitución química del agua de filtración.

Para controlar la subpresión se instala una estación de piezómetros constituida por tubos de 10-12 mm de diámetro incrustados en la roca de cimentación y que se contactan con manómetros instalados en la galería transversal de más bajo nivel.

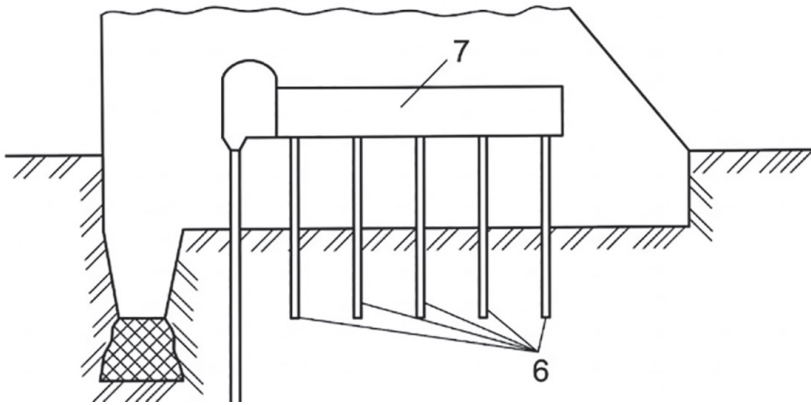


Figura 9.21. Estación piezométrica ubicada en el cuerpo de la presa.

6- piezómetros; 7- galería transversal de más bajo nivel.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

9.6.2. Enlace de la presa a gravedad de hormigón con los estribos del sitio de presa

En la siguiente figura se muestra el corte longitudinal en el eje de una presa de hormigón gravedad. Con frecuencia los taludes de los estribos del sitio de presa se configuran en forma de escalones *ab* horizontales o algo inclinados. El alto de los escalones puede ser diferente, sin embargo, debe ser compatible con el alto de los bloques de hormigonado. Como se aprecia de la figura, la cortina de impermeabilización se extiende en las laderas del sitio de presa en una longitud *L*.

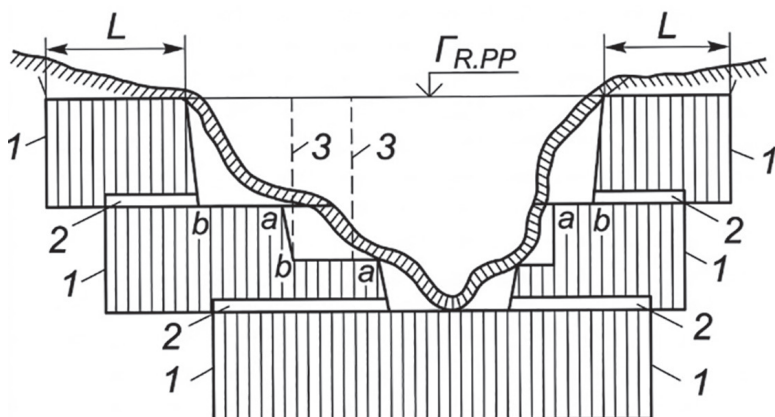


Figura 9.22. Corte longitudinal a lo largo del eje de la presa.

1- cortina de impermeabilización; 2- galerías de construcción; 3- sitios de ubicación de las juntas permanentes de deformación.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

9.7. Verificación de la estabilidad y resistencia del perfil constructivo de las presas a gravedad de hormigón

9.7.1. Criterios fundamentales para el análisis de la estabilidad y resistencia del perfil constructivo

El perfil constructivo de la presa diseñado a partir del perfil teórico triangular debe ser sometido a análisis para verificar la estabilidad y resistencia. Sobre la presa en el periodo de construcción y operación actúan fuerzas que cambian en el tiempo, cambian también las combinaciones de estas fuerzas.

De acuerdo a la mayoría de las normas vigentes para el diseño de presas, de la infinidad de posibles combinaciones de fuerzas actuantes sobre la presa en diferentes momentos del tiempo, para el análisis se seleccionan dos tipos de combinaciones: una *combinación básica*, obteni-

da como resultado de la acción de las fuerzas frecuentemente actuantes sobre la presa, con nivel normal de embalse, y otras *combinaciones especiales*, obtenidas como resultado de la acción adicional sobre la presa de fuerzas poco frecuentes o extraordinarias, incluidas las provenientes del nivel normal forzado de embalse. Para cada uno de estos dos tipos de combinaciones toman diferentes valores cada uno de los factores o coeficientes como, por ejemplo, de seguridad, de combinación de fuerzas, de condiciones de operaciones.

Para el análisis correspondiente a la combinación básica de fuerzas, en el caso de las presas ciegas de hormigón a gravedad, de pequeña y mediana altura, se consideran:

- Peso propio de la presa.
- Fuerza de presión hidrostática que corresponde, aguas arriba, al nivel normal de embalse, y aguas abajo al nivel no mayor a aquel que tiene una ocurrencia suficientemente alta.
- Subpresión correspondiente al nivel normal de embalse.
- Empuje de sedimentos acumulados frente a la presa.
- Presión de oleaje correspondiente a nivel normal de embalse.
- Fuerzas de origen térmico, para variaciones frecuentes de temperatura.

Para el análisis con combinaciones especiales de fuerzas se considera:

- Peso propio de la presa.
- Fuerza de presión hidrostática en el tramo aguas arriba, correspondiente al nivel forzado de embalse y en el tramo aguas abajo, al máximo nivel del agua.
- Subpresión con nivel forzado de embalse.
- Empuje de los sedimentos acumulados frente a la presa.
- Presión de oleaje para nivel forzado de embalse.
- Fuerzas inerciales sísmicas aplicadas al cuerpo de la presa, al agua del embalse y a los sedimentos.

- Fuerzas de origen térmico, debido a variaciones extraordinarias de la temperatura (en cada combinación especial se considera un caso especial independientemente: o nivel forzado de embalse o acción de una fuerza especial).

A las combinaciones especiales también pertenecen las combinaciones de fuerzas que tienen lugar durante la construcción (escenario de construcción) y durante las reparaciones (escenario de reparación).

Para el análisis mecánico de una presa de hormigón a gravedad, en el modelo bidimensional se considera 1 metro de su longitud. Siempre es sometido a análisis el perfil más alto de la presa; en algunos casos adicionalmente son analizados otros perfiles transversales característicos de la presa, dependiendo de las condiciones topográficas y geológico-geotécnicas. Para el análisis todas las fuerzas actuantes se descomponen en sus componentes horizontales y verticales. Las fuerzas pequeñas que actúan sobre la presa y tienen efecto despreciable no se consideran.

Para determinar el nivel de cálculo del agua en el tramo aguas abajo de la presa, cabe considerar lo siguiente. En la Figura 9.23 se presenta la sección transversal de una presa considerando el diagrama de subpresión en su base y la componente horizontal de la fuerza de presión hidrostática desde aguas abajo P_2 . En caso de nivel normal de embalse el caudal evacuado desde aguas arriba y, por consiguiente, el nivel aguas abajo (NAAb), pueden ser cualesquiera. En caso de que se eleve el nivel aguas abajo, la superficie de la subpresión aumenta lo que disminuye la estabilidad de la presa, pero también crece la fuerza P_2 lo que incrementa la estabilidad al deslizamiento.

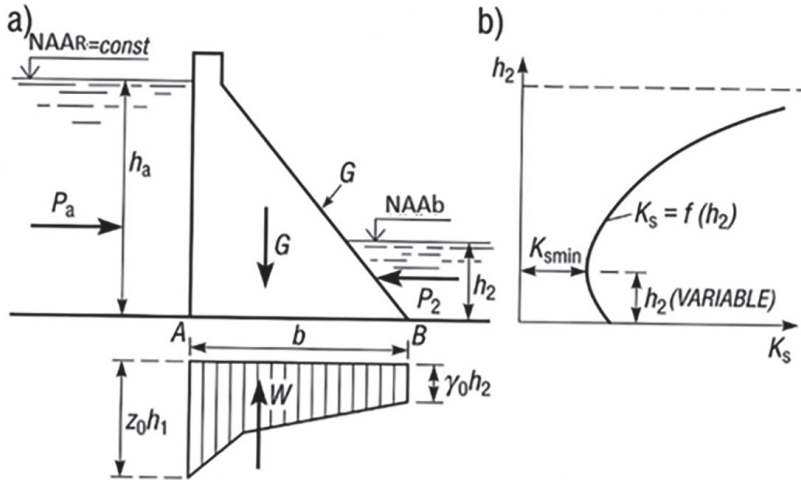


Figura 9.23. Determinación de la profundidad crítica $h_2 = h_{2(CRIT)} = h_{2(MIN)}$.
 Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Cuando el nivel aguas abajo se iguala al nivel aguas arriba, la estabilidad de la presa está totalmente garantizada, aunque en este caso la fuerza de subpresión W alcanza su mayor valor. En caso de que el tramo aguas abajo esté seco, la fuerza de subpresión W tendrá su valor mínimo, pero en cambio la fuerza resistente P_2 será igual a cero. En consecuencia, la curva $K_s = FSD = f(h_2)$ debe tener un valor mínimo (figura anterior) que corresponde al nivel de cálculo del agua aguas abajo $h_{2,CAL}$.

9.7.2. Análisis de estabilidad al deslizamiento de una presa de hormigón a gravedad

La estabilidad de una presa al deslizamiento, en principio, puede ser superada en las superficies ubicadas en: el contacto de la presa con la roca A_1B_1 (Figura 9.24), en el hormigón $A'_2B'_2$ y A_2B_2 y en la roca A_3B_3 . Normalmente, la superficie de mayor riesgo es la de cimentación.

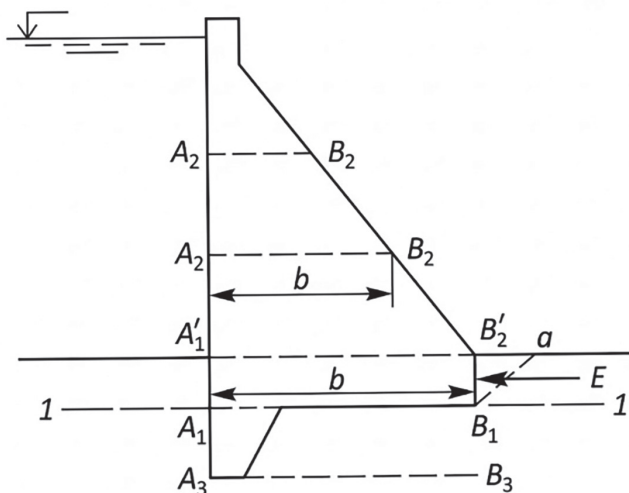


Figura 9.24. Análisis de estabilidad al deslizamiento.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Para verificar la estabilidad al deslizamiento deben ser consideradas todas estas superficies y para cada una de ellas se determina el coeficiente (factor) de seguridad al deslizamiento $K_S = FSD$:

$$FSD = \frac{fN + cb}{T} \quad (9.48)$$

Donde:

f y c : coeficiente de fricción y fuerza específica de cohesión.

N : suma de las proyecciones verticales de todas las fuerzas externas, actuantes en la parte de la presa ubicada sobre la superficie de deslizamiento considerada, incluida la subpresión.

T : suma de las proyecciones de las fuerzas mencionadas arriba, paralelas a la superficie de deslizamiento.

b : ancho de la sección considerada.

El factor de seguridad obtenido no debe ser menor al factor permisible (FSD_{PER}), que, como se ha establecido, depende del nivel de importancia de la presa y de la combinación de fuerzas considerada.

9.7.3. Análisis de resistencia de la presa a gravedad de hormigón

9.7.3.1. Procedimiento

A fin facilitar el proceso de determinación de los esfuerzos en la presa, se aplicará el principio de la mecánica relativo a la independencia de acción de las fuerzas, para condiciones de deformación elástica. En este caso conviene determinar, por una parte, los esfuerzos originados exclusivamente en la subpresión y, otra parte, los originados en las restantes fuerzas que actúan sobre la presa para diferentes combinaciones y escenarios. A partir de los esfuerzos parciales obtenidos se determinan los esfuerzos sumatorios.

9.7.3.2. Esfuerzos normales verticales σ_y en las secciones horizontales del perfil transversal de la presa, originados exclusivamente en la subpresión

A continuación, se considera una presa, condicionalmente sin peso, que soporta la acción únicamente de la subpresión y se plantea como objetivo determinar los esfuerzos verticales σ_y originados exclusivamente por la subpresión que, para cada sección horizontal de la presa, se expresa a través del diagrama de subpresión. Los esfuerzos buscados son $\sigma_w = \sigma_y$, (σ_w' aguas arriba y σ_w'' aguas abajo).

En la siguiente figura se muestra la parte superior de la sección transversal de la presa, limitada desde abajo por la superficie horizontal AB . En este caso se asume que en la superficie considerada actúa la subpresión que está dada por el diagrama limitado desde abajo por la línea quebrada abc .

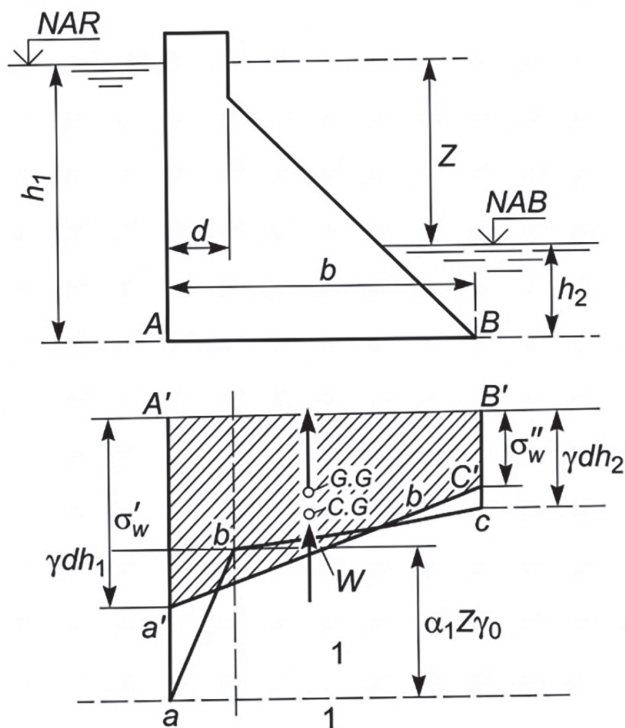


Figura 9.25. Diagrama de esfuerzos $A'B'c'a'$ originados únicamente por la subpresión.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Al aplicar la teoría de la flexocompresión y considerar al diagrama de subpresión $A'B'cba$ como un diagrama de presiones de una *fuerza externa* (aplicada a la base de la presa AB), esta sollicitación origina en dicha superficie horizontal AB la reacción, a través de los esfuerzos en forma del diagrama trapezoidal $A'B'c'a'$ (*fuerza interna*).

