

GUÍAS TÉCNICAS DE SEGURIDAD DE PRESAS

ALIVIADEROS Y DESAGÜES



COLEGIO DE INGENIEROS DE
CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE
GRANDES PRESAS



**COMITE NACIONAL ESPAÑOL DE
GRANDES PRESAS**

GUIAS TECNICAS DE SEGURIDAD DE PRESAS

GUIA N° 5

ALIVIADEROS Y DESAGÜES

COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE
GRANDES PRESAS



GUÍAS TÉCNICAS DE SEGURIDAD DE PRESAS

GUÍA N.º 2

ALIVIAJOS Y DESAGÜES

Foto portada: Presa de Guadalhorce - Guadalteba

Edita: Comité Nacional Español de Grandes Presas

I.S.B.N.: 84-89567-06-9

Depósito Legal: M-43885-1997

Imprime: *Gráficas Rito*

Arroyo Bueno, 2 - 28021 Madrid

PRESENTACION

La publicación de las Guías Técnicas de Seguridad de Presas necesita una explicación sobre su finalidad y la conveniencia de disponer de ellas. En los párrafos siguientes se intenta dar algunas de las razones que aconsejaron al Comité Español de Grandes Presas a lanzarse a la tarea de redactar unas Guías Técnicas de Seguridad de Presas.

Es previsible que la actividad de construcción de presas continúe en España con notable intensidad. Por otra parte el gran número de presas existentes exige una gran dedicación a su explotación, conservación, mantenimiento y reparación. De aquí se deduce que será necesario que un gran número de ingenieros dedique su esfuerzo a trabajos relacionados con las presas.

Las técnicas implicadas en el proyecto, la construcción y la explotación de presas son muchas, muy variadas y es prácticamente imposible que una persona pueda llegar a dominarlas todas en grado suficiente. Además, estas técnicas están evolucionando muy rápidamente y es muy difícil estar al día en todo lo que se publica y experimenta en el mundo. La formación permanente en estos temas requiere un tiempo y un esfuerzo difícilmente disponible, pero es necesario que los ingenieros españoles conozcan las técnicas específicas y sean capaces de analizar situaciones complicadas y nuevas con la finalidad de mantener y mejorar la seguridad de las presas actuales y futuras.

El concepto de seguridad de una presa es complejo y depende de un gran número de variables y circunstancias. La seguridad absoluta es inalcanzable pero es preciso acotar el riesgo y para ello existen métodos suficientes desarrollados que es preciso conocer y aplicar. La experiencia de los sucesos anteriores es una fuente de información que debe ayudar a aumentar la seguridad de las presas.

Hasta ahora esta experiencia había cristalizado en la Instrucción para Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas, donde se acumulaba la experiencia de muchos años y de muchas personas, lo que daba lugar a una serie de prescripciones de obligado cumplimiento, permitiendo así que los ingenieros con poca experiencia disfrutaran de los resultados obtenidos por los que les precedieron. Sin embargo, esta forma de proceder asumía implícitamente que cumpliendo la Instrucción se garantizaba la seguridad de la presa.

La instrucción era muy detallada y dejaba poco margen de maniobra al ingeniero y además daba la impresión de que en el momento de su redacción se disponía de la totalidad de los conocimientos necesarios para obtener una obra absolutamente segura, aunque la experiencia ha demostrado que la realidad es tan compleja que no se somete al articulado de una norma. Además, las presas (como toda obra humana) envejecen y lo que es seguro hoy puede no serlo dentro de unos años.

Por estas razones la Instrucción dejó de ser operativa y se ha sustituido por el Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses que tiene una filosofía completamente diferente. En el nuevo reglamento se señala lo que debe hacerse pero no estipula la forma de hacerlo, dejando a los ingenieros una gran libertad para desarrollar su actividad. La consecuencia obligada es que

recae sobre ellos una gran responsabilidad, que no queda aliviada con la excusa de haberlo hecho todo de acuerdo con la Instrucción. En esta verdad reside la grandeza y la servidumbre de la profesión: deben analizarse con profundidad los problemas, pues somos responsables de sus consecuencias y todo el mundo sabe que las consecuencias pueden tener repercusiones de gran entidad.

La aplicación del Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses puede dar lugar a situaciones ambiguas, pues algunos ingenieros experimentan dudas respecto a lo que deben hacer y la búsqueda de información suficiente puede distraerles de lo importante del problema y hacerles consumir mucho tiempo, no siempre disponible.

Para intentar ayudar a los ingenieros de presas, el Comité Español de Grandes Presas ha tomado conciencia de estos problemas y ha creído que era su obligación preparar unas Guías Técnicas de Seguridad de Presas, que contuvieran con suficiente detalle lo que podría llamarse la “buena práctica” en el arte de proyectar, construir y explotar presas, con la finalidad de llenar la laguna que pueda presentarse a algunos ingenieros en la aplicación del Reglamento Técnico.

Para la redacción de las Guías Técnicas, el Comité ha movilizado a sus miembros, entre los cuales hay ingenieros de gran experiencia y prestigio, que han colaborado desinteresadamente, con la finalidad de aportar sus conocimientos para beneficio de la profesión. Sin embargo para determinados aspectos se ha buscado la colaboración de personas ajenas al Comité, con lo cual se ha ampliado el espectro de conocimientos disponibles.

Las Guías Técnicas se han estructurado en nueve publicaciones distintas, cada una de las cuales cubre un aspecto diferente de la seguridad, pero todas ellas están coordinadas y dirigidas a un objetivo único: ayudar a aumentar la seguridad actual y futura de las presas.

Los títulos de las nueve Guías son los siguientes:

- GUIA Nº 1.- SEGURIDAD DE PRESAS.
- GUIA Nº 2.- CRITERIOS DE PROYECTO DE PRESAS Y OBRAS ANEJAS.
- GUIA Nº 3.- ESTUDIOS GEOLOGICO-GEOTECNICOS Y PROSPECCION DE MATERIALES.
- GUIA Nº 4.- AVENIDA DE PROYECTO.
- GUIA Nº 5.- ALIVIADEROS Y DESAGÜES.
- GUIA Nº 6.- CONSTRUCCION DE PRESAS Y CONTROL DE CALIDAD.
- GUIA Nº 7.- AUSCULTACION DE LAS PRESAS Y SUS CIMIENTOS.
- GUIA Nº 8.- EXPLOTACION Y CONSERVACION DE PRESAS.
- GUIA Nº 9.- ASPECTOS AMBIENTALES.

Cada una de las Guías ha sido encargada a un Comité Técnico dentro del Comité Español de Grandes Presas que para su redacción ha buscado las colaboraciones que ha estimado convenientes. La versión final ha sido o será revisada por un comité especial, llamado Comité de Guías y su publicación aprobada por el Pleno del Comité Español de Grandes Presas.

Es de justicia mencionar que el apoyo económico recibido de la Dirección General de Obras Hidráulicas ha hecho posible lanzarse a un trabajo de esta envergadura, que quedaba fuera de las disponibilidades del Comité Español de Grandes Presas. En este momento se está trabajando activamente en la redacción de las Guías y tenemos la esperanza de poder publicarlas en breve plazo.

La Guía que hoy se publica es la nº 5 Aliviaderos y Desagües y ha sido preparada por un comité presidido por D. Alberto Herreras al cual desde aquí queremos agradecerle el gran esfuerzo que ha realizado y que hacemos extensivo a sus colaboradores.

La publicación de las Guías Técnicas quiere ser una contribución del Comité Español de Grandes Presas con el objetivo de aumentar la calidad técnica de nuestros proyectos, incrementar la seguridad de las presas y ayudar a los ingenieros que dedican su trabajo y su tiempo al apasionante mundo de las presas.

No se descarta que con el paso del tiempo sea necesario proceder a la revisión de algunos capítulos de las Guías para adaptarlos a los avances técnicos que el futuro aconseje. Por ello rogamos a los lectores de ellas que hagan llegar al Comité Español sus comentarios y sugerencias para tenerlos en cuenta en el momento de su eventual revisión.

No puede terminarse esta presentación sin agradecer profundamente el gran esfuerzo que han hecho todos los que han colaborado en ellas encontrando tiempo para escribir sus aportaciones, asistiendo a numerosas reuniones y prestando en todo momento su apoyo a este esfuerzo común que esperamos sea de utilidad y en el cual el Comité Español de Grandes Presas ha puesto una gran ilusión.

Muchas gracias a todos.

J.L. Guitart
Presidente del Comité Español
de Grandes Presas

El Comité de Guías está formado por los miembros de Comité siguientes:

Manuel Alonso Franco

Luis Berga Casafont

Alejandro del Campo Aguilera

Rodrigo del Hoyo Fernández.-Gago

Carlos Duelo Topete

Julián García Roselló

José Luis Guitart de Gregorio

José Alberto Herreras Espino

Eugenio Vallarino Cánovas del Castillo

Jesús Yagüe Cordova

INDICE

	<u>Página</u>
1. LOS DESAGÜES DE LA PRESA Y LA SEGURIDAD	1
1.1. Consideraciones generales	1
1.2. Tipos de daños	2
1.3. Clasificación de las presas respecto a su riesgo	3
2. PROBLEMAS FUNDAMENTALES DEL ALIVIADERO Y DE CADA UNO DE SUS COMPONENTES	5
2.1. Planteamientos básicos de un aliviadero	5
2.2. Esquema hidráulico general	6
2.3. Influencia de cada parte del aliviadero en la seguridad	10
3. INTERACCION EMBALSE-ALIVIADERO-CAUCE	13
3.1. Laminación con labio fijo	13
3.2. Funcionamiento con compuertas	17
3.3. Disposición y dimensionamiento de las compuertas	20
3.4. Funcionamiento en presión	22
3.5. Caudales y niveles	23
3.6. Influencia de la tipología del aliviadero en la seguridad: Resumen	24
4. ANALISIS DEL RIESGO	25
4.1. Consideraciones generales	25
4.2. Análisis del riesgo	26
4.3. Proceso de optimización	29
4.4. Observaciones sobre la aplicabilidad de la optimización del riesgo	32
5. FIJACION DE LA CAPACIDAD DE LOS DESAGÜES Y DE LA COTA DE CORONACION	33
5.1. Avenidas máximas a considerar	33
5.2. Limitaciones al desagüe	34
5.3. El nivel del embalse y la seguridad	36
5.4. Niveles y resguardos	36
5.5. Avería de compuertas	39
5.6. Aliviaderos complementarios y de emergencia	39
5.7. Capacidad de los desagües profundos	42
5.8. Estado tensional	44
6. EMBOCADURA DEL ALIVIADERO	47
6.1. Tipología	47
6.2. Alimentación	48
6.3. Perfil del vertedero: capacidad de desagüe	48
6.4. Apertura parcial de compuertas. Compuertas sumergidas	54

6.5. Vertedero lateral	57
6.6. Embocadura recta de un túnel en presión	59
6.7. Vertederos con planta curva	60
6.8. Vertederos en laberinto	66
6.9. Pilas	67
6.10. Tipología de compuertas y equipo electromecánico	69
6.11. Enlace de la embocadura con el resto de un aliviadero independiente	71
6.12. Enlace de un vertedero con el resto de la presa	72
7. CONDUCCIONES	75
7.1. Funcionamiento hidráulico en lámina libre	75
7.2. Aireación natural de la lámina	77
7.3. Curvas en planta: Ondas de choque	80
7.4. Revestimiento: subpresión, erosión y cavitación	82
7.5. Aireación artificial de la lámina y creación de la capa límite	84
7.6. Aliviaderos escalonados	86
7.7. Aliviaderos en presión	88
8. CUENCOS AMORTIGUADORES	93
8.1. Funcionamiento hidráulico y dimensiones	93
8.2. Tipología de cuencos	95
8.3. Deterioro	98
8.4. Rozamiento, cavitación y abrasión	100
8.5. Subpresión y fuerzas dinámicas	101
8.6. Nitrógeno disuelto	103
8.7. Recomendaciones	103
9. TRAMPOLINES DE LANZAMIENTO	105
9.1. Hidráulica del trampolín	105
9.2. Control de la erosión	109
9.3. Funcionamiento con caudales parciales	111
9.4. Otros tipos de lanzamiento	112
9.5. Amortiguamiento al pie de una caída libre	112
9.6. Lanzamientos de chorros: entrecruzamientos	114
9.7. Otras precauciones	115
10. DESAGÜES PROFUNDOS	117
10.1. Tipología genérica respecto a su función y ubicación	117
10.2. Funciones de los desagües profundos	123
10.3. Condiciones y disposiciones funcionales	126
10.4. Función limpiadora del desagüe de fondo	129
10.5. Protección contra la erosión, cavitación y abrasión	130
10.6. Rugosidad artificial	132

	<u>Página</u>
10.7. Vórtices	133
10.8. Compuertas y válvulas	133
10.9. Rejillas protectoras	135
10.10 Tecnología, accionamiento y mantenimiento de los órganos de cierre	136
11. DESVIO DEL RIO	137
11.1. Planteamientos fundamentales	137
11.2. Proyecto y funcionamiento hidráulico del desvío	138
11.3. Caudal máximo de desvío	140
11.4. Vertido sobre ataguías de materiales sueltos	141
12. EXPLOTACION DE ALIVIADEROS Y DESAGÜES	145
12.1. Observaciones generales	145
12.2. Normas de Explotación	146
12.3. Pruebas y mantenimiento de los órganos de desagüe	147
12.4. Operación de los desagües en avenidas	149
12.5. Maniobras de las compuertas	150
12.6. Personal y automatismos	150
13. ADAPTACION Y REFORMA DE ALIVIADEROS Y DESAGÜES.	
ABANDONO DE PRESAS	153
13.1. Adaptación de aliviaderos	153
13.2. Medidas provisionales	154
13.3. Obras definitivas de ampliación de la capacidad	155
13.4. Limitación del caudal controlable	158
13.5. Modificaciones en el aliviadero motivados por recrecimientos o refuerzos estructurales	158
13.6. Reformas hidráulicas en los desagües	159
13.7. Abandono de presas	159
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	161
ANEXOS	
ANEXO 1. COMPUERTAS Y VALVULAS.	
Julían García Rosselló y Fulgencio Sánchez de la Nieta	
ANEXO 2. AIREACION. Ramón María Gutiérrez Serret	
ANEXO 3. ONDAS DE CHOQUE. Eugenio Vallarino y Cristóbal Mateos	
ANEXO 4. ALIVIADEROS ESCALONADOS. José Luis Blanco Seoane	
ANEXO 5. CUENCOS AMORTIGUADORES. José Luis Blanco Seoane	
ANEXO 6. TRAMPOLINES. José Luis Blanco Seoane	
ANEXO 7. ALIVIADERO DEL ESLA. José Luis Blanco Seoane	

PROLOGO

La presente **GUIA** tiene como objetivo principal -al igual que las del resto de la colección- ampliar la obligada concisión del **REGLAMENTO** y proporcionar información sobre el estado del arte y la problemática actual de cada uno de los temas más sustantivos implicados en el proyecto, construcción y explotación de grandes presas. En este caso concreto se trata de los aspectos relacionados con los **SISTEMAS DE DESAGÜE**.

Es preciso advertir que lo que pudiera considerarse *aguas arriba* del tema -como es la estimación de los caudales de avenidas- se desarrolla ampliamente en la **GUIA** nº 4, mientras que los aspectos relacionados con la explotación de estos dispositivos se incluyen en la **GUIA** nº 8. En todo caso, con el fin de facilitar la lectura de la presente **GUIA**, se han glosado algunas descripciones y comentarios sobre temas que se detallan en los citados documentos.

La presente **GUIA** se compone de tres partes bien diferenciadas que se acompañan de un conjunto de Anexos donde se desarrollan aspectos técnicos específicos cuya lectura interesará, seguramente, a los especialistas; estas tres partes son:

- A) **Planteamiento y dimensionamiento general del aliviadero**, en su doble aspecto funcional y de seguridad. Incluye el análisis del riesgo y la determinación de las características de aliviaderos y desagües.
- B) **Tecnología**, en la que se compendia el estado del arte, los problemas tecnológicos y los criterios actuales de proyecto.
- C) **Construcción, explotación y abandono de presas**.

Es de justicia señalar que la redacción de la versión inicial fue realizada por el Dr. Prof. Ing. **Eugenio Vallarino** -con la inestimable colaboración del Prof. Ing. **Alejandro del Campo**- y que todos los ajustes posteriores sugeridos por los órganos colegiados del **COMITE NACIONAL DE GRANDES PRESAS** implicados en la edición de las **GUIAS** han sido desarrollados, pacientemente, por el profesor **EUGENIO VALLARINO** a quien desde aquí quiero rendir mi reconocimiento y admiración por el trabajo realizado. También es necesario destacar la contribución de los eminentes especialistas que se ocuparon de la redacción de los diferentes Anexos así como la de **Rodrigo del Hoyo** por su aportación al capítulo 10. De especial interés fue la labor de los miembros del **COMITE TECNICO DE HIDRAULICA DE LA PRESA** -**Julián García Rosselló** y **José Luis Blanco Seoane**, especialmente- que revisaron todo el manuscrito y soportaron maratónicas reuniones de debate. A todos ellos y al Ing. **GONZALO MARIN** -que logró plasmar en los espléndidos gráficos que ilustran la **GUIA** las ideas en ella contenidas- mi reconocimiento en nombre de los *presistas* hispanófonos.

Dr. Ing. J.A. Herreras Espino

Presidente del **COMITE TECNICO DE HIDRAULICA DE LA PRESA**

RECONOCIMIENTO DE ORIGEN DE LAS FIGURAS

Se citan a continuación, con una referencia abreviada de su origen, las figuras que han sido tomadas de otras publicaciones, si bien, en bastantes casos, con retoques, o con cambios de notación, de escala o de proporciones. La reseña completa de cada documento original puede verse al final del texto en la referencia bibliográfica que figura entre paréntesis.

Chow, V.T.-	Open Channel Hydraulics (R.6): Fig. 7.3
Galíndez, A.-	ICOLD, Q.33 (R.11): Fig. 11.4
Gómez Navarro, J.L. y Aracil, J.J.-	Salto de Agua y Presas de Embalse, Tomo II (en <i>Otras Referencias</i>): Fig. 6.3
ICOLD, Boletín 58.-	(R.20) - Figs. 7.5-9.3-9.4-10.3-10.4-10.5-10.6
ICOLD, Q.50.-	Ouvrages d'évacuation de grande capacité. Comité français (R.22): Fig. 10.7
Kramer, R.W.-	Reinforced earth raises dam crest, ICOLD, Q.29 (R.29): Fig. 13.1
Oliveira Ramos.-	ICOLD, Documento de trabajo (R.46): Figs. 6.2-6.11-6.12
Unión-Fenosa.-	(Aportación directa): Figs. 10.2-10.10-10.12
U.S. Army Corps of Engineers.-	Hydraulic Design Criteria (R.57): Fig. 6.5
USBR.-	Hydraulic design of stilling basins energy dissipators (R.58): Figs. 7.7-8.1-8.2-8.3
USBR.-	Proyecto de Presas Pequeñas (R.59): Figs. 6.4-6.6 (b,c)-6.8-6.9-6.10
Vallarino, E.-	Tratado Básico de Presas (R.63): Figs. 2.1-2.2-2.3-2.5-3.2-3.4-4.1-4.2-5.3-6.6 (a,d)-6.14-6.15-6.16-6.17-7.1-7.4-7.6-8.4-8.5-8.6-8.7-9.1-9.2-10.1-10.8-10.9-10.11-11.1-11.3

El resto de las figuras han sido elaboradas directamente para esta Guía.

Las **Referencias Bibliográficas** más importantes se ordenan alfabéticamente, precedidas del símbolo **R**, y se citan en el texto entre paréntesis; también se proporcionan otras, sin número, que aclaran aspectos particulares. Las frecuentes citas al **Reglamento** se notan con el símbolo **Reg**, seguido del número del artículo o apartado en cuestión, mientras que las relativas a otras **Guías** se indican con la letra **G**, seguida del número correspondiente; las referencias cruzadas de esta **GUÍA** se limitan a la indicación del capítulo o apartado (ξ).

1.

LOS DESAGÜES DE LA PRESA Y LA SEGURIDAD

1.1. Consideraciones generales

Aunque el planteamiento general de la seguridad es materia de la **Guía nº 1**, la presente no puede por menos de plantearse los problemas que la pueden afectar en el concepto, proyecto, instalación o funcionamiento de los órganos de desagüe. Y tanto más cuanto que éstos han sido causa, de una forma u otra, del 50% de los accidentes registrados, por lo que puede decirse con toda propiedad que los aliviaderos y desagües son los órganos que más influyen en la seguridad de la presa. Y aún sin llegar a afectar a ésta, pueden ser causantes, por su proyecto u operación, de daños en el cauce aguas abajo, lo que refuerza su importancia en la seguridad del sistema fluvial, en general.

La causa que más influye en la seguridad, a la que se deben el 40% de los accidentes y, sobre todo, los más graves, es la insuficiente capacidad de evacuación del aliviadero, porque ha de basarse en la evaluación de las avenidas esperables, por esencia indeterminadas y aleatorias. De forma que, paradójicamente, el dato que más influye en la seguridad es el más incierto e impreciso. Su evaluación es objeto de la **Guía nº 4, Avenida de Proyecto**, pero las decisiones sobre la capacidad del aliviadero y los órganos de desagüe, en general, son misión de la presente Guía.

Toda actividad comporta un riesgo, por lo que la seguridad no es un concepto absoluto, sino relativo, y asociado al riesgo aceptable. Las decisiones sobre los órganos de desagüe de la presa, más que cualesquiera otras sobre su dimensionamiento estructural, están estrechamente

relacionadas con el grado de riesgo admitido, que depende de las consecuencias de un presunto fallo, tanto en la propia presa y su uso (*lucro cesante*) como en el cauce aguas abajo.

Por ello, la presente Guía comienza con una primera parte dedicada a analizar los temas funcionales que más influyen en la seguridad, las medidas para minimizar el riesgo y la determinación de la capacidad óptima del aliviadero y de los otros órganos de desagüe en función del poder regulador del embalse y los riesgos asumibles. En una segunda parte se expone el estado del arte de la tecnología de proyecto de los desagües, ampliando algunos temas específicos de interés en los anejos que acompañan al texto principal. La tercera trata de los temas relacionados con los desagües en la explotación, la ampliación de un aliviadero existente y el abandono de presas, teniendo en cuenta que se tratan con mayor amplitud y desde otros puntos de vista en la **Guía nº 8, Explotación y Conservación**.

1.2. Tipos de daños

Los producibles por una presa pueden ser:

- Accidentales, debidos a operaciones de explotación.
- **Catastróficos o extremos**, consecuencia de una eventual rotura total o parcial de la presa.

Por otra parte, los daños pueden afectar sólo a la presa o al embalse, o a terceros, o a ambos.

Los daños normales se producirán, con mayor o menor importancia, durante la vida de la presa, por lo que hay que contar con ellos como una realidad, aunque estocástica. Los debidos a una rotura no deben producirse, y su consideración como mera hipótesis tiene por objeto evitar su posibilidad.

Los daños producidos aguas abajo por la explotación normal sólo pueden ser debidos a la operación del aliviadero o los desagües, pues el comportamiento estructural no puede tener otras consecuencias en el cauce que los producidos por la rotura parcial o total.

Fuera del riesgo de rotura, los desagües pueden dar lugar a daños aguas abajo por dos causas:

- Operación inadecuada o extemporánea.
- Funcionamiento obligado por las condiciones hidrológicas, cuyos caudales producen daños en el cauce.

La disfunción operativa puede ser debida a error humano directo, o a una falsa evaluación de la onda de avenida que lleve a un desagüe preventivo exagerado, o a sabotaje, etc. El **Artº. 15.1 del Reglamento** dice:

La maniobra de los órganos de desagüe no deberá dar lugar a caudales desaguados que originen daños aguas abajo superiores a los que se podrían producir naturalmente sin la existencia del embalse.

La contraposición entre la seguridad de la presa, para la que sería conveniente disponer de desagües preventivos amplios, y la protección del cauce, que los limita, se agudiza por la ocupación creciente de los cauces por actividades humanas, incluso por viviendas, escuelas, etc., situadas en niveles propios de avenidas de muy corto período de recurrencia, lo que puede degenerar en que al cabo de un cierto tiempo las previsiones de funcionamiento queden alteradas por la presión de los ocupantes aguas abajo, agravando la tensión decisoria entre los desagües preventivos convenientes y la evitación de daños. Paradójicamente, es la propia presa con la protección que proporciona su capacidad laminadora la que provoca indirectamente esa ocupación, al hacer desaparecer las crecidas de uno o más lustros de recurrencia, pero que no puede evitar el desagüe, aunque sea laminado, de crecidas superiores, con los consiguientes daños que, en estado natural se habrían producido con mayor intensidad. Por todo ello, es aconsejable hacer en el proyecto, y en la forma posible, una estimación prospectiva de la evolución previsible de las actividades en el cauce y sus consecuencias. Aparte de la influencia de esta evolución en la limitación de los desagües, una variación notable del riesgo podría llevar a la reconsideración de la categoría de la presa (**Reg. Artº. 9.2**).

En cuanto a la rotura, sus efectos pueden ser catastróficos, salvo para presas pequeñas o aisladas, o en cauce con poca actividad. El **Reglamento (Artº. 8.2)** establece que han de analizarse las causas que podrían generar la rotura, y sus consecuencias aguas abajo. Además, deberá considerarse si la rotura sería parcial o total, y si rápida o progresiva. En las presas de hormigón suele ser frágil y, por lo tanto, rápida. En las de materiales sueltos suele ser progresiva (puede durar varias horas y hasta más de un día).

1.3. Clasificación de las presas respecto a su riesgo

Es lógico que la seguridad exigible a una presa debe guardar una cierta relación con su riesgo. Así lo establece, como principio, el **Artº. 8.1 del Reglamento**; y en el **3.2** define la clasificación en tres categorías, según se transcribe a continuación:

*"En función del **riesgo** potencial que pueda derivarse de su posible rotura o de su funcionamiento incorrecto, todas las presas deberán clasificarse, de acuerdo con la "Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones", en alguna de las siguientes categorías:*

- **Categoría A.** Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o a servicios esenciales, así como producir daños materiales o medio-ambientales muy importantes.

- **Categoría B.** Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
- **Categoría C.** Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y solo incidentalmente pérdida de vidas humanas.

En todo caso a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las Categorías A o B."

En las presas de **categorías A y B** deberá determinarse el hidrograma de la onda de rotura y los efectos de su propagación hacia aguas abajo, tanto en niveles como en daños (**Reg. Artº. 10.5**). La obtención de la onda de rotura y la evaluación de los daños son objeto de la **Guía nº 1**.

2.

PROBLEMAS FUNDAMENTALES DEL ALIVIADERO Y DE CADA UNO DE SUS COMPONENTES

2.1. Planteamientos básicos de un aliviadero

La función de un aliviadero es la de derivar, transportar y restituir al río en las debidas condiciones los caudales sobrantes en el embalse. Es la obra más propiamente hidráulica de la presa, en la que están presentes y de forma importante los principales problemas de la técnica hidráulica.

El problema fundamental es el de evaluar las crecidas que pueden preverse durante la vida de la presa, problema que sólo tiene una solución aproximada y estimativa, pues siempre es posible que sobrevenga una crecida mayor que la máxima considerada. Esta incertidumbre se resuelve en la práctica dimensionando el aliviadero para una crecida de muy baja probabilidad razonable (avenida de proyecto) dejando previsto el sistema embalse-aliviadero para que si ocurriera otra de aún más rara probabilidad (avenida extrema) pueda funcionar todavía en condiciones límites, incluso con daños, con tal de que no sean catastróficos e inaceptables.

En este capítulo y en el siguiente se analiza el funcionamiento hidráulico de los distintos tipos de aliviadero con principal atención a su respuesta ante los caudales máximos de avenida, que es esencial, tanto para la seguridad de la presa, como para decidir la capacidad del aliviadero y los niveles máximos del embalse (caps. 4 y 5). En la Segunda Parte (caps. 6 al 10) se desarrolla la tecnología del aliviadero y los desagües profundos.

2.2. Esquema hidráulico general

Un aliviadero, en su esquema más general, puede considerarse compuesto de tres partes: *embocadura o toma*, *conducción* (llamada también *rápida*, cuando es en régimen libre) y *obra de restitución al cauce* (fig. 2.1). La conducción puede reducirse al flujo sobre el paramento de la presa, o desaparecer, en el vertido con caída libre sobre presas bóveda. Las otras dos, por esencia, siempre están presentes.

Las tres partes han de proyectarse coordinadamente para que, con un funcionamiento hidráulico correcto, sean capaces de derivar, transportar y devolver al cauce los caudales tomados del embalse. Cada una tiene una función hidráulica específica y un modo diferente de influir en la seguridad de la presa.

La magnitud de los caudales a evacuar fuerza a reducir las dimensiones de las secciones y a elevar, en consecuencia, las velocidades hasta el límite que proporciona la energía disponible. En los aliviaderos en lámina libre esto lleva a adoptar *velocidades supracríticas* en toda la longitud desde casi la cresta del vertedero en donde se produce el régimen crítico. Para conseguir cuanto antes la velocidad máxima, el primer tramo de la conducción suele ser fuertemente inclinado, para acelerar el agua. En conducciones en presión este *tramo de aceleración* es una bocina en pendiente o vertical. Conseguida la velocidad deseada, el resto de la conducción puede proyectarse para régimen uniforme, con sección constante.

Las figs. 2.1 y 2.2 muestran los esquemas genéricos de un aliviadero en régimen libre y en presión, respectivamente, y las **líneas básicas** que definen el funcionamiento hidráulico:



Fig. 2.1

- En **régimen libre**: la de **solera**, la de **nivel de la lámina** y la de **carga o energía (LE)**. La diferencia de alturas entre esta última y el nivel del embalse (línea de carga estática NE) es la pérdida de carga hasta cada sección. Y la diferencia entre la LE y la lámina de agua es la energía cinética $v^2/2g$, siendo v la velocidad en esa sección.
- En **régimen en presión**: la de **solera**, la de **clave**, la de **presión LP** y la de **energía LE**. La LP queda definida rebajando la LE en cada sección en $v^2/2g$. La altura de la LP sobre la clave da la presión sobre ésta.



Fig. 2.2

Se recomienda calcular el perfil hidráulico definiendo, acotadas, en varias secciones significativas -sobre todo en las de cambio de velocidad- las **líneas fundamentales**. Como la velocidad en una sección dada viene fijada por su cota y por las pérdidas de carga hasta ella, que son función de las secciones del tramo aguas arriba, no es posible definir de una vez el perfil, sino por tanteos. Se parte del desnivel total desde el embalse hasta la salida y se supone una pérdida de carga (por ejemplo, el 5%), se dibuja el perfil, y se va corrigiendo hasta que cuadren las tres líneas citadas.

No siempre es factible ni deseable ese esquema general en régimen libre. Si la topografía del terreno obligase a grandes excavaciones al profundizar la traza para conseguir altas velocidades, habría que estudiar en alternativa un trazado más alto con menor velocidad y mayor sección (fig. 2.3a) o uno profundo en túnel sin presión (b), cuya menor sección puede compensar la carestía de la perforación. Otras veces la conducción es tan corta que no hay espacio para el tramo en régimen uniforme, y prácticamente toda la rápida es un tramo de aceleración (fig. 2.4); es el caso también del aliviadero vertiente sobre una presa de gravedad y el extremo del vertido libre sobre una bóveda, en el que el tramo único de aceleración no tiene soporte material.

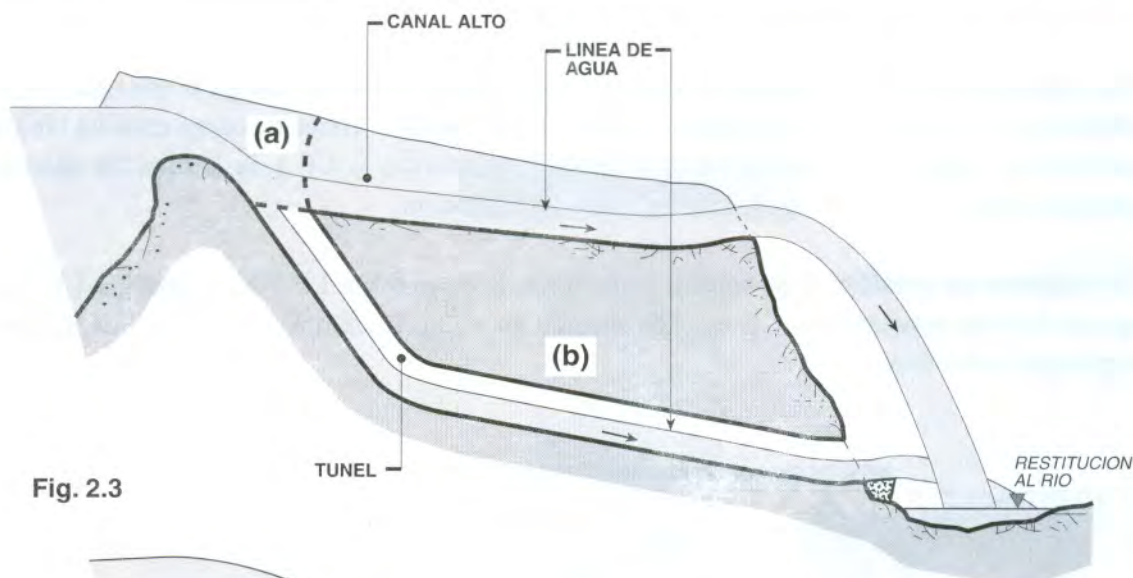


Fig. 2.3

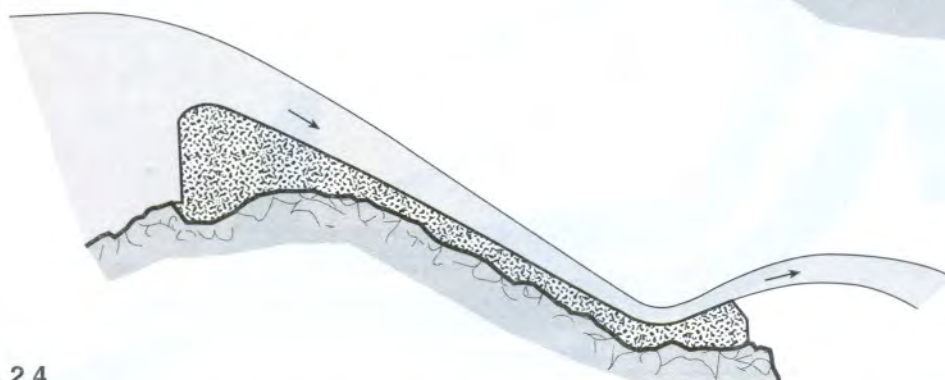


Fig. 2.4

Otra variante del esquema clásico es el aliviadero en escalones sobre el paramento de la presa, usado recientemente en las de hormigón compactado, que produce un amortiguamiento lineal de energía (§ 7.6).

En cuanto al aliviadero en presión, el pozo abocinado puede ser inclinado (fig. 2.2) o vertical (fig. 6.10). Cuando el tramo en túnel es de gran longitud es frecuente disponer en el codo de empalme una boquilla de ruptura de carga con salida libre a aquél (fig. 6.11). De esta forma, el túnel funciona en régimen de lámina libre, con lo que se detrae del régimen forzado toda su masa inerte y se disminuye su rigidez de funcionamiento. Pero para el análisis que se hace en este capítulo y en los 3 y 5, que se centra en el funcionamiento en cuanto afecta a la seguridad de la presa y del embalse, es indiferente que el túnel esté en carga en toda su longitud o solo en el pozo, pues en ambos casos es funcionalmente en presión.

La diferencia fundamental entre ambos regímenes en cuanto a su comportamiento en el desagüe de avenidas máximas es que, con las compuertas totalmente levantadas, el caudal en régimen libre queda fijado en el vertedero, que es donde se produce el régimen crítico, y es proporcional a $h^{1.5}$, siendo h energía específica sobre el umbral del vertedero (ver § 3.1), mientras que en el de presión viene fijado en la sección de salida a la atmósfera (fig. 2.2) y es proporcional a $\sqrt{H}$, siendo H la altura sobre clave de la LE. Por lo tanto, **un aliviadero en régimen libre puede desaguar caudales muy variados según el nivel del embalse; en uno en presión, el caudal**

varía muy poco con ese nivel. Esta diferencia es fundamental desde el punto de vista de la seguridad, como se trata en el cap. 3. Otra diferencia importante, del mismo origen, es el comportamiento con caudales menores que el máximo, que no afecta a la seguridad y se tratará en el cap. 7.

Es **norma absoluta que todo funcionamiento hidráulico esté bien definido y alejado del crítico**, que es origen de inestabilidad y anomalías. Por ello, un aliviadero en régimen libre ha de proyectarse para un número de Froude superior a 2 (normalmente es bastante mayor). El paso por el régimen crítico es inevitable, puesto que en el embalse la velocidad es prácticamente nula, pero el tránsito debe ser lo más rápido posible: ese es el objeto del tramo de aceleración. Lograda la velocidad prevista, el tramo restante puede tener una pendiente uniforme y sección constante.

En un túnel en carga la condición de alejamiento del régimen crítico se traduce en que **la presión debe estar asegurada con margen suficiente en todo momento y en todo su trazado**. El objetivo del pozo inicial -vertical o inclinado- es lograr cuanto antes esa presión. Aparte de este necesario descenso rápido, hay dos secciones críticas de tránsito de régimen: la embocadura, en la que se pasa del régimen libre en el embalse al de presión en el pozo; y la sección de salida, en la que se invierte la transformación.

Los detalles de forma y dimensiones de la embocadura se tratan en el cap. 6, pues es asunto de índole tecnológica; a los efectos de este capítulo y los 3 y 5 basta con lo dicho. En cuanto a la sección de salida, la presión en clave es la atmosférica, por lo que, dada la suave pendiente de la LE, en una longitud apreciable del tramo final la presión en clave será débil y propensa a que las pequeñas variaciones de caudal que puedan darse por ondas en el embalse o en la embocadura, u otras circunstancias, puedan producir depresiones accidentales que, aunque moderadas, pueden degenerar en un régimen crítico o próximo a él, con riesgo de despegue de la lámina y entrada de aire. Este, al ser comprimido y luego expulsado, podría dar lugar a explosiones localizadas, con riesgo para el revestimiento.

La forma de estabilizar esa zona es disponer de una boquilla de salida convergente hacia agua abajo (fig. 2.5). La LP tiene así una caída brusca, lo que asegura una presión igual a $(V_o^2 - V^2)/2g$ aguas arriba de la boquilla. Dadas las altas velocidades habituales en aliviaderos, una reducción moderada de la sección -por ejemplo un 20%- suele bastar para producir un incremento de carga de 3 a 5 m. La convergencia hay que darla con una contrapendiente en la solera y no al revés, pues se anularía o reduciría el efecto que se desea. Obsérvese que con una pendiente de solera también moderada basta una longitud de boquilla entre uno y dos diámetros de la sección normal para lograr la convergencia deseable, por lo que la obra es mínima, pero su efecto en la estabilidad de la presión es apreciable. Nótese que, como se dijo antes, la sección de salida es la que fija el caudal máximo, dada la energía $v_o^2/2g$ disponible.

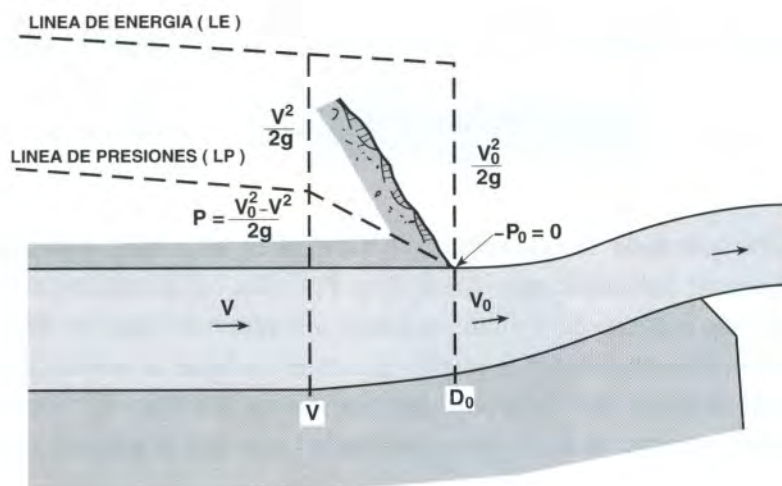


Fig. 2.5

2.3. Influencia de cada parte del aliviadero en la seguridad

Dada la diversidad de la función hidráulica de las tres partes del aliviadero, cada una tiene su influencia específica en la seguridad.

- **La embocadura tiene**, sin duda, **la función más directa en la seguridad**, pues de su correcta concepción y proyecto depende la capacidad de desagüe del aliviadero. En ella se produce el régimen crítico, por lo que el resto del aliviadero aguas abajo no puede corregir -si existiera- la incapacidad de la toma, sino sólo transportar hasta el cauce los caudales derivados por aquella. Por ello, **a su concepto funcional y dimensionamiento ha de concedérsele la máxima atención**.

Su tipología puede tener una influencia directa en la seguridad: un labio fijo, con su natural funcionamiento automático, es la solución más segura y flexible frente a la aleatoriedad de las crecidas; las compuertas, además de utilizar mejor el embalse, pueden permitir en algunos casos una laminación suplementaria por vaciado preventivo, pero como elementos mecánicos pueden dar lugar a errores de manipulación o sufrir averías o bloqueos, con riesgo para la presa. Las compuertas en carga añaden a todo esto su rigidez de desagüe ante las sobreelevaciones del nivel del embalse, lo que les resta margen de respuesta ante circunstancias extraordinarias o anómalas, facultad que tiene al máximo el labio fijo y, en menor grado, las compuertas de lámina libre. A cambio, permiten un mayor control de vaciado preventivo del embalse.

- **La conducción** no plantea, en principio, más problema funcional que el de mero transporte del caudal derivado hasta la obra de reintegro al cauce. Desde el punto de vista de la seguridad basta que ese transporte quede asegurado, por lo que, supuesto un adecuado diseño y ejecución, rara vez la seguridad podrá depender de la conducción. Se exceptúa el caso del aliviadero en presión que, por su rigidez de desagüe tiene la misma limitación que la toma con

compuertas sumergidas. Por ello, tanto éstas como los túneles en presión, no se suelen usar más que con otros complementarios en lámina libre; o, sin ellos, sólo cuando la gran capacidad superior del embalse permite compensar los defectos de esa rigidez.

Las grandes velocidades usuales en los aliviaderos crean con gran generalidad serios problemas de desgaste o erosión del hormigón, pero en general sólo graves a largo plazo si no se reparan, por lo que puede decirse que no afectarán a la seguridad de manera inmediata durante un funcionamiento, y hasta el siguiente suele haber margen para su reparación.

- La función esencial de **la restitución al río** es amortiguar al máximo la energía residual de la corriente para minimizar su poder erosivo (cuencos) o alejarla de la presa (trampolines). Su influencia en la seguridad puede ser importante si la restitución está al pie de la presa o próxima a ella, por el riesgo de erosión regresiva. Las oscilaciones dinámicas de presión, el efecto de las subpresiones, la cavitación, abrasión, etc, de los cuencos pueden dar lugar a serios problemas, pero en general sólo peligrosos por acumulación, si no hay tiempo para reparar sus efectos.

Las erosiones al pie de los trampolines de lanzamiento, si están a cierta distancia de la presa, casi con generalidad no dan riesgo inmediato para su seguridad, aunque si pueden causarlo a las laderas, con posibles consecuencias de retención de agua por los escombros, o de arrastre y acumulación de éstos en propiedades aguas abajo.

Todo ello se resume en que **la condición fundamental y predominante de la seguridad de una presa se centra en el adecuado dimensionamiento de la embocadura** para que evacue sin riesgo de aquella las crecidas previsibles, incluso extremas, lo que puede condicionar la tipología de la embocadura y, a veces, de la conducción (decidir que sea en lámina libre o en presión). Los restantes problemas son técnicos y no propiamente decisivos, y se resuelven con tecnologías conocidas en el proyecto, construcción y mantenimiento. Y aunque puedan dar lugar a averías serias, rara vez son determinantes para la seguridad si se observan y reparan a su debido tiempo.

Los problemas específicos de cada una de las partes de un aliviadero se desarrollan en los Capítulos 6 al 9, y se complementan en los Anejos.

computar las variaciones de la energía libre en función de la temperatura y de la presión, en particular en el caso de los sólidos, que son más difíciles de tratar que los líquidos. Sin embargo, en el caso de los sólidos, la capacidad de respuesta de los sistemas físicos es mucho menor que en el caso de los líquidos.

Las grandes velocidades de respuesta en los sólidos, que son mucho mayores que en los líquidos, se deben a la gran rigidez de los sólidos, que les impide deformarse fácilmente. Esto implica que los sólidos responden a las perturbaciones de una manera mucho más rápida que los líquidos, lo que les confiere una gran capacidad de respuesta inmediata durante un funcionamiento normal.

La función esencial de la respuesta al ruido es proporcionar información sobre el estado de la estructura física del sistema. La información que se obtiene de la respuesta al ruido puede ser utilizada para determinar la estructura física del sistema, lo que es importante para la comprensión de la física de los sólidos y de los líquidos. La información que se obtiene de la respuesta al ruido puede ser utilizada para determinar la estructura física del sistema, lo que es importante para la comprensión de la física de los sólidos y de los líquidos. La información que se obtiene de la respuesta al ruido puede ser utilizada para determinar la estructura física del sistema, lo que es importante para la comprensión de la física de los sólidos y de los líquidos.

Las erosiones al pie de los transitorios de respuesta, que son mucho mayores que en los líquidos, se deben a la gran rigidez de los sólidos, que les impide deformarse fácilmente. Esto implica que los sólidos responden a las perturbaciones de una manera mucho más rápida que los líquidos, lo que les confiere una gran capacidad de respuesta inmediata durante un funcionamiento normal.

Todo ello se resume en que la condición fundamental y primordial de la estructura física del sistema es la rigidez. La rigidez es la propiedad que permite al sistema resistir las perturbaciones de una manera inmediata, lo que es importante para la comprensión de la física de los sólidos y de los líquidos. La rigidez es la propiedad que permite al sistema resistir las perturbaciones de una manera inmediata, lo que es importante para la comprensión de la física de los sólidos y de los líquidos. La rigidez es la propiedad que permite al sistema resistir las perturbaciones de una manera inmediata, lo que es importante para la comprensión de la física de los sólidos y de los líquidos.

Los problemas típicos de la física de los sólidos y de los líquidos son los siguientes:

3.

INTERACCION EMBALSE-ALIVIADERO-CAUCE

Como ya se ha hecho notar, el problema fundamental de la embocadura, que repercute en la seguridad del aliviadero, es la fijación de su tipo y dimensiones. El funcionamiento de la embocadura está íntimamente ligado con el del embalse, por lo que su análisis funcional ha de hacerse conjuntamente.

3.1. Laminación con labio fijo

En un periodo de tiempo Δt la diferencia entre los caudales entrantes al embalse Q_e y salientes de él por el aliviadero Q_a y por otros desagües Q_o , se traduce en una variación de nivel Δz por acumulación o desaccumulación en un volumen de embalse ΔV (fig. 3.1), resultando:

$$(Q_e - Q_a - Q_o) \Delta t = \Delta V \quad (3.1)$$

Cuando el incremento de volumen producido por el remanso en las colas y en el propio embalse por la sobreelevación de nivel Δz es de poca entidad relativa, puede suponerse horizontal en todo momento la superficie del embalse, y Δz se obtiene directamente de la curva niveles-volúmenes (z, V) de éste.

Si los remansos en las colas del embalses tienen importancia respecto al volumen de las capas superiores, o la superficie del embalse no puede considerarse horizontal cuando discurre por él la crecida, el modelo es más complejo, pero las consecuencias funcionales que luego se comentan son similares. Su formulación puede verse en R.5 y R.49.

En principio, Q_0 puede considerarse constante, pues varía con la raíz de la carga sobre los desagües y, por lo tanto, es poco sensible a la influencia de Δz , pero en caso contrario puede calcularse debidamente.

Q_a viene definida por la fórmula del vertedero:

$$Q_a = C L h^{1.5} \quad (3.2)$$

El coeficiente C y la longitud útil L dependen de varias condiciones, que se analizan en § 6.3. Aquí interesa sólo la forma de (3.2).

La variable h es la energía específica contada desde el umbral del vertedero. Si éste deriva directamente el agua del embalse (fig. 3.1 a) h coincide con z . Si el vertedero está en un canal de alimentación (b), h es la energía específica en una sección de ese canal inmediatamente antes del comienzo de la depresión del vertido, esto es, la altura real y sobre la cresta del vertedero más la energía cinética $v^2/2g$ en esa sección del canal. En este caso, la variable de la ecuación (3.2) será:

$$h = z - \Delta H = y + v^2/2g \quad (3.3)$$

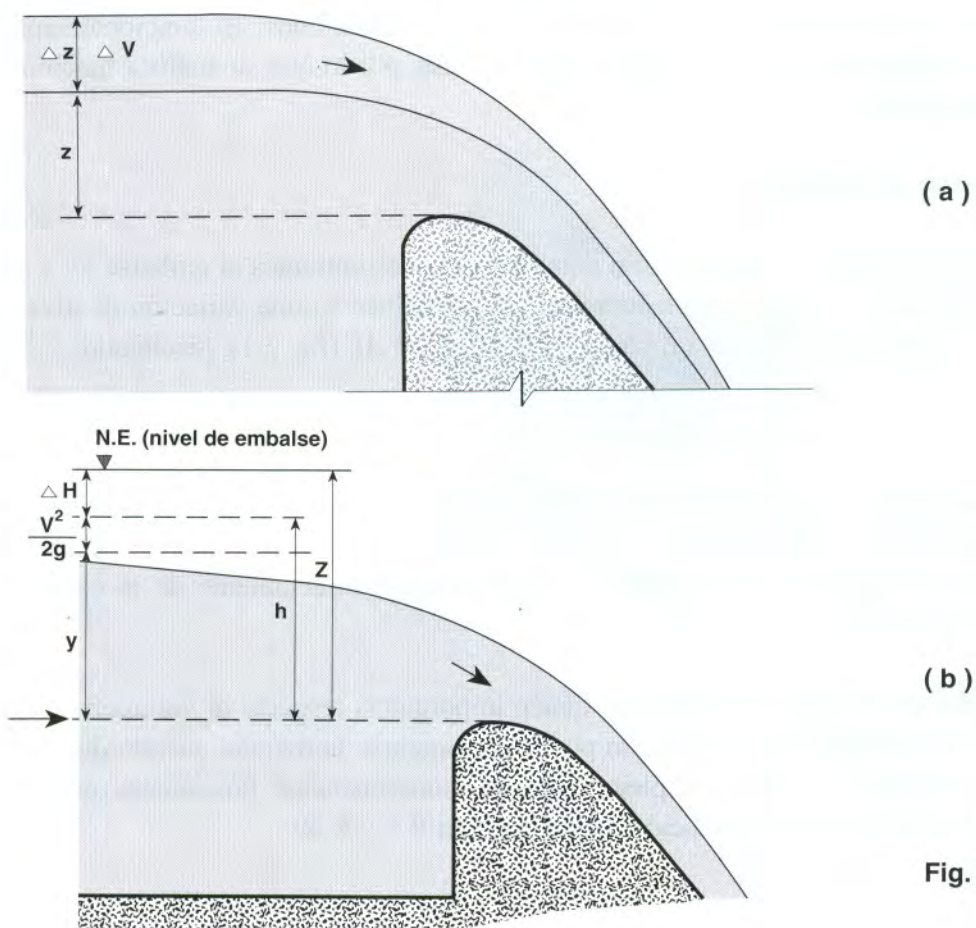


Fig. 3.1

En cualquier caso, hay una relación entre z y h , y la ecuación (3.1) puede expresarse en función de h o de z .

Cuando los remansos en las colas son de poca entidad relativa, pueden obtenerse con facilidad, por pasos sucesivos de intervalo Δt , las curvas de variación de nivel (z,t) y del caudal desaguado por el aliviadero (Q_a,t) partiendo del instante cero con el NMN, siguiendo el hidrograma de la avenida (Q_e,t) y hallando el ascenso de nivel Δz en cada intervalo gracias a las ecuaciones (3.1) y (3.2) y a la curva de embalse-altura (z,V).

La fórmula (3.1) presupone una diferencia constante en el intervalo Δt entre los caudales de entrada y salida, cuando la realidad es que esa diferencia es creciente en la rama ascendente del hidrograma. Pero con intervalos Δz relativamente pequeños -que den lugar a pequeños incrementos correlativos Δz - el error es despreciable, y se compensa al mismo tiempo que se simplifica el cálculo suponiendo

$$\Delta V = S \Delta z \quad , \quad \Delta z = \Delta V / S \quad (3.3)$$

siendo S y ΔV la superficie del embalse y el incremento dado por la ecuación (3.1) con los caudales al comienzo del intervalo, respectivamente. De esta forma, ΔV resulta un poco menor que el real, pero al dividirlo por la sección inicial, se obtiene un Δz un poco mayor, con lo que se compensa en parte el error, en todo caso leve. Con esta simplificación el programa es sencillo, y la obtención de las curvas (z,t) y (Q_a,t) relativamente rápida. Si se observa alguna falta de continuidad en el proceso, deberá disminuirse Δt , o bien añadir una iteración en cada intervalo, hallando dos valores de Δz para las condiciones al comienzo y fin del intervalo, y promediando los dos resultados. La relativa simplicidad del programa hace que esta iteración no represente un incremento sensible de tiempo operativo.

En el caso general el programa es más complejo, pues debe incluir el volumen acumulado en los remansos de las colas o en el propio embalse. Para un primer tanteo puede utilizarse el método simplificado anterior.

En la fig. 3.2 se dibujan los hidrogramas natural y de salida, y la curva de variación de nivel z . El área entre ambos hidrogramas da el volumen del embalse adicional por encima del nivel del umbral del vertedero que opera en la laminación. El máximo nivel y desagüe corresponden al punto en que se igualan Q_e y $Q_a + Q_o$.

El desagüe sobre **un labio fijo tiene las siguientes ventajas:**

- Es automático *per se* y no sujeto a errores humanos ni averías (salvo la eventual obstrucción si hubiera pilas de puente, de la que luego se trata).

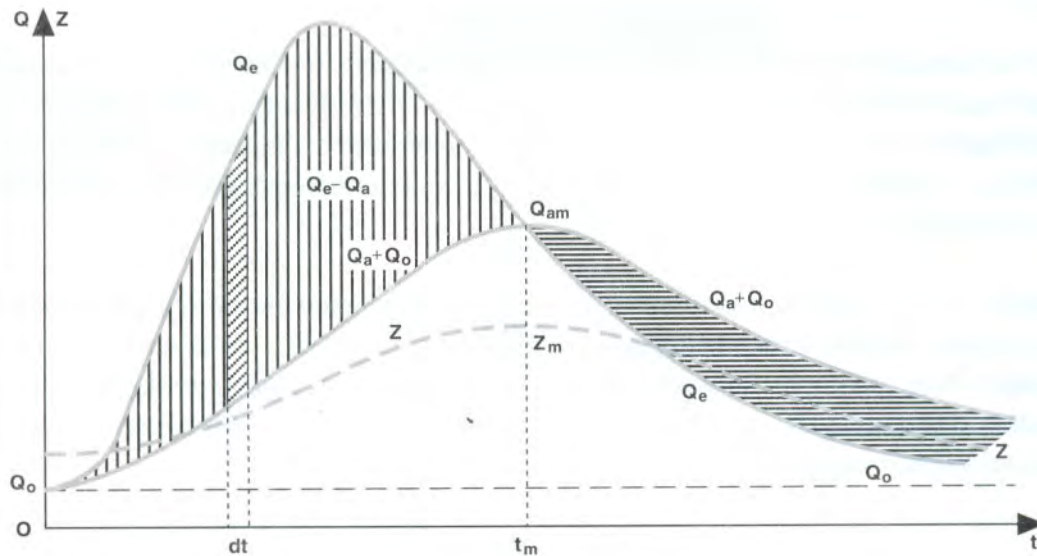


Fig. 3.2

- El máximo caudal vertido Q_{am} es siempre menor que la punta de la avenida Q_{em} , e incluso considerablemente menor si el embalse es de notable capacidad.
- Los caudales desaguados durante la curva de ascenso y en la primera parte de la de descenso, esto es, en la parte más aguda del hidrograma, son siempre inferiores a los naturales, y su gradiente también menor, todo lo cual se traduce en una protección del cauce aguas abajo, al menos parcial.

En contra tiene estos inconvenientes:

- La zona de embalse necesaria para la laminación se aprovecha solo eventualmente, cuando ocurre una crecida, y queda sin utilizar para la explotación normal, esto es, la mayoría del tiempo. Se utiliza sólo su capacidad laminadora, pero no la reguladora.
- No permite *per se* un vaciado preventivo del embalse para aumentar el poder laminador y rebajar el nivel máximo necesario. Este vaciado preventivo podría obtenerse con los otros desagües, con tal de que tengan capacidad para ello, pero no siempre es así.
- A partir del máximo caudal desaguado Q_{am} los caudales de salida son mayores que los naturales. Esto suele ser poco importante en general, pues los daños por inundación se producen normalmente en el ascenso; pero en algunos casos podría coincidir con las puntas retrasadas de algunos afluentes aguas abajo, o ser nociva la persistencia de su nivel.

Los dos primeros efectos negativos son sólo funcionales, y no afectan, en principio, a la seguridad ni al cauce aguas abajo; el último, sólo a éste.

En cuanto al eventual riesgo de obstrucción cuando hay pilas para un puente o para ventilar la lámina, antes citado, puede evitarse adoptando el debido gálibo para permitir el paso de troncos u otros cuerpos flotantes, sobre todo horizontalmente, que suele ser la dimensión más peligrosa; aunque eso lleve a un aumento de la luz, la conservación del automatismo natural del labio fijo y la capacidad de desagüe deberá primar sobre cualquier otra consideración económica, pues es su más valiosa cualidad y garantía de seguridad. La retención por medio de redes o empalizadas aguas arriba, aunque usada en algunos casos, no parece dar la suficiente garantía de eficacia.

3.2. Funcionamiento con compuertas

El uso de compuertas tiene todas las ventajas e inconvenientes del funcionamiento voluntario y mecánico.

Las **ventajas** fundamentales son:

- La incorporación de parte del embalse laminador a la explotación normal. (No total, como luego se verá).
- La posibilidad de provocar un vaciado preventivo del embalse con el consiguiente aumento de laminación y posible disminución del nivel máximo en crecidas.

A cambio, tienen estos **inconvenientes**, que pueden llegar a ser muy importantes desde el punto de vista de la seguridad:

- La apertura de compuertas con el embalse al nivel máximo del borde de éstas puede provocar una avenida intempestiva por el momento en que se produce, o catastrófica por su intensidad. Esto presupone un error humano, poco frecuente, pero posible, o bien la rotura de una o más compuertas (muy rara).
- Posible bloqueo de una o más compuertas por avería motriz o por acodalamiento, hielo, etc. Los efectos pueden ser muy graves, por lo que **no deberá decidirse su instalación si no se puede garantizar su correcto funcionamiento en todo instante** por la calidad de su proyecto, los materiales empleados, la experiencia y solvencia del constructor y la **disponibilidad real de un personal capacitado para su mantenimiento y manejo, garantía de suministro energético** y organización adecuada y solvente. **Si no pueden darse estas garantías, debería adoptarse un labio fijo**, al menos en parte del aliviadero.

Normalmente estas garantías solo pueden darse en organizaciones de suficiente entidad, por lo que en presas de particulares o de pequeñas comunidades puede ser aconsejable, en principio,

adoptar un labio fijo. Lo mismo debe decirse para presas de difícil acceso o aisladas parte del año.

A veces es casi ineludible la instalación de compuertas, como cuando la altura de la presa se obtiene en gran medida gracias a ellas, o cuando las limitaciones a la sobreelevación de nivel reducirían notablemente la capacidad útil del embalse con un labio fijo.

En cualquier caso, si se adoptan compuertas, para asegurar su correcta disponibilidad y funcionamiento deberán cumplirse las siguientes **normas**:

- **Deberán instalarse al menos dos**, para tener como mínimo una disponible en caso de avería de la otra (**Reg. artº. 14.6**).
- Para asegurar su funcionamiento **deben disponer de mecanismos de accionamiento redundantes y quedar garantizado el suministro de energía** en las circunstancias más extremas, a cuyo efecto dispondrán de al menos dos fuentes de suministro independientes (**Reg. Artº. 15.2**); una de ellas conviene que sea autónoma, mediante un **grupo electrógeno** lo más próximo posible a las compuertas. Es fundamental que este grupo se mantenga continuamente en la debida forma con las revisiones, engrase, reparaciones y pruebas periódicas necesarias. Aunque es posible que nunca llegue a usarse, **su disponibilidad efectiva e inmediata es esencial** para la seguridad.
- Las compuertas **han de ser adecuadamente mantenidas**, y sometidas a revisiones, engrase, reparaciones y pruebas periódicas, según se detalla más adelante (§ 12.3). Si el embalse va a estar largos períodos por encima del umbral de las compuertas, debe dotarse a estas de unas **ataguías** para permitir su revisión y eventual puesta a punto.
- **Debe quedar garantizado el funcionamiento** de las compuertas **frente a obstrucciones, acodalamientos, atascos de las guías por cuerpos extraños, hielo, etc.** A estos efectos se seguirán las precauciones antes reseñadas para el labio fijo con pilas; la proporción altura x ancho deberá ser la adecuada para no provocar acodalamiento; si hay peligro de hielo podría ser necesario disponer resistencias calentadoras; y, en todo caso, los motores han de tener un amplio margen de potencia para prever esos excesos de resistencia pasiva.
- Si se instalan compuertas automáticas, deberán estar diseñadas de forma que quede garantizado el automatismo en todas las contingencias posibles y prever posibles vicios funcionales. En todo caso, deben estar dispuestas para su accionamiento voluntario, con motor. El empleo del automatismo puede estar indicado para restituir al río los caudales normales de explotación cuando se paran los grupos de una central hidroeléctrica, o para funcionar en caso de sobreelevación extraordinaria del embalse por un fallo humano. Fuera de estos casos es aconsejable analizar previamente la oportunidad del automatismo, e incluso del mando a distancia; y, en todo caso, **es aconsejable limitar el número de compuertas automáticas al 50% del total**, además de cumplir las condiciones arriba indicadas.

- **Las compuertas en carga** pueden ser muy útiles para proporcionar vaciados preventivos aún más profundos que las superficiales, pero **solo deben emplearse cuando la superficie del embalse** y las condiciones de su entorno **permitan obtener en la parte superior una gran capacidad relativa respecto al volumen de las avenidas que garantice la laminación en circunstancias extremas de avenidas o avería de compuertas**. Aún cumpliéndose estas condiciones, **es aconsejable disponer de otro aliviadero complementario superficial**, con o sin compuertas, o de emergencia. Esta norma es particularmente aplicable a **las presas de materiales sueltos de alto riesgo**.

Para prevenir y limitar los riesgos de una apertura extemporánea de las compuertas, y además de las medidas de explotación que se dan en el Capítulo 12, las compuertas deben dimensionarse de forma que abiertas totalmente con el embalse en su borde superior no pueden dar un caudal superior al de las crecidas que pueden considerarse como normales, en principio las de recurrencia no superior a 50 años (G.4). Sin embargo, puede haber circunstancias más limitativas o relajadoras de esa condición:

- Si aguas abajo hay un embalse o embalses, el citado límite podría elevarse hasta 100 años (G.4), o más, según su capacidad laminadora. Y es obvio que en cauces de muy baja o nula actividad humana puede desaparecer o reducirse notablemente esta limitación.
- En cauces poblados, deberán analizarse los efectos de la apertura parcial o total de una o más compuertas y, a la vista de los resultados, decidir ponderadamente sus dimensiones hasta el límite de los daños tolerables, teniendo en cuenta, por otra parte, las necesidades opuestas de evacuación de la Avenida de Proyecto.
- Esta solución de compromiso entre la conveniencia de limitar en lo posible los daños en el cauce y la exigencia de evacuación de los fuertes caudales de avenidas, puede facilitarse con dispositivos en las compuertas que palién o limiten los fallos humanos. Por ejemplo, obligando a que la apertura se haga por escalones, con intervalos de parada entre cada dos; o impidiendo la apertura simultánea de compuertas, etc. Estas precauciones deben adaptarse a cada caso, y con ellas puede lograrse una mayor capacidad de desagüe total cuando sea necesario, acotando al mismo tiempo el riesgo de una maniobra intempestiva o errónea.
- **Se hace hincapié** en la importancia que debe darse a **la laminación como función esencial de la presa**. Desde el punto de vista estricto de la seguridad de ésta, bastaría que el aliviadero fuera capaz de desaguar la punta de la avenida máxima considerada, sin laminación; pero la función de la presa, aunque presupone y exige por encima de todo su seguridad, es la de regular caudales y proteger el cauce, por lo que debe tenderse a la laminación máxima posible que, además de beneficiar al cauce, economiza obras en el aliviadero. Por ello **debe procurarse la utilización óptima del resguardo** hasta el límite que las condiciones topográficas y económicas del embalse lo permitan.

- Cuando entre la presa y la primera zona activa hay un tramo prácticamente deshabitado o un ensanchamiento regulador u otras cuencas confluentes aguas abajo, el tope del desagüe controlado deberá fijarse de acuerdo con el conjunto de circunstancias, de forma que en la zona de actividad no pueda producirse por error un riesgo superior al definido en párrafos anteriores.

El **Reglamento** hace notar (**Artº. 31.4**) que la operación de los desagües no debe alterar la capacidad de evacuación del cauce en el entorno de la presa. No dice nada, por cierto, sobre la necesaria política de ordenación y control de cauces por parte de la Administración.

3.3. Disposición y dimensionamiento de las compuertas

El vertedero de labio fijo exige la disponibilidad de un embalse suplementario sólo utilizable en avenidas y, por lo tanto, no útil para la regulación normal. En algunos casos este embalse adicional es notable, por lo que su incorporación al restante por debajo del vertedero puede tener gran interés. La adición de unas compuertas sobre el labio fijo para este fin tiene varios condicionantes:

En la fig. 3.3 se esquematizan los niveles obtenidos para la avenida de proyecto NAP con un labio fijo (a) y con dos posiciones de compuertas (b y c)*. Los terrenos inundables en el embalse con el NAP deben expropiarse, para que no exista condicionante alguno a la laminación de las crecidas. La franja entre el NAP y el NAE (nivel para la avenida extrema no representada por simplicidad) podría dejarse fuera de la expropiación siempre que no hubiera riesgo de vidas humanas o de daños importantes, con el compromiso de indemnización en el caso (de reducidísima probabilidad) de que ocurriera una avenida superior a la de proyecto. Para el razonamiento que sigue es indiferente esta última observación.

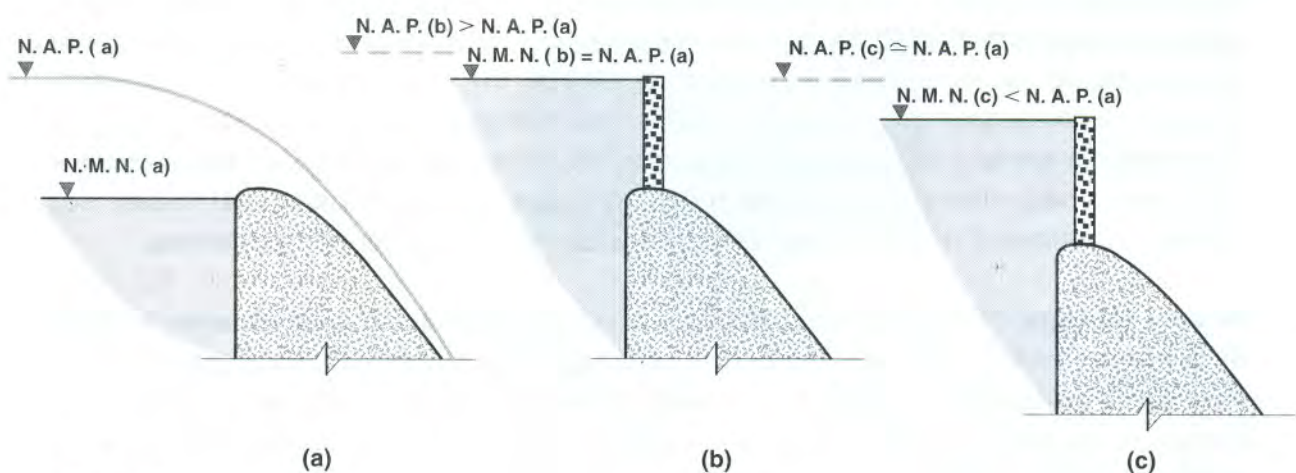


Fig. 3.3

El **Reglamento (Artº. 12a)** dice que el NMN se justificará en el Proyecto y en las Normas de Explotación. Salvo en embalses muy singulares (como los destinados exclusiva o preferentemente a la laminación de avenidas) lo más frecuente es que el NMN sea el borde más bajo por el que se iniciaría un vertido por rebosamiento: en principio el borde superior de las compuertas o el umbral del vertedero, si éste fuera de labio fijo. En la fig. 3.3 así se ha supuesto.