Por principio, al considerar el trabajo de la estructura en zona elástica, el diagrama de esfuerzos $A'B'c'a'$ debe tener la misma superficie que el diagrama de subpresión $A'B'cba$; además, los centros de masa de los dos diagramas deben ubicarse en la misma vertical 1-1. A partir de las condiciones geométricas mencionadas del diagrama de subpresión,

conocido el diagrama $A'B'cba$ fácilmente puede ser obtenido el trapecio equivalente $A'B'c'a$, es decir, el diagrama de los esfuerzos internos. Este trapecio también puede ser construido utilizando las ecuaciones convencionales de flexo compresión; de esta manera se determinan los esfuerzos en los puntos extremos A (esfuerzo σ'_w) y B (esfuerzo σ''_w).

El máximo esfuerzo de tracción en el punto A , originado exclusivamente por la subpresión está dado por el segmento $\underline{A'a'}$, más no por segmento $\underline{A'a}$.

$$A'a' = \sigma'_w = \left[h_1 - Z \left(\alpha_1 - \frac{d}{b} \right) \left(1 - \frac{d}{b} \right) \right] \gamma_o \quad (9.49)$$

Donde:

$$Z = h_1 - h_2$$

La ecuación anterior puede ser expresada de la siguiente manera:

$$\sigma'_w = \varepsilon_1 h_1 \gamma_o \quad (9.50)$$

Donde:

$$\varepsilon_1 = 1 - \left(\frac{Z}{h_1} \right) \left(\alpha_1 - \frac{d}{b} \right) \left(1 - \frac{d}{b} \right) \quad (9.51)$$

Cuando $h_2 = 0$, entonces:

$$\varepsilon_1 = 1 - \left(\alpha_1 - \frac{d}{b} \right) \left(1 - \frac{d}{b} \right) \quad (9.52)$$

En lo que respecta al menor esfuerzo σ''_w , en este caso es de compresión:

$$\sigma''_w = \varepsilon_2 \gamma_o h_1 \quad (9.53)$$

Donde:

$$\varepsilon_2 = \frac{d}{b} \left(\alpha_1 - \frac{d}{b} \right) \quad (9.54)$$

9.7.3.3. Estado tensional de la presa originado por las fuerzas externas

Ante todo, cabe comprender el estado tensional del perfil transversal obtenido de la presa. Para el efecto es necesario determinar:

- Los esfuerzos normales verticales σ_y en las superficies horizontales del perfil transversal de la presa.
- Otros esfuerzos en los paramentos aguas arriba y aguas abajo de la presa.
- Esfuerzos en el interior del perfil de la presa.

Los esfuerzos anotados deben ser determinados para todas las combinaciones de fuerzas y escenarios de cálculo, para el modelo bidimensional.

9.7.3.4. Esfuerzos normales verticales σ_y en las juntas horizontales de la sección transversal de la presa y en su base de cimentación

En este caso se procede por medio de cuatro pasos. En primer lugar, para el perfil considerado de la presa (Figura 9.26) se identifican una serie de juntas horizontales, en particular en los siguientes puntos:

- Niveles de inflexión o quiebre del perfil de la presa.
- Niveles en los que la presa ha sido debilitada por las galerías.
- Niveles en los que se aplican fuerzas puntuales (por ejemplo, presión de oleaje, presión de hielo).

En la parte superior de la presa, las juntas se ubican en mayor número, por cuanto en ese sector, inclusive las fuerzas relativamente pequeñas, influyen considerablemente en la distribución de esfuerzos:

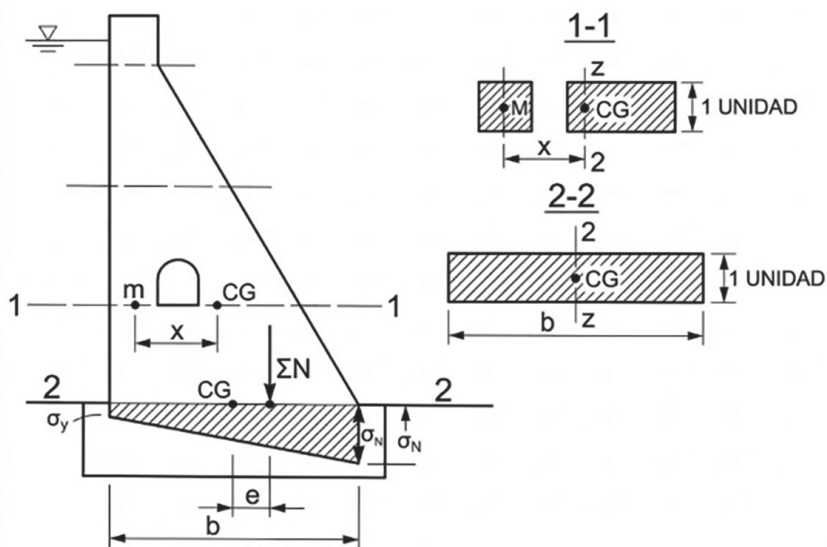


Figura 9.26. Determinación de los esfuerzos verticales.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

En segundo lugar, para cada junta identificada se construye el diagrama de subpresión, así como el diagrama de los esfuerzos en el hormigón originados exclusivamente por la subpresión;

Como tercer paso, una vez determinadas las fuerzas que actúan sobre las partes de la presa limitadas por las juntas consideradas, se construye la curva de presión o esfuerzos la misma que no debe salir del tercio medio del perfil en estudio; esta construcción sea realiza considerando la fuerza de subpresión que actúa en la sección o junta considerada; para el efecto se aplica el principio de independencia de acción de las fuerzas determinando, por una parte, los esfuerzos originados por todas las fuerzas menos la subpresión y, por otra parte, los esfuerzos originados exclusivamente por la subpresión para a continuación con la suma obtener los esfuerzos totales.

Finalmente, como parte del análisis, con ayuda de las ecuaciones conocidas de la flexocompresión se determinan los esfuerzos σ_y para todas las juntas horizontales identificadas.

9.7.3.5. Esfuerzos en el paramento aguas arriba de la presa sin considerar la subpresión

Considerando un esquema conceptual del perfil transversal de una presa de hormigón, en forma de un triángulo no saturado de agua y con el vértice superior ubicado en el nivel de aguas arriba (Figura 9.27). Se traza la sección horizontal $a'a''$ y en los puntos a' y a'' se ubican los prismas elementales $a'b'c'$ y $a''b''c''$ (un apóstrofo corresponde al paramento aguas arriba y doble apóstrofo al paramento aguas abajo). Como resultado del análisis previo son conocidos los esfuerzos verticales σ'_y y σ''_y en los puntos a' y a'' . Todos los esfuerzos indicados en el gráfico en forma de vectores cabe considerarlos puntuales, es decir referidos a los puntos a' y a'' .

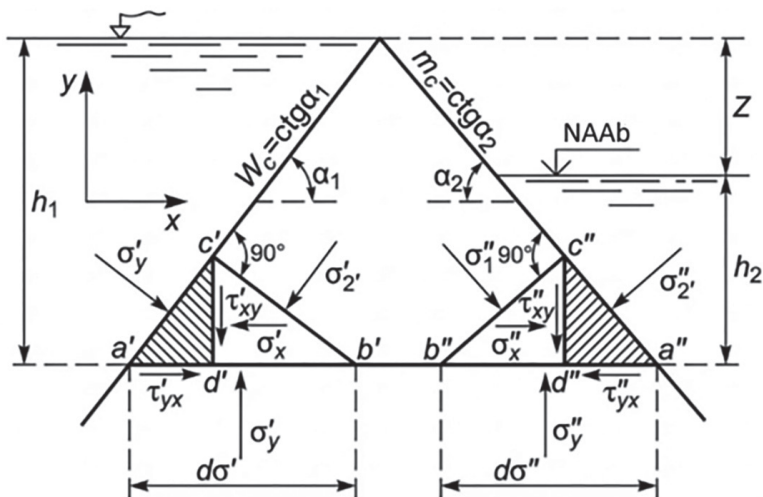


Figura 9.27. Determinación de los esfuerzos en los puntos a' y a'' en las caras externas del perfil transversal de la presa.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Los paramentos de la presa soportan la presión hidrostática y por consiguiente en la superficie de contacto agua-hormigón no surgen esfuerzos tangenciales τ ; esto significa que en cualquier punto de los paramentos la superficie elemental que coincida con la superficie del paramento es superficie principal y, por consiguiente, los esfuerzos normales aplicados a dichas superficies elementales son esfuerzos principales:

$$\sigma'_1 = \gamma_o h_1; \sigma''_2 = \gamma_o h_2 \quad (9.55)$$

En consecuencia, siempre son conocidos estos esfuerzos principales en los paramentos de la presa.

De lo indicado se desprende que el objetivo es, a partir de los valores conocidos de los esfuerzos $\sigma'_y, \sigma''_y, \sigma'_1$ y σ''_2 , determinar los restantes esfuerzos indicados en la figura: $\tau'_{xy} = \tau''_{yx}; \tau''_{xy} = \tau''_{yx}; \sigma'_x, \sigma''_x, \sigma'_2, \sigma''_1$.

Planteando para los puntos a' y a'' las correspondientes ecuaciones de equilibrio de la estática y considerando que $m_1 = ctg\alpha_1$ y $m_2 = ctg\alpha_2$, finalmente se obtienen las siguientes expresiones para determinar los diferentes esfuerzos sin considerar la subpresión:

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= \gamma_o h_1; & \sigma''_2 &= \gamma_o h_2 \\ \tau'_{xy} = \tau'_{yx} &= m_1(\gamma_o h_1 - \sigma'_y) & \tau''_{xy} = \tau''_{yx} &= -m_2(\gamma_o h_2 - \sigma''_y) \\ \sigma'_x &= (1 - m_1^2)\gamma_o h_1 + m_1^2\sigma'_y & \sigma''_x &= (1 - m_2^2)\gamma_o h_2 + m_2^2\sigma''_y \\ \sigma'_2 &= (1 + m_1^2)\sigma'_y - m_1^2\gamma_o h_1 & \sigma''_1 &= (1 + m_2^2)\sigma''_y - m_2^2\gamma_o h_2 \end{aligned} \quad (9.56)$$

Los signos corresponden a las direcciones de los vectores en la figura.

En las superficies elementales, inclinadas 45° respecto a las superficies principales, los esfuerzos tangenciales τ adquieren su mayor valor τ_{max} . Como se desprende de la teoría de mecánica de materiales:

$$\tau'_{max} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_2}{2} \quad (9.57)$$

$$\tau''_{max} = \frac{\sigma''_1 - \sigma''_2}{2} \quad (9.58)$$

Como resultado del análisis de las expresiones obtenidas arriba, es posible llegar a las siguientes conclusiones:

Primero, el esfuerzo vertical σ'_y se encuentra dentro de los siguientes límites:

$$\sigma'_1 > \sigma'_y > \sigma'_2 \quad (9.59)$$

En consecuencia, si σ'_y constituye esfuerzo de compresión, significa que σ'_2 podría ser esfuerzo de tracción. Por tanto, el hecho de que el esfuerzo vertical σ'_y sea de compresión no permite afirmar que en el punto a' no exista tracción.

Segundo, el esfuerzo vertical σ''_y se encuentra dentro de los siguientes límites:

$$\sigma''_1 > \sigma''_y > \sigma''_2 \quad (9.60)$$

En consecuencia, si el esfuerzo σ''_y es de compresión, no es posible que el esfuerzo σ''_1 sea de tracción.

Tercero, al considerar la junta horizontal $a'a''$ se observa que:

- El esfuerzo normal mínimo es σ'_2 (el segundo esfuerzo principal se encuentra en el punto a').
- El esfuerzo normal máximo es σ''_1 (el primer esfuerzo principal se encuentra en el punto a'').

Por tanto, para verificar la resistencia en la junta $a'a''$ cabe considerar los esfuerzos σ'_2 y σ''_1 .

9.7.3.6. Consideración de la subpresión

Para determinar los esfuerzos principales originados por la subpresión, se realiza un procedimiento semejante al seguido para las restantes fuerzas. Finalmente se suman los esfuerzos principales originados por la subpresión y por las restantes fuerzas, para obtener los esfuerzos principales totales que tienen la siguiente presentación:

$$\sigma'_2 = (1 + m_1^2)(\sigma'_y - \varepsilon_1 \gamma_o h_1) \quad (9.61)$$

$$\sigma''_1 = (1 + m_2^2)(\sigma''_y + \varepsilon_2 \gamma_o h_1) \quad (9.62)$$

Los coeficientes ε_1 y ε_2 se determinan con las ecuaciones anteriormente obtenidas.

$$\varepsilon_1 = 1 - \frac{z}{h_1} \left(\alpha_1 - \frac{d}{b} \right) \left(1 - \frac{d}{b} \right) \quad (9.63)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{d}{b} \left(\alpha_1 - \frac{d}{b} \right) \quad (9.64)$$

9.8.1. Verificación de la resistencia

La verificación de la resistencia del hormigón de la presa consiste en constatar el cumplimiento de las siguientes condiciones, tanto para combinación básica de fuerzas como para combinaciones especiales:

$$\sigma'_2 \geq 0 \quad (9.65)$$

$$n_c \sigma''_1 \leq \frac{m_{CT} R_{CIL}}{K_s} \quad (9.66)$$

Donde:

n_c : coeficiente de combinación de fuerzas.

m_{CT} : coeficiente de condiciones de trabajo.