El embalse entre el NMN y el NAP podría recuperarse para la regulación normal por medio de unas compuertas que cubrieran ese desnivel. Pero con esta disposición y con el nivel del embalse al borde de las compuertas, que ahora sería el $NMN(b) = NAP(a)$, una apertura extemporánea de éstas podría llegar a producir en el cauce aguas abajo una avenida igual a la de proyecto laminada, evento que podría darse incluso sin avenida, lo que, salvo excepciones no será tolerable. Por otra parte, al haber incorporado el embalse entre el NMN y el NAP a la regulación normal, se resta ese volumen a la laminación, al menos en parte, pues en general será difícil su recuperación por medio de un desembalse preventivo, y más con las limitaciones impuestas al desagüe por el cauce aguas abajo. Ello llevará, en la mayor parte de los casos, a que el $NAP(b)$ será superior al $NMN(b)$, lo que podría no ser tolerable; y aún cuando lo sea, esa sobreelevación indica que no puede utilizarse totalmente el volumen hasta el NAP, y que éste estará, con escasas excepciones, más alto que el NMN. Por todo ello, y salvo que las condiciones aguas arriba y aguas abajo lo permitan, la solución (b) es a desechar.

La solución óptima, que es la que se adopta en general (c), es una ponderada entre la incorporación del embalse suplementario y la limitación del caudal controlable con las compuertas. El umbral se suele colocar más bajo que el del labio fijo, para facilitar el vaciado preventivo del embalse, pero el borde superior de las compuertas se sitúa por debajo del NAP (o de la cota máxima de expropiación admisible), de forma que el caudal máximo producible con el NMN cumpla las condiciones exigibles, según se dijo en § 3.2. La capacidad incorporada a la regulación normal es parcial, pero el conjunto cumple las condiciones de protección aguas arriba y aguas abajo. El funcionamiento del embalse es controlable sólo hasta el caudal normal admisible aguas abajo; y cuando la avenida es superior a la considerada como normal, la subida automática del embalse con las compuertas totalmente levantadas, funcionando como vertedero, proporciona el caudal y la laminación necesarios. De manera que si el caudal evacuado con el nivel por encima del NMN llegara a producir perjuicios aguas abajo, éstos serían incontrolables y debidos al exceso de caudal natural y, por supuesto, menores que los que se habrían producido con los mismos caudales naturales, sin el embalse.

Para fijar la posición del umbral y los niveles NAP y NAE se comienza por definir las dimensiones de las compuertas de acuerdo con los condicionantes del cauce aguas abajo; y a continuación, se tantean distintas posiciones del umbral, y para cada una se simula la laminación de las avenidas de proyecto y extrema, hasta que los niveles NAP y NAE sean aceptables.

La fig. 3.4 muestra los hidrogramas de caudales y niveles con un funcionamiento de las compuertas partiendo de un cierto vaciado preventivo (Q_a), o casi simultáneo al inicio de la avenida (Q'_a), o con apertura retardada de las compuertas hasta que el nivel obligue a ello (Q''_a), esto último poco aconsejable. El rayado (2) de la figura muestra la ganancia de capacidad obtenida gracias al vaciado preventivo (sólo en el caso Q_a , para no complicar el gráfico). (En R.14 y R.53 pueden verse ejemplos de control de avenidas, y en R.27 la comparación entre el efecto de las compuertas y el del labio fijo).

Otros detalles sobre las compuertas y su colocación se tratan en el cap. 6 y en el Anejo nº 1.

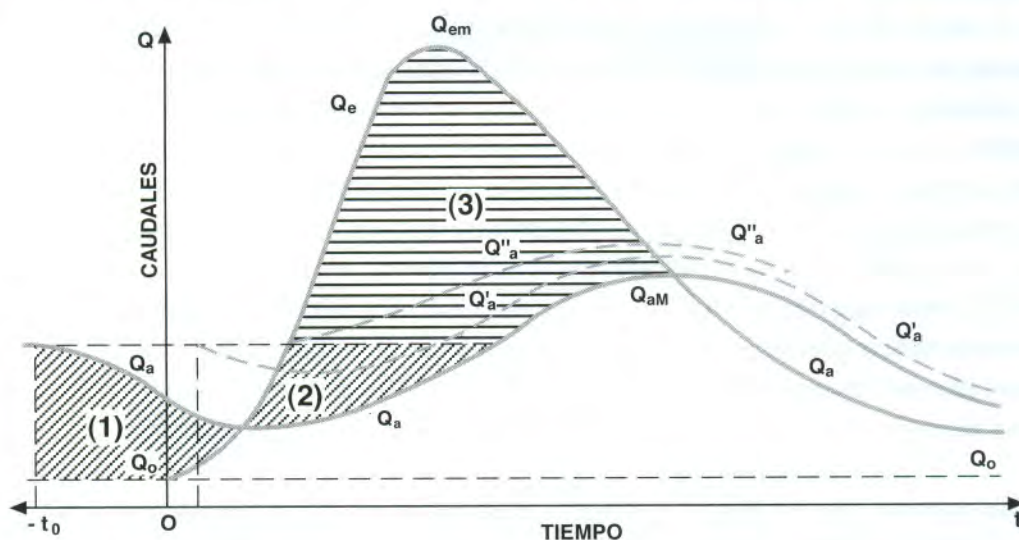


Fig. 3.4

3.4. Funcionamiento en presión

En todo lo anterior se ha supuesto que después del vertedero (con o sin compuertas) hay una rápida en régimen libre supracrítico, por lo que su funcionamiento hidráulico no puede afectar al desagüe del vertedero o de las compuertas.

Si el aliviadero fuese en presión (fig. 2.2), la velocidad en la sección de salida a la atmósfera es $\sqrt{2gH}$, siendo H el desnivel neto desde el embalse a su clave, descontadas las pérdidas de carga. Por lo tanto, como ya se dijo, la sobreelevación de nivel del embalse repercute poco en la velocidad y en el caudal desaguado. Al contrario que en el régimen libre, en el que el caudal es muy sensible al incremento de la lámina, por la proporcionalidad a $h^{1.5}$ (h energía sobre el umbral), los aliviaderos en presión tienen una gran rigidez de funcionamiento por la débil influencia del incremento de H en la raíz cuadrada, junto con la constancia de la sección. La influencia del nivel del embalse se limita prácticamente a proporcionar la laminación, y si ésta no es suficiente, el aliviadero no será capaz de responder con un aumento de desagüe.

Por ello, este tipo de aliviadero es menos usado, y sólo cuando la parte superior del embalse tiene una amplia capacidad laminadora. Salvo este caso, no son aconsejables, o requieren el complemento de otro aliviadero en lámina libre para poder acoplarse a los varios caudales de avenidas.

Las compuertas en carga tienen esta misma limitación, aunque aminorada porque al ser menor la carga h , una variación dada Δh será relativamente más sensible en el caudal. Con esa matización, han de aplicarse a su uso las mismas reticencias del régimen en presión.

3.5. Caudales y niveles

Frente a la incertidumbre sobre la magnitud de crecidas, el proyectista no puede tomar medidas fijas de protección y ha de aceptar un cierto grado de riesgo, remoto, pero posible.

Para aminorar el riesgo y disponer de mayor flexibilidad ante él, parece lógico proyectar el aliviadero con una amplia capacidad para controlar, con la laminación del embalse, crecidas entrantes de alto período de recurrencia -1 000 años, por ejemplo- y comprobar cómo se comportaría el conjunto embalse-presa-aliviadero si ocurriese otra mayor, o si se diese una avería de compuertas. Es coherente admitir, en estos casos extremos, condiciones funcionales y estructurales también extremas, con coeficientes de seguridad menores que los habituales, y un funcionamiento incluso apurado del aliviadero, con tal de que no devenga en destrucciones catastróficas.

Por otra parte, y como se ha dicho reiteradamente, la apertura total del conjunto de los desagües no deberá producir caudales que originen daños aguas abajo superiores a los que se hubieran producido con los caudales entrantes sin la existencia del embalse (**Reg. Art. 15.1**).

El **Reglamento** exige contemplar, tanto en el proyecto como en la explotación, dos tipos de avenidas máximas entrantes en el embalse, y tres niveles tipo, dos correlativos a aquellas, y otro a la situación de explotación normal.

Las avenidas máximas tipo entrantes en el embalse a definir razonadamente son (**Art. 11.2**):

- "a) **Avenida de Proyecto.** Máxima avenida que debe tenerse en cuenta para el dimensionado del aliviadero, los órganos de desagüe y las estructuras de disipación de energía, de forma que funcionen correctamente.*
- b) **Avenida Extrema.** La mayor avenida que la presa puede soportar. Supone un escenario límite al cual puede estar sometida la presa sin que se produzca su rotura, si bien admitiendo márgenes de seguridad más reducidos."*

La definición de esas avenidas ha de hacerse en función de la clasificación de la presa. En el Capítulo 5 se expondrán las normas para concretarlas, de acuerdo con la **Guía nº 4**.

En cuanto a los tres niveles máximos tipo, en el proyecto y en la explotación, se definen así en el **Artº. 12**:

- "a) **Nivel Máximo Normal (NMN).** Es el máximo nivel que puede alcanzar el agua del embalse en un régimen normal de explotación.*

Su valor se justificará en el proyecto y en las Normas de Explotación del embalse.

b) Nivel para la Avenida de Proyecto (NAP). Es el máximo nivel que se alcanza en el embalse, considerando su acción laminadora, cuando recibe la avenida de proyecto.

c) Nivel para la Avenida Extrema (NAE). Es el máximo nivel que se alcanza en el embalse si se produce la avenida extrema, habida cuenta la acción laminadora del mismo.

A estos niveles corresponden unos resguardos hasta la coronación de la presa que se definen en el **Reg. Artº. 13** y que se glosarán en el Capítulo 5 de esta Guía.

3.6. Influencia de la tipología del aliviadero en la seguridad: Resumen

La flexibilidad de adaptación a caudales superiores y la fiabilidad del servicio son fundamentales para la seguridad. A continuación se recogen, resumidas, las principales observaciones ya hechas desde estos puntos de vista.

- **El tipo de funcionamiento automático más seguro es el labio fijo**, siempre que no tenga pilas, o cuyos vanos sean amplios para dejar pasar los troncos del mayor tamaño previsible (§ 3.1), pero no permite el control del nivel del embalse.
- **Las compuertas utilizan mejor el embalse en explotación normal**, proporcionan un mayor desagüe lineal y permiten un vaciado preventivo, para lo que es preciso ubicar adecuadamente el umbral (§ 3.3). Pero las compuertas pueden averiarse, por lo que **sólo deberán adoptarse con razonables garantías de buen funcionamiento, mantenimiento, suministro de energía y personal capacitado** (§ 3.2).
- **Entre las compuertas, las más seguras son las superficiales**, más accesibles y reparables. Las sumergidas aumentan la capacidad de prevaciado, con las ventajas citadas, **pero tienen una gran rigidez frente al incremento de niveles**. Por ello, **sólo deben usarse cuando la parte superior del embalse tenga una gran capacidad relativa respecto a las crecidas que compense esa rigidez, o con otras complementarias superficiales o un labio fijo**. Esta precaución debe llevarse al límite en presas de materiales sueltos.
- **El mismo inconveniente, reforzado, tienen los aliviaderos en carga, que sólo deben usarse, en general, con el complemento de otros de régimen libre**. Los aliviaderos en pozo pueden tener mayor elasticidad si el nivel de puesta en carga en el pozo para avenida de proyecto se sitúa suficientemente bajo.
- Por todo ello, **la mejor solución, siempre que sea factible, es la mixta**, con un tramo de labio fijo para asegurar el automatismo, y unas compuertas para permitir el control del embalse y conseguir un mayor desagüe sin precisar una excesiva sobreelevación (§ 5.6).

4.

ANÁLISIS DEL RIESGO

4.1. Consideraciones generales

Conceptualmente, el riesgo es el valor esperado de los daños producibles durante la vida de la presa, incluyendo una supuesta rotura. Su evaluación, por tanto, se basa en dos estimaciones: valor de los daños y probabilidad de las diversas causas generadoras. Por ello, al menos en teoría, puede ser cuantificable y objeto de análisis; en la práctica, los componentes de la evaluación son de dudoso significado o de difícil obtención.

En el Cap. 1 se analizaron los dos tipos de daños: los normales o no catastróficos producibles en el cauce sólo pueden ser debidos a la operación, correcta o incorrecta, de los desagües; los debidos a la rotura pueden tener su origen en una causa puramente hidráulica (la erosión por filtración o por desbordamiento sobre coronación), tensional derivada del funcionamiento hidráulico (exceso de empuje o de subpresión por sobreelevación de nivel), o exclusivamente tensional. Por lo tanto, la mayoría de las causas de riesgo están relacionadas con los desagües de la presa, por lo que resulta obligado su tratamiento específico en la presente Guía, además del general tratado en la **nº 1**.

La complejidad del tema y la variedad de enfoques y de tecnologías a aplicar -por otra parte en continua evolución- obligan a limitar la exposición que sigue a las líneas generales comunes, con la cita de las referencias bibliográficas en las que pueden verse los procesos de cálculo y algunos casos en que han sido aplicados.

4.2. Análisis del riesgo

El principio de que la seguridad exigible debe ser proporcionada al riesgo llevaría, en estricto rigor, a decidir la capacidad de evacuación del aliviadero comparando los riesgos de cada alternativa con los costes correlativos. Si la evitación de un riesgo adicional exige un incremento de inversión superior al valor actualizado del riesgo suprimido, es obvio que será preferible asumir éste. Es el principio marginal de optimización económica, que equivale a que el *coste total virtual*, suma del coste de la presa y el capital equivalente a los daños producibles sea mínimo. Sin embargo, este principio tan claro tropieza en la práctica con dificultades de ejecución y faltas de precisión que pueden disminuir o invalidar su efectividad. Pero aunque en la mayor parte de los casos no pueda desarrollarse la optimización con relativa plenitud, podría ser aplicable en algunos, al menos aproximadamente, en grandes órdenes de magnitud, como complemento útil informativo para decidir.

Aunque el planteamiento general del *Análisis del Riesgo* es más propio de la **Guía nº 1**, su metodología en las decisiones sobre el aliviadero presenta aspectos singulares a tener en cuenta, y es en ellas en las que el análisis del riesgo tiene su más importante aplicación, por el carácter esencialmente aleatorio de las avenidas y por su influencia determinante en la seguridad de la presa. Por ello, la gran mayoría de las publicaciones sobre análisis del riesgo en las presas se refieren al aliviadero (R.2, R.7, R.13, R.51). Por otra parte, hay decisiones exclusivamente relacionadas con el aliviadero, como la ampliación de su capacidad, en las que esta metodología puede estar particularmente indicada (cap. 13 y R.51). En la presente Guía se resume esa información, a ampliar en las referencias citadas.

En estado natural, antes de construida la presa, las avenidas pueden producir daños en el cauce. La fig. 4.1 esquematiza la curva de daños naturales DN en función del caudal. Hecha la presa, la laminación reduce los caudales en el cauce y, consiguientemente, los daños. Para una determinada capacidad de embalse E_i la curva de daños DE_i estará por debajo de la DN. Si, como es frecuente, se consideran varias capacidades de embalse, resultara una familia de curvas.

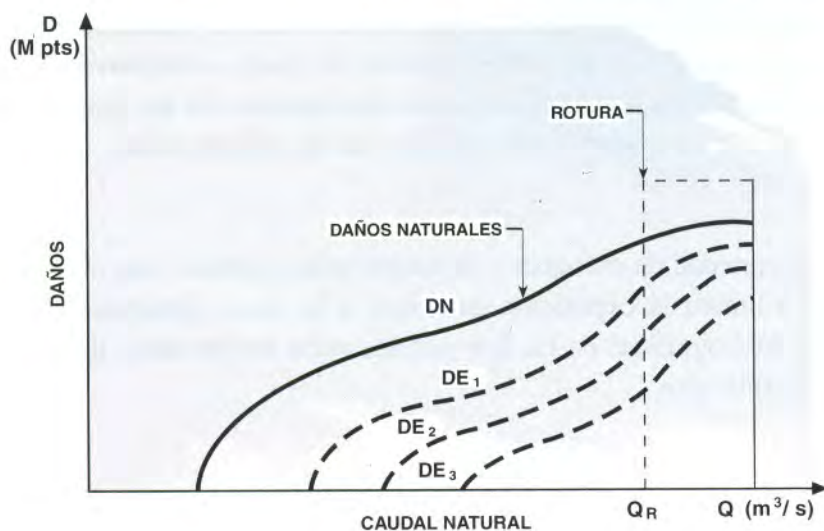


Fig. 4.1

Si dentro del campo de caudales considerados se produjese la rotura de la presa para uno Q_R , la curva sufriría un salto brusco hacia arriba, a menos que para un caudal inferior ya se hubieran producido todos los daños posibles, efecto de saturación más bien raro que podría darse por las condiciones del cauce o por la laminación conseguida. Aún en ese caso, la rotura produciría daños por la destrucción de la propia presa y por la anulación de su servicio (*lucro cesante*).

El caudal Q_R que produce la rotura es uno superior al Q_E de la avenida extrema. Pero dado que es desconocido y que a partir de Q_E no se puede garantizar la seguridad, puede suponerse $Q_R = Q_E$, y así se hace en el proceso que sigue.

Los daños tienen un valor esencialmente estocástico, pues pueden producirse o no, y con magnitudes muy diversas, por lo que están asociados a la probabilidad del caudal que los genera*. Ese valor estocástico puede definirse por el valor esperado D_e dentro del campo de valores considerados para los caudales y el plazo de vida de la presa:

$$D_e = \int_{Q_0}^{Q_E} D(Q) \cdot dP + (DR) \cdot P_E \quad (4.1)$$

El primer sumando es el valor esperado de los daños normales (sin rotura), y la integral tiene como límites Q_0 (caudal sin daños significativos) y Q_E (avenida extrema). $D(Q)$ es el valor de los daños normales producidos por el caudal natural Q habida cuenta de la laminación producida por el embalse. Para cada capacidad de éste hay una relación entre los caudales de entrada y los daños (según la curva correspondiente de la fig. 4.1). En la expresión (4.1) se toma como variable el caudal natural, tanto en $D(Q)$ como en los límites; en cuanto a dP , el caudal está implícito, puesto que $P=P(Q)$. Si reprodujéramos la citada figura adoptando como abscisas las probabilidades relativas a cada caudal, el primer sumando de (4.1) sería el área comprendida entre la curva correspondiente a la capacidad del embalse y el eje de abscisas P entre los límites de caudal definidos en la integral; con las abscisas de la fig. 4.1, $dP=P'(Q) dQ$.

El segundo sumando es el valor esperado de los daños DR debidos a una eventual rotura, cuya probabilidad, como se ha dicho, se supone es la P_E de la crecida extrema. En este caso no hay integral, puesto que el suceso es único para cualquier caudal superior a Q_E .

En la práctica la fórmula (4.1) se usa con diferencias finitas, discretizando las curvas de la fig. 4.1.

* La probabilidad de una crecida de recurrencia T debe referirse al período N de vida útil de la presa, esto es, $P = 1 - (1 - 1/T)^N$. El período de amortización suele ser de 40 o 50 años, pero la vida de la presa debe tomarse de 100 años o más. La presa tendrá una vida superior, pero después de eventuales readaptaciones o refuerzos, por lo que tampoco sería lógico considerar un período más largo.

$$DE = \sum_{Q_0}^{Q_E} D(Q) \cdot \Delta P + (DR) \cdot P_R \quad (4.2)$$

En estas fórmulas hay dos variables de decisión a optimizar: el caudal Q_E que determina la rotura, y la capacidad laminadora. Dentro del campo $Q_0 - Q_E$, para una capacidad dada, cada avenida, supuesta la adecuada operación, da lugar a un caudal de salida (que es el que puede producir daños) y un nivel de embalse. Su máximo NAE (más rara vez, el NAP o el NMN, según se verá en § 5.3) determina la altura de la presa, de la que depende su coste. Por lo tanto, se dan las condiciones contrapuestas para una optimización entre cada valor de (4.2) y el coste que genera. Sin embargo, antes de proceder a la optimización es preciso hacer unas observaciones sobre esta expresión, porque los dos sumandos que incluye son heterogéneos, y es preciso diferenciarlos.

- El valor esperado de los daños normales debidos al funcionamiento del aliviadero (supuesto correcto) tiene una significación real, pues es la media estocástica de los que se producirán, con mayor o menor magnitud y probabilidad, en la vida de la presa. Se trata, además, de daños relativamente admisibles.
- Sin embargo, la optimización de esos daños no suele tener mucho sentido en la práctica, pues el propietario de la presa no puede reclamar el beneficio consiguiente a los daños evitados; más bien suelen serle atribuidos los no evitados, achacándolos a la explotación, aunque realmente no sea así (§ 1.2). Sólo si la presa es del Estado o de una Administración Autónoma podría contabilizarse el beneficio social de los daños evitados.
- Si bien los daños debidos a la rotura tienen un significado práctico, su valor esperado es un concepto abstracto, sin efecto real, pues la rotura no es, como las avenidas inferiores a las de proyecto, un suceso que se dará en la vida de la presa, sino que con muy alta probabilidad no ocurrirá. Pero, si llegara a suceder, sus efectos podrían ser de muy elevada entidad, por lo que no tendría ningún significado práctico que su valor esperado sea 50 o 100 veces inferior al coste real que hay que desembolsar o perder. Por lo tanto, su tratamiento debe ser distinto del de las crecidas inferiores a las de proyecto o extrema.

Para paliar el efecto concentrado y de gran cuantía de la rotura se han intentado fórmulas de seguro, pero el número de presas de un país, en general insuficiente como base, la heterogeneidad tipológica y de riesgos, y la dificultad de cuantificarlos plantea problemas muy distintos a los seguros sobre bienes o personas, cuyas circunstancias de riesgo son conocidas estadísticamente y aplicables a bases amplias de asegurados que permiten compensar los riesgos. La ampliación de la base a nivel internacional tampoco ha tenido efectividad, por ahora, aunque siguen los intentos, que posiblemente lleguen a tener éxito en un futuro. Se han planteado también otras fórmulas, quizá más efectivas, basadas en la constitución de un *fondo de indemnización* (R.2, R.51).

La diferencia cualitativa entre los dos tipos de daños, la importancia predominante que suelen tener los debidos a la rotura, y la dudosa traducción práctica de la evitación de los daños normales en la economía del propietario de la presa (salvo en el caso del Estado), lleva a la optimización separada de los dos sumandos: la del primero, para determinar la capacidad del aliviadero, que limita el caudal vertido aguas abajo y, consecuentemente, los daños normales; y la del segundo, para decidir la avenida extrema, que marca el umbral de prerrotura. El posible error debido a la optimización separada será menor que el procedente de los datos - probabilidades de los caudales, superficies inundadas, cuantía de los daños, etc- y de las hipótesis y programas de cálculo. En todo caso, cabe proceder después a una comprobación con el conjunto de ambas variables, con la ventaja de tener acotado un campo de variación más estricto para ellas.

4.3. Proceso de optimización

La optimización se desarrollaría sucesivamente según las dos fases siguientes:

A) Optimización del caudal máximo del aliviadero

La avenida de proyecto entrante en el embalse se suele decidir por criterios generales (como los que se dan en § 5.1). Una vez fijada, se analiza el efecto de laminación con distintos caudales máximos de desagüe Q_A del aliviadero para la avenida de proyecto fijada Q_P y para varios valores de la avenida extrema Q_E . Se obtienen así los niveles NAP y NAE para cada par de valores (Q_A, Q_E) y, en general, se decide ponderadamente a la vista de los resultados y las limitaciones de la inundación. Aunque el propietario no sea una Administración Pública, podrían tenerse en cuenta los daños producibles al variar Q_E , más bien como información en lo que significan como evitación de presuntas reclamaciones que como beneficios tangibles. Sobre todo, operará en la decisión el valor de las expropiaciones debidas a la sobreelevación del nivel del embalse, que sí que hay que expropiar previamente, pues su inundación está intrínsecamente unida al funcionamiento del embalse. El proceso, en general, no será una optimización económica propiamente dicha, sino técnica y ponderada.

Si el propietario es una Administración Pública, podría tener en cuenta los daños normales evitados y hallar el caudal óptimo Q_A nominal de desagüe del aliviadero optimizando el valor esperado de los daños normales de la ecuación 4.2. Ese valor esperado es una anualidad constante equivalente al conjunto de esos daños durante los N años de vida supuestos para la presa, habida cuenta de su probabilidad. El capital C_D equivalente al total de daños en el momento inicial de la explotación de la presa, con una tasa de interés r será:

$$C_D = \frac{\sum_{Q_0}^{Q_E} D(Q) \cdot \Delta P}{r} \left(1 + \frac{1}{1+r} \right)^N$$

Para cada valor Q_E de la avenida extrema se obtiene un nivel NAE función del caudal nominal Q_A del aliviadero y, consiguientemente, un coste C_C de construcción y expropiaciones. El coste total virtual C_T es la suma

$$C_T = C_C + C_D$$

Para cada caudal Q_E habrá un caudal Q_A del aliviadero que haga mínimo (óptimo) el coste total virtual C_T :

$$\begin{aligned} \text{Óptimo } Q_A &\rightarrow \text{Min. } (C_T) \\ dC_T &= dC_C + dC_D = 0 \end{aligned}$$

La última igualdad expresa la condición de equivalencia marginal de daños y costes que define el caudal óptimo Q_A del aliviadero para una avenida extrema Q_E dada.

Con frecuencia existe un nivel límite del embalse para el NAP o para el NAE, sea por razones topográficas, geofísicas, ambientales, o de bienes o servicios afectados, que condicionan la optimización en mayor o menor medida. En esos casos el proceso es más simple, pues con un nivel tope, el caudal Q_A resulta fijado por la avenida de proyecto Q_P o **por la extrema Q_E , y no ha lugar a la optimización de daños normales, sino que éstos resultan inexorablemente de cada avenida y de la limitación reguladora del embalse.**

Sea el caso que fuere, con los resultados de esta fase quedan definidos el aliviadero y la coronación de la presa para cada avenida extrema Q_E y, consiguientemente el coste de construcción C_C , con lo que se dispone de una relación entre Q_E y C_C , y puede realizarse la optimización del caudal Q_E como se indica a continuación.

B) Obtención de la avenida extrema óptima

El proceso de optimización es similar al anterior: minimización del coste total virtual, suma del coste de construcción C_C , y del coste actualizado de los daños esperados C_R debidos a la rotura. Pero el segundo sumando de la ecuación 4.2, que es la anualidad constante equivalente a los daños por rotura en el período N de vida de la presa, no sirve para la actualización, pues aquéllos no son, como los normales, una serie de daños distribuidos estocásticamente en el período, sino un evento único de gran influencia, que puede suceder o no en el período N y, de ocurrir, solo será una vez, y definitiva. Por ello es fundamental tener en cuenta si se produce o no y el año en que se produce, porque la probabilidad de que ocurra un año determinado varía de uno a otro, y por consiguiente, el valor actualizado de los daños.

Si P_R es la probabilidad de que suceda la rotura un año cualquiera de un período indefinido, la probabilidad $P_R(j)$ de que ocurra el año j es la compuesta de la probabilidad de que no suceda en los $j-1$ años anteriores $(1 - P_R)^{j-1}$ y la de que se dé el año j , que es P_R , esto es,

$$P_R(j) = (1 - P_R)^{j-1} \cdot P_R$$

El valor de la indemnización D_R puede aumentar con el tiempo debido al doble efecto de la plusvalía y del desarrollo en el cauce. Supuesta una *tasa de escalación* e , la indemnización el año j será $D_R (1 + e)^j$, luego el valor esperado de la indemnización ese año será

$$D_R (1 + e)^j \cdot (1 - P_R)^{j-1} \cdot P_R$$

Por lo tanto, el capital equivalente a los daños por rotura esperados en el período N será:

$$C_R = \sum_{j=1}^N \frac{D_R (1 + e)^j \cdot (1 - P_R)^{j-1} \cdot P_R}{(1 + r)^j} = \frac{D_R \cdot P_R (1 + e)}{(1 + r)^N} \times \frac{(1 + r)^N - (1 + e)^N (1 - P_R)^N}{1 + r - (1 + e) \cdot (1 - P_R)} \quad (4.3)$$

Si no se tiene en cuenta la tasa de escalación, $e = 0$:

$$C_R = \frac{D_R P_R}{(1 + r)^N} \times \frac{(1 + r)^N - (1 - P_R)^N}{(r + P_R)} \quad (4.4)$$

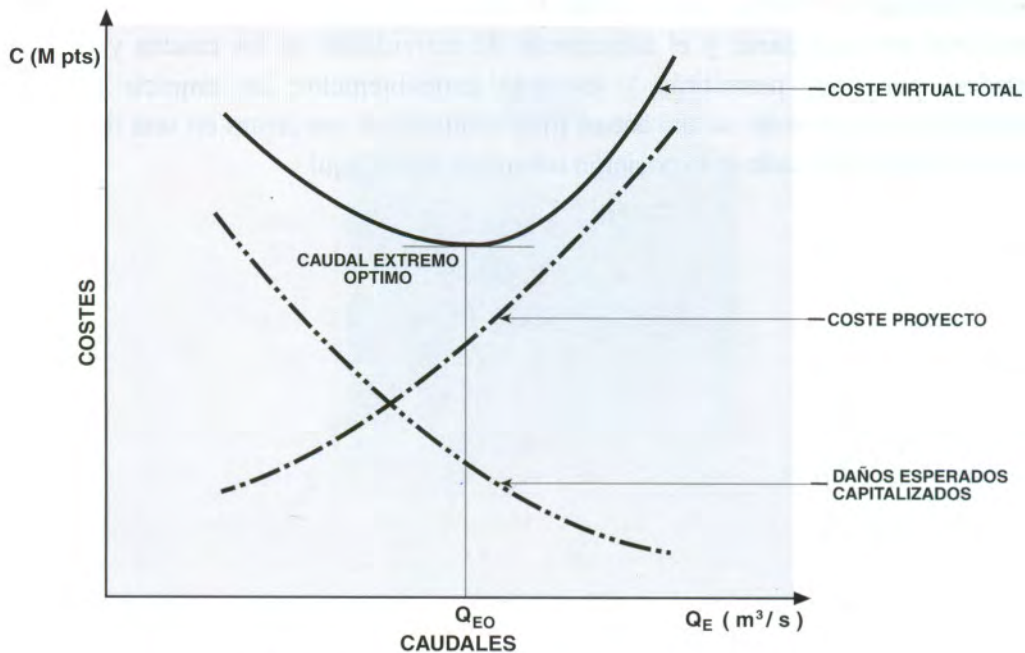


Figura 4.2. OPTIMIZACION DEL RIESGO.
DETERMINACION DEL CAUDAL EXTREMO OPTIMO

El resto del proceso de optimización es el antes descrito: minimización del coste total virtual C_T , siendo el capital equivalente de los daños la expresión 4.3 o 4.4. La fig. 4.2 expresa gráficamente la optimización.

4.4. Observaciones sobre la aplicabilidad de la optimización del riesgo

Como ya se advirtió (§ 4.1) el proceso descrito es costoso y de gran dificultad práctica, por lo que sólo ha tenido una aplicación restringida. Sobre todo, la determinación de las zonas inundables por la onda de rotura y la tasación de los daños respectivos es difícil, onerosa y poco precisa. Estos detalles pueden verse en R.2. A estas dificultades se suma la consideración del riesgo de vidas humanas o afecciones ambientales o históricas, no susceptibles de evaluación dineraria.

En las presas de *Categoría A* esta metodología no tiene aplicación, porque frente a la gran magnitud del riesgo, el sumando C_c es prácticamente inoperante, lo que obliga a adoptar una avenida extrema considerada como suficientemente segura. En las de *Categoría C* la moderada magnitud de los daños y de la importancia de la presa no justificarán, en general, el coste de la metodología, que podría quedar limitada a una ponderación aproximada de costes y daños más intuitiva que concreta. Sólo en las de *Categoría B*, sobre todo en su sector más próximo a las A, podría tener su mejor aplicación y justificarse su coste por la cuantía de las cifras en juego.

La disponibilidad creciente de conocimientos y medios para la obtención de los datos base (curvas de inundación normal y por rotura, levantamientos taquimétricos y catastrales, tasación de daños, etc) por una parte, y el incremento de actividades en los cauces y del valor de las propiedades, por otra, permitirán y exigirán probablemente un empleo gradual de esta metodología que, a pesar de su uso actual muy limitado, se encuentra en una fase de evolución, por lo que resulta justificada la exposición resumida hecha aquí.

5.

FIJACION DE LA CAPACIDAD DE LOS DESAGÜES Y DE LA COTA DE CORONACION

Dada la importancia, en general predominante, del aliviadero en la seguridad, este capítulo se dedicará preferentemente a él; y al final se dedicará un apartado a los otros desagües.

La fijación de la capacidad del aliviadero tiene dos fases:

- Determinación de las avenidas máximas de entrada: de proyecto y extrema.
- Fijación de los caudales máximos de salida en ambas circunstancias, teniendo en cuenta la laminación, el riesgo aguas abajo y las repercusiones en los niveles del embalse y en la seguridad de la presa.

5.1. Avenidas máximas a considerar

El **Reglamento (Art. 11)** define los dos tipos de avenidas máximas a considerar -de **Proyecto** y **Extrema**-, dejando las metodologías de análisis de las avenidas al criterio del proyectista. Solo consigna el tipo de resultados exigibles, como la clasificación de las avenidas por su probabilidad de recurrencia, distribución mensual (que es importante, según coincidan los máximos caudales con niveles altos o bajos previsibles del embalse), y otras circunstancias que ahora se comentan.

Por otra parte, la **Guía nº 4, Avenida de Proyecto**, desarrolla este tema como materia específica, por lo que aquí se da por conocida y se añadirán sólo los comentarios oportunos para el enlace con el presente texto. En aquella se concretan cuantitativamente esas avenidas y se

recomienda considerar razonadamente los siguientes períodos de retorno para los caudales máximos entrantes al embalse:

CATEGORIA DE LA PRESA	AVENIDA DE PROYECTO AÑOS	AVENIDA EXTREMA AÑOS
A	1 000	5 000-10 000
B	500	1 000-5 000
C	100	100-500

En las presas de categoría B y C, podrán justificarse otros valores de la avenida extrema, mediante el análisis económico del riesgo.

En las grandes presas de materiales sueltos se recomienda seleccionar como avenida extrema el valor correspondiente al límite superior del período de retorno.

Se sobreentiende que estas avenidas son las naturales en el cauce. Pero si aguas arriba hubiera uno o más embalses, será preciso tener en cuenta en qué forma pueden modificar esos caudales (**Reg. Artº 10.3**). La acción de esos embalses puede amortiguar el caudal de entrada gracias a su poder laminador, y es un beneficio que puede tenerse en cuenta, siempre que exista la suficiente garantía. Por el contrario, también podría dar lugar a un aumento del caudal natural si esos aliviaderos dispusieran de compuertas y estuvieran sobredimensionados, ya que la apertura inadecuada de éstas podría producir un caudal artificial superior, e incluso extemporáneo. Esta circunstancia puede darse en algunas presas anteriores a la Instrucción de 1967, hasta cuya promulgación no se limitaba el desagüe controlado por las compuertas al caudal de las crecidas normales. Otro efecto a considerar (aún sin un equipamiento excesivo de las compuertas de los embalses superiores) es la posibilidad de coincidencia disfuncional de la apertura de ellas en dos o más embalses de afluentes distintos al embalse estudiado, pues podría llegar a producir una suma de caudales artificiales mayor que la de los caudales naturales, generalmente decalados en el tiempo.

5.2. Limitaciones al desagüe

El **Artº. 10.4.** del **Reglamento** dice que *"se estudiarán los efectos producidos aguas abajo de la presa para diferentes caudales desaguados, así como su combinación con distintos valores de caudales circulantes por el cauce procedentes de otras posibles aportaciones"*, y el **15.1** prescribe que *"la maniobra de los órganos de desagüe no deberá dar lugar a caudales desaguados que originen daños aguas abajo superiores a los que se podrían producir naturalmente sin la existencia del embalse"*.

El Artº 15.1 no debe interpretarse en un sentido literal para cada momento de la avenida, sino en la más lógica y razonable de que, en el conjunto de la operación de control de aquella, no se produzcan daños superiores a los que habría producido el caudal natural punta. En operaciones con crecidas moderadas puede ser factible una cierta limitación de los desagües, pero cuando hay que controlar crecidas importantes, puede ser necesario desaguar caudales superiores a los naturales durante la fase inicial de la avenida para lograr un desembalse preventivo, precisamente para poder atenuar después la punta natural y disminuir *en conjunto* los daños aguas abajo.

Una limitación importante del desagüe puede ser la ya citada ocupación abusiva y creciente del cauce por actividades diversas, incluso por viviendas, que invaden el cauce natural de las crecidas normales, trastornan el régimen fluvial natural y crean un riesgo no existente cuando se proyectó la presa, aunque las descargas cumplan el Artº. 15.1. Estas condiciones abusivas, pero con la fuerza de lo real, pueden llegar a producir graves tensiones decisorias entre la protección del cauce y **la seguridad de la propia presa que, en último caso, debe tener prioridad**, pues su fallo daría lugar a daños incomparablemente mayores.

Algunos errores de operación más o menos graves pueden ser debidos a errores humanos, accidentes, sabotaje, etc. Para minorarlos, se recomienda proyectar los mecanismos de las compuertas de forma que la apertura se haga con la lentitud aconsejable, según el caso, y disponer sistemas de bloqueo automático que impidan la apertura simultánea de varias: a lo sumo, de dos simétricas, para igualar el flujo, con velocidad menor que para una sola; y además, que retarden la apertura de una compuerta un lapso prudencial después de finalizada la de otra.

Todas estas medidas, técnicamente posibles, deberán analizarse y sopesarse en función de las características de la cuenca, del tiempo de concentración, tiempo de preaviso, capacidad de laminación, condiciones del cauce aguas abajo, etc, al objeto de lograr ponderadamente la máxima garantía de protección conjunta del cauce y de la presa, con prioridad para ésta en caso de colisión decisoria.

Otra limitación podría provenir de los embalses situados aguas abajo, si sus aliviaderos estuvieran infradimensionados y sin suficiente capacidad de laminación suplementaria para aminorar el defecto. Esto puede darse particularmente en presas antiguas proyectadas con falta de datos sobre avenidas y que no han sido adaptadas a las condiciones adecuadas. El problema en algún caso puede ser serio, porque tampoco puede exigirse a una presa nueva que se adapte de manera absoluta a otras anteriores defectuosas, lo que, incluso, podría hacer inviable una obra muy conveniente. En este caso extremo parece lógico proyectar la presa de acuerdo con lo racional y denunciar a la Administración competente la incapacidad de las situadas aguas abajo, exigiendo que se adapten en el plazo más breve posible a las condiciones vigentes. Entretanto, deberá estudiarse la situación transitoria para que durante ella no pueda padecer la seguridad de la presa nueva ni la de las anteriores, aunque estas circunstancias quizá podrían considerarse como de situación extrema, si fuera el caso.

Por el contrario, si los embalses situados aguas abajo tuvieran una buena capacidad de laminación, la oposición entre la capacidad de desagüe controlado y la total necesaria podría resultar considerablemente aliviada por el efecto de la laminación conjunta.

En todo lo anterior se ha citado la maniobra de las compuertas del aliviadero, por ser, en general, la de mayor efecto, pero se sobrentiende que debe aplicarse al conjunto de los desagües.

Además, el conjunto de los desagües de maniobra voluntaria deben proyectarse de forma que, abiertos en su totalidad, desagüen un caudal conjunto no superior a la punta de la avenida calificada como **normal**.

Se sobrentiende que si el embalse es reducido, o la presa está tan alejada de las actividades humanas que sus descargas no pueden significar daños sensibles, no hay más limitaciones a la maniobra del aliviadero y los desagües que los procedentes de la misma presa o de su embalse.

En cuanto a los aliviaderos con labio fijo, nunca pueden producir una punta mayor que la natural, por lo que cumplen *per se* lo prescrito. Pero, a cambio, en la fase de agotamiento de la crecida dan caudales superiores a los naturales, si bien, como son siempre inferiores al máximo, en general no causan daños suplementarios. Sin embargo, en algunos casos -más bien excepcionales- la duración de esa situación puede dar lugar a algún perjuicio, en principio de menor cuantía.

5.3. El nivel del embalse y la seguridad

La decisión sobre la capacidad nominal del aliviadero viene fijada por sus consecuencias en los niveles NAP y NAE. En general, es el último el que prevalece, pero en ocasiones puede serlo el NAP e incluso el NMN, porque aunque inferiores al NAE podrían dar lugar a condiciones más exigentes en conjunto, ya que para el NAE, por su carácter extremo, se toleran condiciones límites tensionales y de resguardo.

Los niveles NAP y NAE fijan, además, la altura de la presa y las expropiaciones en el embalse, con la consiguiente repercusión en el coste, de lo que se ha tratado ya en el cap. 4.

A continuación se analizan los efectos de las diversas causas que producen la subida del embalse por encima del NMN y las medidas oportunas para garantizar la seguridad de la presa frente al riesgo de vertido sobre su coronación. Y más sucintamente, por tratarse el tema con mayor generalidad en la **Guía nº 2, Criterios de Proyecto**, las repercusiones del nivel del embalse en el estado tensional.

5.4. Niveles y resguardos

Se define como capacidad nominal del aliviadero el caudal máximo que desagua con la avenida de proyecto entrante en el embalse, después de su laminación. Para ese caudal

nominal **el aliviadero debe funcionar con normalidad hidráulica**, con los resguardos habituales en la conducción (Cap. 7) y una amortiguación correcta de energía (Caps. 8 y 9).

Con la avenida extrema se admite un funcionamiento hidráulico límite, con absorción parcial o total de resguardos, siempre que, dada su corta duración presumible, no puedan producirse daños o erosiones en la presa, en su cimiento, o en el propio aliviadero con riesgo de la seguridad.

Siguiendo los procesos citados en el Capítulo 3 se analizará el efecto laminador y los niveles alcanzados por el embalse con varias capacidades del aliviadero y para las dos avenidas tipo: de proyecto y extrema. Se obtendrá así una matriz con dos filas, que define el nivel del embalse en función de la capacidad nominal del aliviadero para cada avenida tipo. Para cada capacidad de desagüe se fijarán los resguardos necesarios y, en consecuencia, el perfil de la presa.

El **Reglamento** da unas normas sobre los resguardos y define dos (**Artº. 13**):

- El **normal**, con el **NMN** que, *además de ser suficiente para el desagüe de las avenidas, será igual o superior a las sobreelevaciones producidas por los oleajes máximos, incluyendo los debidos a los efectos sísmicos.*
- El **mínimo**, con el **NAP**, que debe dejar margen suficiente para *las sobreelevaciones producidas por los oleajes en situaciones de avenida, y para su determinación se tendrá en cuenta el desagüe de la avenida extrema.*

Y añade que para ambos resguardos *se considerarán los asientos presumibles debidos a fenómenos sísmicos u otras causas de carácter extraordinario.*

Para el NAE no se define resguardo propiamente tal, y se fijan sólo las condiciones de no vertido sobre coronación, esto es, de agotamiento del resguardo mínimo; e incluso se toleran vertidos límites justificados en presas de hormigón de menor riesgo, lo que equivale a un resguardo negativo. **En general será el NAE el que fije la cota de coronación**, con lo que quedarán definidos los dos resguardos, **pero en algún caso el NMN con el oleaje debido a un seísmo podría exigir un mayor resguardo que el definido por la avenida extrema.**

En las presas de materiales sueltos las exigencias para el NAE son casi absolutas: *"no se admitirán vertidos sobre coronación, teniendo en cuenta el oleaje producido por los vientos"*. Se hace una salvedad, si la presa está proyectada para ello, lo que será excepcional. Es de notar que el resguardo debe cubrir, no sólo la altura de las olas, sino también los rociones de su choque contra el talud, porque podrían producir una erosión progresiva. Es obvio que si se admite el vertido continuo sobre coronación cuando la presa esté preparada para ello, con mayor razón puede admitirse el vertido de las olas o de sus rociones, si se disponen las protecciones adecuadas. Excepcionalmente podría tenerse en cuenta, sólo en cuanto al oleaje, la altura del parapeto en las presas de escollera con pantalla de hormigón, con tal de que esté proyectado

para resistir ampliamente el empuje hidrostático más el impacto, porque, de no ser así, su fallo dejaría la presa indefensa. En cualquier caso, el NAE deberá quedar por debajo del de coronación. Y el núcleo, si existe, deberá sobrepasar el NAE para evitar la erosión interna por filtración.

Dada la imprecisión de la evaluación de la avenida extrema **se recomienda no aplicar estrictamente la condición de no vertido, sino con un pequeño margen**, al menos en las presas de Categoría A.

La intolerancia respecto a los vertidos sobre estas presas debe extenderse al resto del aliviadero -conducción, cuenco, etc-, en cuanto al resguardo en el funcionamiento con avenidas extremas, si su agotamiento pudiera producir erosiones en la presa o en su entorno inmediato.

En las **presas de hormigón** las tolerancias de vertido son claras, pero matizadas, de acuerdo con el riesgo de la presa. En las de Categoría A sólo se toleran vertidos accidentales por el oleaje; en las otras podrán justificarse vertidos continuos, aunque de magnitud y duración limitadas y sin peligro para la seguridad.

Esta tolerancia está justificada por la resistencia del hormigón y no tiene más límite que su repercusión tensional por el empuje, más sensible en las presas de gravedad*, y la constatación de la suficiente resistencia de los estribos y cimientos ante el impacto hidráulico. Un caso particular son las presas de contrafuertes y las de bóvedas múltiples que, aunque de hormigón, se prestan mal a un vertido no localizado y previsto sobre coronación, por lo que es aconsejable evitarlo o, a lo sumo, reducirlo a pocos decímetros.

Se repite para las presas de hormigón lo dicho sobre el parapeto para las de materiales sueltos. Aunque la rotura de éste probablemente no produciría graves efectos en la propia presa, sí podría significar un importante riesgo aguas abajo, pues el fallo sería prácticamente total y daría lugar a un vertido súbito que, añadido al caudal extremo, podría ser aún más catastrófico. Por eso, de usarse, debe ser ampliamente resistente al empuje y al impacto de las olas, y a cierto vertido por encima, por si llegara a producirse.

Se recuerda también que en un aliviadero de labio fijo, las pilas, si las hay -para apoyar un puente o para airear la lámina-, deben tener la separación necesaria para que los troncos que pudiera arrastrar la corriente no puedan quedar acodados, con pérdida de capacidad evacuadora, y cuyo remanso podría producir un empuje hidrostático excesivo, con riesgo de inestabilidad para la presa.

* Un caso de resistencia extrema fue la Presa de Vaiont (Italia) que resistió el impacto de una gigantesca ola causada por un enorme corrimiento de ladera que produjo una lámina vertiente de 40 m de altura en un extremo y 140 m en otro sin repercusión sensible en la estructura (bóveda de 280 m) y sólo la destrucción de algunas pilas de aireación (no todas), lo que demuestra el gran margen de resistencia de una bóveda ante fuerzas e impactos tan excepcionales.

El **Reglamento** no concreta más, pero se sobreentiende que la tolerancia de los vertidos en circunstancias extremas podría extenderse a obras complementarias o accesorias, siempre que ese riesgo sea asumible y no afecte a la seguridad de la presa ni al funcionamiento de sus órganos de desagüe.

5.5. Avería de compuertas

Además de los niveles NAP y NAE hay que considerar la cota de embalse a que daría lugar una avería de compuertas simultánea a una avenida.

El **Reglamento** se limita a decir (**Art.º 15.3**) que *"se considerarán diversos escenarios de averías de los órganos de desagüe durante la explotación, analizando sus consecuencias, adoptando las medidas pertinentes para aminorar riesgos y daños"*. Implícitamente debe entenderse que ha de realizarse también en el Proyecto, para prever las consecuencias que pudieran tener en la seguridad.

El proyectista y el explotador han de decidir con su buen juicio y según la categoría de la presa, los escenarios posibles y coherentes. Sólo **a título de orientación** se apuntan los siguientes:

- **La coincidencia de una avería con la avenida extrema**, aunque posible, es de una probabilidad muy inferior a la de la avenida extrema, que se supone límite, por lo que **no es a considerar**.
- Podría contemplarse el bloqueo de una compuerta simultáneo a la avenida de proyecto, o de dos o más compuertas con una avenida normal, con vertido en ambos casos sobre la o las compuertas averiadas, dándoles el tratamiento de situaciones extremas y comprobando que el nivel del embalse no rebasa el NAE.

5.6. Aliviaderos complementarios y de emergencia

Para limitar la sobreelevación del embalse puede utilizarse un aliviadero de labio fijo, complementario del principal, que funcione a partir de determinada cota.

Situando la cresta de este vertedero ligeramente por encima del NMN para evitar vertidos accidentales por el oleaje, en cuanto este nivel sea superado, comenzará automáticamente el vertido complementario. (fig. 5.1a).

Normalmente, éste se producirá con avenidas superiores a la máxima normal, con las compuertas abiertas, para suplementar el desagüe de éstas. Pero cabe también disponerlas con su borde superior más elevado que el umbral del aliviadero complementario, y así, éste podría

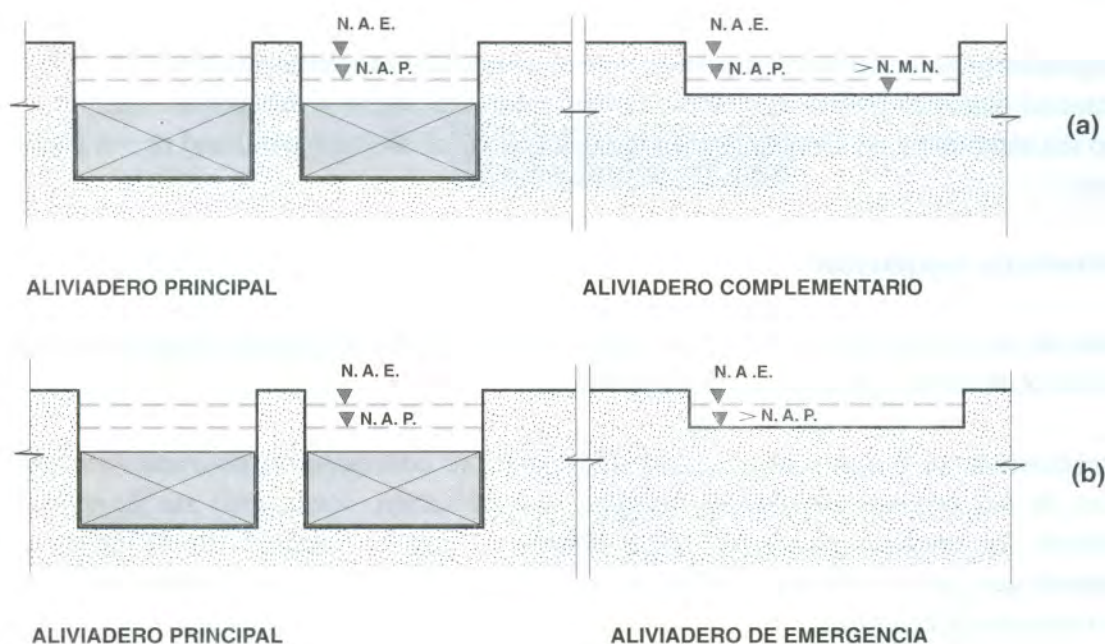


Fig. 5.1

comenzar su vertido desde un nivel poco superior al NMN con las compuertas cerradas, sirviendo de aviso de exceso de nivel y de alivio automático de pequeños caudales excedentes mientras se decide si procede o no abrir las compuertas.

El caudal evacuado por el vertedero complementario permite rebajar la sobreelevación del embalse para todas las avenidas o frente a la avería de una compuerta, lo que puede ser muy útil cuando hay limitaciones de nivel.

Situando el umbral del vertedero por encima del NAP se convierte en **aliviadero de emergencia**, pues sólo funcionaría para las avenidas superiores a las de proyecto, esto es, las extremas, o en el caso de avería de compuertas (fig. 5.1b). Dada la remota probabilidad de su funcionamiento y la presumible breve duración de éste -pues se trataría de la punta de la avenida- puede construirse con amplias tolerancias, incluso de eventuales erosiones propias, con tal de que sean limitadas y no puedan llegar a comprometer la estabilidad de la presa o la permanencia del embalse. Por ello, suelen no revestirse, en general; si acaso, puede ser conveniente igualar con hormigón el umbral de su embocadura para materializar, nivelada, la cota de iniciación del vertido.

Aunque estos aliviaderos son minoría, y rara vez se incluyen en el proyecto, podrían tener creciente aplicación futura para aumentar la capacidad de desagüe de una presa en explotación (R.54). La obra es siempre factible por medio de un túnel, si no hubiera otra solución más económica.

Obsérvese que la tolerancia de ciertos vertidos extremos sobre la coronación en las presas de hormigón de categorías B y C equivale a convertir aquella en un aliviadero de emergencia,

añadiendo una capacidad de desagüe suplementaria y una laminación adicional por la elevación del embalse, efectos que pueden ser notables en coronaciones con longitud superior a los 200 m.

Un tipo especial de aliviadero de emergencia es el **fusible**, en el que en un canal lateral se sitúa un dique de tierra de baja altura (fig. 5.2), con su coronación a una cota entre el NAP y el NAE. A partir de una cierta avenida superior a la de proyecto el agua verterá sobre el dique de tierra y lo destruirá, proporcionando un caudal suplementario determinado por la sección del canal. La ventaja de este dispositivo es que retrasa el vertido y refuerza la laminación hasta que resulta insuficiente, lo que, al propio tiempo, es su defecto, pues el caudal suplementario aumenta muy rápidamente, y puede dar lugar a perjuicios suplementarios aguas abajo. Para paliarlos, puede dividirse la sección transversal en dos o tres sectores con diques de alturas escalonadas, para que su rotura lo sea también.

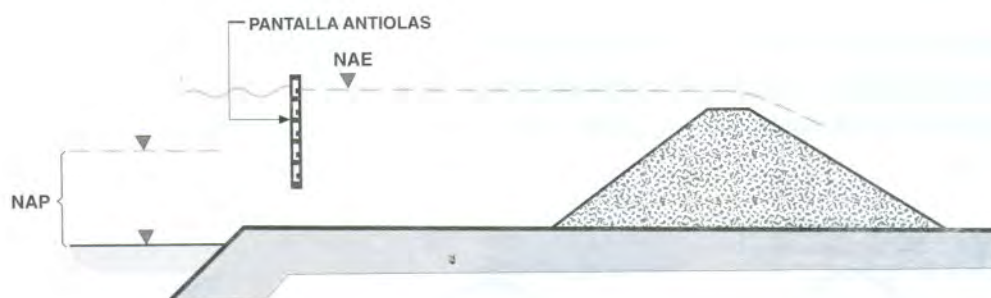


Fig. 5.2

Para que este aliviadero cumpla su función, el caudal desaguado por la sección libre (con el dique destruido) debe ser el necesario para evacuar, con el conjunto de los desagües, la avenida extrema con el NAE. Para ello precisa una cierta altura de lámina desde el NAE, lo que en general obligará a situar el umbral del fusible por debajo del NAP e incluso del NMN, si así lo exige la limitación de la sobreelevación disponible. Lo primero tiene menos importancia, porque el fusible sólo estaría en carga parcial en avenidas normales; pero si el dique ha de estar en carga, aunque sea parcial, con niveles normales, un fallo del fusible podría dar lugar a una descarga extemporánea. Hay que tener en cuenta que las condiciones de seguridad del fusible han de ser inferiores a las normales, para garantizar su rotura cuando sea necesaria, por lo que debe procurarse que el dique quede fuera de los niveles normales y, si no fuera posible, garantizar su estabilidad con niveles normales y hasta el NAP con los coeficientes de seguridad requeridos por los distintos niveles.

Para resolver esa antinomia entre la estabilidad hasta el NAP y la garantía de rotura para niveles superiores, suelen disponerse unos canales que actúan a partir de un nivel cercano al NAE, erosionando el dique. Hay que asegurarse también de que los escombros del dique destruido no

entorpecen el desagüe, para lo cual el tramo inmediato aguas abajo debe tener una fuerte pendiente. Y para que el oleaje no pueda provocar un vertido accidental prematuro, debe instalarse una pantalla que filtre las olas. (Más información en R.28, R.48).

Otro tipo de fusible es la *presa inflable*. Consiste en un cilindro hueco de material resistente y muy deformable relleno de aire en presión o agua, unido por su base, parcialmente plana, a una losa de hormigón armado (fig. 5.3). Cuando el nivel de agua sobrepasa la coronación, el peso de la lámina vertiente aplasta el cilindro y permite el desagüe con un nivel relativamente próximo al primitivo. Si éste llega a sobrepasar un límite prefijado, un dispositivo hidráulico automático abre unas válvulas, y el cilindro se vacía y queda totalmente aplastado contra la base, dejando libre una sección de desagüe casi como si el azud no existiera. Cuando los caudales vuelven a normalizarse, se inyecta aire o agua y el azud recupera su funcionamiento primitivo. El funcionamiento es automático y seguro, pues aún en el caso muy improbable de fallo, pueden abrirse a mano las válvulas.

Estos azudes, con alturas de pocos metros, se han empleado casi exclusivamente para derivación en valles en los que es importante mantener el nivel de agua dentro de ciertos límites, pero sus características les hacen aptos como fusibles en los aliviaderos (Más información en R.63).

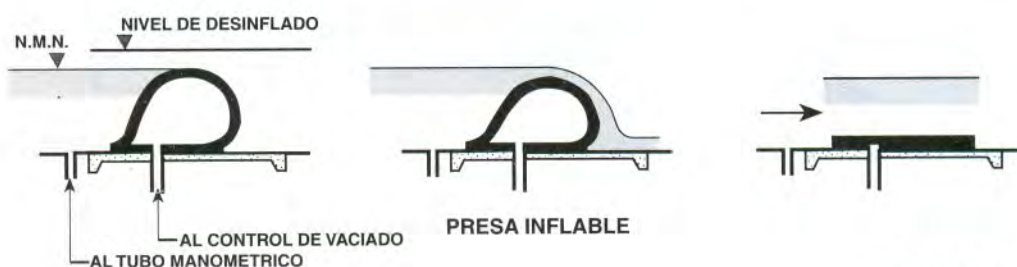


Fig 5.3

5.7. Capacidad de los desagües profundos

Estos son fundamentalmente de dos tipos: las tomas de explotación, el desagüe de fondo y, en algunos casos, unos desagües intermedios. Cada uno de ellos cumple funciones específicas que condicionan su capacidad.

Las tomas de explotación tienen como objetivo suministrar el agua para los usos normales del embalse, y sólo circunstancial y excepcionalmente pueden influir en la seguridad, por lo que quedan fuera del contenido de este documento.

La función principal de los otros desagües es el control del nivel del embalse por debajo del umbral del aliviadero. El desagüe de fondo está presente en casi todas las presas, salvo en los ríos de muy elevado caudal mínimo -no es el caso en España-, en los que su acción de vaciado sería prácticamente imposible de conseguir. Los desagües intermedios se usan con menos frecuencia, y principalmente en las presas de gran altura, al objeto de fraccionar ésta y no cargar

toda la función de vaciado sobre el de fondo. Hay una tendencia creciente al empleo de los desagües profundos en la evacuación de avenidas, lo que lleva a un mayor dimensionamiento que el requerido por otras funciones. En lo que afecte al empleo en avenidas, no hay nada que añadir a lo ya dicho sobre los aliviaderos, salvo recordar las limitaciones derivadas de la rigidez de funcionamiento del régimen en presión.

El **desagüe de fondo** cumple varias funciones, cada una de las cuales exige una capacidad mínima de descarga, según se analiza a continuación:

- a) **La principal es el control y vaciado del nivel del embalse** por debajo del umbral del aliviadero o de los desagües intermedios, si existieran. Esta función es de particular importancia durante los primeros llenados de la presa, que pueden exigir el mantenimiento de un nivel intermedio o su descenso, si se detectara alguna anomalía (**Reg. Art.º 14.4**). Durante la restante vida de la presa esta función puede ser mínima o nula en la práctica, pero siempre es necesaria la disponibilidad efectiva del desagüe de fondo como reserva en caso de necesidad. Se hace notar que un descenso de nivel del 10 al 15% de la altura total repercute en un 19 al 28% de reducción del empuje hidrostático, efecto reductor que se incrementa en las ménsulas laterales, por su menor altura.

No hay reglas para fijar la capacidad del desagüe de fondo que cumpla esta función específica del control de nivel, pues depende de las características de la cuenca, del embalse y de la presa. A título de orientación, se dan los siguientes criterios, a ponderar por el proyectista:

- Que, con el conjunto de los desagües, pueda lograrse, en el curso de una semana, reducir a la mitad la carga sobre la presa, supuestos nulos los caudales de entrada al embalse (hipótesis irreal, sólo válida para la formulación de la regla). (Criterio usado en Francia, R.22).
- Que, con el conjunto de los desagües y con un caudal entrante igual al medio, se consiga rebajar un 15% la carga en el curso de unos días.
- Que durante el trimestre más seco del año el desagüe de fondo permita bajar el embalse hasta el nivel mínimo de explotación en un tiempo razonable (R.45).
- Que durante ese trimestre, y partiendo del nivel mínimo de explotación, el desagüe de fondo pueda vaciar totalmente el embalse y mantenerlo así.

- b) Cronológicamente hablando el primer empleo es, casi sin excepción, **el contribuir a la derivación de caudales durante parte del proceso de construcción, y particularmente en el cierre del desvío del río y comienzo del llenado del embalse**. Esta función, tan ligada al procedimiento constructivo, altura de la ataguía, tipo de presa, plazos previstos, etc, puede condicionar la capacidad necesaria, por lo que estos detalles se desarrollan en la **Guía nº 6** dedicada a la construcción.

- c) **Limpieza de materiales sólidos** acumulados en la parte inferior del embalse. La acción limpiadora se limita a un entorno de la embocadura del desagüe de fondo, pues al alejarse de ella se separan las líneas de corriente, disminuye la velocidad y con ella el potencial de arrastre, hasta anularse a una cierta distancia. A pesar de esta limitación, el efecto puede ser suficiente para impedir la progresión del depósito en la zona y mantener las tomas de explotación limpias y fuera de su alcance (§ 10.4). Como la velocidad en el desagüe viene fijada por la raíz cuadrada de la altura de agua, la única forma de ampliar la zona de arrastre es aumentar la sección del desagüe. En todo caso, esta función requiere diámetros mínimos de 2 m, en general, y es una de las causas de la tendencia creciente al aumento de capacidad de estos desagües.
- d) El ya citado empleo como **complemento del aliviadero** con niveles altos o **para desembalses previos**. El caudal necesario vendrá dado por el grado de contribución deseada.

El mayor de los valores de estas cuatro funciones determinará la capacidad del desagüe de fondo que, como se ha dicho, hay la tendencia creciente a ampliar.

En los embalses destinados preferente o exclusivamente al control de avenidas, la capacidad de los desagües de fondo -esencial para este objetivo- se determinará por las simulaciones de laminación analizadas.

En cuanto a los **desagües intermedios**, su función principal suele ser la del desagüe de caudales de avenidas, sin perjuicio de su colaboración en el control del nivel del embalse en las cotas en que son operativos, para lo que regirán unas normas similares -con las limitaciones pertinentes- a las antes enunciadas para los desagües de fondo. Por ello, en general, la primera función será la determinante de su capacidad.

Fijada la capacidad necesaria, el desagüe -de fondo o intermedio- se dimensionará para que, de acuerdo con su funcionamiento hidráulico en presión, se desagüen los caudales requeridos con los diversos niveles del embalse fijados para cada caso (R.55).

La importancia que en la seguridad de la presa puede tener el desagüe de fondo o uno intermedio, **obliga a emplear dos en paralelo, cada uno con dos válvulas o compuertas en serie como mínimo**: una de regulación del caudal y otra de seguridad (ésta aguas arriba) (**Reg. Art.º 15.4**). Sólo en presas de categoría C de corta altura podría ser admisible -u obligado por el espacio- un desagüe de fondo único.

Los detalles constructivos y funcionales de estos desagües son objeto del cap. 10.

5.8. Estado tensional

Los distintos niveles alcanzados por el embalse se traducen directamente en el empuje hidrostático sobre la presa y, según su duración, en las presiones intersticiales. El estado tensional

resultante de estas acciones y de otras coincidentes con ellas se analiza en la **Guía nº 2, Criterios de Proyecto**, por lo que en ésta sólo cumple hacer un breve comentario.

Los tres niveles tipo corresponden a tres situaciones de distinta calificación, con diferentes exigencias de seguridad. Por ello, aunque las situaciones extremas suelen ser las determinantes, no siempre es así, como ya se ha advertido antes respecto a los resguardos, porque las tolerancias de seguridad para las situaciones de menor probabilidad pueden compensar la mayor intensidad de las solicitaciones, y porque las combinaciones razonables de acciones simultáneas pueden resultar en conjunto más desfavorables con niveles más bajos. Concretamente, al NAE no debe sumársele otra solicitación extrema, como queda dicho, y en las tensiones que origina pueden admitirse tolerancias no admitidas en situaciones normales y accidentales, con tal que el plexo tensional sea estable y no pueda degenerar en la rotura.

Se hace notar que los efectos relativos de la sobreelevación son relativamente mayores en la parte superior de la presa y en las ménsulas laterales -salvo en presas bóvedas, por el reparto tridimensional de tensiones-, lo que, según las circunstancias, puede traducirse o no en que sean las más afectadas en su seguridad.

6.

EMBOCADURA DEL ALIVIADERO

La embocadura cumple la función de derivar el agua del embalse hacia el aliviadero. En ella se produce normalmente el tránsito del régimen infracrítico al supracrítico. La sección en que se produce el régimen crítico es la *sección de control*, pues ella fija el caudal evacuado. El resto del aliviadero no puede influir en la cuantía de ese caudal, dado que por su régimen supracrítico no puede transmitir sus condiciones hacia agua arriba. De aquí la importancia de una correcta concepción y proyecto de la embocadura. Por ello, y conforme al objetivo básico de esta Guía, en el presente capítulo se da preferencia a los detalles que afectan al funcionamiento hidráulico y a la capacidad de desagüe.

6.1. Tipología

La tipología de las embocaduras es muy variada. En sus líneas esenciales viene determinada por su posición, su forma en planta y la existencia o no de compuertas.

- En cuanto a su ubicación, puede estar sobre la presa o aparte de ella, en una ladera o collado. En principio, su situación no influye prácticamente en su forma. En cuanto a su posición en vertical, puede estar en la superficie o sumergida, en este caso con compuertas en carga, con diferencias fundamentales entre ambos casos, tanto de funcionamiento como de formas y estructuras.
- La mayor parte de las embocaduras son de planta recta o ligeramente curvada -o la poligonal inscrita-, sin variaciones apreciables entre estas formas. Una diferencia sustancial se da en las

de planta circular o poligonal cerrada o en semicírculo, en las que la convergencia apreciable de los filetes líquidos influye en la capacidad de desagüe y en el funcionamiento general de la embocadura y del aliviadero, particularmente en las formas de planta cerrada. Otra planta singular es la de la embocadura en laberinto, cuya forma ondulada presenta características propias hidráulicas y estructurales.

- La existencia o no de compuertas marca una diferencia notable, tanto en el funcionamiento (§ 3.2) como en las formas constructivas. A su vez, el tipo de las compuertas influye en la forma y dimensiones de las pilas y en el conjunto de la embocadura.
- Cada tipo da lugar a una forma de enlace con el resto del aliviadero. En general la embocadura y la conducción tienen un eje común, o con un ligero quiebro, por lo que la forma de su enlace solo viene determinada por la mayor o menor convergencia de los cajeros, salvo en algunos tipos especiales, como los aliviaderos en pozo o los de vertido lateral, en los que la corriente sufre un giro de 90° , o próximo, en una cámara al efecto.

6.2. Alimentación

En algunos aliviaderos independientes de la presa la embocadura propiamente dicha viene precedida por un tramo de acceso, generalmente corto y no revestido. En los aliviaderos sobre la presa, obviamente no existe. En cualquier caso, hay que asegurar que el agua del embalse fluya correctamente hacia la embocadura sin obstáculos que pudieran interceptar o distorsionar el flujo como islotes -visibles o como bajos fondos-, salientes que puedan dar lugar a "sombras", etc. (fig. 6.1).

La forma de la embocadura suele ser simétrica, en general, y en ese caso hay que cuidar de que su alimentación lo sea efectivamente. Cuando es disimétrica, un diagrama de líneas de corriente como el de la fig. 6.2 aplicando una función de variable compleja, puede servir para dibujar la planta de los muros-guía y la zona que debe dejarse libre de obstáculos. Por supuesto, un diagrama similar puede utilizarse también en embocaduras simétricas.

6.3. Perfil del vertedero: capacidad de desagüe

Todas las embocaduras superficiales constan de un vertedero, con o sin compuertas sobre él, pero que funciona como labio fijo cuando éstas están totalmente levantadas, lo que ocurre siempre para los caudales máximos. Su perfil no varía prácticamente con la situación del aliviadero en planta, salvo si ésta es de fuerte curvatura o si la embocadura es sumergida.