K_s : factor de seguridad para resistencia.

R_{CIL} : resistencia del hormigón a la compresión.

m_{CT} : 0,9 para combinación básica de fuerzas.

m_{CT} : 1 para combinación especial de fuerzas sin sismo.

m_{CT} : 1,15 para combinación especial con sismo.

n_c : 1,0 para combinación básica de fuerzas.

n_c : 0,9 para combinación especial.

Tabla 9.1
Resistencias referenciales del hormigón (MPa).

Marca	150	200	250	300
R_{CIL} , MPa	11,5	14,5	17,5	21

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Tabla 9.2
Factor de seguridad para resistencia K_s .

Combinación de fuerzas	Nivel de importancia de la presa		
	I	II	III
Básica	2,4	2,2	2,1
Especial	2,0	1,7	1,7

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Capítulo 10

Obras de desagüe de un sistema de regulación con presa sin vertido incorporado (presa ciega)

10.1. Aspectos generales

Los sistemas fluviales de regulación y de derivación, entre sus estructuras imprescindibles, incluyen las de desembalse o desagüe. Las obras de desagüe son permanentes y cumplen las siguientes funciones:

- Evacuación de los volúmenes excedentes durante los periodos de crecida, cuando la cota de agua se ubica sobre el nivel máximo de operación normal (nivel normal de embalse, NNE, en los sistemas de regulación). Esta función cumple la construcción de desagüe denominada *aliviadero de excedentes*.
- Captación desde el embalse, de los caudales requeridos por los usuarios del sistema, para satisfacer el gráfico de demanda con el nivel de garantía en tiempo y volumen previamente establecido. Esta función cumple el desagüe de operación u *obra de toma*.
- Vaciado del embalse en caso de emergencia. Esta función cumple el desagüe de fondo o *desagüe de emergencia*.
- Captación desde el embalse de los caudales comprometidos antes de la construcción del nuevo proyecto, para diferentes fines, de conformidad con los gráficos de demanda que deben ser satisfechos con el nivel de garantía en tiempo y volumen establecidos. Esta función cumple el desagüe de uso actual y/o ecológico.

En algunos sistemas una de las obras permanentes de desagüe cumple doble función, por ejemplo, evacuar hacia aguas abajo el agua excedente y simultáneamente entregar aguas abajo los caudales de uso actual y/o ecológico. En algunos esquemas el desagüe de operación se utiliza también para evacuar hacia aguas abajo parte de los caudales excedentes, en casos de grandes crecidas.

A más de los desagües permanentes, en los sistemas fluviales con presa, se requiere de un desagüe que opere durante la construcción en el cauce del río de las estructuras principales, desviando del cauce los caudales afluentes; es el *desagüe de construcción o de desvío*. Por razones económicas es deseable diseñar este desagüe de tal manera que, luego del periodo de construcción cumpla funciones permanentes; por ejemplo, el túnel de desvío con frecuencia pasa formar parte del aliviadero de excedentes.

10.2. Caudales de diseño de las obras de desagüe en los sistemas de regulación

Las dimensiones de un desagüe en un sistema de regulación y de su orificio de entrada se determinan con los procedimientos convencionales de la hidráulica (mecánica de fluidos aplicada), a partir de la magnitud del correspondiente caudal de diseño.

10.2.1. Caudal de diseño del aliviadero de excedentes

Para el aliviadero de excedentes el valor del caudal de diseño se obtiene a partir de la denominada crecida máxima del río en el sitio de presa, para una probabilidad de ocurrencia o periodo de retorno dado, reconformada o modificada por el efecto de laminación del embalse (efecto de amortiguamiento de la crecida); el caudal pico o máximo de dicha crecida se determina sobre la base de la serie multianual de los caudales máximos instantáneos. Para el efecto se procede de la siguiente manera:

Se dispone de la serie multianual de caudales instantáneos $Q = f(t)$ (Q : caudal instantáneo observado y t : tiempo) se identifica para cada año el caudal máximo instantáneo; a continuación, a partir de la serie multianual de caudales máximos instantáneos se construye la curva de duración de ellos. Este procedimiento se resume de forma gráfica como se muestra en la Figura 10.1, donde se asume que la probabilidad de ocurrencia de la crecida de diseño es $p = 0,001$ (0,1 %) y, por tanto, su periodo de retorno es $T = 1000$ años.

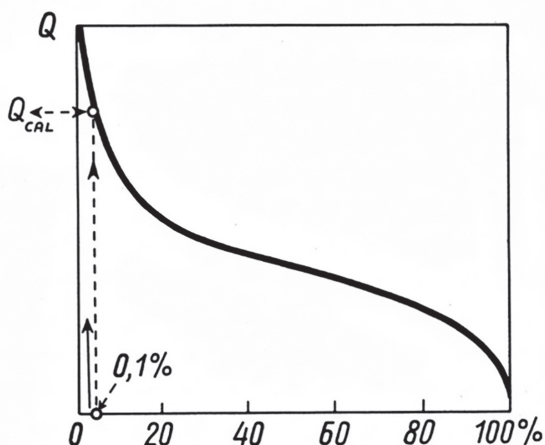


Figura 10.1. Curva de duración de los caudales máximos instantáneos.

Q_{max} con probabilidad $p = 0,001 = 0,1$ %.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

En la curva de duración se determina el caudal máximo para el diseño del aliviadero. Por ejemplo, para una presa con nivel de importancia II la probabilidad de ocurrencia es $p = 0,001 = 0,1$ % (en la práctica corresponde a un periodo de retorno $T = 1000$ años). El caudal de diseño del aliviadero será el caudal máximo obtenido en la curva de duración, descontando, como se ha indicado, el efecto de laminación de la crecida, que tiene lugar en el volumen forzado del embalse VFE. Cabe anotar que el nivel de importancia del aliviadero de excedentes normalmente es el mismo de la presa de regulación que forma parte del sistema.

La crecida, dependiendo de la ubicación geográfica de la zona del proyecto, puede originarse en: derretimiento de nieve, deshielos, lluvias y la acción conjunta de los factores indicados.

En la Tabla 10.1 se indican los valores porcentuales referenciales de la probabilidad de ocurrencia p y el periodo de retorno T , en años, de la crecida de diseño, para presas de diferente nivel de importancia.

Tabla 10.1
Probabilidades porcentuales anuales de que el caudal máximo de agua pueda ser excedido y periodos de retorno

Probabilidad anual de cálculo porcentual p % y periodo de retorno T para nivel de importancia					
Nivel de importancia	I	II	III	IV	V
p (%)	0,01	0,1	0,5	1-5	10
T (años)	10 000	1000	200	100-20	10

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

10.2.2. Caudal de diseño del desagüe de operación u obra de toma

Es el caudal máximo del gráfico de demanda del usuario o usuarios del sistema $Q_{DEM} = f(t)$. Generalmente este es un gráfico escalonado que evidencia la variación de la demanda de agua durante el año. Los caudales de este gráfico normalmente son medios mensuales, pudiendo en ocasiones ser quincenales, semanales, diarios.

10.2.3. Caudal de diseño del desagüe de emergencia o desagüe de fondo

Es el caudal que permite el vaciado del embalse en el menor tiempo posible. El tiempo posible de vaciado del embalse está relacionado básicamente con la estabilidad de los taludes y laderas colindantes con el embalse; en efecto, un tiempo demasiado corto de vaciado, puede significar un descenso demasiado brusco del nivel de agua que

dé lugar a la desestabilización de laderas y/o taludes. En consecuencia, el caudal de diseño del desagüe de emergencia se define simultáneamente con el análisis geomecánico de las laderas y taludes colindantes con el embalse.

10.2.4. Caudal de diseño del desagüe de uso actual y/o ecológico

Se determina de la misma manera que el caudal de diseño del desagüe de operación u obra de toma, con la diferencia de que, en el caso del desagüe de uso actual, el gráfico de demanda es el de los usuarios actuales, es decir anteriores a la construcción del nuevo proyecto, incluidos los requerimientos ecológicos.

10.2.5. Caudal de diseño del desagüe de construcción (desagüe temporal)

Se determina a través de la crecida de diseño establecida por el mismo procedimiento que para aliviadero de excedentes, con la diferencia que, en el caso del desagüe de construcción, la probabilidad de ocurrencia es mayor. Por ejemplo, para una presa de nivel de importancia I-II se considera que el desagüe de construcción tiene nivel de importancia IV, en tanto que, para una presa de nivel de importancia III-IV el desagüe de construcción tiene nivel de importancia V.

10.3. Clasificación de los aliviaderos

Cabe distinguir dos tipos principales de aliviaderos: aquellos que tienen orificio de entrada superficial (tipo I) y aquellos con orificios de entrada sumergido (tipo II). Cada uno de estos tipos de aliviaderos a su vez pueden ser clasificados por las particularidades evidenciadas en la Figura 10.2.

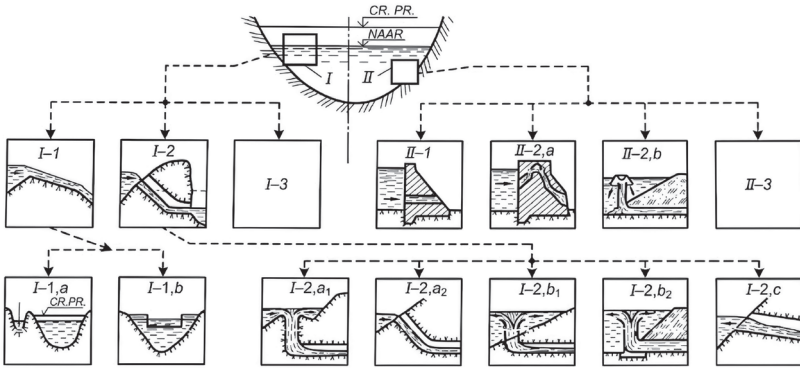


Figura 10.2. Clasificación de los principales tipos de aliviaderos.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

10.3.1. Aliviaderos con orificio de entrada superficial

Se subclasifican de la siguiente manera:

- I-1 aliviaderos abiertos: en toda su extensión se tiene flujo abierto con superficie libre.
- I-2 aliviaderos cerrados con orificio superficial de entrada abierto: en toda su extensión (o únicamente en el tramo inicial del aliviadero) el flujo es cerrado con superficie libre (en túnel o en tubo).
- I-3 aliviadero tipo combinado (con orificio superficial de entrada), cuando en un tramo de su extensión son abiertos y en otro tramo cerrados, con flujo de superficie libre o a presión.

Por su parte los aliviaderos abiertos se subclasifican de la siguiente manera:

- I-1, a: aliviadero de margen o ladera (con orificio superficial de entrada), implantado fuera del cuerpo de la presa (con evacuación frontal o lateral).
- I-1, b: aliviadero abierto (con orificio superficial de entrada) incorporados al cuerpo de la presa.

En lo que respecta a los aliviaderos cerrados, estos se clasifican en los siguientes tipos:

- I-2, a₁: aliviadero cerrado con pozo vertical (con túnel de restitución).
- I-2, a₂: aliviadero cerrado con pozo inclinado (con túnel de restitución).
- I-2, b₁: aliviadero cerrado de chimenea con túnel de restitución.
- I-2, b₂: aliviadero cerrado de chimenea con tubo o galería de restitución (construido en excavación abierta bajo la presa, antes de construir esta).
- I-2, c: aliviadero cerrado en túnel.

10.3.2. Aliviaderos con orificio de entrada sumergido

Se subdividen en los siguientes tipos:

- II-1: aliviadero convencional incorporado al cuerpo de la presa de hormigón.
- II-2, a: aliviadero en sifón en el cuerpo de la presa.
- II-2, b: aliviadero en sifón tipo chimenea.

10.3.3. Nivel forzado de embalse y diseño del orificio superficial de entrada

Para el diseño de una presa cabe considerar que el NNE está dado (durante el proceso de dimensionamiento del embalse y determinación de sus niveles y volúmenes característicos). A continuación, serán considerados únicamente los aliviaderos con orificio superficial de entrada. Este orificio opera como un vertedero no sumergido; su cresta se ubica en el NNE en los casos de los aliviaderos sin compuertas y bajo el NNE los casos de los aliviaderos con compuertas.

10.3.4. Ventajas y desventajas de un aliviadero con compuertas

En la siguiente figura se muestran dos variantes de la cresta de entrada al aliviadero, referidas a una misma presa: cresta con compuertas (Figura 10.3a) y cresta sin compuertas (Figura 10.3b).

$$\nabla_{NFE} = \nabla_{CR.VER} + H_{COM} \quad (10.1)$$

Como se conoce el nivel forzado de embalse es aquel con el cual a través del vertedero ingresa el caudal de diseño del aliviadero de excedentes, con la compuerta totalmente abierta. Se identifica el desnivel entre las elevaciones del NFE sobre el NNE, denominada como *altura de forzado del nivel (a)*. Como se puede apreciar:

$$a = H - H_{COM} \quad (10.2)$$

En caso de que el vertedero no cuente con compuerta (Figura 10.3b), entonces $H_{COM} = 0$ y, en consecuencia, se tiene:

$$\nabla_{CR.VER} = \nabla_{NNE} \quad (10.3)$$

$$a = H \quad (10.4)$$

Para comparar las variantes evidenciadas en las Figura 10.3, a y Figura 10.3, b, cabe tomar en cuenta que:

$$\nabla_{CR.PRESA} = \nabla_{NFE} + d \quad (10.5)$$

Donde:

d : borde libre de la cresta de la presa.

La comparación referida de las dos alternativas de aliviadero (con compuertas y sin compuertas) permite llegar a las siguientes conclusiones:

- La variante de la Figura 10.3a, tiene dos ventajas en relación la variante de la Figura 10.3b: primero, porque la altura de la presa de la variante (10.3a) es menor en la magnitud $c = H_{COM}$ y segundo, porque el costo de la presa será también menor y, por tanto, el costo de las indemnizaciones por inundación de tierras.
- La variante de la Figura 10.3a tiene la siguiente desventaja respecto a la variante de la Figura 10.3b: el alto costo de la cons-

trucción metálica de la compuerta y los elementos anexos que permitan su funcionalidad.