El perfil de un vertedero debe cumplir la condición de conseguir el máximo desagüe posible con los niveles altos del embalse sin dar lugar a depresiones en el umbral que pudieran producir despegues de la lámina vertiente, cavitaciones o regímenes inestables. Por otra parte, tampoco conviene adoptar perfiles tendidos que se traduzcan en una excesiva robustez de la presa, aunque sí serían admisibles en aliviaderos independientes, en los que la longitud es más corta y

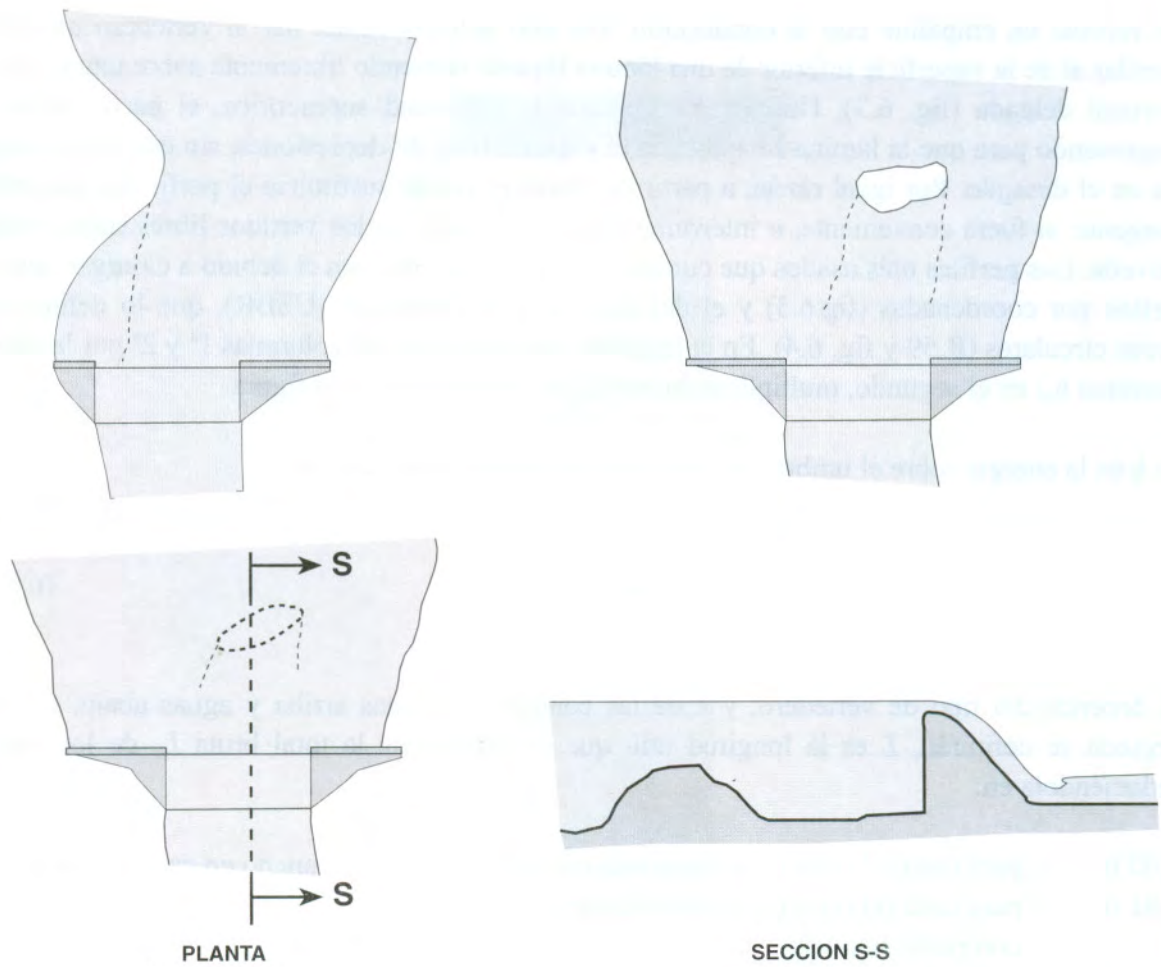


Fig. 6.1

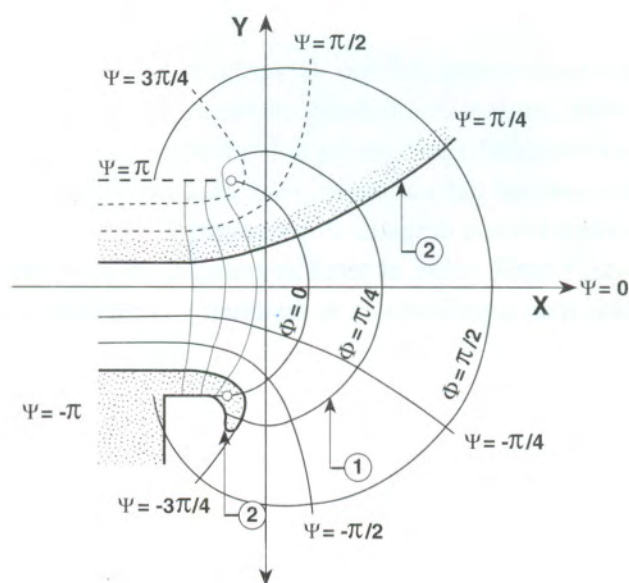


Fig. 6.2

es preciso un empalme con la conducción. Por ello se recomienda dar al vertedero un perfil similar al de la superficie inferior de una lámina líquida vertiendo libremente sobre una pantalla vertical delgada (fig. 6.3). Una vez conseguida la velocidad supracrítica, el perfil puede ir engrosando para que la lámina se apoye en él y quede libre de depresiones, sin que esto influya ya en el desagüe. Por igual razón, a partir de entonces puede sustituirse el perfil por una recta tangente, si fuera conveniente, o interrumpirlo, como ocurre en los vertidos libres sobre presas bóveda. Los perfiles más usados que cumplen estas condiciones son el debido a *Creager*, que lo define por coordenadas (fig.6.3) y el del *Bureau of Reclamation* (USBR), que lo define con arcos circulares (R.59 y fig. 6.4). En el primero, multiplicando las columnas 1ª y 2ª por la altura nominal h_0 ; en el segundo, multiplicando por h_0 los coeficientes de la figura.

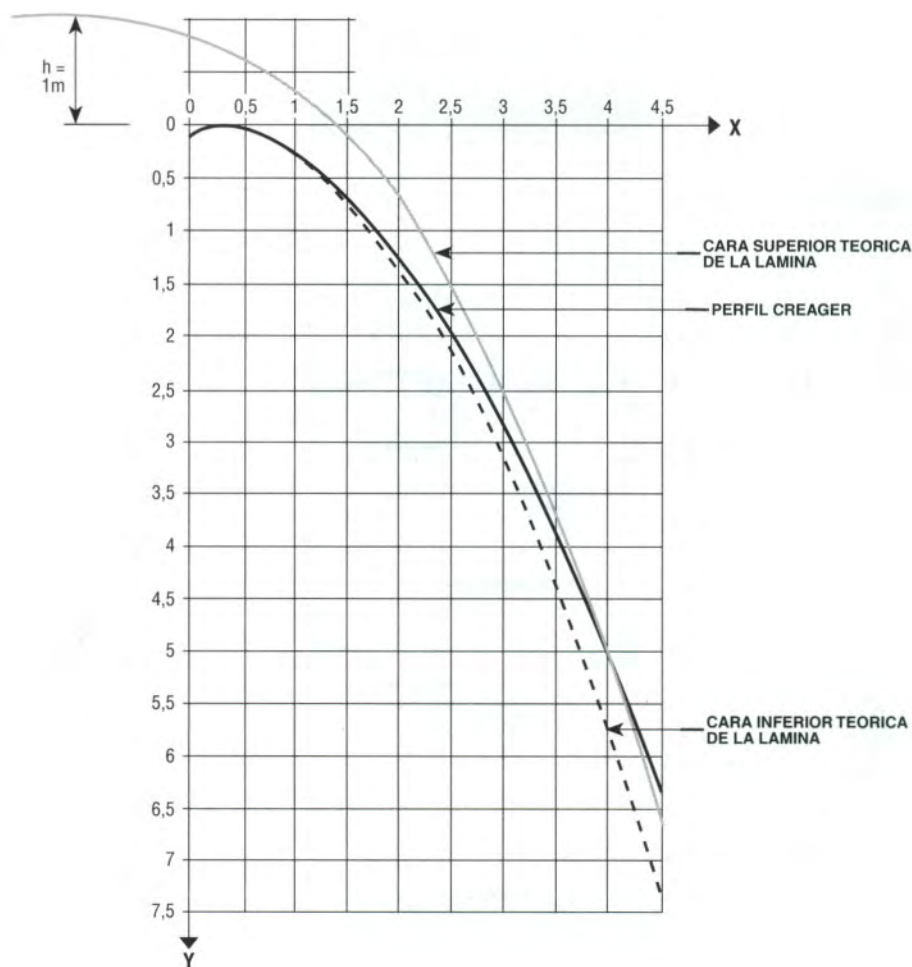
Si h es la energía sobre el umbral del vertedero, el caudal desaguado es:

$$Q = \lambda K \cdot L \cdot h^{1.5} \quad (6.1)$$

K depende del tipo de vertedero, y λ de las condiciones aguas arriba y aguas abajo, que en seguida se definirán, L es la longitud útil, que se obtiene de la total bruta L_T de los vanos reduciéndola en:

0,02 h	para cada pila con proa plana redondeada en un 10% de ancho en cada esquina
0,01 h	para cada pila con proa semicircular
0	con perfil Jukovski
0,1 h	por cada cajero con radio entre 0,5 h y 0,15 h
0	con cajeros con radios mayores y guías a 45° o menos con la dirección del agua

El coeficiente K es una características del tipo de vertedero: $K = 2,09$ para el perfil *Creager*, y $K = 2,18$ para el del USBR, ambos en unidades métricas. El perfil se define para una energía nominal h_0 ; cuando la profundidad aguas arriba del vertedero es grande respecto a h_0 y el nivel aguas abajo no alcanza el umbral del vertedero, esto es, cuando las condiciones se asemejan a las teóricas del vertido sobre lámina delgada, el parámetro λ es $\lambda = 1$; para otras condiciones, λ varía. Las experiencias del USBR sobre el tema se recogen en unos gráficos que pueden verse en R.59 y cuyos resultados más significativos se resumen y comentan a continuación.



X	Y		
	PARAMENTO	CHORRO TEORICO	
		CARA SUP.	CARA INF.
0,0	0,126	-0,831	0,126
0,1	0,036	-0,803	0,036
0,2	0,007	-0,772	0,007
0,3	0,000	-0,740	0,000
0,4	0,007	-0,702	0,007
0,6	0,060	-0,620	0,063
0,8	0,142	-0,511	0,153
1,0	0,257	-0,380	0,267
1,2	0,357	-0,219	0,410
1,4	0,565	-0,030	0,590
1,7	0,870	0,303	0,920
2,0	1,22	0,693	1,31
2,5	1,96	1,50	2,10
3,0	2,82	2,50	3,11
3,5	3,82	3,66	4,26
4,0	4,93	5,00	5,61
4,5	6,22	6,54	7,15

PERFIL CREAGER

Fig. 6.3. PERFIL CREAGER

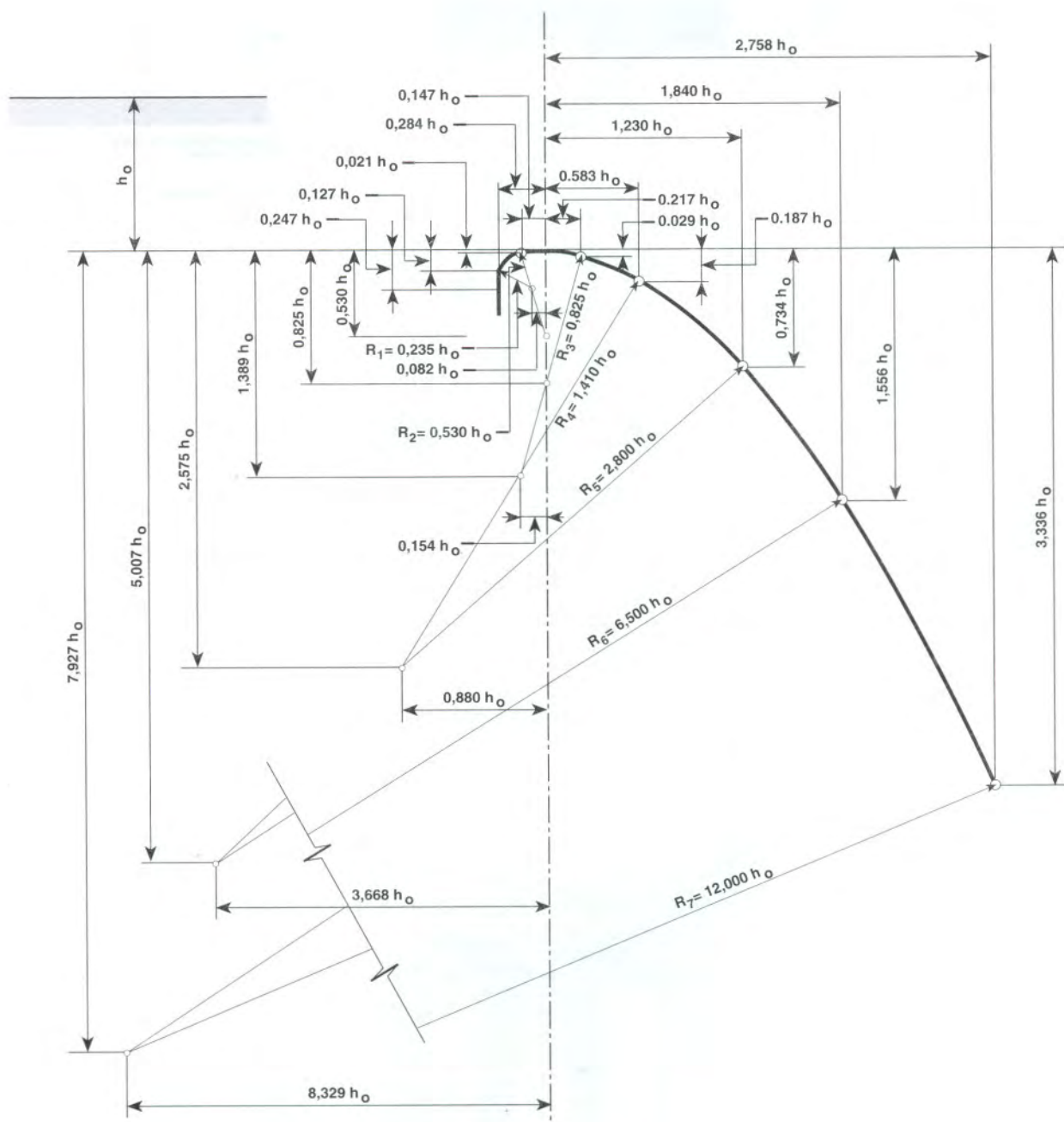


Fig. 6.4. PERFIL USBR

a) Efecto de la variación de h

Como ya se dijo, los perfiles usuales del vertedero reproducen el de la capa inferior de la lámina vertiente sobre una pared delgada en caída libre, con un ligero desplazamiento horizontal hacia agua abajo poco después de alcanzada la velocidad crítica, al objeto de dar un apoyo a la lámina y la consiguiente presión positiva sobre el paramento. Definida la forma del perfil para una cierta energía nominal h_0 , el caudal desagüado para otra $h \neq h_0$ responde a la fórmula (6.1). Cuando $h > h_0$, la lámina tiende a despegarse del paramento, y la depresión consiguiente aumenta el coeficiente de desagüe según una ley prácticamente lineal entre $h = h_0$ ($\lambda = 1$) y $h = 1,4 h_0$ ($\lambda = 1,237$), es decir, en un campo bastante amplio.

La magnitud de la depresión es igual a la diferencia vertical entre la cara inferior de la lámina teórica de caída libre (4ª columna del cuadro de la fig. 6.3 para h) y el paramento del perfil (2ª columna para h_0). Con desagües normales duraderos no conviene funcionar con depresiones, pues serían causa de inestabilidades ondulatorias transversales y cavitación; pero sí serían admisibles con avenidas de muy alto periodo de recurrencia, dada su excepcionalidad y la corta duración presumible de ese funcionamiento, que harán menos sensibles los efectos negativos, obteniendo a cambio un incremento sensible de desagüe cuando es más necesario (un 11,5% más para $h/h_0 = 1,2$, y un 23,7 para $h/h_0 = 1,4$). Definiendo el perfil para la avenida de proyecto, por ejemplo, se dispondrá de un incremento de capacidad de desagüe para las avenidas extremas en condiciones menos aconsejables, pero admisibles. Algunos vertederos han funcionado de forma aceptable en esas circunstancias extraordinarias con una depresión máxima de hasta 6 m, pero es preferible no alcanzar este límite, ni siquiera circunstancialmente. En funcionamiento continuo son admisibles depresiones de 1 a 2 m (R.48).

Por el contrario, con energías inferiores a la nominal, la lámina se adhiere más al paramento, y disminuye el coeficiente de desagüe λ . Para $h/h_0 = 0,9$, $\lambda = 0,983$; y para $h/h_0 = 0,8$, $\lambda = 0,964$; a partir de esta relación, λ disminuye con más rapidez. Pero como esta reducción sólo actúa cuando hay capacidad sobrada de desagüe, su único efecto sería el alargar la duración del vaciado por vertido por debajo del NAP, lo que tendrá una importancia muy secundaria, en general.

b) Influencia de la profundidad aguas arriba

En presas cuya altura está obtenida en gran parte con compuertas, o cuando el vertedero está precedido por un canal de alimentación, la proximidad del fondo, aparte de su influencia en la pérdida de carga -ya incluida en el valor h - puede reducir el valor de λ . Con profundidades p mayores que $2h_0$ la influencia es inapreciable ($\lambda = 0,989$ para $p = 2h_0$), e incluso hasta $p = 1,5 h_0$ es poco sensible ($\lambda = 0,967$); a partir de ese valor, la disminución de λ se va haciendo cada vez más notable.

En los vertederos sobre presas la profundidad aguas arriba suele ser sobrada, y no se da reducción de λ por este motivo; sólo en aquellas cuya altura está ocupada en gran parte por compuertas puede tener efecto y ser prácticamente inevitable. Cuando hay un canal de alimentación, no suele haber dificultad en cumplir la condición $p > 1,5 h_0$ mediante una excavación de rebaje -si fuera necesaria- sin repercusión sensible en el coste, dada su corta longitud, en general.

c) Influencia del nivel aguas abajo

El funcionamiento normal del vertedero presupone que su umbral no está superado por el nivel aguas abajo. En realidad, hasta un anegamiento $y = 0,3 h$ (en este caso respecto a la energía real h), su repercusión es inapreciable ($\lambda \approx 1$); a partir de este valor, λ se reduce casi linealmente hasta 0,95 para $y = 0,65 h$, y después con mayor rapidez. Estos resultados concuerdan con el hecho de que la sección crítica está un poco por debajo del umbral del vertedero, y que la altura crítica es $2/3$ de la altura energética en esa sección.

El anegamiento de la lámina vertiente sólo puede tener influencia en presas bajas con compuertas que ocupen gran parte de su altura, y en ellas suele ser imposible o difícil de paliar con obras. La variación del coeficiente de vertido es compleja, y puede consultarse en R.59 (lo anterior es solo un resumen del límite del anegamiento parcial con nula o débil influencia). En una presa de altura alta o media no puede darse esta influencia, si es vertedero, o es fácil de evitar si el aliviadero es independiente.

d) Influencia del número de compuertas abiertas

El número de compuertas abiertas y su mayor o menor disimetría influye en el coeficiente λ de cada una, pero a los efectos de seguridad frente a grandes avenidas ésto es irrelevante -salvo si se trata de una avería que mantiene una de ellas cerrada- pues el caudal máximo desaguable se obtiene con todas abiertas. En la hipótesis de una compuerta averiada, el caudal vertiente sobre ella debe computarse con un coeficiente prudencial $\lambda = 0,9$ a $0,95$, para tener en cuenta la irregularidad de tal funcionamiento.

e) Conjunto de circunstancias

Si se da la simultaneidad de algunas o todas las circunstancias analizadas, el coeficiente λ es igual al producto de los obtenidos para cada una de ellas.

6.4. Apertura parcial de compuertas. Compuertas sumergidas

Cuando hay compuertas y están totalmente levantadas el vertedero funciona como un labio fijo. Pero con aperturas parciales el chorro que sale por debajo de la compuerta en régimen de orificio -llamado *pelo de agua* cuando la apertura es pequeña- tiene una velocidad mayor que los filetes de agua inferiores del vertedero, porque le falta la contrapresión debida al peso del

resto de la lámina sobre el resto del chorro. La velocidad de salida es $v = \sqrt{2gH}$, siendo H la altura energética sobre el centro de la sección fluyente, y la parábola de caída tiene como ecuación:

$$y = \frac{x^2}{4H} \quad (6.2)$$

Si el umbral estuviera inclinado un ángulo θ con la horizontal, la ecuación de la trayectoria del chorro sería:

$$y = x \operatorname{tg} \theta + \frac{x^2}{4H \cos^2 \theta} \quad (6.3)$$

La primera parábola (salida horizontal) se despegaba del perfil normal del vertedero y produce en una zona de longitud horizontal aproximada $H/2$ aguas abajo de la salida unas presiones negativas en la proximidad de la salida que pueden alcanzar un valor $H/10$ (R.59). Estas depresiones tienen más importancia efectiva que las que se calificaron de tolerables para las avenidas superiores, pues a diferencia de éstas, los desagües parciales pueden ser frecuentes y prolongados. Pueden evitarse dando al perfil la forma de la ecuación (6.2), pero ello comportaría disminuir algo su descarga lineal y hacer más grueso el vertedero, lo que puede ser irrelevante si no importa el coeficiente de descarga y si el aliviadero es lateral, en el que en seguida empalma el vertedero con una rampa de aceleración, pero suele ser inconveniente si está sobre la presa, porque se traduce en un mayor espesor de ésta. En ambos casos pueden suprimirse las depresiones desplazando un poco hacia agua abajo el apoyo de la compuerta (fig.6.5), con lo que queda situada en una zona con la solera inclinada y la trayectoria es la (6.3), que puede ser muy cercana o inferior a la del perfil normal. Obsérvese que esta disposición de la compuerta no influye en la capacidad máxima de descarga, puesto que entonces estará totalmente abierta, y el caudal vendrá determinado solo por el perfil.

Ese ligero desplazamiento tiene otra ventaja: dejar una cuña de agua permanente al pie de las compuertas cuando el nivel del embalse desciende por debajo del umbral del vertedero, con lo que se mantiene húmeda la junta de apoyo, y se conserva mejor.

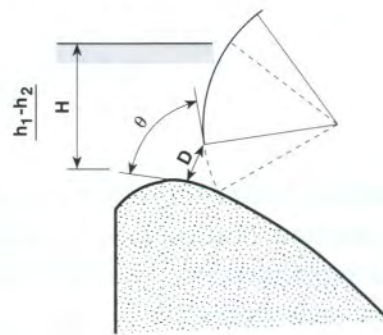
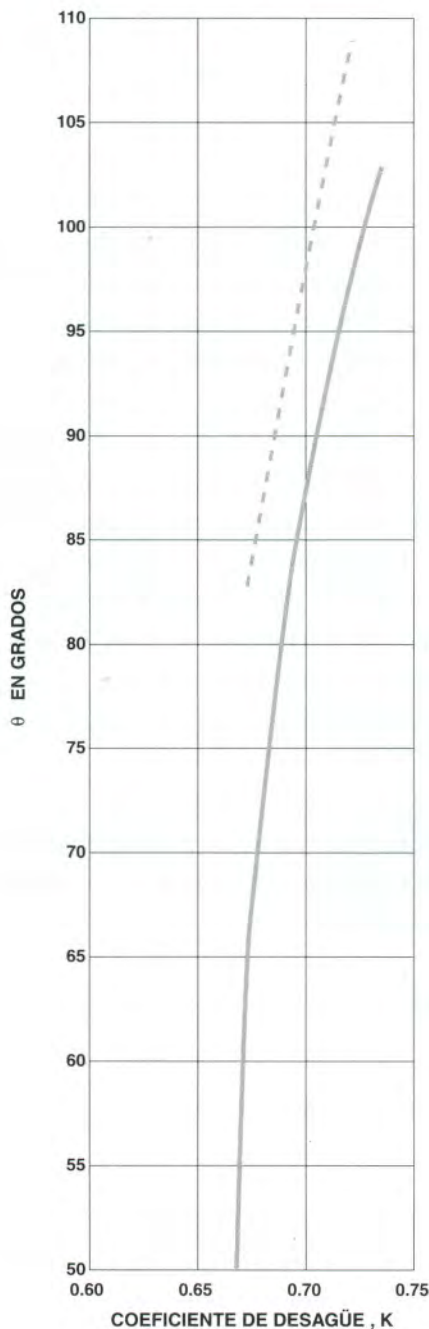
El desagüe por metro lineal útil con apertura parcial es

$$q = K D \sqrt{2gH} \quad (6.4)$$

D es la mínima distancia entre el borde bajo de la compuerta y el perfil del vertedero (fig. 6.5); H es la carga total sobre el centro del orificio desde el nivel estático en el embalse, o la real más

la energía cinética en el canal de alimentación, si lo hay. El coeficiente K depende del tipo de compuerta y de la forma de la cresta, pero pueden tomarse los valores de la fig. 6.5, que está obtenida en unas condiciones medias. Por otra parte, el caudal con una apertura parcial no necesita aquilatarse tanto como el máximo, del que depende la seguridad de la presa.

Las compuertas sumergidas funcionan como una compuerta superficial con apertura parcial, y la fórmula de su desagüe es la (6.4), con la única diferencia que con apertura total siguen funcionando como orificio. Como la carga es mayor que en una compuerta superficial, la velocidad lo es también, y eso fuerza la necesidad de reforzar el perfil o la inclinación de salida. Su embocadura ha de perfilarse también en la parte superior, para guiar la lámina.



**ECUACION DEL DESAGÜE
BAJO COMPUERTA**

$$q = KD \sqrt{2gH}$$

q = Caudal por metro de vertedero

D = Apertura de compuerta

H = Altura de agua referida al centro de la compuerta, una vez abierta

— COMPUERTA DESPLAZADA
AGUAS ABAJO
- - - COMPUERTA EN LA CRESTA
DEL VERTEDERO

Fig 6.5

Las embocaduras en carga, como cualquier otro desagüe, deberán tener formas abocinadas, con bordes redondeados, para mejorar el coeficiente de desagüe, reducir las pérdidas de carga y evitar posibles despegues de la lámina y cavitaciones.

A diferencia de otros desagües profundos regulados por válvulas de descarga, en las embocaduras en carga no deben instalarse rejillas cuya obstrucción, total o parcial, pudiera reducir su capacidad, y que, en general, no son necesarias, dadas las dimensiones de los vanos. En cambio, **es recomendable** instalar una compuerta o al menos un dispositivo de ataguamiento aguas arriba que permita revisar las compuertas de regulación y el resto de la conducción.

6.5. Vertedero lateral

Lo más general es que sea necesario limitar la altura de la lámina vertiente, bien por causa de las expropiaciones o para no sobrecargar el empuje sobre la presa con los niveles de las avenidas superiores a las normales (NAP y NAE). Esta necesidad se hace más notoria en las presas de materiales sueltos, por su mayor exigencia restrictiva respecto al nivel con la avenida extrema y la absoluta de no vertido sobre coronación. Ello lleva a procurar la máxima longitud posible de vertido, lo que puede ser difícil en cerradas estrechas en su entorno. Dejando aparte otras soluciones en círculo o laberinto, de las que luego se tratará, una es disponer el vertedero paralelo a la ladera, con lo que prácticamente siempre puede disponerse de la longitud necesaria. Como el resto del aliviadero ha de trazarse más o menos paralelo al cauce para desaguar en él, el agua vertida ha de girar unos 90° para seguir por aquél (fig. 6.6a). El giro se verifica en una cámara en la que el ingreso de la lámina vertiente produce uno o más remolinos de eje sensiblemente horizontal y paralelo a la conducción que sigue (fig. 6.6c y d). Para conseguir que la velocidad media longitudinal en la cámara sea lo más uniforme posible, su sección transversal ha de ser creciente hacia aguas abajo, y su solera en pendiente, para dirigir al movimiento hacia el resto del aliviadero.

El régimen en la cámara y en el inicio de la conducción puede ser de dos tipos:

- Supracrítico, gracias a la pendiente de la cámara (fig. 6.6b y c), con un movimiento fuertemente helicoidal de la corriente debido a la componente giratoria transversal de la caída. Este movimiento anómalo, dado que la velocidad es supracrítica, se transmite hasta la salida, dando lugar a una distribución irregular en la conducción y, sobre todo, en la obra de amortiguamiento. Por ello, en general, es menos recomendable, salvo en aliviaderos de poca envergadura, en los que los efectos son de menor importancia y pueden justificarse por la economía conseguida.

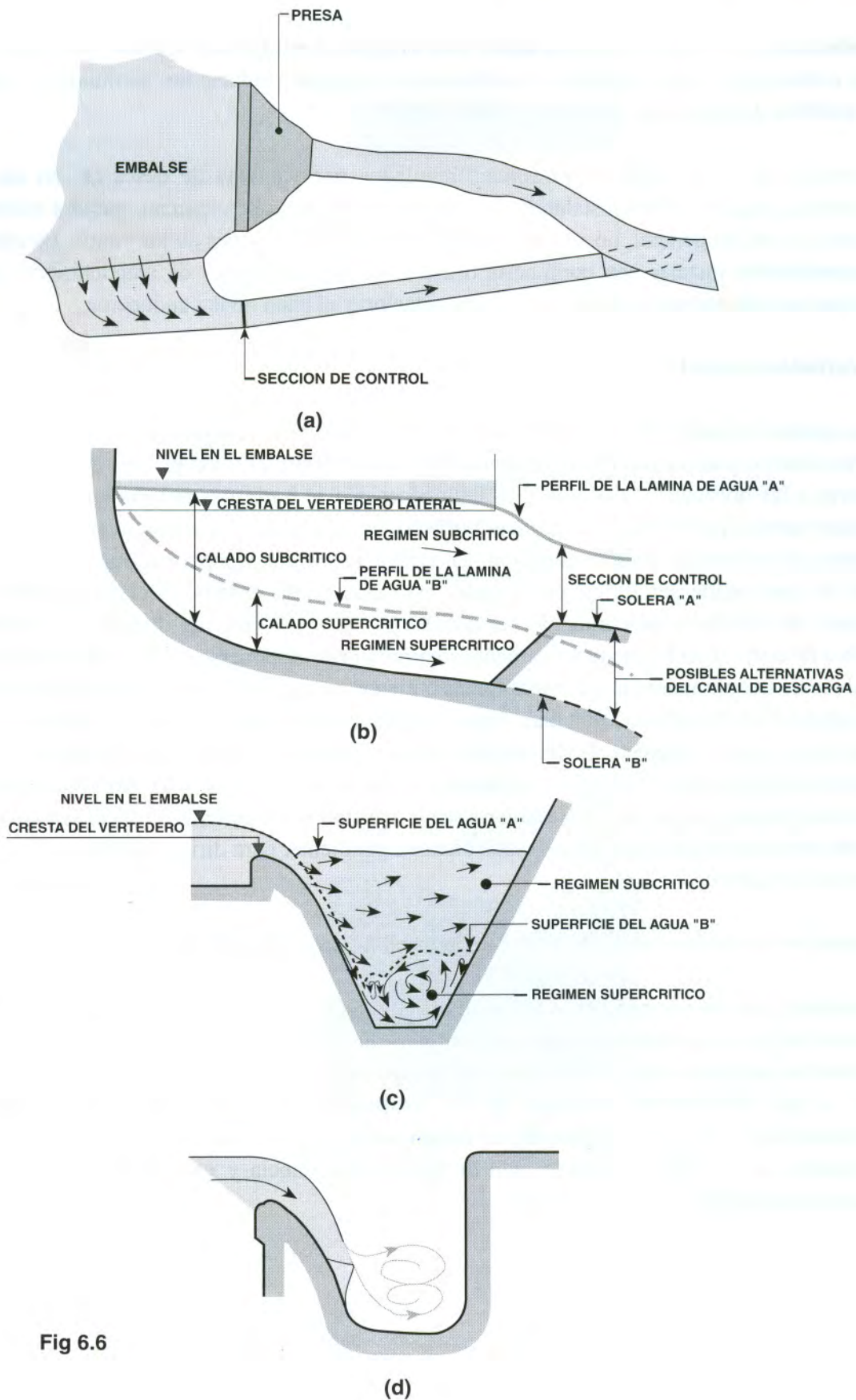


Fig 6.6

- Por ello, lo más normal es crear las condiciones para que la cámara sirva de amortiguamiento parcial de la energía de caída gracias a un anegamiento que produzca un resalto parcial en la sección transversal al vertedero. La corriente longitudinal tiene así un régimen infracrítico, y el movimiento helicoidal, aunque inevitable, queda suavizado (Fig. 6.6b y c). Para conseguir esas condiciones y crear las subsiguientes supracríticas en el resto de la conducción se dispone en el extremo aguas abajo de la cámara un escalón en la solera que sirve para subir el nivel en la cámara y crear un resalto parcial, y para generar una sección de control en la rápida subsiguiente. El resto del aliviadero es normal, en lámina libre.

El vertedero puede ser continuo hasta el pie de la caída (c) o con trampolín o dientes para crear otros remolinos transversales, incrementar el amortiguamiento y suavizar la componente helicoidal por fraccionamiento e interferencia de aquéllos (d).

Detalles del funcionamiento hidráulico y dimensionamiento pueden verse en R.59.

6.6. Embocadura recta de un túnel en presión

Responde al esquema de la fig. 2.2 (ver R.36). Entre las compuertas y la bocina de entrada ha de haber una cámara intermedia, para que su volumen facilite la transición estable de la corriente entre la salida de las compuertas y la entrada en la bocina, amortiguando las oscilaciones que puedan formarse.

Las compuertas son obligadas, porque:

- No tendría objeto un labio fijo cuyas ventajas van a quedar anuladas por la gran rigidez de funcionamiento del túnel en presión.
- Esa rigidez exige un funcionamiento del aliviadero con un margen estricto de caudales. La única forma de acoplarlo a la variabilidad de las avenidas es operar en emboladas, regulando en el embalse los excesos o defectos respecto al caudal de funcionamiento, lo que sólo se puede conseguir con compuertas.
- Otro control necesario es el del llenado del túnel y su tránsito de régimen libre al de presión, que ha de ser lo más rápido posible, lo que solo se consigue gracias a la adecuada maniobra de las compuertas.

Estas pueden ser superficiales o sumergidas. En cualquier caso, la cámara debe ser amplia, para que su volumen estabilice y equilibre las turbulencias originadas por el paso anegado del agua desde la salida de aquéllas a la entrada en la bocina. Para ello se recomienda que su longitud sea, como mínimo, el doble de la altura desde la superficie del embalse al umbral de las compuertas.

La entrada en la bocina ha de ser amplia y perfilada, y la ley de variación de los diámetros debe ajustarse de forma que se disponga en toda ella de una presión sobre la clave del orden del radio del túnel final.

Un tramo que conviene comprobar por si fuera crítico es el codo plano vertical, que existe siempre por la necesidad de unir la embocadura, inclinada o vertical, con la conducción, de menor pendiente. La fuerza centrífuga da lugar a una mayor presión en la parte exterior del codo (solera) y una disminución en la interior (clave), que se suman algébricamente a la presión media que resulta en el esquema general de la fig.2.2. El valor de esta fuerza es v^2/gR (en m de agua), siendo R el radio de cada filete líquido que es mínimo en clave (fig. 6.7a). Es fácil comprobar que es de poca entidad -rara vez mayor de 2 m- por lo que es irrelevante como sobrepresión en la solera, pero como depresión podría ser suficiente para producir unas condiciones próximas a las críticas en clave si la presión en esa zona fuera débil. Teniendo la precaución de proyectar el conjunto de forma que se asegure una presión de unos metros sobre la clave sin la fuerza centrífuga, la depresión con ella será compensada y no tendrá efecto crítico. Esto suele ser fácil de conseguir en pozos inclinados, pero en los verticales puede presentar mayor dificultad, por la limitación geométrica del radio R.

En los codos subhorizontales -eje próximo al vertical- se produce igual efecto, pero menos sensible por su orientación, ya que la depresión máxima debida a la fuerza centrífuga no se da en la clave, sino en el extremo interior del plano diametral, que tiene una presión adicional igual al radio r del túnel sobre la que se da en la clave en uno vertical (fig. 6.7b). Por otra parte, los codos subhorizontales suelen ser suaves, e incluso evitables, mientras que el vertical es insoslayable y de mayor curvatura, por imperativos de espacio.

Otra condición que ha de cumplir la bocina es facilitar la expulsión del aire acumulado en el túnel durante el tránsito de régimen para evitar que el aire comprimido pueda producir explosiones que podrían dañar el revestimiento. Para ésto y para la comprobación general del funcionamiento, en particular la estabilidad en la cámara y la obra de restitución al río, es imprescindible el modelo reducido.

6.7. Vertederos con planta curva

La forma curva hace converger los filetes líquidos y reduce el coeficiente de vertido. En este caso el coeficiente K de la ecuación (6.1) varía en función de h/R , siendo h la energía específica sobre el umbral del vertedero y R el radio exterior de la planta de éste (fig.6.8). Para embocaduras con suave curvatura, como son las más frecuentes, esa relación es muy pequeña, y la reducción de K nula o poco significativa mientras $h/R < 0,1$, lo que suele cumplirse con frecuencia. Si esa relación fuera mayor y el vertedero tuviera pilas, puede evitarse la reducción del desagüe sustituyendo la curva por una poligonal con tramos rectos entre ellas y con los laterales de las pilas normales al vertido. La convergencia se traslada así a los laterales de las pilas.

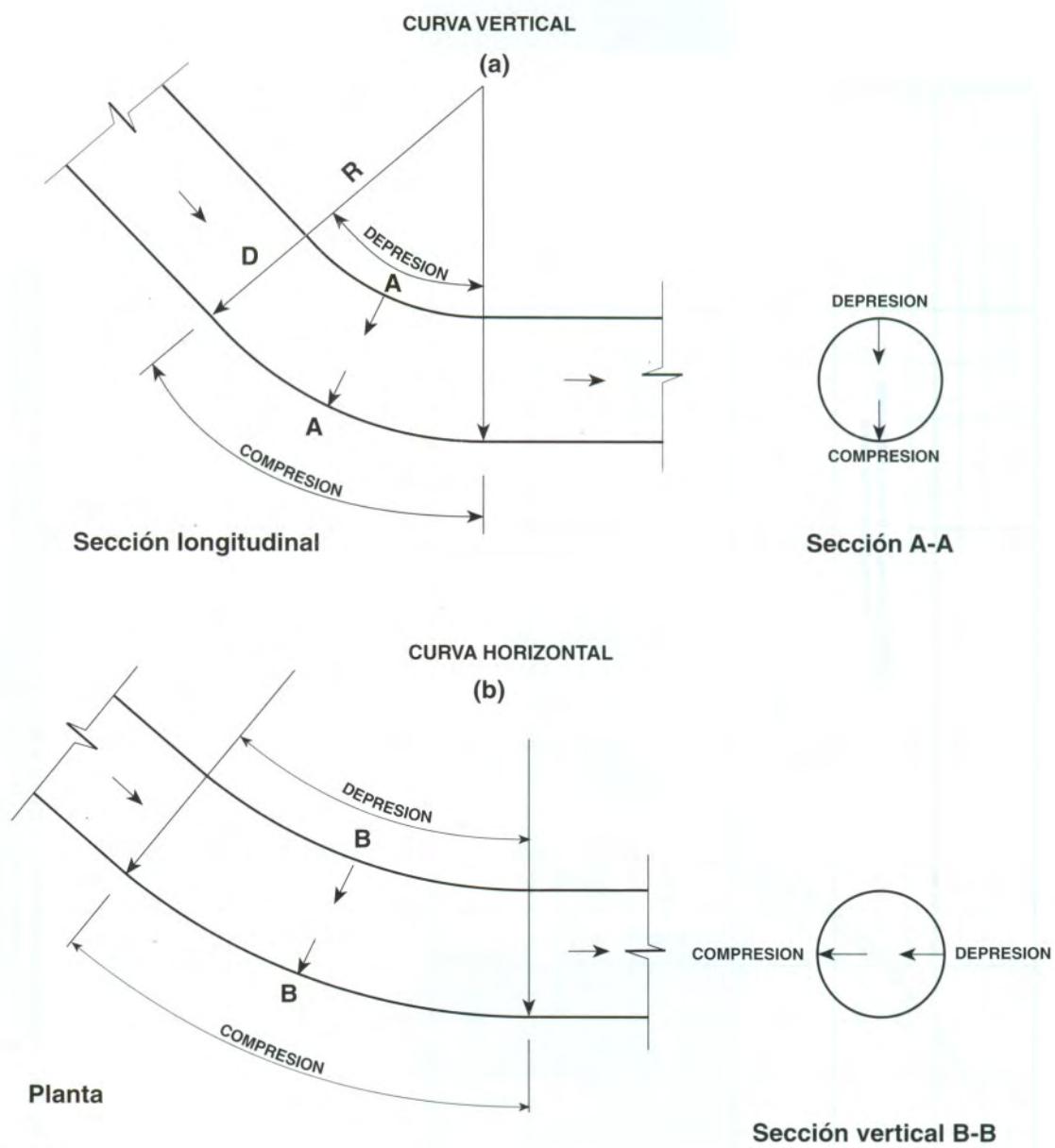


Fig 6.7

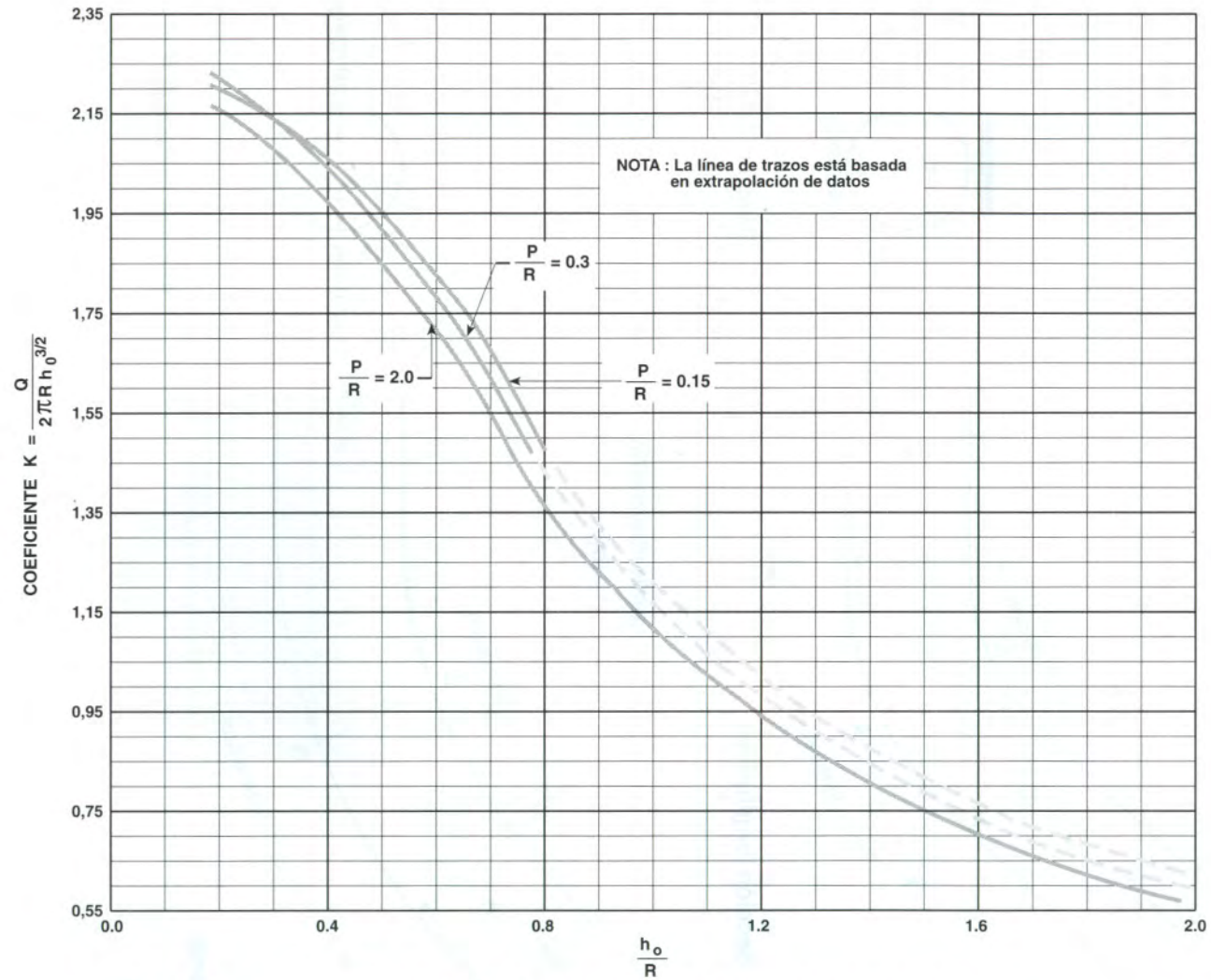


Fig 6.8. RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE DESAGÜE DE CORONACIÓN CIRCULAR K Y h_o/R PARA DIFERENTES CALADOS DE APROXIMACIÓN (LAMINA AIREADA)
 P = CALADO AGUAS ARRIBA DEL LABIO

En la fig. 6.8 se exponen las curvas de desagüe en función de h_0/R para tres valores de la relación $\frac{P}{R}$, siendo P el calado aguas arriba. Se observa que, a diferencia de lo que ocurre en el vertedero recto, al disminuir el calado aumenta el coeficiente de descarga en el circular.

En los aliviaderos en pozo vertical la embocadura es un vertedero circular cerrado, con lo que se consigue una gran longitud de vertido en un espacio relativamente reducido (más que el triple de la que se habría obtenido con un vertedero recto que ocupara el mismo diámetro). En este caso hay poca libertad de elección de la relación h/R , pues h y R están enlazados por el desagüe necesario, y R está limitado por el espacio disponible y el relieve del terreno. Pero la reducción consiguiente de desagüe lineal importa menos en este caso, pues se compensa con creces con la gran longitud del vertedero, principal ventaja de este tipo de aliviadero.

El perfil de la sección meridiana del vertedero se adapta -como en el vertedero recto- al de la lámina de caída, que en el curvo está influido no sólo por la altura nominal h_0 de ésta, sino por la relación h_0/R entre ella y el radio exterior R del vertedero, lo que complica la definición. Wagner estudió con detalle este tipo de aliviaderos; en su trabajo original (R.64) y en R.1, R.57 y R.59 pueden verse más precisiones de interés para el proyecto: disposiciones adecuadas para evitar depresiones, desagües con láminas parciales, etc; y en R.59 un ejemplo numérico.

El funcionamiento hidráulico es variable, según tres tramos de caudales y niveles (fig.6.9):

- Hasta un caudal Q_1 la lámina vertiente circular no cierra el pozo (a), y el caudal viene determinado sólo por la altura de la lámina en la cresta (curva 01 de la fig. 6.9 d).
- Desde el caudal Q_1 hasta otro Q_2 la sección del pozo se cierra hasta una altura h entre h_1 y h_2 (Fig. 6.9b). La fuerza centrífuga, no suficientemente compensada por la presión h , despega la lámina en la parte final del codo vertical, y el régimen es el de un orificio con carga h (curva 1-2, fig. 6.9d). La altura h se ajusta automáticamente a la necesaria para que el caudal que sale del pozo al túnel sea igual al que produce la lámina sobre el vertedero.
- A partir del caudal Q_2 el nivel en el pozo anega la lámina vertiente (c), anulando el efecto del vertido, que queda sustituido por un funcionamiento conjunto del pozo y túnel en presión. El nivel puede llegar a anegar totalmente el vertedero, quedando sólo como muestra un círculo con turbulencias ligeramente más bajo. El funcionamiento de todo el conjunto en presión incrementa la rigidez de este régimen (curva 2-3 en d).

El régimen de vertedero prevalece hasta que la altura z de la lámina es del orden de $0,45 R$ (punto 1). Para $z = R$ el régimen es plenamente en presión (curva 2-3 en d).

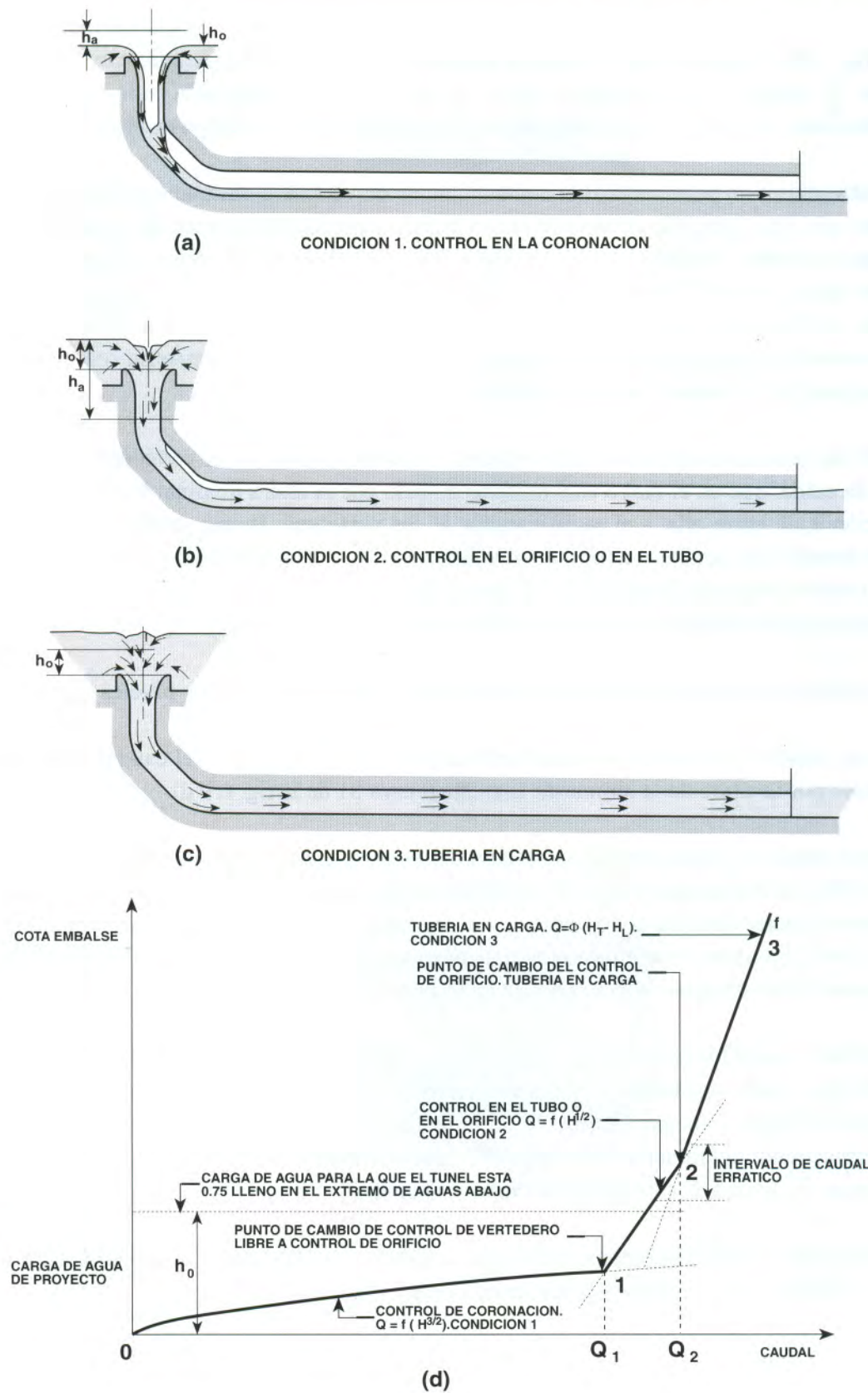


Fig 6.9. NATURALEZA DEL FLUJO Y CARACTERISTICAS DEL DESAGÜE DE UN ALIVIADERO EN POZO CIRCULAR

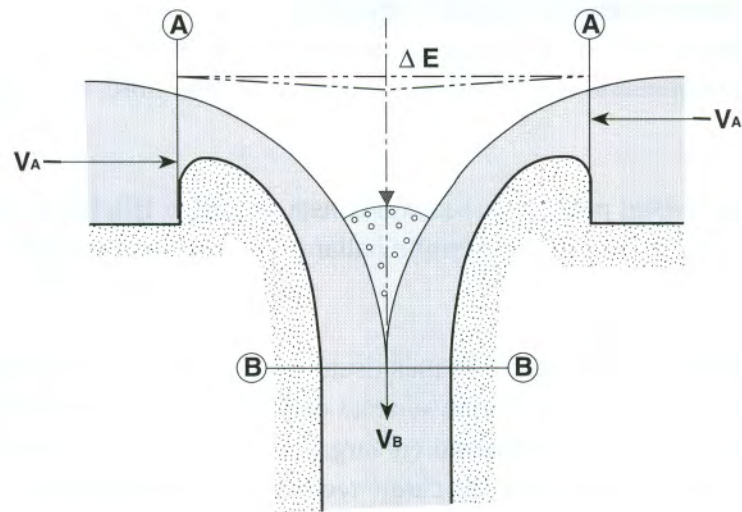


Fig 6.10

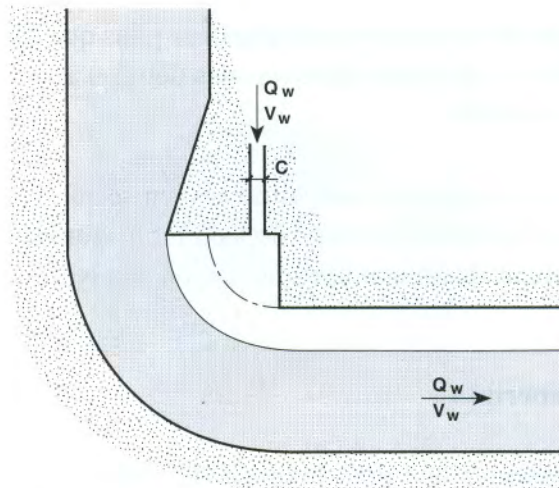


Fig 6.11

La rápida subida de nivel en las curvas de desagüe 1-2-3 de la fig. 6.9 traduce la rigidez de funcionamiento de este tipo de aliviadero frente a los caudales variados que han de evacuarse. Teóricamente cabría ajustar el nivel 1 al caudal nominal para la avenida de proyecto, y el 3 para la extrema, pero las dimensiones, en general, serán excesivas y, además de su carestía, podría resultar difícil la ubicación de una embocadura de ese tamaño. Por ello, como ya se ha dicho, este tipo de aliviadero requiere el complemento de otro de lámina libre, más adaptable, y se usa poco.

Si a partir de la sección B-B el pozo es de sección constante (fig. 6.10), la pérdida de carga en la embocadura es $\Delta E = 0,15 v_2^2/2g$, lo que permite hallar por iteración el nivel de la superficie del agua.

Para paliar la rigidez de funcionamiento, lo más usual es romper la carga en el fondo del pozo (fig. 6.11) o a la salida del codo, con lo que se resta del conjunto la inercia de toda la longitud del tramo subhorizontal, y el funcionamiento en carga se limita al pozo, en régimen de orificio (curva 1-2 de la fig. 6.9). La ruptura de carga requiere el complemento de una adecuada aireación.

Lo más frecuente es que el labio sea fijo, sin compuertas, puesto que lo que se pretende con esta embocadura es conseguir una lámina menor gracias a una gran longitud en un espacio relativamente moderado, y sin las limitaciones que impone la topografía de la ladera, ya que el pozo puede ubicarse en ella o en una estructura en torre a cierta distancia, con una gran elasticidad de alternativas. Sin embargo, en algunos se han puesto compuertas, haciendo poligonal el vertedero.

Aunque no las haya, puede ser conveniente disponer pilas que sirvan de guía, aireen la lámina y eviten la posible formación de ondas transversales debidas a la gran longitud del vertedero que podrían hacer el flujo inestable.

Otra solución similar es el vertedero semicircular o en sector, con menor capacidad de desagüe que el circular, pero con la ventaja sobre él de facilitar la entrada de aire, ya que la sección no se cierra, lo que permite jugar mejor con la combinación de niveles críticos 1, 2 y 3.

6.8. Vertederos en laberinto

Otra solución para conseguir una gran longitud de vertido con un ancho dado es disponer la planta del vertedero en zig-zag*, que puede tener diversas formas (fig.6.12). Normalmente la lámina cae libremente, para lo cual el paramento aguas abajo del vertedero es vertical. El labio puede perfilarse con un "babero" para facilitar el despeque. El agua se recoge al pie y se le hace

* Esta denominación sería más propia que la de **laberinto**, que es, sin embargo, la usada internacionalmente.

confluir hacia la conducción. Si ésta es normal, o casi, a la línea media del laberinto, normalmente hay que hacer una obra de convergencia, ya que, en general, para alargar todo lo posible el vertedero, éste ocupa un ancho mayor que aquélla. Cuando se extrema esta desproporción suele ser preferible dar un giro a la corriente, disponiendo el vertedero paralelo a la ladera, con el funcionamiento analizado en §6.5.

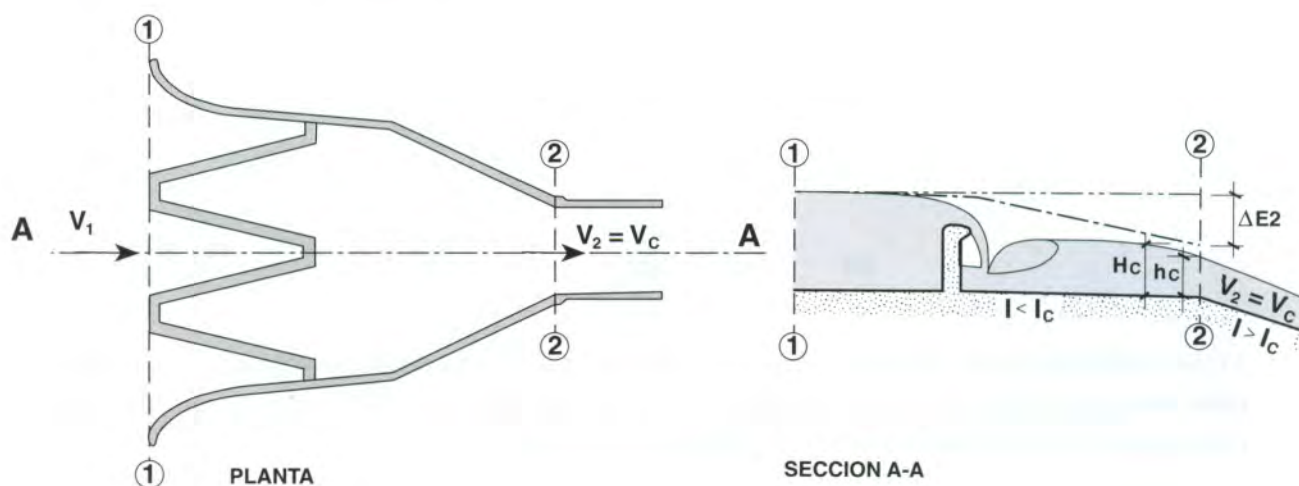


Fig. 6.12

Con el vertedero en laberinto puede conseguirse una reducción notable de la altura de la lámina, por lo que puede ser una solución útil para la ampliación de la capacidad de un aliviadero existente (§13.3, R.48). Es ocioso aclarar que por su propia índole este dispositivo funciona con láminas de pequeña altura -en general, menos de 2 m y, a lo sumo, 3 m- y, por lo tanto, sin compuertas. Estas podrían estar en otra sección normal, en un aliviadero aparte, o desaguando a la misma conducción que el laberinto.

El coeficiente de desagüe, menor que el normal, depende de la altura de lámina y de la forma y ángulo en planta de los tramos del laberinto, y requiere concretarlo en un modelo reducido que, por otra parte, es necesario para el conjunto del aliviadero. Amplia información, útil para el predimensionamiento, puede verse en R.34 y R.47.

6.9. Pilas

Las pilas se perfilan en planta para facilitar la desviación de la corriente y minimizar la contracción de la lámina. El perfil teórico es el bien conocido de *Jukovsky*, que en la práctica se adapta geométricamente con una proa en semicírculo y rectas y arcos en el resto (fig. 6.13a). En cualquier caso, **conviene cortar el perfil de salida con un plano transversal** (b), para dejar entre pilas un espacio libre que aumenta la aireación de la lámina y su turbulencia, ambos efectos deseables (cap.7). Si entre cada dos pilas hay un muro guía (c), los paramentos de éste son tangentes al perfil.

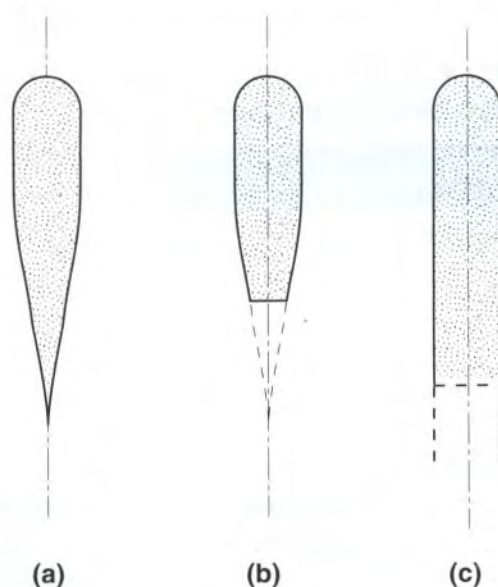


Fig. 6.13

En los vertederos sobre la presa es frecuente avanzar hacia agua arriba en voladizo la proa de las pilas para guiar mejor la entrada del agua y mejorar el coeficiente de desagüe, lo que exige una prolongación de pilas hacia abajo y el perfilado de su parte inferior.

En los vertederos sin compuertas las pilas no son estrictamente necesarias, con la excepción de los vertederos largos sobre presas bóveda, que las precisan para dividir la lámina y facilitar la entrada del aire. En estos casos, al caer la lámina de agua libremente y despegada de la presa, arrastra aire tanto por su superficie exterior como por la interior; pero mientras que en la primera la renovación del aire es libre, en la segunda, al estar confinado entre la presa y la lámina, solo puede renovarse por los huecos en los extremos de ésta. Si la longitud del vertido es importante, la alimentación de aire puede ser insuficiente, y el recinto detrás de la lámina va enrareciéndose y, en consecuencia, la lámina se va aproximando al paramento de la presa, y cuando la depresión es suficiente, la lámina se parte por alguna o algunas zonas por las que, al fin penetra el aire, con lo que recobra su forma primitiva repitiéndose periódicamente el fenómeno oscilatorio en detrimento de la estabilidad y con efectos dinámicos por ruptura de la lámina y la brusca entrada de aire. Fraccionando la lámina por medio de pilas se dan nuevas entradas intermedias fijas al aire y se acorta la longitud de su recorrido consiguiéndose la estabilidad (fig. 6.14). En principio, **cada vano libre entre pilas no debe exceder de unas ocho veces la altura de la lámina ni de 15 m.**

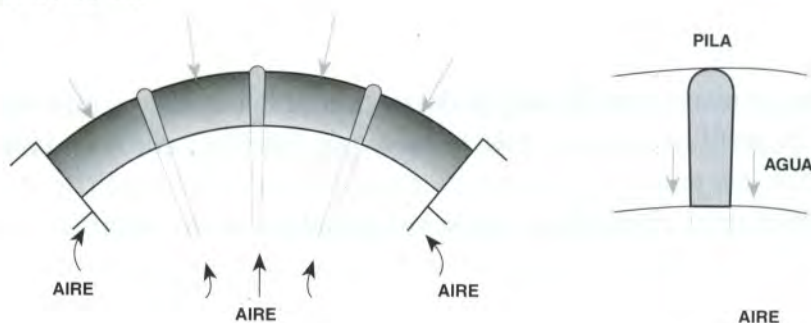


Fig. 6.14

En los vertederos de lámina adherida esta condición no es necesaria, pero puede ser conveniente intercalar pilas para airear la lámina y contribuir a su turbulencia, como se ha dicho. En los aliviaderos en pozo es frecuente ponerlas para guiar la lámina, corregir desigualdades de alimentación y hacerla más estable, evitando la tendencia a degenerar en vórtices perturbadores.

Las pilas han de armarse para resistir las cargas que reciben, con el correspondiente refuerzo en las zonas en voladizo, así como con una armadura cuadrangular en su superficie, para protegerla contra la erosión y eventuales cavitaciones. Además, con compuertas de segmento, el anclaje del cojinete de apoyo ha de reforzarse con una armadura de repartición, normalmente radial, para diluir los esfuerzos concentrados.

Las formas funcionales y estructurales de las pilas condicionadas por el tipo de las compuertas se tratan en el apartado siguiente.

6.10. Tipología de compuertas y equipo electromecánico

Las compuertas y válvulas que controlan los caudales desaguados por los aliviaderos, tomas de agua y desagües profundos de las presas son los únicos órganos móviles de éstas, e inciden notablemente en su seguridad, tanto porque deben garantizar la evacuación de caudales excedentes, como por la posibilidad de abrirse intempestivamente y dar paso a caudales que pudieran producir daños aguas abajo.

Por otra parte, las compuertas y válvulas metálicas y sus mecanismos suelen tener una duración inferior a la de las presas y requieren unas labores de conservación más frecuentes y cuidadosas que las de las obras civiles.

En consecuencia, debe dedicarse especial atención, tanto a la selección de las compuertas y válvulas que han de controlar los desagües, como a la determinación y comprobación de las características que pudieran afectar a su duración y a su seguridad de funcionamiento.

En las presas en las que el nivel del embalse no descienda la mayor parte de los años por debajo del nivel del umbral de las compuertas del aliviadero o en las que la franja del embalse afectado por ellas tenga una capacidad importante, debe disponerse un sistema de ataguamiento que permita revisarlas y repararlas con cierta frecuencia. En cualquier caso, este ataguamiento es recomendable.

El Anejo nº 1 se dedica a este tema, por lo que aquí se da sólo un resumen conceptual. En la actualidad se utilizan principalmente los siguientes tipos de compuertas en los aliviaderos:

- **Compuertas vagón.** Requieren grandes ranuras en las pilas para el apoyo de los trenes de rodadura.
- **Compuertas de segmento (Taintor).** Se prefieren en la actualidad por las siguientes ventajas:

- No requieren ranuras en las pilas
- Los esfuerzos de elevación son menores que en las compuertas de movimiento vertical.
- Interfieren menos que las compuertas vagón con la colocación de los tramos de puente sobre los vanos del aliviadero en prolongación de la coronación de la presa.

Las vigas de apoyo de las compuertas de segmento pueden anclarse a las pilas del aliviadero mediante barras de acero, que pueden pretensarse.

En la actualidad el movimiento de las compuertas suele realizarse mediante servomotores accionados con aceite en presión, aunque no se excluye la utilización de mecanismos que elevan las compuertas con cadenas Galle y, menos frecuentemente, con cables.

- **Clapetas.** Para pequeñas alturas de láminas vertientes, pueden utilizarse para el cierre de los vanos del aliviadero clapetas o compuertas radiales, cuyo accionamiento automático puede ser más sencillo que el de las compuertas elevables. La utilización de clapetas puede ser aconsejable en caso de preverse notables sobreelevaciones del nivel del embalse para evacuar avenidas poco frecuentes.

En la parte superior de las compuertas elevables pueden disponerse **clapetas abatibles**, destinadas a evacuar pequeños caudales y a facilitar la limpieza de la superficie del embalse.

En el Anejo nº 1 "Compuertas y Válvulas", se indican las normas y recomendaciones para el proyecto de las compuertas y el control de su construcción. Deberán establecerse normas para controlar la calidad de los materiales empleados en la construcción de las compuertas, los procedimientos de fabricación y montaje y la comprobación de las soldaduras y uniones realizadas en obra.

Los ritmos de apertura y cierre de las compuertas deberán determinarse en función de las velocidades de variación de los caudales de avenidas y de las variaciones del nivel del embalse. Se desaconsejan velocidades exageradas de apertura de compuertas que pudieran ocasionar avenidas intempestivas o frentes de onda encrespados.

Los sistemas de impermeabilización de las compuertas -gomas, cueros, etc- además de ser suficientemente estancos y flexibles, deberán poderse reponer fácilmente en caso de desgaste.

Es desaconsejable el telemando de las compuertas de los aliviaderos en avenidas **sin la presencia de personal que pueda maniobrarlas directamente en caso de fallo** de las comunicaciones.

Respecto al automatismo, margen de reserva de potencia de los motores, suministro de energía, grupos electrógenos, etc, véase lo dicho en § 3.2, que se amplía en el Anejo nº 2 (Más detalles en R.17, R.20 y R.59).