En consecuencia, la decisión para adoptar una de las dos variantes debe ser consecuencia de la comparación económica de las dos variantes de presa: con aliviadero provisto de compuertas y con aliviadero sin compuertas.

Como complemento a lo anotado cabe considerar el siguiente hecho. Una presa convencional de tierra en ningún caso admite el vertido del agua sobre su perfil; por esta razón, al adoptar aliviadero con compuertas en el caso de una presa de tierra es imprescindible disponer de las condiciones que permitan con suficiente rapidez accionarlas en cualquier momento de la operación del sistema. Este hecho origina que con frecuencia en los casos de presas de tierra se opte por la alternativa de aliviadero sin compuerta, aun en el caso de que económicamente resulte más ventajosa la alternativa con compuertas.

10.3.5. Frente del vertedero de entrada

Para facilitar la explicación se considera a continuación la alternativa de aliviadero sin compuertas (Figura 10.3b). Como se desprende de la ecuación del vertedero, en caso de incrementar el ancho b de este, se producirá lo siguiente:

- Disminución de la carga H del vertedero para el caudal de diseño Q_{DIS} , por consiguiente, disminución de la altura de presa y de las áreas inundadas.
- Incremento del costo del aliviadero.

Si se representa a través de A la suma del costo de la presa y de las tierras inundadas, y a través de B el costo del aliviadero, entonces con la variación de b los valores de A y B también cambiarán (Figura 10.4). El valor de b que cabe adoptar (b_{adop}) es el que origine el menor costo sumatorio $A + B$, es decir, el mínimo de la curva $(A + B) = f(b)$.

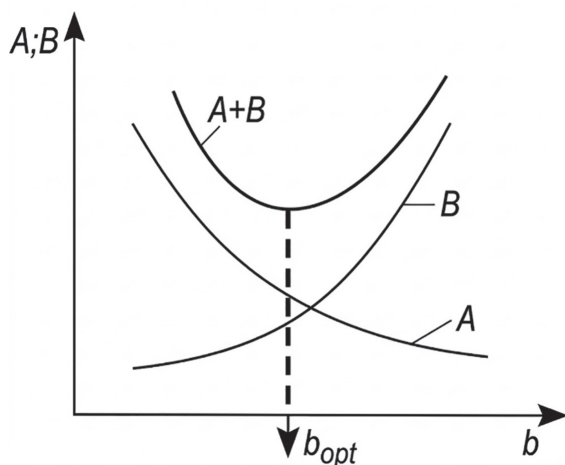


Figura 10.4. Determinación del frente del vertedero de entrada $b = b_{opt}$.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

10.3.6. Transformación de la crecida en el embalse

Debido a la transformación de la crecida en el embalse, gracias a su capacidad acumulativa, en particular del volumen forzado de embalse (VFE), el caudal de diseño del aliviadero de excedentes Q_{DIS} , que sirva para determinar las dimensiones del vertedero de entrada, puede resultar considerablemente menor al caudal pico de la crecida máxima.

A continuación, se considera el caso de un orificio superficial de entrada al aliviadero, con la particularidad que se analiza el caso de aliviadero sin compuertas. Además, se asume que la crecida tiene origen pluviométrico.

Debido a la ausencia de compuertas, la cresta del vertedero se ubica en el nivel normal de embalse:

$$\nabla_{CR.VER} = \nabla_{NNE} \quad (10.6)$$

Por cuanto resulta imposible pronosticar el momento en el que se inicia formación de la crecida, en dirección a la seguridad, con frecuencia se asume que la crecida comienza cuando el embalse se encuentra lleno, es decir en el nivel máximo de operación normal (NNE), es decir en el nivel de la cresta del vertedero $\nabla_{CR.VER.}$. Esto significa que en el momento de inicio de la crecida el caudal a través del vertedero de ingreso al aliviadero Q_{VER} es nulo.

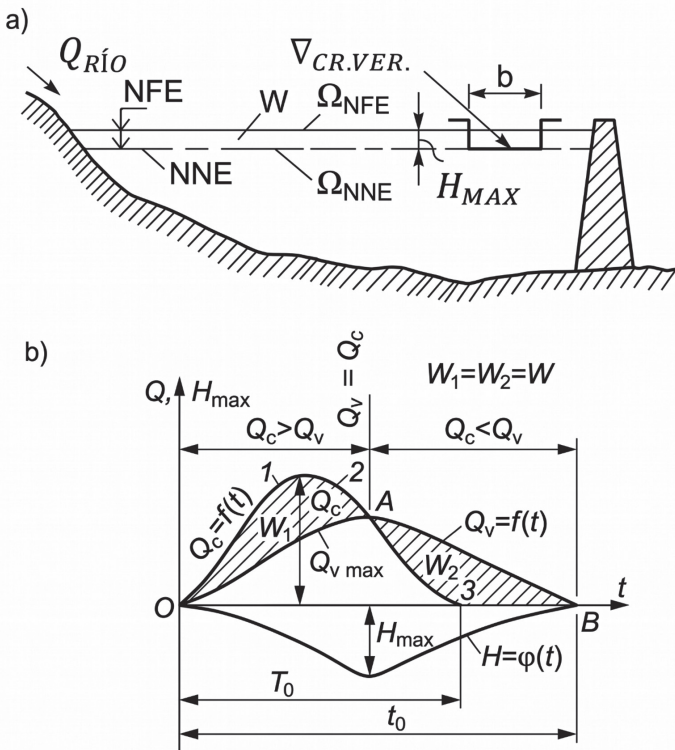


Figura 10.5. Corte longitudinal (esquema) del embalse y transformación de la crecida en el embalse.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

En la Figura 10.5a se muestra el corte longitudinal del embalse. El volumen de embalse comprendido entre el NNE y el NFE es el volumen forzado de embalse ($W = VFE$):

$$W = VFE = \frac{\Omega_{NNE} + \Omega_{NFE}}{2} H_{MAX} \quad (10.7)$$

Donde:

Ω_{NNE} y Ω_{NFE} : son las áreas del espejo de agua del embalse, respectivamente, para NNE y NFE.

H_{MAX} : carga máxima sobre la cresta del vertedero de entrada.

$$H_{MAX} = \nabla_{NFE} - \nabla_{NNE} \quad (10.8)$$

Para el proceso de evacuación del agua a través de la cresta de entrada al vertedero se considera el hidrograma de la crecida pluviométrica de diseño en forma de la curva $Q_{CR} = f(t)$ (Figura 10.5b). El caudal de la crecida que ingresa al embalse inicialmente crece hasta llegar al valor máximo ($Q_{CR,MAX}$); a continuación, disminuye hasta cero. A medida que ingresa al embalse el agua de la crecida de diseño, el nivel se eleva sobre el NNE (como se ha indicado, el nivel inicial al empezar la crecida es el NNE); en estas circunstancias el embalse se llena hasta NFE, por consiguiente, la carga aumenta (ver el gráfico $H = f_2(t)$) y consecuentemente crece el caudal evacuado por el vertedero Q_{VER} (curva $Q_{VER} = f_1[t]$), hasta llegar al valor del caudal de diseño Q_{DIS} , cuando el nivel de embalse se ubica en el nivel forzado (NFE). En casos de crecidas menores a la de diseño, obviamente el nivel del embalse se ubica en una cota inferior a la del nivel forzado.

Gracias a la acumulación del agua en el embalse, concretamente en el volumen forzado de embalse (VFE) se produce la transformación de la crecida: la curva de ingreso de agua en el embalse tiene la forma de la línea 0-1-2-3, en tanto que la curva de salida de agua del embalse tiene la forma OAB (Figura 10.5b).

Debido a la transformación resulta que el caudal de diseño del vertedero de ingreso al aliviadero $Q_{DIS} = Q_{VER.MAX} < Q_{CREC.MAX}$; esto significa que no se requiere dimensionar dicho vertedero para el caudal máximo de la crecida $Q_{CREC.MAX}$.

Si están dados el hidrograma de la crecida de diseño y el frente del vertedero b , entonces el nivel máximo de agua en el embalse dependerá de la superficie del espejo de agua en el embalse: cuanto mayor sea la superficie del espejo de agua tanto menor será la elevación del agua en el embalse durante la crecida y, en consecuencia, se obtiene menor valor de la carga máxima H_{MAX} y, por consiguiente, también menor valor del caudal máximo que ingresa al vertedero $Q_{VER.MAX}$.

10.3.7. Procedimiento práctico para determinar el caudal de diseño del aliviadero de excedentes sin compuertas

En los gráficos de la Figura 10.5b se reemplaza el hidrograma de la crecida y la curva de trabajo del vertedero de entrada al aliviadero, por figuras de geometría regular. Concretamente, el hidrograma de crecida se reemplaza por un trapecio o un triángulo, dependiendo de si el caudal máximo de la crecida se prolonga por algún tiempo (trapecio) o es instantáneo (triángulo). Por su parte, la curva de trabajo del vertedero se reemplaza por un triángulo, cuya altura es el caudal de diseño del aliviadero, es decir la incógnita. Está claro que la curva de trabajo del vertedero de entrada se construye con la ecuación del vertedero.

A continuación, por los procedimientos de la geometría básica se determina el caudal de diseño del aliviadero, toda vez que es conocida la carga $H = NFE - NNE$ y el volumen forzado de embalse $W = VFE = 0,5(\Omega_{NNE} + \Omega_{NFE}) * H$. Donde: Ω_{NNE} y Ω_{NFE} son las áreas del espejo de agua, respectivamente, para nivel normal y nivel forzado de embalse.

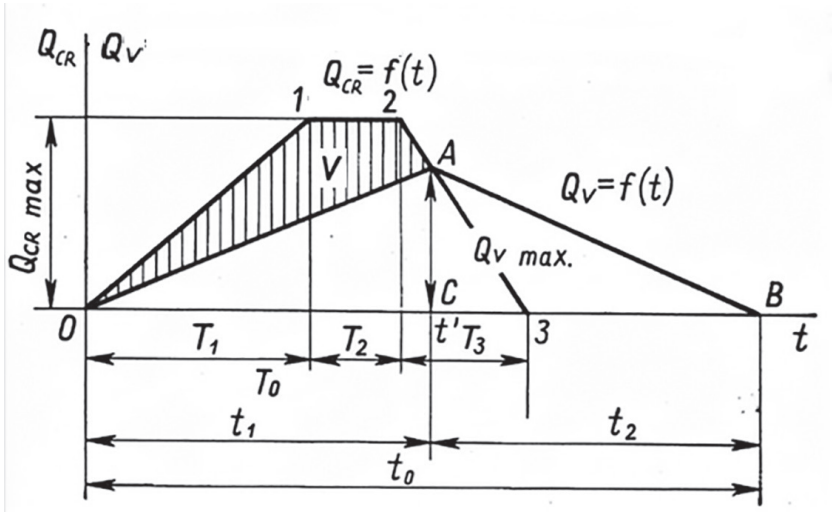


Figura 10.6. Gráfico de la crecida $Q_{CR} = f(t)$ y gráfico de trabajo del vertedero de entrada al aliviadero $Q_V = f(t)$ para el caso de aliviadero sin compuertas.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

Como se desprende del gráfico, el caudal de diseño está dado por la altura del triángulo OAB.

10.3.8. Aliviadero abierto de margen con evacuación frontal del agua desde el vertedero de entrada

En la Figura 10.7 se muestra en planta un vertedero de ingreso al aliviadero de excedentes. La evacuación del agua que pasa por este vertedero puede realizarse: en dirección recta, perpendicular al frente del vertedero, es decir, con *evacuación frontal* (a) y en dirección transversal, paralela al frente del vertedero, es decir con *evacuación transversal* (b).

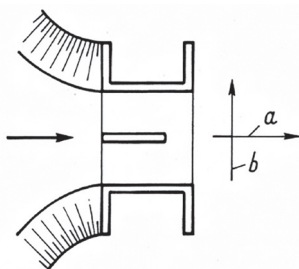


Figura 10.7. Planta de un aliviadero superficial con evacuación frontal y lateral (a y b). Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

A continuación, será analizado el aliviadero que tiene el vertedero con evacuación frontal (a). Esta es una alternativa ampliamente difundida, especialmente en el caso de presas pequeñas y medianas de material del lugar. Generalmente, este aliviadero se implanta en una margen, cerca de la presa. Sin embargo, hay casos cuando es ubicado lejos de la presa; esta segunda opción permite que, la erosión que puede presentarse en el terreno en la cercanía del aliviadero no involucra riesgo para la presa.

En el caso más general, cuando la cimentación es en suelo, el aliviadero con evacuación frontal del agua (Figura 10.8) está constituido de los siguientes tramos o componentes:

10.3.8.1. Canal o excavación de acercamiento

Tiene como objetivo permitir el ingreso suave del agua al vertedero de entrada, con distribución uniforme de los caudales unitarios q y con velocidad media que no supere la velocidad máxima permisible del suelo donde está excavada esta conducción; la pendiente del fondo es nula o negativa y en el contacto con el vertedero de entrada tiene, generalmente, un escalón, (Figura 10.8 y Figura 10.9) de altura c , determinada a partir de la condición que la velocidad de ingreso al vertedero no supere la máxima permisible.

En consecuencia, el alto c del escalón generalmente se determina con la ecuación de la velocidad media:

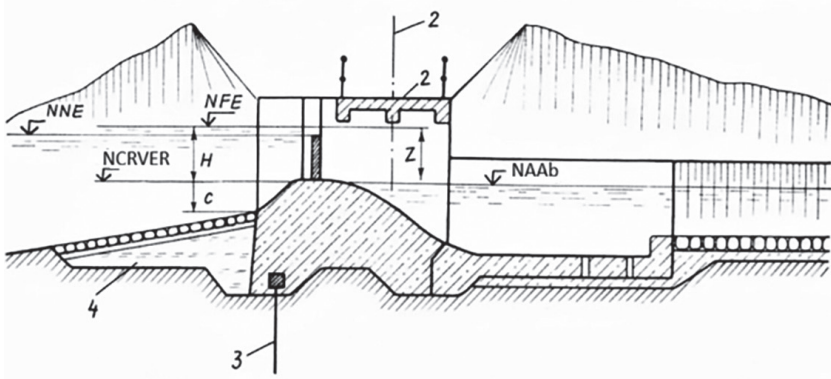


Figura 10.9. Vertedero.