6.11. Enlace de la embocadura con el resto de un aliviadero independiente

Ya se ha tratado de ello en los aliviaderos en presión con pozo inclinado o vertical, pues en ellos la obra de enlace en realidad forma parte de la embocadura. En los aliviaderos en lámina libre ese enlace puede consistir sólo en una curva vertical de cambio de pendiente, sin variar el ancho, o en una obra de convergencia, si el del vertedero fuera mayor. Esa convergencia, en régimen supracrítico, produce unos choques de la corriente en los cajeros con la formación de unas ondas estacionarias que pueden dar lugar a fuertes sobreelevaciones localizadas que se transmiten hacia agua abajo en toda la conducción, con los consiguientes efectos en ésta y en la obra de restitución.

En el Anejo nº 3 se presenta un resumen de los conocimientos actuales sobre ondas de choque y se trata de los efectos de un estrechamiento, pero no hay un cuerpo de doctrina que permita dimensionar los abocinamientos en los aliviaderos, salvo unas normas genéricas que se dan a continuación para poder realizar un preproyecto que ha de ser comprobado o rectificado en un modelo reducido.

Los resultados y normas más importantes a tener en cuenta en el proyecto son los siguientes:

- Un abocinamiento en abanico (Anejo nº 3, fig.7) produce una concentración del flujo hacia el eje, e incluso puede dejar vacías algunas zonas laterales localizadas, aunque de poca extensión. La sobreelevación generada puede ser importante y si el estrechamiento es excesivo, el calado en el tramo estrecho puede llegar a igualar o superar el crítico, con la consiguiente inestabilidad y aumento de dimensiones. Por ello, **la relación de anchos entre la sección final y la inicial conviene no sea inferior a 1/2 y, a lo sumo, igual a 1/3.**
- **El ángulo de convergencia α no debe superar los 10°** (ángulo central de 20°), **y es aconsejable bajarlo a unos 7° u 8°.** Angulos mayores pueden producir sobreelevaciones excesivas e inestabilidad. En las formas habituales, bien en abanico o con ángulos suavizados por curvas (fig.6.15), el ángulo de convergencia α es el que forman con el eje las rectas que unen los extremos de las secciones inicial y final. A esa condición conviene añadir la de que el ángulo máximo β con el eje de cualquier tangente a las curvas de acuerdo no exceda de 15°. En el caso de la fig.6.15 b se aconseja que el radio del acuerdo AQ sea superior al del AN, para facilitar la convergencia de la corriente.
- Una forma de contrarrestar la concentración del flujo hacia el eje para igualar los calados transversales es dar a la solera un peralte variable desde el eje (horizontal) hacia los cajeros (máximo). La superficie resulta curva y convexa (Anejo nº 3, fig.8 y 9). Esta disposición, teóricamente ideal, ha sido poco usada.

Las condiciones 2ª y 3ª determinan la longitud del abocinamiento.

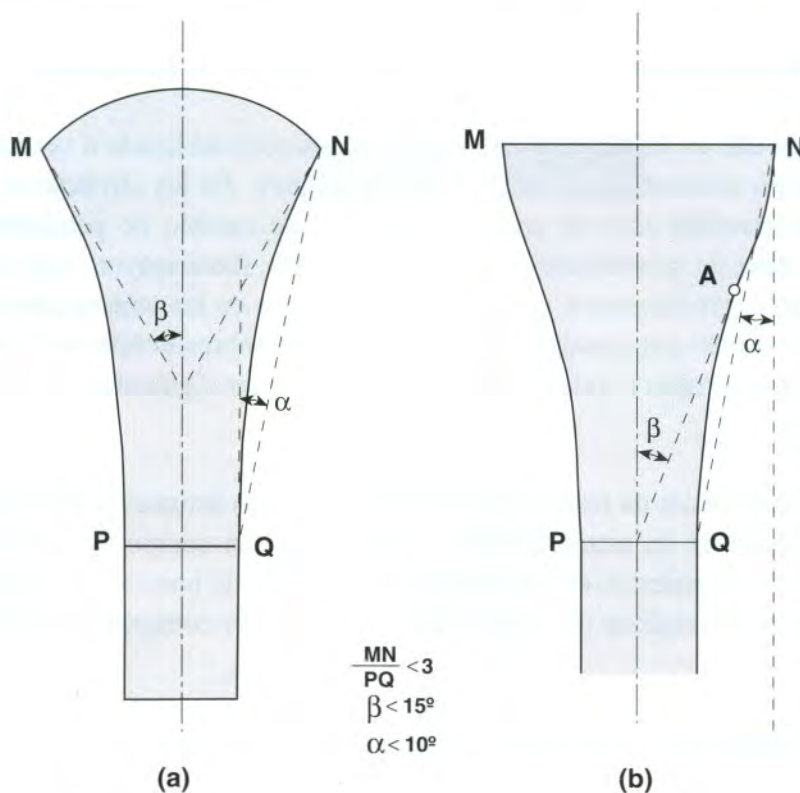


Fig 6.15

Si aguas abajo del abocinamiento hay un túnel en lámina libre, deberá tenerse en cuenta la sobreelevación de la lámina para evitar su obstrucción, los posibles efectos dinámicos y la reducción de la ventilación.

6.12. Enlace de un vertedero con el resto de la presa

Otro aspecto es el encaje general del aliviadero en una presa, pues el perfil del vertedero resulta más ancho que el de aquélla. Pueden adoptarse las siguientes disposiciones (fig.6.16):

- Hacer coincidir aguas arriba el borde del vertedero con el paramento de la presa (a). El perfil vertiente presenta una protuberancia que exige una prolongación con un plano tangente hasta empalmar con el paramento de aguas abajo o con el cuenco, según la altura de la presa. Además, hay que disponer unos muros guías laterales, bien en los extremos o en prolongación de las pilas. Todo ello implica un volumen adicional de hormigón.
- Retranquear el vertedero hacia agua arriba de forma que su perfil resulte tangente al paramento de aguas abajo en algún punto, resolviendo así el enlace (b). En algunos casos se fuerza el retranqueo, y se desplaza hacia agua arriba todo el cuerpo del aliviadero, con lo que queda éste encajado entre los dos cuerpos adyacentes de la presa, que sirven de cajeros (c). Esta solución da un menor volumen, pero exige un armado suplementario de los voladizos del labio del vertedero y de las pilas.

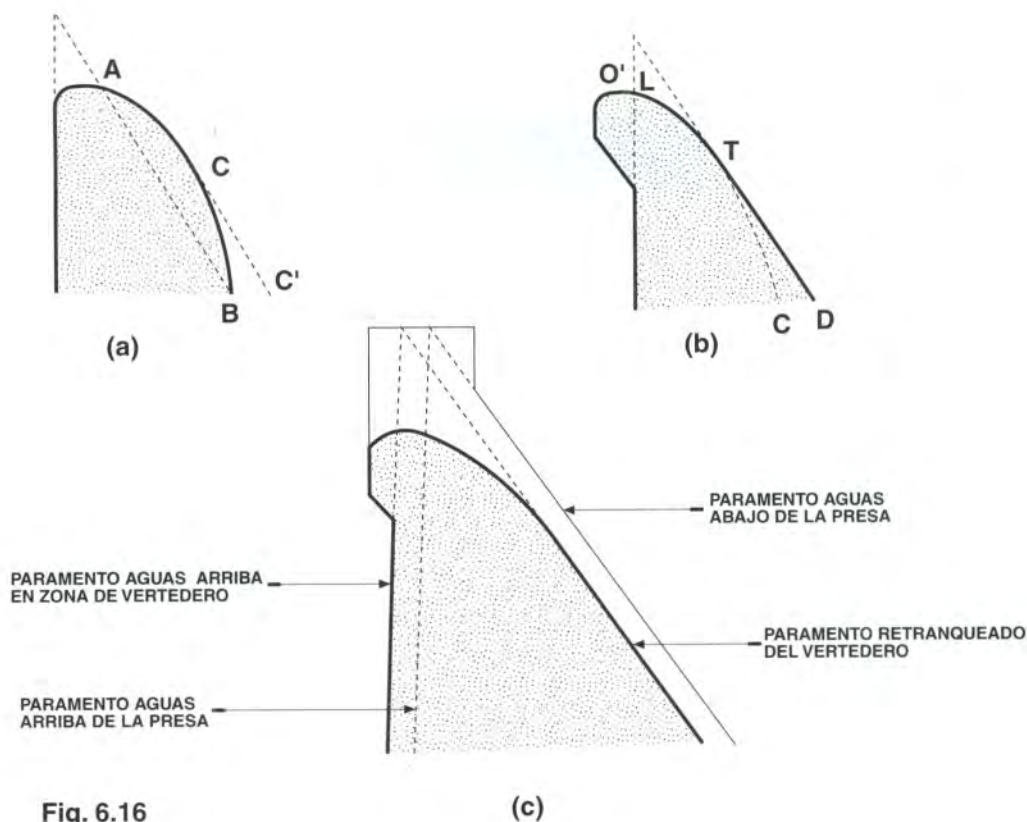


Fig. 6.16

(c)

Los cajeros de un aliviadero sobre una presa pueden estar en los extremos o también entre cada dos pilas. Lo primero es lo más económico y tiene la ventaja de la aireación y turbulencia suplementarias de la lámina, pero puede ser un inconveniente si el aliviadero ha de funcionar preferentemente con caudales parciales, porque aconsejaría un levantamiento parcial simultáneo de todas las compuertas, para evitar disimetrías en el cuenco o en el trampolín común. Cuando se disponen muretes en prolongación de las pilas, el aliviadero consta de tantos elementos independientes como compuertas.

Otra circunstancia que puede decidir es la obra de restitución: un cuenco suele ser común a todo el aliviadero, pues los mamparos de separación serían extremadamente altos y onerosos, y su ancho -notable- se restaría del total útil. Si se hace en trampolín, suele ser preferible disponer uno por cada compuerta, pues se obtiene así un funcionamiento individual más uniforme, sin disimetrías de alimentación, y puede adaptarse la forma de cada uno a la zona de caída (cap.9).

Por último, en los vertidos sobre presas bóveda solo hay la embocadura y el cuenco de amortiguación al pie, ya que el trayecto intermedio es aéreo. El perfil del vertedero se interrumpe en un cierto punto, a partir del cual la lámina de agua se despegue y cae según una trayectoria parabólica tangente a aquél. Normalmente, para facilitar el despegue y la alimentación de aire por detrás de la lámina (§6.9) la parte final se hace en voladizo, en forma de "babero" (fig.9.3).

La conducción de un aliviadero tiene como única función la de transportar el agua desde la embocadura hasta la obra de reintegro al río en las debidas condiciones hidráulicas, sin obstrucciones ni desbordamientos que pudieran afectar a su funcionamiento o a la seguridad de la presa.

Expuestos en el cap. 2 los principios fundamentales de funcionamiento de los aliviaderos, en el presente se amplían algunos detalles tecnológicos, se analizan los problemas generados por las altas velocidades en los aliviaderos en lámina libre, los específicos de los aliviaderos escalonados y, por último, los particulares del régimen en presión.

7.1. Funcionamiento hidráulico en lámina libre

En una sección dada de un canal la energía específica (por m^3) sobre la solera es igual al desnivel desde la altura del embalse menos la pérdida de carga hasta esa sección (fig. 7.1). Para cada calado de agua y la distancia entre la superficie líquida y esa línea de energía define la energía cinética $v^2/2g$, y por tanto, un caudal Q . La ley de variación de Q con y se anula en la solera ($y = 0$) y en la línea de energía ($v = 0$), y por ello tiene un máximo Q_c para un cierto calado y_c con una velocidad v_c , que se llaman críticos; un caudal mayor que el crítico no puede pasar por la sección por falta de energía. Cualquier otro caudal menor puede pasar con dos calados diferentes, y_1 o y_2 , con velocidades distintas, $v_1 > v_c$ (supracrítica) o $v_2 < v_c$ (infracrítica). Dada la magnitud de los caudales a evacuar por los aliviaderos, es obligado optar por la supracrítica, para minimizar las secciones y el coste.

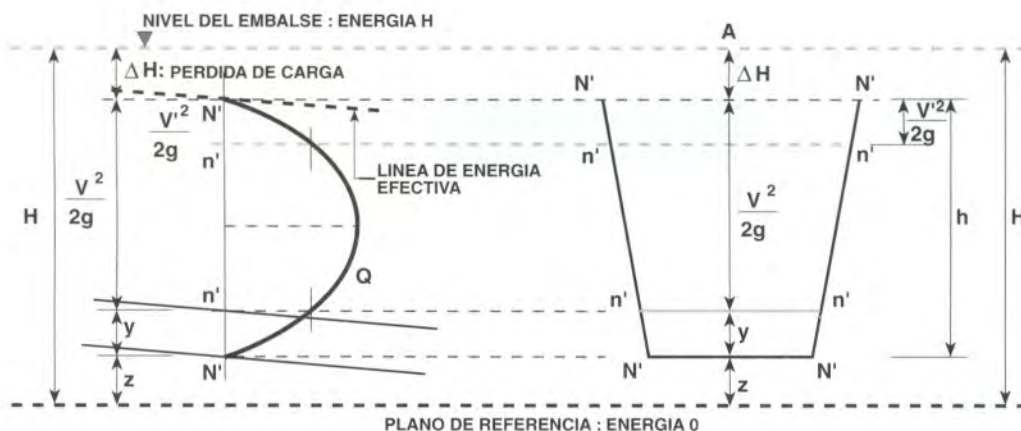


Fig 7.1

En el §2.2 y en la fig. 2.1 se describió el funcionamiento hidráulico general de un aliviadero en lámina libre con las condiciones que debe cumplir, y se hizo notar la conveniencia de calcular las líneas fundamentales, lo que había de hacerse por tanteos.

La pérdida de carga en un tramo se calcula por una de las fórmulas usuales (R.6, R.56). Las más exactas son las que parten de la rugosidad geométrica del material mojado, pero en la práctica se ha impuesto por su sencillez la de *Manning*,

$$I = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}} \quad (7.1)$$

I es la pérdida de carga por unidad de longitud y R es el radio hidráulico. El coeficiente de rugosidad n para el hormigón varía entre 0,011 y 0,018, según el estado del revestimiento; como éste se deteriorará más rápidamente que lo deseable después de pocos usos y por la acción de la intemperie, es aconsejable usar, como mínimo, $n=0,016$ o más (algunos aconsejan 0,018), pues es preferible que se produzca una ligera aceleración -si la rugosidad es menor- que no un frenado, que podría ocasionar un resalto parcial, sobre todo con caudales bajos; efecto que, aunque poco importante, es mejor evitar, pues podría ser origen de cierta inestabilidad.

La fórmula de Manning en su origen se aplicaba a las tuberías de diámetros moderados. Al extenderse su uso a conducciones de grandes dimensiones se ha observado una desviación de sus resultados respecto a las mediciones. Esta desviación no suele tener importancia en los aliviaderos, dada la proporción de la pérdida de carga frente a la energía total, y por eso sigue usándose; pero si en algún caso la tuviera, habría que acudir a las fórmulas que la definen en función de la rugosidad geométrica. En principio, con altos valores de n se corrige la citada desviación.

La pérdida de carga fija la pendiente del tramo de régimen uniforme, si lo hay. En un tramo de aceleración, la pendiente se fija a voluntad, dentro de las posibilidades del espacio disponible, y la pérdida de carga, y con ella la línea de energía y la altura de lámina en varias secciones, se obtiene, como es habitual en régimen variado, por tramos de velocidad media constante; el número de éstos dependerá de la longitud o del desnivel del tramo de aceleración. Dado que la pérdida de carga depende de las velocidades y éstas, a su vez, de la energía de cada sección, el cálculo del perfil de la lámina, tanto en este tramo como en el conjunto del aliviadero, requiere un proceso iterativo hasta conseguir resultados coherentes.

El perfil y las secciones del aliviadero se definen para el caudal máximo (nominal). Pero conviene comprobar su funcionamiento con caudales parciales y que no se producen resaltos parciales. En este sentido, si al final hay un trampolín, conviene asegurar el vaciado por la generatriz más baja al quedar fuera de servicio, para evitar ese efecto y otros biológicos debidos al agua retenida.

Las velocidades producidas en los aliviaderos en cuanto la presa supera los 20 m de altura son de 15 a 30 m/s, o más, lo que genera una serie de problemas que son inexistentes o mínimos en las conducciones normales de uso del agua, cuyas velocidades rara vez alcanzan los 5 m/s. Complicaciones que se analizan a continuación y son la contrapartida de la economía lograda con el régimen supracrítico.

7.2. Aireación natural de la lámina

En las conducciones en lámina libre y régimen supracrítico (rápidas) la elevada velocidad superficial del agua produce un arrastre de aire por rozamiento. En principio, con velocidades próximas a 14 m/s, cuya energía cinética equivale a la presión atmosférica, la depresión consiguiente favorece la succión del aire; en realidad, este fenómeno se puede producir con velocidades menores, pues la turbulencia de la corriente crea una velocidad suplementaria en los remolinos superiores y contribuye a la retención parcial del aire succionado. Las burbujas de aire absorbidas están sometidas a dos fuerzas verticales opuestas: la de ascenso por flotación y la componente hacia abajo de los remolinos; según predomine una u otra, la burbuja penetrará más hacia abajo o saldrá a la superficie y escapará. Para las burbujas de $\Phi 10$ mm, la velocidad ascensional es de 0,3 m/s, que es en general menor que la componente hacia abajo de los remolinos; las burbujas iguales o menores, que son las más numerosas, tenderán a ir hacia abajo, mientras las mayores son expulsadas. Las menores de 1 mm llegan hasta el fondo y siguen en él, arrastradas por la corriente.

La turbulencia se produce por el rozamiento con la solera y los cajeros, principalmente con la primera, y depende de la velocidad de la corriente y de la rugosidad del contorno. La turbulencia se inicia en la solera de la sección crítica y va transmitiéndose hacia la superficie de la lámina conforme progresa la corriente hacia agua abajo, formando una capa límite que, si el recorrido es suficiente -como suele serlo, en general- puede llegar a la superficie, a partir de cuyo punto se inicia la intrusión del aire. Esta intrusión se propaga hacia adentro del agua formando otra capa

límite, hasta que las burbujas alcanzan un estado de equilibrio entre las salientes y las entrantes. Según el espesor y la velocidad de la lámina, la capa emulsionada alcanza el fondo o una profundidad intermedia (fig. 7.2, Anejo nº 2 y R.21).

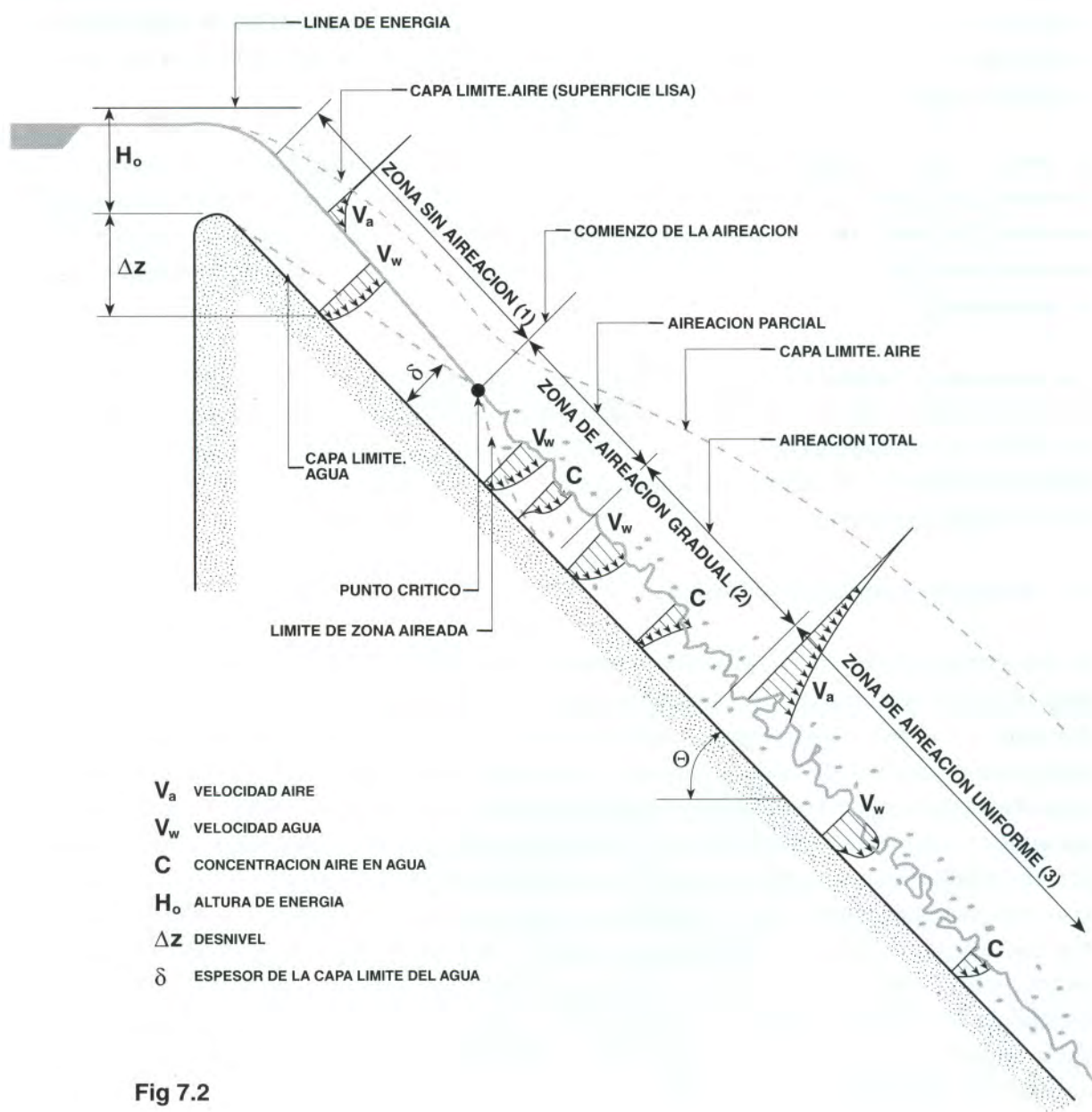


Fig 7.2

En el **Anejo n° 2** se hace una exposición más amplia del fenómeno y se dan algunas fórmulas experimentales para determinar sus características principales. Todas ellas son empíricas y dependen del experimentador, por lo que son heterogéneas y de resultados dispares; de momento, no hay una doctrina teórica o experimental que proporcione cierta uniformidad, por lo que se recomienda usar más de una y decidir en consecuencia.

Para completar el presente resumen conceptual debe hacerse notar que el entumecimiento producido por la mezcla agua-aire puede ser notable con las altas velocidades usuales en los aliviaderos, y puede significar un 25% o más, con la consiguiente repercusión en la altura de los cajeros, que es preciso tener en cuenta para evitar desbordamientos en las rápidas abiertas.

Aún más importante puede ser el efecto en los aliviaderos en túnel, pues la sobreelevación de la lámina podría llegar a obstruir la sección libre y producir su puesta en carga accidental, con el consiguiente desequilibrio, puesto que la sección y la pendiente están fijadas para el régimen libre. No es ocioso insistir en que **los regímenes hidráulicos deben ser claros, bien definidos y alejados de los críticos**; los regímenes en el entorno de las condiciones críticas provocan inestabilidad y alternancias de funcionamiento, en detrimento de éste y de los materiales, sometidos a efectos dinámicos.

En los túneles, además del efecto de hinchazón de la lámina, se plantea la necesidad de facilitar la renovación del aire arrastrado por la corriente, problema que no existe en un canal abierto, en el que la renovación es inmediata. En un túnel, la sección de aire es limitada, y podrá ser insuficiente para su circulación, sobre todo si el túnel es largo. De producirse esta insuficiencia, la presión en el túnel sería inferior a la atmosférica, y contribuiría a provocar un mayor ascenso de la lámina.

Por todo ello, debe calcularse el entumecimiento y dimensionar la sección con un resguardo suficiente por encima de la lámina entumecida, contando además -en su caso- con las sobreelevaciones producidas por las ondas de choque de las que se trata a continuación. En las rápidas abiertas el resguardo proporciona un margen de no rebosamiento; en los túneles, da la garantía de no obstrucción y de mantenimiento de una sección libre para suministrar la renovación del aire absorbido. Es aconsejable que la lámina teórica sin emulsionar no ocupe más de los 2/3 de la sección total del túnel (R.20), y 3/4 según otros (R.46). Pero estas normas prácticas podrían resultar insuficientes con velocidades por encima de los 20 m/s. Después de contar la lámina emulsionada y la sobreelevación debida a las ondas de choque -si las hubiera-, debe quedar un resguardo del orden del 10% de la altura en canales abiertos y del 20 o 25% en túneles.

Una fórmula útil, y avalada por la experiencia, es la del Bureau of Reclamation (R.6 y R.59) que da el resguardo r necesario en un canal sobre el calado y del agua sin emulsión de aire en función de la velocidad v :

$$r = 0,61 + 0,04 v \cdot y^{1/3} \quad (7.2)$$

Este resguardo incluye, en principio, el entumecimiento por el aire y la sobreelevación por ligeras ondas de choque en casos normales (sin cambios de dirección o estrechamientos, que se tratan a continuación).

7.3. Curvas en planta: Ondas de choque

En régimen supracrítico una curva produce un choque y las consiguientes ondas, que solo se transmiten hacia aguas abajo y lateralmente. En el **Anejo nº 3** se trata, entre otros, el caso de las ondas generadas por una curva. Las experiencias son diversas, con escaso cuerpo de doctrina común, y ésta en gran parte empírica y experimental basada en algunos casos concretos (R.6 y R.21). Sin embargo, a falta de fórmulas de aplicación general, pueden utilizarse las existentes para adquirir una idea previa del orden de magnitud de los resultados y de la influencia en ellos de los distintos parámetros (curvatura, número de Froude, etc). A veces su aplicación supone una extrapolación de las hipótesis o campo de ensayos en las que se basan, pero a falta de otras más vale usarlas con conocimiento de sus limitaciones. Como el ensayo en modelo reducido se impone de todas formas, la posible imprecisión de las fórmulas no se traduce en errores definitivos, pero ellas sirven al menos para poder perfilar un anteproyecto en principio viable y ahorrar modelos de tanteo.

De lo analizado en dicho anejo, se obtienen las siguientes conclusiones prácticas:

- Al iniciarse la curva se forman en los cajeros sendos frentes de ondas con un ángulo β tal que $\sin \beta = 1/F_0$, siendo F_0 el número de Froude antes de la curva (fig.7.3). En el cajero exterior la onda es positiva (de concentración del flujo y elevación de nivel), y en el interior negativa (de enrarecimiento y descenso de nivel).

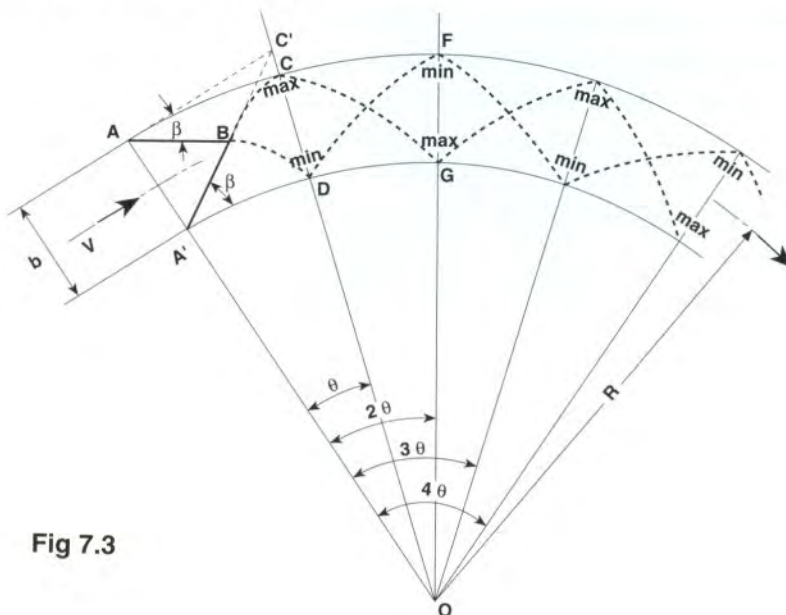


Fig 7.3

- Hasta el doble frente ABA' el flujo sigue invariable, con líneas de corriente paralelas. A partir de ABA', las líneas se desvían y acumulan hacia el exterior, produciendo una sobreelevación creciente al propio tiempo que se apartan del cajero interior, produciendo una depresión de la lámina. El máximo efecto se produce en una sección radial CD, con un máximo calado exterior y un mínimo interior. El ángulo θ de ese radio respecto al inicial de la curva es función de β , y por lo tanto de F_0 , y de la curvatura relativa $\rho = b/R$:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{2\rho}{(2+\rho) \operatorname{tg} \beta} \quad (7.3)$$

- A partir de la sección CD, la reflexión en los cajeros invierte el sentido del fenómeno: las líneas de corriente se van separando en la parte exterior y juntándose en la interior, hasta igualarse los calados, y después, continuando la misma tendencia, se van acumulando hacia adentro y separándose hacia afuera, con la consiguiente traducción en los calados. El máximo efecto se produce en una sección FG, con máxima sobreelevación en el interior y mínimo calado en el exterior. Los máximos y mínimos son idénticos en ambas secciones, pero invertidos en posición, y la separación angular entre ellas es también θ .
- La reflexión en F y G invierte de nuevo la tendencia, y el fenómeno se repite con una serie de ondulaciones de longitud angular de onda 2θ , con máximos en el exterior en los ángulos impares y en el interior en los pares. El máximo y el mínimo no se dan exactamente en el mismo radio, sino un poco antes el máximo y un poco después el mínimo, pero puede suponerse la coincidencia sin error apreciable.
- Los calados máximo y mínimo pueden obtenerse por la fórmula experimental

$$y = y_0 F_0^2 \operatorname{sen}^2 \left(\beta \pm \frac{\theta}{2} \right) \quad (7.4)$$

El signo + da el máximo, y el - el mínimo. Aunque esta fórmula presupone un valor de F alto, puede usarse, en general, con esa reserva.

- En el **Anejo nº 3** se exponen los valores obtenidos. La sobreelevación es notable, y hasta desmesurada, para valores de $F > 2$ con curvaturas relativas ρ próximas a 0,4, e incluso con curvatura $\rho = 0,1$ con $F > 4$, por lo que hay que tratar de minimizarlas con números de Froude bajos y curvaturas mínimas. Lo primero aconseja **situar la curva en la cota más alta posible**; lo segundo, que **la relación $\rho = b/R$ sea la mínima que permita la topografía y las condiciones del aliviadero**.

- Al terminar la curva, las ondas formadas en ella continúan transmitiéndose hacia agua abajo con las mismas amplitudes y longitud de onda, reflejándose en los cajeros e interfiriendo entre sí. Por ello convendría que en la sección de salida su efecto fuera mínimo, lo que ocurre en las de múltiplo impar de $\theta/2$, porque en ellas se produce la inversión de máximo a mínimo y viceversa, y el calado es relativamente uniforme. De todas formas, en esas secciones el flujo es oblicuo, por lo que no se evitan los choques y reflexiones con los cajeros del tramo recto, pero al menos se amortigua su intensidad. En el **Anejo nº 3** se analizan las condiciones para conseguir esta compensación, que con frecuencia no es posible, si el ángulo ω central de la curva es menor que $1,5 \theta$. Por otra parte, el flujo es más complejo que el general descrito antes, por lo que la sección óptima de salida -como todo- solo puede determinarse en modelo reducido.
- Una forma de compensar el efecto de las ondas es peraltar la solera. Como el peralte transversal de la superficie líquida es variable a lo largo de la curva, la solera resultaría fuertemente alabeada. Puede suavizarse adoptando el peralte máximo en las secciones de máximo exterior y tolerando diferencias en las restantes, ya que los efectos son menores.
- Otra forma es dividir el canal por medio de un tabique longitudinal, con lo que el efecto se reduce a la mitad. Debe analizarse si esta ventaja compensa o no el sobre coste del tabique, que ha de tener el espesor necesario para resistir el empuje y los efectos dinámicos y ha de comenzar en las pilas, para evitar un nuevo choque en régimen supracrítico. Puede suprimirse al terminar la curva o en la sección en la que se produzca el mínimo efecto de las ondas.

7.4. Revestimiento: subpresión, erosión y cavitación

Aunque desde el punto de vista hidráulico el revestimiento no es necesario, puesto que no hay interés en conservar energía, sino al contrario, en la mayor parte de los casos se impone como protección de la roca.

No basta que ésta tenga una matriz resistente para ahorrar el revestimiento, si no se acompaña de una estructura geológica que contribuya a su estabilidad. El agua penetra por los planos de fractura y su presión intersticial actúa en las grietas subverticales empujando los bloques de roca y sometiéndolos a boyancia en las subhorizontales, con la consecuente posibilidad de deslizamiento, sobre todo si hay planos de discontinuidad que buzan hacia el valle*.

* El aliviadero del Esla, descrito en el **Anejo nº 7**, es un caso muy expresivo: en unas pocas crecidas normales el aliviadero labró por erosión retrógada un nuevo cauce con una profundidad de unos 60 m, que alcanzó hasta 120 en la zona de caída; el volumen erosionado fue casi de 1 hm^3 , cuyos escombros se depositaron en una longitud de un km aguas abajo, elevando el cauce en unos 10 m, lo que obligó a hacer importantes obras complementarias para proteger la central hidroeléctrica y restituir su nivel de desagüe.

El revestimiento protege directamente la roca, si es erosionable, e impide la penetración del agua por sus diaclasas y su inestabilidad por las presiones intersticiales. A cambio, recibe toda la acción agresora de la alta velocidad del agua, con el consiguiente desgaste.

La erosión se produce por dos causas: el rozamiento directo y la cavitación debida a depresiones localizadas o generales. La carencia de una capa límite que suavice el tránsito entre el revestimiento fijo y las grandes velocidades del agua da lugar a un fuerte gradiente transversal de velocidades de gran efecto erosivo. Por otra parte, las formas convexas e incluso las irregularidades del revestimiento producen depresiones por fuerza centrífuga o por despegue, que son fuente de cavitaciones (fig.7.4a).