1- eje de la presa; 2- puente; 3- tablestaca; 4- carpeta.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

10.3.8.2. Estructura de entrada al aliviadero

Se trata de una presa-vertedero de hormigón (con o sin compuertas), implantada al final del canal de acercamiento; su ubicación también depende del trazado de la vía que atraviesa la corona de la presa, puesto que el puente se ubica precisamente sobre el vertedero de entrada. La cota de la cresta del vertedero, así como su frente b se determinan conforme se explicó en los acápite anteriores. Esta presa-vertedero se diseña bajo las siguientes consideraciones: en primer lugar, para evacuar el caudal de diseño Q_{DIS} debe operar como vertedero no sumergido y aguas abajo no debe tener lugar resalto desplazado, para lo que puede requerirse de pozo o muro de disipación; en segundo lugar, la longitud de su contorno subterráneo (línea de contacto con el suelo de cimentación) debe ser suficiente para asegurar la resistencia a la filtración del suelo de cimentación ($J \leq J_{PER}$). Este vertedero generalmente es de perfil práctico tipo Creager y es analizado por el procedimiento establecido en mecánica de fluidos, que incluye la siguiente ecuación:

$$Q = m\epsilon b\sqrt{2g}H_o^{1,5} \quad (10.9)$$

El coeficiente de descarga m , como se conoce de mecánica de fluidos (hidráulica aplicada) se determina con la ecuación:

$$m = 0,504 - 0,012\frac{H_o}{c} \quad (10.10)$$

Al inicio del análisis puede sumirse $m = 0,5$ y el coeficiente de contracción lateral $\epsilon = 0,95$. Posteriormente los valores de estos coeficientes son ajustados en el proceso iterativo de cálculo. Como se conoce del mismo curso, en caso de vertedero sin compuertas, el coeficiente de contracción lateral se determina con la ecuación:

$$\epsilon = 0,2\xi_m\frac{H_o}{b} \quad (10.11)$$

Donde, el coeficiente de efecto de los muros se asume $\xi_m = 1$, para muros esquinados y $\xi_m = 0,7$ para muros redondeados.

10.3.8.3. Canal de transición (en caso de cimentación en suelo)

Se dimensiona para el caudal de diseño Q_{DIS} , con flujo subcrítico ($i < i_{CR}$) y con velocidad media igual a la máxima permisible para el suelo en el que está excavado el canal ($v = v_{MAX.PER.}$). Este canal no tiene revestimiento. El análisis hidráulico se realiza de acuerdo con los procedimientos establecidos en mecánica de fluidos, aplicando la ecuación de Chezy. El objetivo de este canal es direccionar el flujo, de tal manera que, en el siguiente tramo (tramo IV), sea recto, es decir sin giros. En consecuencia, en el canal de transición deben realizarse todos los giros que sean necesarios para cumplir con dicho objetivo. Para evitar que en el tramo final del canal de transición se produzca un descenso brusco de la línea de superficie libre, en la abscisa final del canal se adopta un escalón o cresta E (Figura 10.8); el alto de este escalón o cresta se determina con la ecuación:

$$c' = h_o - H' \quad (10.12)$$

Donde:

h_o : profundidad normal del flujo uniforme en el canal de transición para $Q = Q_{DIS}$.

H' : carga sobre la cresta E que, desde el punto de vista hidráulico opera como un vertedero de perfil práctico rectangular no sumergido. Como se conoce de mecánica de fluidos, este vertedero puede ser analizado con un coeficiente de caudal o descarga $m = 0,43$.

En el dimensionamiento de canal de transición es importante observar que la cota del nivel de agua en su abscisa inicial sea igual a la cota de la cresta del vertedero de entrada al aliviadero, es decir al NNE, a fin de permitir que dicho vertedero opere como no sumergido, al menor costo.

La longitud del canal de transición L depende de las condiciones topográficas del sitio, pero en la mayoría de los casos es relativamente pequeña, por lo que, para fines prácticos puede asumirse que su línea de superficie libre es horizontal, es decir desprejir la pérdida de carga longitudinal, a lo largo del canal, $h_l = iL$.

Es deseable que el ancho de la base del canal sea igual al frente del vertedero de entrada. En caso de que no sea posible cumplir con esta condición será necesaria una transición entre el vertedero y el canal. En este punto es importante tomar en cuenta que, en los ríos de montaña, un ancho grande de la base del canal puede determinar incrementos substanciales del volumen de excavación de la plataforma del canal, con el consiguiente incremento del costo (Figura 10.10).

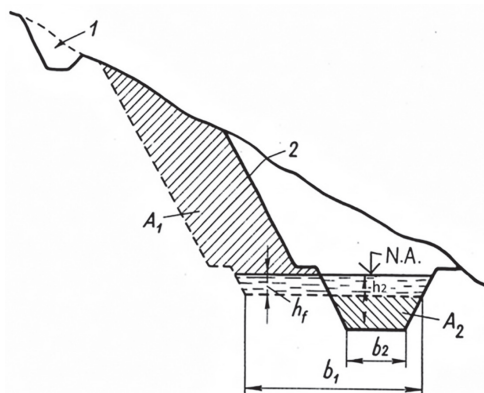


Figura 10.10. Variantes de un canal de ladera.

1- cunera; 2- talud de la ladera.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

10.3.8.4. Obra de desfogue

Su objetivo es permitir el descenso del agua desde el nivel forzado de embalse (NFE) al final del canal de transición hasta el nivel en el río aguas abajo de la presa. En consecuencia, en la obra de desfogue tiene lugar la transformación de la energía potencial $E_P = NFE - \nabla N_{RIO}$, en energía cinética. Este proceso hace necesario que, al final de la obra de desfogue o en su trayecto (dependiendo del tipo de obra de desfogue), tenga lugar la disipación de la energía cinética excedente.

La obra de desfogue puede ser adoptada en forma de rápida o de rápida escalonada. La primera opción generalmente se adopta cuando la pendiente del terreno está comprendida entre $i = 0,10$ y $i = 0,25$, en tanto que la rápida escalonada se adopta cuando la pendiente del terreno en el trayecto de la obra de desfogue está entre 0,25 y 0,40. En caso de pendientes mayores a 0,40 la opción de obra de desfogue es el vuelo de la lámina de agua o salto de esquí.

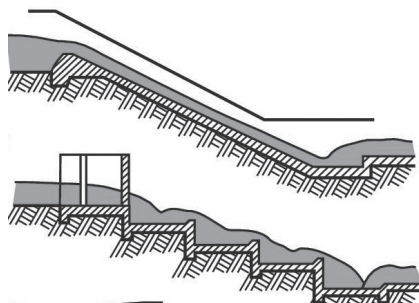


Figura 10.11. Corte longitudinal de una rápida y de una rápida escalonada.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

Una rápida, como se conoce en mecánica de fluidos, es un canal de gran pendiente, considerablemente mayor a la pendiente crítica, lo que determina que el flujo sea supercrítico. Las rápidas pueden ser de hormigón u hormigón armado y en algunos casos implantadas en roca sin revestimiento. En planta la rápida debe ser recta a fin de evitar que debido a los giros se produzcan flujos y olas transversales. El ancho de la rápida puede ser constante o contraerse en dirección del flujo.

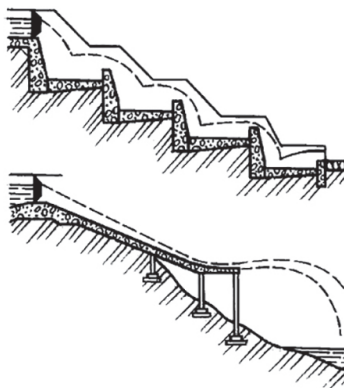


Figura 10.12. Corte longitudinal de una rápida escalonada y de un salto de esquí (vuelo de la lámina de agua).
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

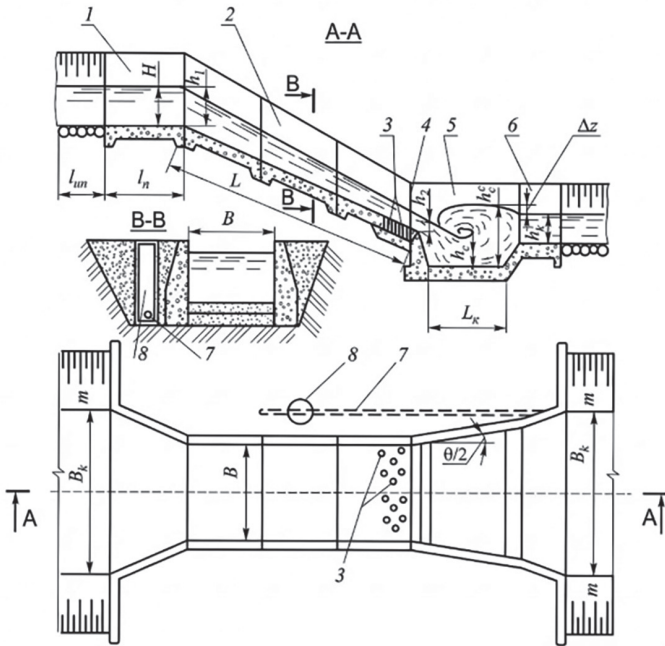


Figura 10.13. Rápida de hormigón.

1- entrada; 2- conducción; 3- orificios en las losas; 4- pozo de disipación; 6- salida; 7- drenaje tras el muro lateral; 8- pozo de control.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

Se distinguen tres partes en una rápida: *tramo de entrada*, formado por la cresta o escalón E al final del canal de transición (Figura 10.8) que, como ya se ha indicado opera como vertedero de perfil práctico rectangular; *tramo de tránsito* y *tramo final de enlace* con el río.

En la Figura 10.14a y b, en calidad de ejemplo, se muestran dos variantes de sección transversal del *tramo de tránsito de una rápida de hormigón*, cimentada en suelo. Las losas y los muros de hormigón que forman la rápida longitudinalmente son divididos por juntas de deformación térmica, ubicadas, por ejemplo, cada 10-15 metros. Con fre-

cuencia, para recolectar el agua de filtración, se instala drenaje bajo la rápida o a los costados.

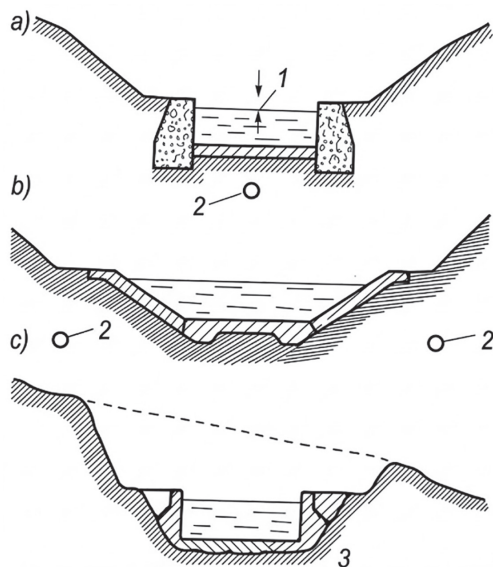


Figura 10.14. Secciones transversales de una rápida.

1- borde libre; 2- drenaje tubular; 3- roca.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

En la Figura 10.14c, también en calidad de ejemplo se muestra la sección transversal de una rápida de hormigón armado cimentada en roca.

El tramo final o *de enlace de la rápida con el río* puede ser adoptado de dos formas:

- Sin vuelo de la lámina de agua desde la rápida (Figura 10.15a y b); en este caso, al final de la rápida se requiere incluir una estructura de disipación (pozo, muros de disipación); el esquema de la Figura 10.15, a, tiene la desventaja que la losa que forma el fondo de la rápida, en determinadas condiciones está

sometida a considerable subpresión; en la figura con flechas está señalado el déficit de presión, es decir la subpresión.

- Con vuelo de la lámina de agua desde rápida hasta el río (Figura 10.15c y d); en este caso a considerable distancia desde el final de la rápida se forma un cono de erosión en el fondo del río.

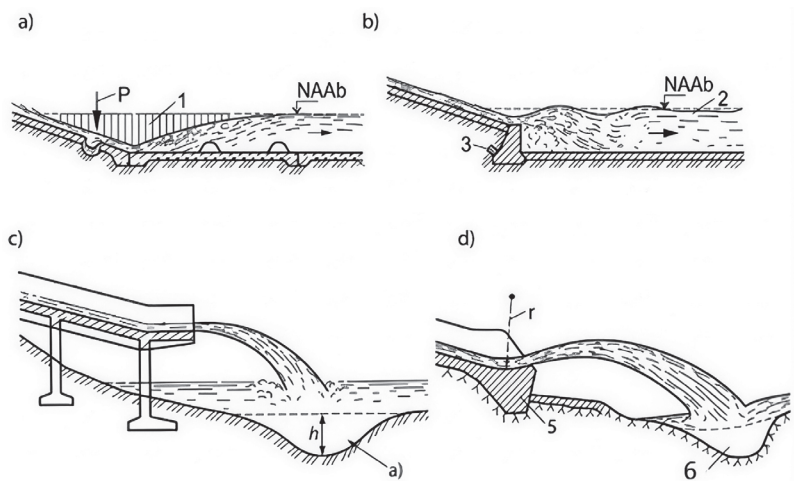


Figura 10.15. Parte final de una rápida sin vuelo de la lámina de agua.

a- con régimen de fondo; b- con régimen superficial; c- y d- con vuelo de la lámina de agua desde la rápida; 1- déficit de presión; 2- línea piezométrica; 3- dren; 4- cono de erosión; 5- roca; h- profundidad de la erosión.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

El análisis hidráulico de la *entrada* a la rápida, corresponde al análisis del vertedero de perfil práctico rectangular de ancho igual al del fondo del canal de transición *b* y limitado por muros laterales. Este análisis permite determinar la carga H'_o y, a partir de ella, la carga geométrica H' , considerando que la velocidad de acercamiento v_o es la velocidad media en el canal de transición; finalmente se determina el alto del muro c' al final del canal de transición, a partir de su profundidad normal, $c' = h_o - H'$.

El análisis hidráulico del *tramo de tránsito de la rápida* consiste en construir la línea de superficie libre del flujo de variación suave en la rápida, que es una curva de caída, en el trayecto con flujo supercrítico (curva tipo bII), por los métodos establecidos en mecánica de fluidos, utilizando por ejemplo el método de Charnomsky cuya ecuación es suficientemente validada en la práctica. Expresada de la siguiente manera:

$$\Delta L_{12} = \frac{\mathcal{E}_2 - \mathcal{E}_1}{i - i_{FR}} \quad (10.13)$$

Donde

ΔL_{12} - distancia entre las secciones vecinas 1-1 y 2-2; \mathcal{E}_1 y \mathcal{E}_2 - energía específica de sección en las secciones 1-1 y 2-2; i - pendiente del fondo de la rápida;

i_{FR} , gradiente de fricción determinada con la ecuación de Chezy para la sección media entre 1-1 y 2-2 ($h_m = \frac{h_1 + h_2}{2}$):

$$i_{FR} = \frac{Q_m^2}{\omega_m^2 C_m^2 R_m} \quad (10.14)$$

Donde los parámetros ω_m , C_m y R_m se determinan para la profundidad media h_m .

La construcción de la línea de superficie libre permite conocer la profundidad de flujo al final de la rápida. Esta profundidad es necesaria para el análisis de la parte final de la rápida.

El análisis de la parte final de la rápida o *de enlace con el río* es semejante al análisis del proceso de disipación al pie de un vertedero tipo Creager y su objetivo fundamental es excluir la posibilidad de resalto hidráulico desplazado. Normalmente se requiere una alternativa de disipación:

- Pozo de disipación.
- Muros de disipación.
- Opción combinada con pozo y muros.

La *rápida escalonada* es la segunda alternativa u opción de la obra de desfogue. Está constituida por escalones constructivamente semejantes, formados por muros y losas. Se caracteriza por disipar la energía cinética excedente en cada escalón y, por consiguiente, en su trayecto no se acumula energía. Generalmente, incluye pozo de disipación en cada escalón, donde tiene lugar el resalto hidráulico; este pozo se forma con ayuda de una cresta de alto d_i ubicada en la abscisa final del escalón, la misma que, desde el punto de vista constructivo constituye la parte superior del muro frontal del siguiente escalón, en tanto que, desde el punto de vista hidráulico, cumple la función de un vertedero de perfil práctico rectangular a través del cual vierte el agua al siguiente escalón; el alto d_i de la cresta se obtiene de la ecuación:

$$d_i = h_i'' - H_i \quad (10.15)$$

Donde:

h_i'' : segunda profundidad conjugada en el escalón considerado.

H_i : carga geométrica requerida por el vertedero al final del escalón para evacuar el caudal de diseño.

El alto de los escalones generalmente se adopta de 2 a 2,5 m, pudiendo llegar en algunos casos de laderas estables rocosas o semi-rocosas hasta 3 o 4 m. El número de escalones se obtiene dividiendo la diferencia de niveles entre la cresta del muro o vertedero al final del canal de transición y el fondo del río en el sitio de restitución de los caudales. El análisis hidráulico se realiza para el primer escalón (tiene condiciones propias de acercamiento), para el último escalón (tiene condiciones propias aguas abajo) y para el segundo escalón que tiene condiciones de operación semejantes a las de los restantes escalones. Las rápidas escalonadas están constituidas por losas, muros frontales y muros laterales.

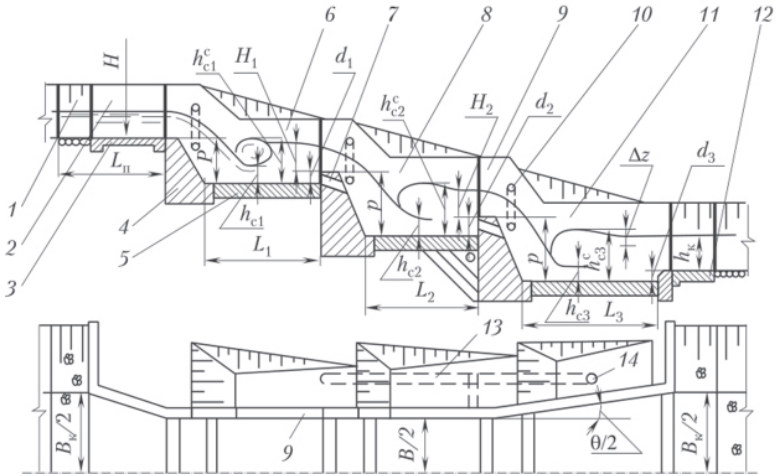


Figura 10.16. Rápida escalonada: planta y corte longitudinal.

1- Canal de transición; 2- entrada; 3- carpeta; 4- muro frontal o de caída del agua; 5- losa de disipación o losa de fondo; 6- primer escalón; 7- orificios de desagüe; 8- segundo escalón; 9- muro lateral; 10- conductos de aireación; 11- último escalón; 12-tramo de enlace con el río y de reconfiguración del diagrama de velocidades; 13- drenaje tras el muro lateral; 14- pozo de observación.
 Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

El espesor de la losa de fondo en los escalones se determina sobre la base del análisis de su trabajo mecánico. Para dimensionamiento preliminar dicho espesor en metros puede ser adoptado por una de las siguientes expresiones:

$$t = 0,25 \sqrt{q\sqrt{p}} \tag{10.16}$$

$$t = 0,15v_c\sqrt{h_c} \tag{10.17}$$

Donde:

q : caudal unitario.
 p : alto del escalón.

v_c : velocidad media en la sección contraída.

h_c : profundidad contraída del resalto hidráulico en el escalón.

10.3.8.5. Obra de disipación

Como se ha advertido, cuando la obra de desfogue es una rápida la energía potencial se transforma en energía cinética cuyo excedente debe ser disipado al pie de la rápida; esto significa que, por cuanto a lo largo de la rápida se acumula la energía cinética, en el enlace con el río se requiere de una obra de disipación, con frecuencia de considerables dimensiones y, por consiguiente, costosa (pozo de disipación, muros de disipación, combinación pozo y muros). El análisis hidráulico de la obra de disipación se realiza por un procedimiento semejante al utilizado para analizar la disipación de energía al pie de un vertedero.

En cambio, cuando la obra de desfogue es una rápida escalonada la energía cinética excedente se disipa en cada escalón y, por consiguiente, al final de la rápida escalonada se disipa únicamente la energía cinética excedente del último escalón. El análisis hidráulico de la disipación al pie de cada escalón consiste en determinar la altura del muro al final del escalón y la longitud del escalón; la longitud del escalón es la suma de la longitud de vuelo de la lámina de agua y de la longitud del resalto.

Los procedimientos para el análisis de disipación de la energía son los estudiados en mecánica de fluidos o hidráulica aplicada.

10.4. Captaciones desde un embalse: características constructivas de las captaciones desde un embalse

A continuación, se consideran las captaciones sumergidas desde un embalse que se caracterizan por entregar el agua a una conducción con flujo de superficie libre y estar ubicadas fuera del cuerpo de la presa, es decir en una de las márgenes del embalse. En este marco se presta atención principal a las captaciones en casos de presas de material del lugar.

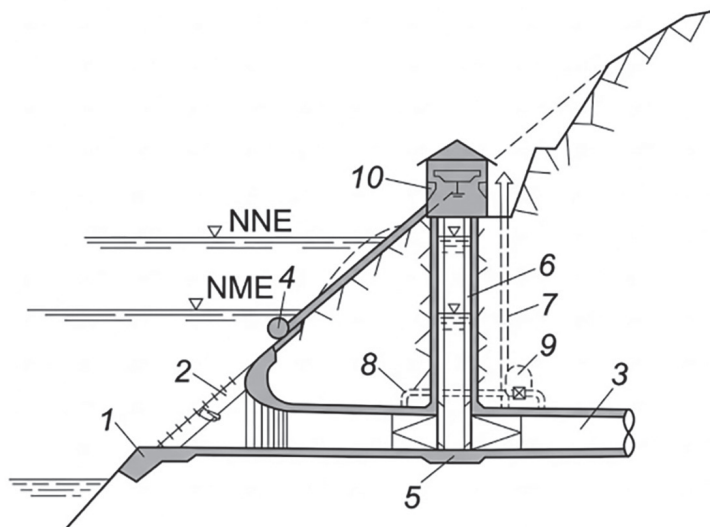


Figura 10.17. Esquema de captación con chimenea y rejillas con limpieza.

1- cresta de entrada; 2- barrotes de la rejilla; 3- tubo o galería; 4- elemento para limpieza de la rejilla; 5- compuertas de operación y emergencia; 6- chimenea de hormigón armado circular o rectangular; 7- conducto de aireación; 8- piezómetro; 9- galería; 10- área de maniobra de las compuertas.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

10.4.1. Elemento de entrada o ingreso a la captación

Este elemento debe cumplir las siguientes condiciones:

- Para nivel de embalse ∇ NE no menor al ∇ NME a la captación no deben ingresar elementos flotantes en el embalse, así como tampoco en la superficie del agua deben formarse embudos de aire que pueden succionar sólidos.
- Las rejillas para retención de sólidos no deben estar obstruidas.
- En el acercamiento del agua al orificio de entrada no deben producirse deformaciones de la ladera del embalse debidos a la erosión o la acumulación de sedimento.
- Para el ingreso del caudal de diseño, la pérdida de carga a la entrada debe ser la menor posible.

- Para evitar la formación de embudos de aire, la profundización mínima permisible (s) del borde superior del orificio de entrada, bajo el nivel de agua en el embalse debe ser:

$$s_{min} = (0,30 - 0,35)v\sqrt{D} \quad (10.18)$$

(Embalses pequeños)

$$s_{min} = (0,54 - 0,72)v\sqrt{D} \quad (10.19)$$

(Embalses grandes)

Donde:

D : diámetro del orificio, m.

V : velocidad media a la entrada, m/s.

En todo caso debe cumplirse la condición:

$$s_{min} > \frac{v^2}{2g} \quad (10.20)$$

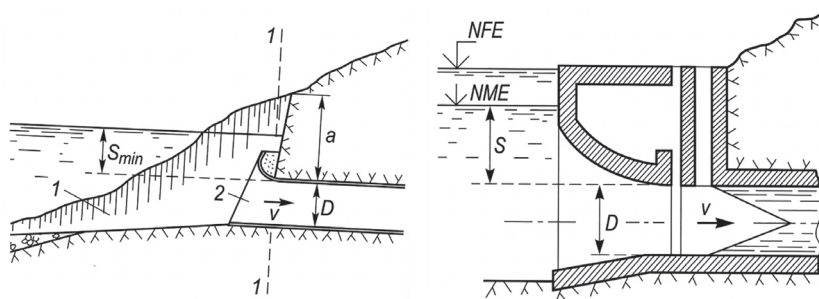


Figura 10.18. Esquema del elemento de entrada de una captación sumergida.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

10.4.2. Un elemento de entrada sin compuertas y sin rejilla

La figura 10.19 tiene una excavación de acercamiento 1 ejecutada como excavación abierta. A partir de la sección 1-1 la excavación se ejecuta en túnel. Cabe anotar que la sección 1-1 (inicio del túnel) se ubica en la abscisa donde el costo de 1 m de excavación abierta es igual al costo de 1 m de excavación en túnel. Además, se establece una condición adicional: la dimensión a debe ser lo suficientemente grande para que los trabajos de excavación del túnel no alteren la integridad de la cobertura rocosa roca ubicada sobre el túnel.

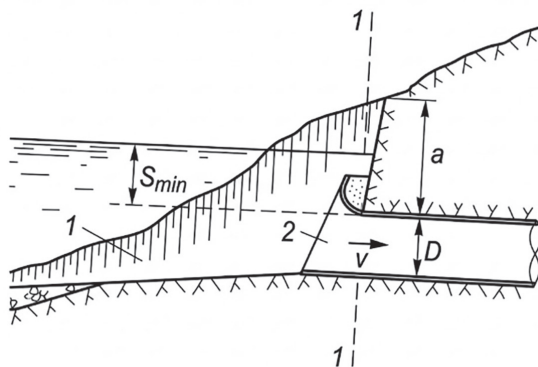


Figura 10.19. Esquema del elemento de entrada sin compuertas y sin rejilla.

1- Excavación de acercamiento; 2- ingreso al conducto de captación en túnel.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En caso de que la excavación de acercamiento se ejecute en suelo, cuando las velocidades de acercamiento son relativamente altas, cabe revestir sus superficies.

10.4.3. Elemento de entrada con rejilla sin elemento de limpieza

La compuerta-tapón 1 cierra el orificio a través del cual ingresaban los caudales de desvío durante la construcción del sistema, cuando los tubos de acero 6 aún no habían sido colocados y tampoco estaba el tapón 7 (Figura 10.20).

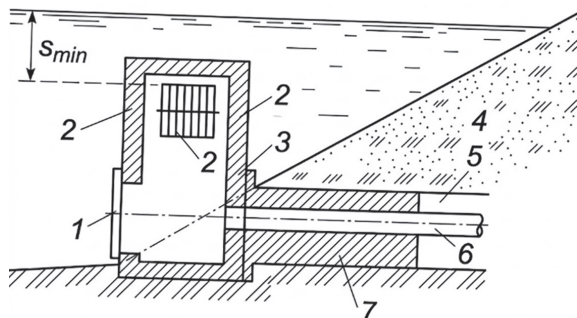


Figura 10.20. Esquema del elemento de entrada sin compuertas y con rejilla sin limpieza.

1- compuerta de sellado; 2- orificio de entrada; 3- pozo o chimenea de captación; 4-talud de la presa; 5- túnel de desvío; 6- tubería de acero; 7- sello de hormigón.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

10.4.4. Elemento de entrada con compuertas

Cuando se cuenta con compuertas en el inicio mismo del conducto de captación, estas son instaladas generalmente sobre la losa de cimentación de una chimenea especial construida en el embalse (Figura 10.21). Los mecanismos de maniobra de las compuertas son instalados en la parte superior de la chimenea; esta se comunica a través de un puente con la corona de la presa o con una margen del embalse.

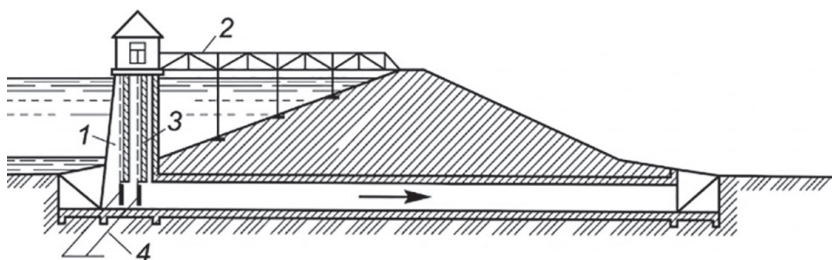


Figura 10.21. Esquema de captación tipo chimenea con compuertas.

1- chimenea de captación; 2- puente de servicio; 3- conducto de aireación; 4- compuertas.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Las chimeneas son de hormigón u hormigón armado, rectangulares o circulares en planta. Aguas arriba de la chimenea se construye una excavación de acercamiento.

Una desventaja importante de un elemento de entrada con chimenea en zonas con afluencia de sólidos radica en que la chimenea puede ser afectada por choques contra ella de dicho material. En estos casos podrá resultar preferible contar con un elemento de entrada sin chimenea.

10.4.5. Elemento de tránsito

El elemento de tránsito de una captación desde embalse puede ser en túnel, galería o en tubería. En algunos casos en el interior del túnel o galería se instalan tubos de acero por lo que el túnel o la galería opera sin agua. En consecuencia, los túneles pueden ser secos o mojados; en este segundo caso, con flujo a presión o de superficie libre; con alguna frecuencia el conducto de captación o elemento de tránsito puede ser de régimen combinado, es decir en un tramo con flujo a presión y en otro con flujo de superficie libre. Concretamente, si las compuertas se ubican en una parte intermedia o al final del elemento de tránsito, entonces antes de estas el flujo debe ser a presión, en tanto que luego de las compuertas con superficie libre.

10.4.6. Trazado del túnel

El trazado del túnel debe ser en lo posible recto, en todo caso en los tramos con flujo de superficie libre. Si esto no es posible, entonces el radio de giro del tramo con curvatura se asume $r \geq 5B$, donde B es el ancho del túnel. Los ángulos de giro no deben ser mayores a 60° . Los tramos inicial y final de un túnel con curvatura deben ser rectos en planta, en una longitud no inferior a 6 metros.

La forma de la sección transversal de un túnel con flujo a presión generalmente es circular.

En lo que respecta a los túneles con flujo de superficie libre, dependiendo de las condiciones geomecánicas y por tanto de la presión de roca la sección transversal tiene geometría diferente (Figura 10.22). Cuando el túnel es trazado en roca compacta y resistente, por ejemplo, con módulo de deformación $E \geq 20 \text{ GPa}$, conviene la sección A; en caso de pequeña presión de roca ($10 \text{ GPa} \leq E \leq 20 \text{ GPa}$), se recomienda la sección B; en caso de presión de roca grande ($5 \text{ GPa} \leq E \leq 10 \text{ GPa}$) es recomendable la sección C; para túneles trazados en macizos débiles que además ejercen presión desde abajo, en la base del túnel ($2 \text{ GPa} < E \leq 5 \text{ GPa}$) se recomienda la sección D.

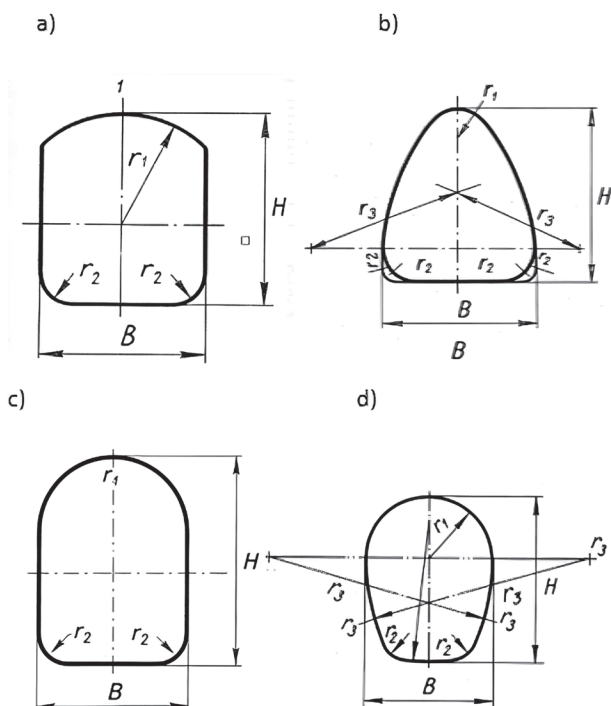


Figura 10.22. Tipos de sección transversal de túneles con flujo de superficie libre.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Para excavación de sección completa con revestimiento prefabricado de túneles con flujo de superficie libre se recomienda también la sección circular.

El alto de la capa de aireación sobre la superficie libre del agua en el túnel debe ser no inferior a 0,15 del alto visto del túnel y no menor a 0,40 metros. Las dimensiones mínimas vistas de la sección transversal del túnel deben ser: alto, 2 a 2,5 metros; ancho 2 metros; diámetro de la sección circular 2 a 2,5 metros.

El espesor del revestimiento depende de la presión de roca, es decir del coeficiente de dureza (coeficiente de corte) del macizo rocoso; para dimensionamiento preliminar se puede adoptar $\delta = \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{15}\right) B$, dependiendo del valor estimado de dicho coeficiente o del módulo de deformación con el que está correlacionado, donde B es el ancho del túnel.

10.4.7. Elemento de salida de la obra de captación

La obra de captación puede finalizar sea en túnel con flujo de superficie libre (o en galería) o con tubo a presión que entrega el agua a la obra de conducción. En caso de presencia de altas velocidades en el túnel con flujo de superficie libre (o en el tubo) cuando se restituye el agua a un cauce rocoso, el elemento final puede estar constituido por un trampolín o salto de esquí (Figura 10.23). Con frecuencia el elemento de salida incluye un pozo de disipación de una u otra forma (Figura 10.24). En la Figura 10.25 se muestran tres ejemplos del elemento de salida en caso de presencia de tubo a presión.

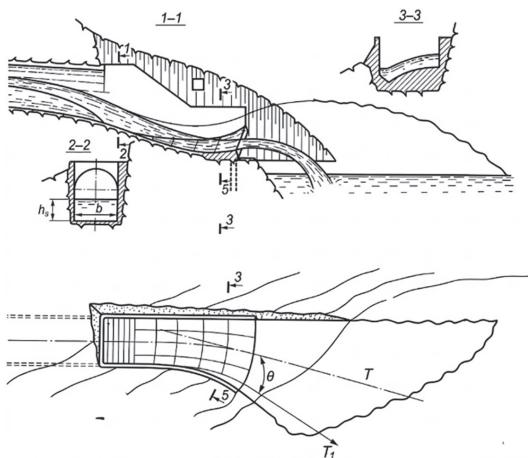


Figura 10.23. Restitución con salto de esquí al final de un túnel.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

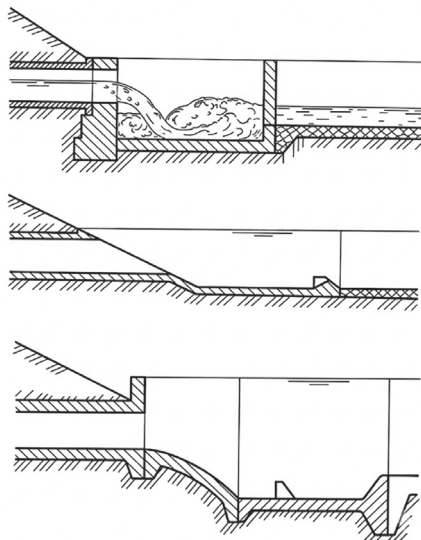


Figura 10.24. Elemento de salida desde una galería.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

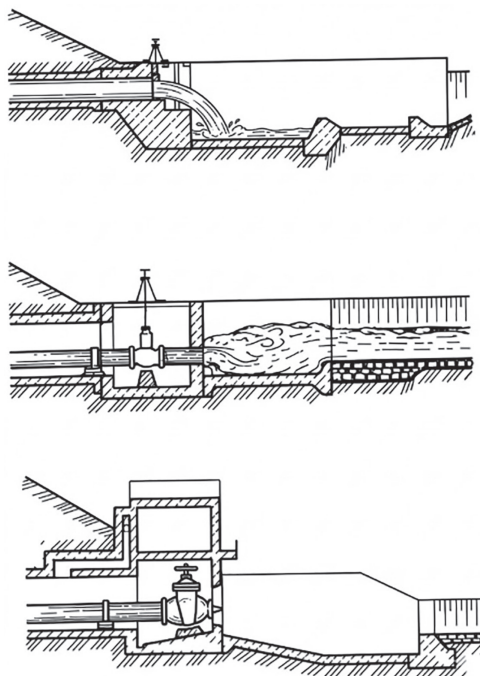


Figura 10.25. Ejemplos del elemento de salida en los casos de tuberías a presión.
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

10.4.8. Cálculo hidráulico de las captaciones desde un embalse

El caudal de diseño Q'_{DIS} se establece para la obra de captación igual al caudal máximo del gráfico anual de demanda del usuario o usuarios del sistema. A continuación, se considerará la captación con orificio de entrada sumergido.

Como se conoce con NME, que es el nivel mínimo de operación, debe ser posible entregar al usuario el caudal máximo del gráfico de demanda. En este caso, es decir para entregar el caudal máximo de demanda con nivel muerto de embalse (NME) deben estar totalmente abiertas todas las compuertas de la obra de toma o captación desde el embalse.

Precisamente este es el escenario de diseño. En otros escenarios, es decir cuando el caudal de demanda es menor al máximo o el nivel de embalse es superior al NME, las compuertas de la obra de toma deben estar parcialmente cerradas.

El análisis hidráulico de la obra de toma incluye dos partes:

- Cálculo de la capacidad de flujo de la obra de toma.
- Cálculo del enlace de tramos aguas abajo de la obra de toma.

El cálculo de la capacidad de flujo o descarga de la obra de toma permite obtener las dimensiones necesarias del orificio de entrada y del conducto de captación, para asegurar la captación del caudal máximo de demanda con el nivel mínimo de operación del embalse.

Desde el punto de vista hidráulico, el conducto de captación de una obra de toma desde embalse incluye uno, dos o varios tubos cortos con flujo a presión para los cuales deben ser determinadas las pérdidas de carga longitudinales y locales.

En caso de que se cuente con dos tubos (lo que generalmente tiene lugar) cada tubo se calcula para el flujo de su caudal de diseño Q_{DIS} igual a:

$$Q_{DIS} = 0,5Q'_{DIS} \quad (10.21)$$

(En caso de usuario agrícola-riego)

$$Q_{DIS} = 0,8Q'_{DIS} \quad (10.22)$$

(En caso de usuario municipal-agua potable)

Donde:

Q'_{DIS} : caudal de diseño de toda la obra de captación.

Se adopta Q_{DIS} de acuerdo a estas ecuaciones, se asume que durante el tiempo de reparación o mantenimiento de uno de los dos tubos, no será entregado al usuario respectivamente el 50 % y el 20 % del cau-

dal máximo requerido, en caso de que este periodo coincide con el de máxima demanda.

Se distinguen dos casos de operación de cada uno de los dos tubos: desagüe a la atmósfera y desagüe bajo nivel.

10.4.9. Desagüe a la atmósfera

En este caso:

$$Q_{DIS} = \mu_T \omega \sqrt{2gH} \quad (10.23)$$

Donde:

μ_T : coeficiente de caudal o descarga del tubo.

ω : área de la sección transversal del tubo.

H : carga igual a la profundidad a la que se encuentra el centro de la sección de salida del tubo, desde el nivel de cálculo en el embalse, es decir, desde el NME.

$$\mu_T = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_l + \sum \zeta_j}} \quad (10.24)$$

Donde:

ζ_l y ζ_j : coeficientes de resistencia longitudinal y local, respectivamente.

10.4.10. Desagüe bajo nivel

En este caso:

$$Q_{DIS} = \mu_T \omega \sqrt{2gZ} \quad (10.25)$$

Donde:

Z : diferencia del nivel de agua entre aguas arriba y aguas abajo.

$$\mu_T = \frac{1}{\sqrt{\zeta_l + \sum \zeta_j}} \quad (10.26)$$

En la práctica el análisis resulta más cómodo realizar de la siguiente manera:

- Se asume la velocidad media de flujo en el tubo $v = 2$ a 5 m/s.
- Se determina el área de la sección de flujo $\omega = Q/v$ y, en consecuencia, el diámetro teórico del tubo (que se redondeado al valor de mercado más próximo) o las dimensiones del tubo rectangular, cuando no es circular.
- A continuación, por una de las ecuaciones anteriormente obtenidas se determina la carga H o Z .
- Finalmente, conociendo H o Z se determina la ubicación altimétrica de la sección de salida del tubo (en caso de desagüe a la atmósfera) o el nivel del agua requerido aguas abajo (en caso de desagüe bajo nivel).

Cuando está dada la cota del nivel de agua aguas abajo entonces está dada Z (o H). En este caso es necesario determinar el diámetro del tubo o las dimensiones de la sección rectangular; este problema se resuelve por aproximaciones sucesivas, asumiendo diferentes diámetros o secciones transversales del tubo.

Bibliografía consultada

- Bishop, A. W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, 5, 7-17.
- Bishop, A. W. y Morgenstern, N. R. (1960). Stability coefficients for earth slopes. *Geotechnique*, 10, 129-150.
- Bujartzev V. N. (2002). *Análisis de la estabilidad de los taludes de material del lugar con método variacional*. Universidad de Construcciones Civiles de Moscú.
- Bulichev, N. S., Fotyeva, N. N. y Strelzov, E. V. (1986). *Diseño y cálculo de soportes en grandes excavaciones*. Moscú, Nedra.
- Cai, Junmei, Feng, Jingming, y Zhang, Ziji (2000). Flood Tunnel with Orifices to Control Flow Rate. *Proc. of 4th Int. Conf. On Hydro-Science & Engineering (ICHE)*. Seúl.
- Calero Iván (2018). *Construcciones hidráulicas: obras de desvío*. Quito: Abya-Yala.
- Cheng, S., Zhang, G., Zhang, J., y Wan, L. (2008). Effect of foundation topography on the stress-displacement response of concrete faced rockfill dam. Shuili Fadian Xuebao. *Journal of Hydroelectric Engineering*, 27(5), 53-58.
- Cheng, Y.M., y Lau, C.K. (2008). *Slope stability analysis and stabilization: new method and insight*. Routledge Publishers.
- Chugaev R. R. (1980). *Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas*. Leningrado, ENERGÍA.
- Chugaev R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas. Presas con vertido incorporado*. Moscú, AGROPROMIZDAT.
- Chugaev R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas ciegas*. Moscú, AGROPROMIZDAT.
- Duncan, J. M. y Chang, C. Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96. SM5, 1629-1653. ASCE.
- Duncan, J. M., Byrne, P., Wong, K. S. y Mabry, P. (1980). *Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses*. Report No: UCB/GT/80-01. University of California, Berkeley.

- Fellenius, W. (1936). Calculation of the stability of earth dams. *Proceeding of the Second Congress on Large Dams*, 4.
- Fredlund, D.G., y Krahn J. (1977). Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnique Journal*, 14, 429-439.
- Frelich, O.K. (1955). General theory of slope. *Geotechnique*, 5.
- Geoslope (2002). SLOPE/W for Slope Stability Analysis, Version 5: User's Guide. *Geoslope International*. Calgary, Alberta, Canada.
- Grischin, M. M. (1979). *Construcciones hidráulicas*. Moscú, Vischazya Schkola.
- Guidroprojeckt S. Y. Zhukov. (2011). *Manual de diseño de túneles hidráulicos*. Moscú, Guidroprojeckt.
- Janbu, N. (1954). Application of composite slip surface for stability analysis. *Proceedings of the European Conference on Stability of Earth Slopes*, 3, 43-49. Stockholm.
- Janbu, N. (1963). Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests. *Proc. of the European Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, 4, 19-25. Germany.
- Janbu, N. (1973). Slope stability computations. *Embankment-Dam Engineering*, Casagrande volume, 47-86.
- Kartoziy, B. A. (2008). *Escuelas científicas*. Universidad Estatal Geológica de Moscú; Gornaya Kniga.
- Kiryenko, I. y Ximeric, Y.N. (1990). *Construcciones hidráulicas: cálculo y diseño*. Kiev, Vischaya Schkola.
- Kisilev P. G. (1980). *Manual de cálculos hidráulicos*. Moscú, ENERGÍA.
- Kotov F.V. y Sainov, M.P. (2017). *Análisis del estado tensión-deformación de una presa con pantalla de hormigón armado apoyada en la cortina de la atagüa superior*. Universidad de Construcciones Civiles de Moscú.
- Labass, A.A. (1961). *Presión de roca*. Moscú, Gosgortecizdat.
- Liapichev Y.P. (2008). *Seguridad hidrológica y tecnológica de las estructuras hidráulicas*.
- Liapichev Y.P. (2016). *Construcciones hidráulicas*. Moscú, RUDN.
- Linero, S., Palma, C. y Apablaza, R. (2007). Geotechnical characterization of waste material in very high dumps with large-scale triaxial testing. *Proceedings, International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*, 59-76. Perth, Australia.
- Lyatxer, B. M., Ivashenko, I. H. y Rozhanov, N. P. (1986). *Resistencia sísmica de las presas de material del lugar*. Moscú, Nauka.
- Malischev, L. I. (1994). *Efectividad de las medidas impermeabilizantes y de consolidación en los macizos de cimentación de las construcciones hidráulicas*. Moscú, Energía.

- Marachi, N. D., Chan, C. K. y Seed, H. B. (1972). Evaluation of properties of rockfill materials. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 98(1), 95-114. ASCE.
- Marsal, R. J. (1967). Large Scale Testing of Rockfill Materials. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(2), 27-43. ASCE.
- Michael Duncan, J. y Stephen Wright, G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley & Son.
- Morgenstern, N. R. y Price, V. E. (1965). The analysis of stability of general slip surface. *Geotechnique*, 15, 70-93.
- Nguyen Tjay Dat (2002). *Estado tensión-deformación de las presas de material del lugar con pantalla de hormigón armado*. Universidad de Construcciones Civiles de Moscú.
- Nguyen Tjay Joang (2014). *Evaluación de la estabilidad de los taludes de obras hidráulicas aplicando el principio variacional*. Universidad Politécnica Pedro El Grande de San Petersburgo.
- Nikolayev, Y. G. y Yakobson, A. G. (1990). *Desfogue de los caudales del río durante las construcciones hidráulicas*. Moscú, Energía.
- Orejov, V. V. (mayo 2015). Estado tensión-deformación de una presa alta de material del lugar con diafragma de asfalto-hormigón. *Guidrotexnicheskoye ctroytelstvo*, 5, 57-69.
- Orlov, S. A. (1980). *Métodos de análisis estático de revestimientos prefabricados de hormigón armado para túneles*. Moscú, Gosstroyzdat.
- Pokrovskiy, G. I. (1969). *Modelación centrífuga en geomecánica*. Moscú, Nedra.
- Protodyakonov, M. M. (1960). *Métodos de investigación de las propiedades mecánicas de los macizos naturales en condiciones de estado tensional volumétrico*. Moscú, Academia de Ciencias de la URSS.
- Rasskazov, L. N., Dzhxa, D. (julio 1987). Deformabilidad y resistencia del material del lugar en presas altas. *Guidrotexnicheskoye ctroytelstvo*, 7, 31-40.
- Rasskazov, L. N., Orejov, V. G., Aniskin, H. A., y Sainov, M. P. (2011). *Construcciones hidráulicas*. Moscú, ASV.
- Ruppeneit, K. V. (1960). *Introducción a la mecánica de rocas*. Moscú, Gosgortecizdat.
- Saynov, M. P. (2017). *Estado tensión-deformación de las presas de material del lugar con elementos impermeabilizantes basados en cemento*. Universidad de Construcciones Civiles de Moscú.
- Sedighzadeh, S., Mansoori, A., Reza Pirestani, M. y Sedighzadeh, D. (2011). A New Model for Economic Optimization of Water Diversion System during Dam Construction using PSO Algorithm. *World Academy of Science, Engineering and Technology*.

- Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S. (2018). *Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales*. Nizhniy Novgorod, NNGASU.
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankment assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17, 11.
- Turnbull, W. J. y Hvorslev, M. J. (1967). Special problems in slope stability. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93, 499-528.
- Tzimbarievich, P. M. (1950). *Mecánica de rocas*. Moscú, Ugletecizdat.
- Uhov, S. B. (1980). *Cimentaciones rocosas de las estructuras hidráulicas*. Moscú, Energía.
- United States Department of Interior, Bureau of Reclamation, (USBR) (1987). *Design of Small Dams*, 3rd Edition, US Government Printing Office, Washington DC., USA.
- Vardanián, G. S., Andryev, V. I., Atarov, N. M. y Gorschkov, A. A. (2011). *Resistencia de materiales con bases de la teoría de la elasticidad y plasticidad*. Moscú, Infra-M.
- Vinogradov, V. V. (2002). *Geomecánica y manejo del estado de la roca en el entorno de la excavación*. Dnepopetrosk, Ugoll.
- Volkov, V. G., Naumov, S. N., Pirazhkova A. N. y Jranov, V. G. (1975). *Túneles y metros*. Moscú, Transport.
- Wu, S. y Wang, G. (2011). Rock mechanical problems and optimization for the long and deep diversion tunnels at Jinping II hydropower station. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 3(4), 314-328.

Sobre los autores

Iván Calero Hidalgo. Ingeniero hidráulico por la Universidad Estatal del Kubán, título revalidado por la Universidad Central del Ecuador, y máster en Ciencias de la Ingeniería por la misma institución, con una amplia y sólida trayectoria profesional en el campo de la ingeniería hidráulica, la infraestructura de riego, la generación hidroeléctrica y la gestión de recursos hídricos. Ha participado en estudios de factibilidad, diseño y evaluación de proyectos estratégicos de alcance nacional y binacional, aportando como ingeniero de diseño en la formulación de alternativas del proyecto binacional de propósito múltiple Puyango-Tumbes, en los estudios de factibilidad del desarrollo hidroeléctrico en la cuenca del río Guayllabamba, en el diseño del Proyecto Hidroeléctrico San Miguel de Car y en la rehabilitación de la central hidroeléctrica del río Ambi. Su experiencia incluye la evaluación ex ante y ex post de proyectos de infraestructura sanitaria, vial e hidráulica en distintas regiones del Ecuador, en el marco de iniciativas impulsadas por la Cooperación Suiza para el Desarrollo y el Fondo de Contravalor Ecuatoriano-Suizo. En funciones de dirección y jefatura técnica, ha liderado estudios definitivos y de factibilidad para sistemas de riego, infraestructura mayor y proyectos de propósito múltiple, entre ellos el sistema de riego Tahuín, el dique de Pénjamo en el embalse de Tahuín y los sistemas de riego ecuatorianos vinculados al proyecto binacional Puyango-Tumbes. También se desempeñó como gerente de Riego y Energía en PREDESUR, jefe de operaciones del Fondo Nacional de Pre-Inversión y director técnico del Consejo Nacional de Recursos Hídricos, participando en comités directivos de proyectos emblemáticos como el Plan Maestro de Electrificación del Ecuador, Paute Mazar, Agoyán, San Francisco y Daule-Peripa. En el ámbito académico, contribuyó a la formulación del programa de Maes-

tría en Riego Andino de la Universidad Nacional de Loja, donde impartió módulos de Hidráulica Aplicada e Infraestructura de Riego. Asimismo, participó en la formulación del programa académico para la creación de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica Salesiana (UPS), institución en la que ejerció como director de carrera y docente en asignaturas como Mecánica de Fluidos, Hidráulica Aplicada, Centrales Hidroeléctricas y Máquinas Hidráulicas. Su trayectoria refleja una visión integral de la ingeniería: diseñar infraestructura hidráulica no solo como obra técnica, sino como una herramienta para el desarrollo territorial, la gestión responsable del agua y el bienestar de las comunidades.

Verónica Valeria Yépez Martínez. Ingeniera civil especializada en recursos hídricos, con una sólida trayectoria académica y profesional en el ámbito hidráulico y ambiental. Es máster en Recursos Hídricos con mención en Diseño de Proyectos Hidráulicos y también máster en Recursos Hídricos con mención en Gestión y Manejo Ambiental del Agua por la Escuela Politécnica Nacional (EPN), institución en la que también obtuvo el título de ingeniera Civil y tecnóloga en Administración de Proyectos de Construcción. Desde 2017 se desempeña como docente en la Universidad Politécnica Salesiana (UPS), en la Carrera de Ingeniería Civil y en varios programas de maestría relacionados con sistemas hidráulicos urbanos, vialidad, transporte e hidráulica. Ha participado como instructora en cursos de investigación, diseño de sistemas de conducción y distribución, riego tecnificado y metodología de investigación. Su formación docente incluye capacitación en competencias digitales, programación en Python aplicada a ingeniería civil e inteligencia artificial (IA) aplicada a la educación. En el ámbito profesional, ha trabajado en el Banco de Desarrollo del Ecuador como analista y directora encargada de Seguimiento de Crédito, así como especialista hidráulica en proyectos hidroeléctricos y de riego. Además, cuenta con experiencia en diseño de sistemas de agua potable y gestión pública. Es autora de artículos académicos indexados y ha participado como ponente en eventos científicos sobre recursos hídricos y caudales ecológicos en ríos altoandinos tropicales. Su trabajo combina la ingeniería hidráulica, la

investigación académica y la innovación tecnológica aplicada a la educación superior.

María Gabriela Soria. Ingeniera civil por la Universidad Politécnica Salesiana (UPS), máster en Recursos Hídricos por la Escuela Politécnica Nacional (EPN) y abogada por la Universidad Nacional de Loja (UNL), con una sólida trayectoria profesional y académica en el campo de los recursos hídricos, la hidráulica y el saneamiento ambiental. Ha desarrollado una amplia experiencia en el diseño, evaluación y diagnóstico de sistemas de agua potable, alcantarillado y drenaje vial, participando en estudios definitivos para comunidades e infraestructura hidráulica en los sectores público y privado. Entre sus trabajos más destacados figuran el análisis de sistemas de agua potable para proyectos habitacionales municipales, estudios hidrológico-hidráulicos para obras viales de alcance nacional y colaboración en la elaboración de la hoja de ruta para la implementación de proyectos de agua y saneamiento ambiental en las islas Galápagos. En el ámbito académico, ejerció como docente titular y directora de la Carrera de Ingeniería Civil en la UPS e impartió cátedra en programas de maestría en sistemas hidráulicos, riego y manejo integrado de cuencas, y vialidad y transporte. Ha sido también docente en la Universidad Andina Simón Bolívar (UASB-Bolivia) y en la Universidad Técnica de Ambato (UTA). Es autora y coautora de artículos científicos en revistas indexadas, con investigaciones enfocadas en el almacenamiento de agua lluvia, la implementación de techos verdes y la evaluación hidráulica de sistemas urbanos. Su trabajo refleja una vocación que va más allá de los proyectos: formar profesionales que entiendan que gestionar bien el agua no es una opción, sino una responsabilidad.