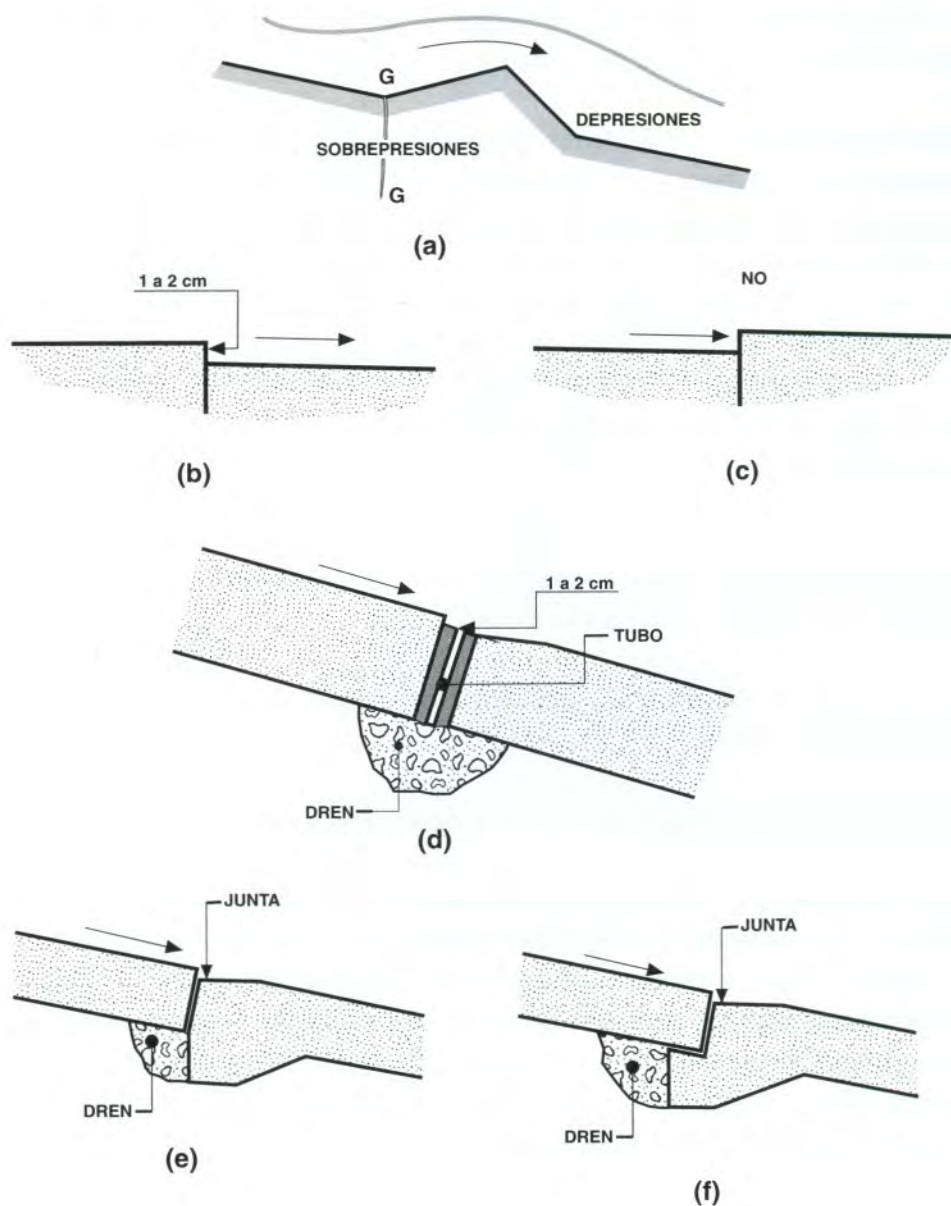


Fig. 7.4

Aparte de los medios para favorecer la creación de la capa límite, que sólo se vienen usando recientemente (§7.5), hay que tomar ciertas precauciones sencillas para evitar el efecto de los salientes, en particular en las juntas del revestimiento. Un saliente aguas abajo (fig. 7.4c), aparte de provocar un impacto, daría lugar a una sobreelevación que favorecería la penetración de agua por la junta, con el consiguiente riesgo de levantamiento de la losa, por lo que hay que evitarlo; incluso puede ser aconsejable dejar un ínfimo escalón simbólico cayendo hacia agua abajo (fig. 7.4b), para asegurar que, en ningún caso, se pueda producir lo contrario. Este escalón puede ser notorio, y a propósito, en los dispositivos de aireación que se citan en § 7.5 y se describen en el Anejo nº 3 (R.21).

Es aconsejable dejar un drenaje bajo las juntas (d) y, si procede, un anclaje de las losas, preferentemente en su extremo aguas arriba. Este borde se refuerza a veces con un pequeño rastrillo trapecial para contribuir a su anclaje (fig. 7.4e,f).

Las dificultades constructivas y los inconvenientes de las juntas han conducido a la tendencia actual de suprimirlas o al menos de reducirlas a un mínimo, como pudiera ser en algunos cambios de pendiente. Para incrementar la resistencia del hormigón, se arma con armadura rectangular doble y se le da un fuerte espesor, con un mínimo de 30 cm sobre los picos más salientes de roca y con frecuencia hasta 50 cm o más en los aliviaderos de grandes dimensiones, y se drena y ancla a la roca a intervalos, para asegurar su estabilidad vertical. En cuanto a la retracción y los efectos térmicos, sin duda producirán fisuras, pero la armadura las limitará; en todo caso, las fisuras serán de mucha menor entidad e influencia en la corriente que las juntas (R.48), y la construcción más fácil y rápida sin ellas.

Si se ponen juntas, las transversales, que son las más conflictivas, se espacian del orden de 25 m. Las longitudinales pueden ponerse cada 15 m, por lo que puede prescindirse de ellas, en general, salvo en los aliviaderos de grandes dimensiones.

En algunas zonas de particular intensidad erosiva o para reparaciones pueden adoptarse protecciones especiales como las descritas en § 10.5.

7.5. Aireación artificial de la lámina y creación de la capa límite

Como se dijo, la ausencia o exigüidad de una capa límite turbulenta es la causa de la fuerte erosión producida por las grandes velocidades, aún en una superficie lisa y no convexa. Esa capa límite puede crearse mediante obstáculos que separen la lámina, o disponiendo una superficie francamente rugosa, pero ello conlleva la producción de depresiones que hay que compensar con una adecuada aireación, sin la cual los efectos serían contraproducentes. Por otra parte, una capa límite turbulenta emulsionada con aire refuerza el efecto suavizador de "rodadura" intermedia entre el revestimiento y las grandes velocidades del agua.

En el **Anejo nº 2** se trata este tema con gran amplitud. Aquí se resumen los principios más importantes.

Las pilas producen una separación de la lámina y aseguran simultáneamente su automática aireación, por lo que pudieran ser convenientes desde este punto de vista, aunque no existan compuertas. La turbulencia y aireación se refuerzan interrumpiendo el perfil aguas abajo, como se dijo.

Un ligero escalón o deflector cayendo hacia agua abajo produce una ruptura vertical y una fuerte depresión, que exige una adecuada aireación (fig. 7.5). La propia succión crea la llamada de aire, por lo que basta disponer de un conducto alimentador con entrada desde el exterior, sin necesidad de inyección mecánica.

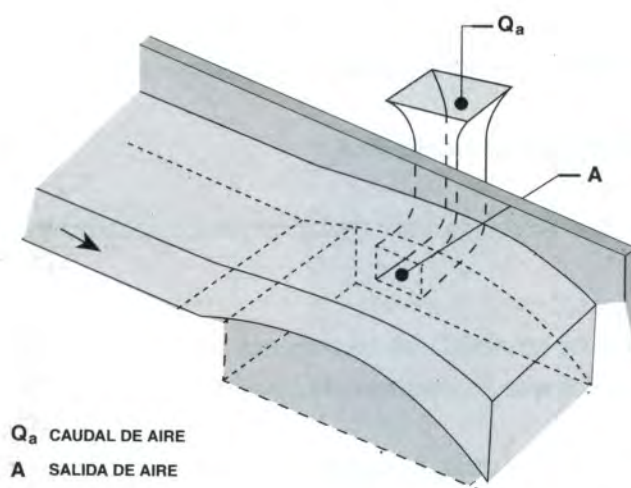


Fig. 7.5

Las experiencias indican que el efecto es máximo cuando la capa límite afecta a todo el espesor de la lámina, lo que puede aconsejar reducir ésta, aumentando el ancho de la conducción. Un 8% de proporción de aire es suficiente para lograr una buena protección con velocidades inferiores a $30\text{--}35\text{ m}^3/\text{s}$; sin embargo, el aire tiende a ascender, y acaba siendo expulsado en parte por la superficie exterior, lo que reduce el efecto deseado, y puede obligar a colocar el mismo dispositivo a intervalos regulares de unos 50 m según la longitud en conducciones de moderada pendiente; con pendientes mayores de 30° -como los vertidos sobre una presa- suele bastar un aireador inicial. Con aireación insuficiente, velocidades de $20\text{--}25\text{ m/s}$ pueden ser peligrosas, y sin aireación alguna, incluso desde 15 m/s .

Por otra parte, y en línea con la tendencia a aumentar la rugosidad para generar una capa límite turbulenta se ha propuesto construir el tramo de aceleración con una fuerte rugosidad artificial decreciente con la velocidad para, una vez lograda la máxima y la capa límite deseada, continuar el resto con un revestimiento liso. Por el momento no hay experiencia suficiente sobre esta idea que, además, no es fácil de llevar a la práctica.

En algunos casos en que la roca tenía las características adecuadas se la ha dejado sin revestir para que su propia rugosidad contribuya a disminuir la velocidad, aumentar la turbulencia y

crear una amplia capa límite que aminore el gradiente transversal; al propio tiempo se consigue un amortiguamiento de energía, aliviando la residual que hay que reintegrar al cauce. Pero sigue en pie lo dicho sobre el riesgo de presiones intersticiales, que se puede evitar con las siguientes medidas:

- Análisis de la estructura de fracturación de la roca, para constatar que no hay planos con buzamiento desfavorable.
- Tratamiento de los bordes visibles de las diaclasas hasta una cierta profundidad, para taponar la entrada de agua; y eventual revestimiento de zonas locales más débiles.
- Drenaje de la roca con galerías y perforaciones, para controlar las presiones internas.
- Eventuales anclajes sistemáticos o localizados.
- Retoques de las rocas más salientes para evitar impactos localizados y depresiones por su "sombra" aguas abajo.

En el grado extremo de esta tendencia al incremento de la rugosidad y aireación están los aliviaderos escalonados, de los que se trata a continuación.

Tanto la aireación artificial como otras medidas especiales sólo tienen justificación en aliviaderos importantes de uso frecuente y continuado. En los de uso muy espaciado y corto, como es lo más frecuente en España, los daños suelen ser limitados y hay tiempo para repararlos entre dos usos.

7.6. Aliviaderos escalonados

En algunas presas antiguas con el aliviadero independiente se dejaba la roca con escalones rústicos, que contribuían al amortiguamiento de energía. En tiempos más recientes, con roca de excelentes condiciones, también se han realizado aliviaderos de ese tipo, incluso con fuertes escalones en la roca, como en la presa canadiense de La Grande, con escalones de varios metros (R.3).

El uso creciente del hormigón compactado, cuya ejecución se facilita con escalones y encofrados verticales, ha replanteado el tema, en este caso con vertido sobre la propia presa, consiguiendo un amortiguamiento parcial de la energía que puede variar entre un 60 y un 95% con la consiguiente reducción del dispositivo amortiguador.

Los escalones se acoplan al talud, y sus dimensiones suelen variar entre 0,6 a 1 m (altura) y 0,5 a 0,75 (huella).

El funcionamiento hidráulico, esencialmente distinto del de un aliviadero clásico con lámina libre, cambia con el caudal (fig. 7.6, Anejo nº 4 y R.9, R.41).

- Con alturas de lámina pequeñas en relación con la altura de los escalones, el agua cae de un escalón al siguiente, produciendo en él un resalto parcial, hasta que cae de nuevo. (Caudales lineales menores que $1,5 \text{ m}^3/\text{s/m}$ en general).

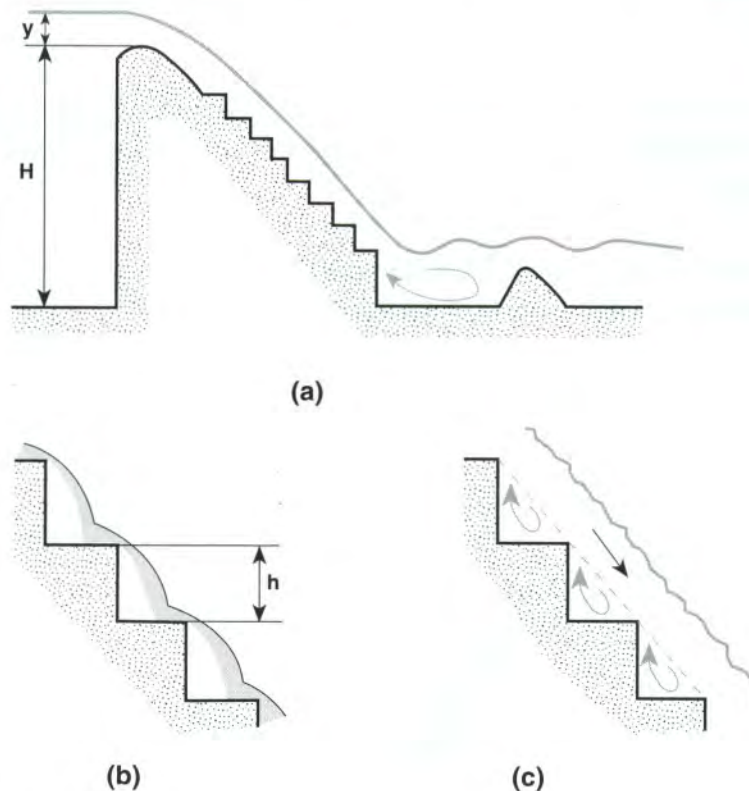


Fig. 7.6

- Conforme aumenta la altura de la lámina, la zona de caída va desplazándose hacia agua abajo, y el resalto se reduce, hasta que la caída se produce en la arista del escalón inferior. En el hueco debajo de la lámina, en la parte cóncava de cada escalón, se forma un remolino de eje horizontal que absorbe parte de la energía.
- Al aumentar el caudal por encima de esta situación crítica, la lámina sigue una trayectoria como si estuviera apoyada en una solera ficticia definida por las aristas salientes de los escalones y montada sobre los rodillos de eje horizontal, como si éstos formaran una capa límite.

El punto de iniciación de los escalones influye en el funcionamiento, pues si está bajo, el agua se acelera y se despega del talud. Para evitarlo, en algunos aliviaderos se hace un escalonado previo con dimensiones más reducidas en parte superior. Por el contrario, en otros se colocan

algunos escalones más altos, espaciados, para provocar el despegue de la lámina y la trayectoria tangencial a las aristas con caudales menores y hacer más uniforme y estable el funcionamiento.

La novedad del procedimiento no da lugar a una experiencia suficiente, tanto en cuanto al funcionamiento real (conocido más bien por ensayos en modelo) como, sobre todo, sobre el comportamiento del sistema en el tiempo, al sufrir los escalones el efecto de la erosión. Otro efecto de la novedad es que no hay aún un cuerpo de doctrina uniforme, y sólo los resultados, forzosamente diversos, de los experimentadores.

Los aliviaderos de este tipo no han sobrepasado por el momento caudales lineales de $12 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, que equivalen a una lámina vertiente de poco más de 3 m, pero hay proyectos que superan ese caudal, duplicándolo.

Otro tipo con objetivo similar es el formado por dientes (fig. 7.7), pero estos son de construcción más complicada y de más dudosa conservación, por lo que se usan poco.

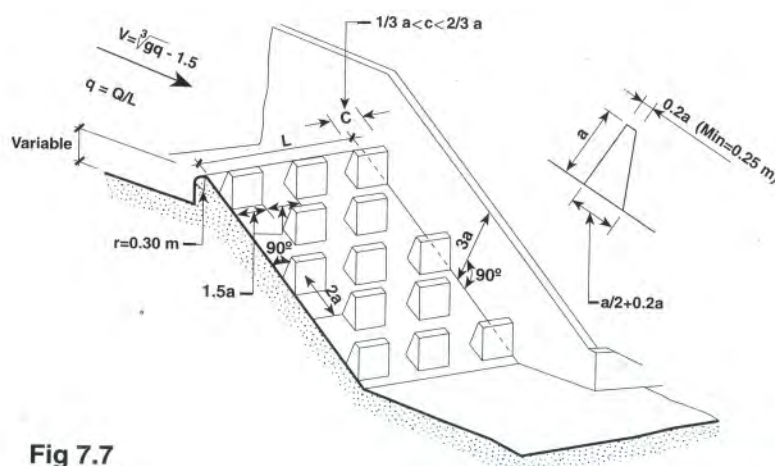


Fig 7.7

En el **Anejo nº 4** puede verse una información más completa sobre el tema, así como en sus citas bibliográficas y en las de este texto.

7.7. Aliviaderos en presión

Los aliviaderos en carga plantean dos problemas fundamentales: la exigencia de mantener la presión con cierto margen y su rigidez de funcionamiento. Ya se ha tratado de los efectos de la última en la seguridad por el tope efectivo que representa para la evacuación de avenidas superiores a las de proyecto. Pero hay otro efecto importante de esa rigidez, que es el funcionamiento con caudales inferiores al nominal, que son los más frecuentes. En este aspecto cabe distinguir el funcionamiento de un aliviadero con pozo vertical y el del pozo inclinado.

En el pozo vertical, como se vio (§6.7), el funcionamiento con caudales menores que el nominal se regula con la altura de agua en el pozo, que sufre un brusco ascenso en cuanto el caudal es el suficiente para establecer el régimen en presión. A partir de entonces, la altura de carga es proporcional al cuadrado del caudal, por lo que el nivel es muy sensible a la variación de éste. Este funcionamiento se atenúa notablemente con la ruptura de carga y el paso a lámina libre a la salida del codo vertical (fig. 6.11), por la desaparición de la gran masa inerte que representa el tramo subhorizontal. Con la ruptura de la presión, la carga total disponible se emplea directamente en crear la velocidad en la salida de la boquilla, mientras que de estar todo el túnel en presión, ha de repartirse en una longitud que puede ser grande.

Aparentemente, la rotura de la carga es un contrasentido, pues supone un doble cambio de régimen libre-presión-libre, y para eso, parecería preferible disponer todo el aliviadero en lámina libre. Pero está justificado en el pozo vertical, pues gracias a esa disposición puede adaptarse a un vertedero circular de gran longitud, con notable disminución de la altura de la lámina. En cambio, con un pozo inclinado no estaría justificada la ruptura de carga, pues su disposición no se presta a conjugarla con un vertedero circular, y resulta obligada una embocadura recta con compuertas alineada con el túnel, por lo que todo el aliviadero ha de ir en régimen libre o en presión.

En estos aliviaderos, al ser fijo el desnivel entre el embalse y la clave de salida y la pérdida de carga proporcional al cuadrado del caudal, las líneas de la fig. 2.2 resultan incompatibles entre sí para un caudal menor que el nominal, y la única forma posible de funcionamiento es (como en el pozo vertical) con un nivel de agua inferior en la bocina, controlando el caudal con la apertura parcial de las compuertas para que el agua caiga en lámina libre hasta el nivel de funcionamiento en la bocina (fig. 7.8). Pero la caída supone una absorción de energía, y dadas las dimensiones reducidas de la bocina en su parte inferior -que pueden ser iguales a las del túnel que sigue- podrían ser insuficientes para ello y producirse resaltos parciales y oscilaciones, con la consiguiente inestabilidad y efectos dinámicos. Incluso podría llegarse, con caudales muy bajos, al descebamiento del túnel y la entrada de aire, esto último evitable forzando el estrechamiento de la boquilla de salida (fig. 2.5), pero a costa de sobredimensionar el túnel para el caudal nominal. Otro procedimiento para mantener el régimen de presión, incluso con caudal nulo, es elevar la solera de salida por encima de la clave (fig. 7.9) pero eso tiene el inconveniente de mantener inundado el túnel permanentemente y dificultar su vaciado.

En realidad no es necesario forzar los dispositivos al objetivo de conseguir que el aliviadero pueda trabajar con caudales bajos, puesto que dada su limitación para los superiores al nominal, de todas formas se requiere un aliviadero complementario en lámina libre. Este, además de evacuar los excedentes sobre el nominal, puede cumplir la función de desaguar los menores que éste y dejar el túnel en presión para funcionar siempre en el estrecho campo de caudales propio, *por emboladas*, gracias a la regulación del embalse. Eso supone dos condiciones:

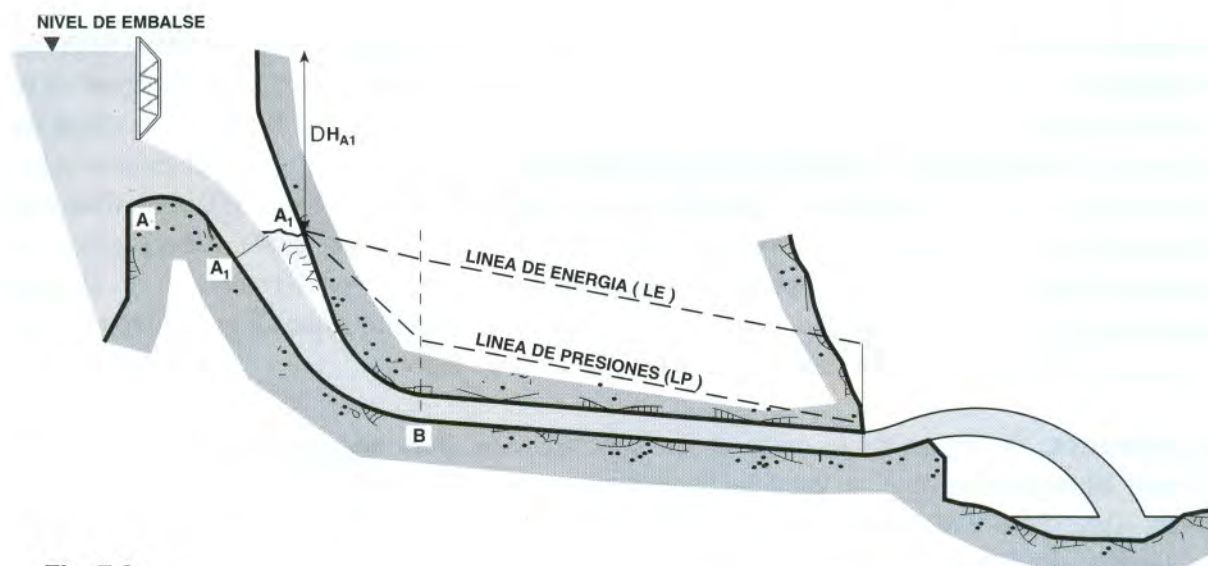


Fig. 7.8

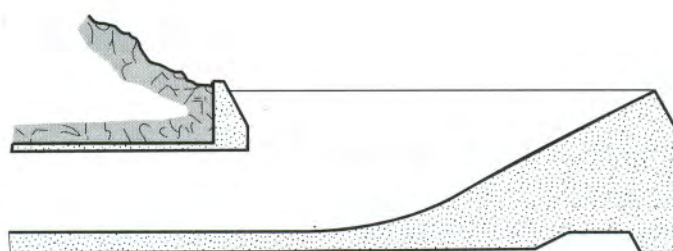


Fig. 7.9

- Una capacidad suficiente de regulación para absorber las diferencias en más y en menos sobre el desagüe del aliviadero.
- Que el cauce admita ese funcionamiento discontinuo, que en ocasiones producirá caudales superiores a los naturales y con un gradiente bastante rápido.

Todo ello supone que **el caudal nominal de un aliviadero en presión sea el correspondiente a avenidas de corto período de recurrencia**, para que los caudales desaguados no sean excesivos y para que el aliviadero funcione con relativa frecuencia. **Salvo casos totalmente excepcionales, no estará justificado disponer un aliviadero totalmente en presión para el caudal de proyecto.**

La única ventaja del aliviadero totalmente en presión es su economía, porque dispone de una gran libertad de trazado, y la sección del túnel es mucho menor que la que requiere uno de lámina libre para asegurar su ventilación. Por ello, en algunos casos puede ser útil con un caudal nominal de corto período de recurrencia. Por ejemplo, el de **Ricobayo** (Anejo nº 7 y R.36) para

un caudal del orden de la avenida anual, sirvió para desviar los excedentes durante algunos años, mientras se procedía a la reforma del aliviadero general. Ello fue posible porque se cumplían las dos condiciones citadas: amplia regulación y permisividad de variación de caudales aguas abajo, gracias al embalse de Villalcampo.

Como ya se dijo, las compuertas sumergidas funcionan como orificio, con el caudal proporcional a la raíz de la carga, y por tanto tienen, en principio, las mismas limitaciones apuntadas. Pero en ellas, al ser menor la altura de carga, el efecto relativo de un aumento o disminución de nivel es más sensible.

Como resumen de todo lo dicho puede concluirse que:

- **Salvo casos excepcionales, un aliviadero en presión debe proyectarse para un caudal de bajo período de retorno y requiere el complemento de otro en lámina libre, así como una regulación y condiciones aguas abajo adecuadas a su funcionamiento por *emboladas*. Si la presa es de materiales sueltos, esta regla es prácticamente absoluta.**
- **En algunos casos puede controlarse el desagüe de los caudales bajos coordinando un aliviadero en presión con los desagües profundos y resolviendo la evacuación de las avenidas extremas con un aliviadero de emergencia.**

8.1. Funcionamiento hidráulico y dimensiones

Cuando la corriente pasa de un régimen infracrítico a supracrítico (como en una embocadura o rápida) los calados antes y después son los y_2 , y_1 de la fig. 8.1, pues no hay pérdida de energía en el proceso mismo, y sólo la de rozamiento, que suele ser inapreciable en la corta longitud en que normalmente sucede. Por el contrario, el paso de una velocidad supracrítica a otra infracrítica lleva intrínseca una pérdida de energía que se traduce en una disminución del calado infracrítico y_R respecto al conjugado y_2 del primitivo supracrítico y_1 . Ese fenómeno se denomina *resalto hidráulico*, y la pérdida de energía que conlleva puede utilizarse para absorber parte de la remanente antes de su desagüe al río. La función del cuenco es provocar las condiciones para que se produzcan el resalto y el consiguiente amortiguamiento de energía.

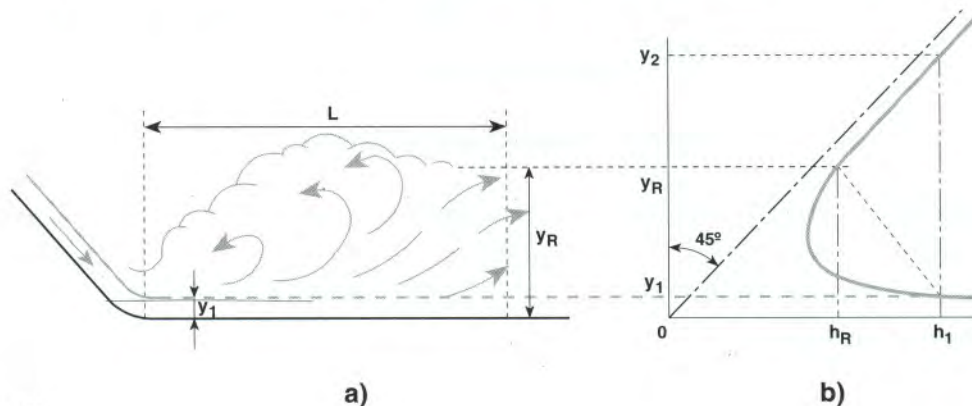


Fig 8.1

En un canal de poca pendiente y con sección rectangular, que es la habitualmente usada, si y_1 es el calado de la corriente rápida (de entrada en el cuenco), y $F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gy_1}}$ su número de Froude, el calado necesario para formar el resalto es:

$$y_R = \frac{y_1}{2} (\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1)$$

La curva y_R/y_1 es casi lineal respecto a F_1 , excepto para valores muy bajos de F_1 para los cuales no hay propiamente resalto, pues el régimen es casi crítico.

La fig. 8.2 da la longitud necesaria para producir el resalto según los ensayos del Bureau of Reclamation (USBR en lo sucesivo, R.58). Para valores de F_1 entre 4,5 y 14 (una amplia gama) L/y_R es prácticamente constante e igual a 6,1, lo que lleva a la regla aproximada de que un resalto es seis veces más largo que profundo, regla que puede extenderse a valores de F_1 entre 4 y 17, es decir, prácticamente a todos los casos.

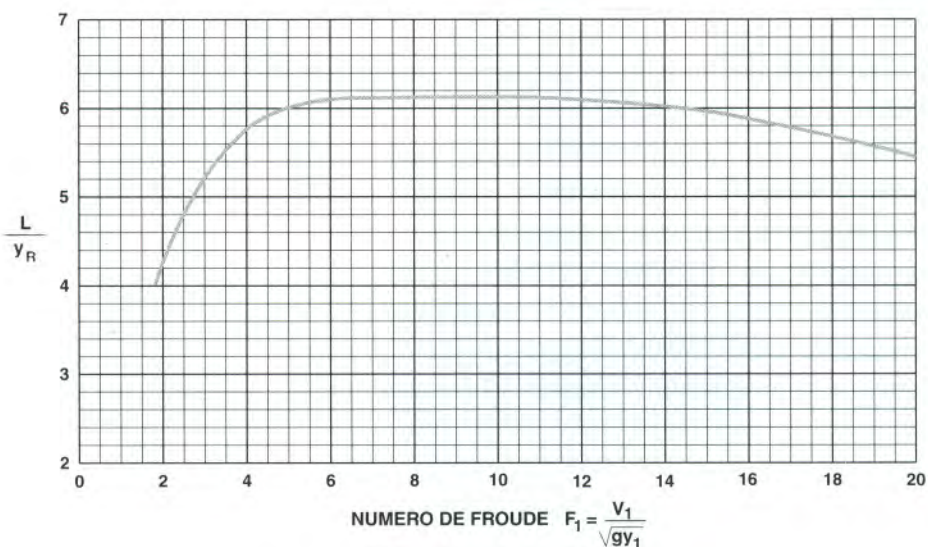


Fig 8.2. LONGITUD DEL RESALTO (L).

La longitud del resalto no tiene una definición precisa. Normalmente se toma como origen el punto en que la corriente se encrespa bruscamente, y como límite aguas abajo la sección en la que cesan las corrientes de retorno, o el fin del rulo superficial, según los experimentadores. Como ambos extremos son oscilantes, se toman los puntos medios.

La energía absorbida por el resalto en una sección rectangular con caudal q por unidad de ancho es:

$$h = \frac{(y_R - y_1)^3}{4y_1 y_R}$$

En la fig. 8.3 se reproduce la curva obtenida por el USBR que da h/h_1 en % en función de F_1 , y que acusa una gran variabilidad; a partir de $F_1 = 5$ es superior al 50%, y llega a alcanzar valores muy elevados para altos números F_1 .

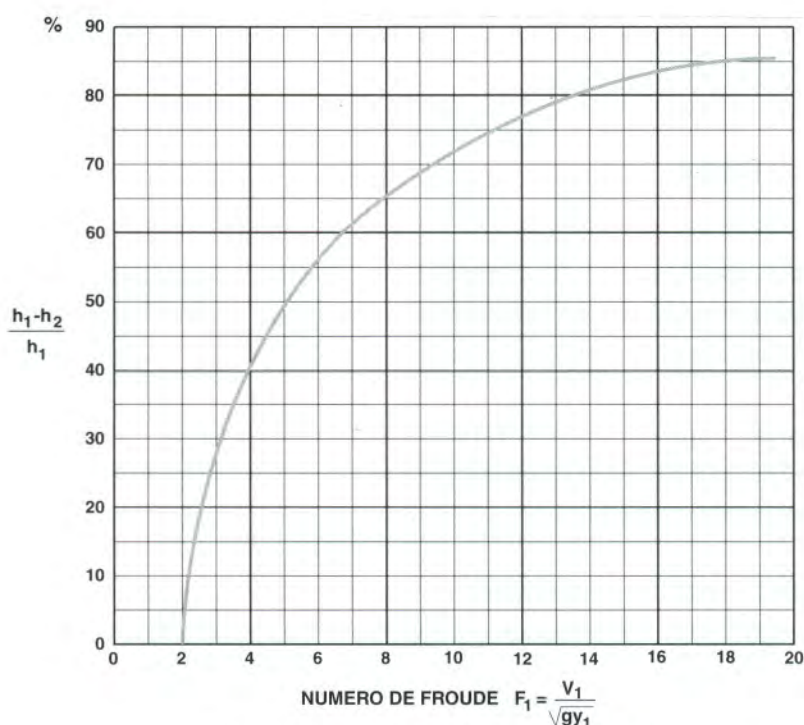


Fig 8.3. ENERGIA CONSUMIDA EN EL RESALTO

En el Anejo nº 5 y en R.58 pueden verse análisis y comentarios más detenidos sobre los tipos de resalto: para $F_1 \leq 4,5$ el resalto está poco definido y es poco estable; los más estables están entre 4,5 y 9,0; los superiores a este número son bruscos y pueden dar intermitencias en el rodillo. Obsérvese que la zona casi horizontal de la fig. 8.2 coincide con los resaltos más estables. Cuando las condiciones del resalto no son las deseables, cabe ajustarlas dentro de ciertos límites, ensanchando o estrechando la sección.

8.2. Tipología de cuencos

Las condiciones del cauce aguas abajo rara vez se acoplan a las requeridas para obtener el resalto. Un gráfico como el de la fig. 8.4 sirve para comparar las condiciones naturales con las necesarias: la línea de trazo lleno da los calados en el cauce para los distintos caudales, y la de trazos el calado necesario para el resalto con un coeficiente de mayoración que debe ser al menos de 1,1 para mayor seguridad.

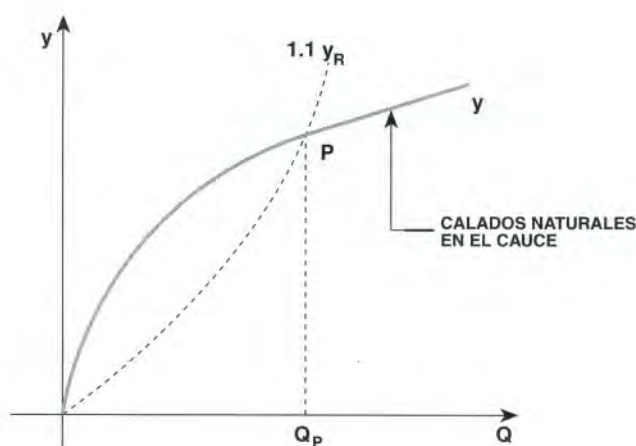


Fig 8.4

Es raro que la curva de niveles naturales cumpla las condiciones necesarias para crear el resalto para todos los caudales previsible. Si por excepción fuera así, podría bastar la construcción de una solera protectora en la zona de transición en la que las velocidades son elevadas.

Lo más general es que, como en la fig. 8.4, para una gama de caudales, los calados en el cauce sean inferiores a los que exige la formación del resalto y sea preciso complementarlos por medio de alguna de las siguientes obras (fig. 8.5):

- Un cuenco excavado hasta la profundidad necesaria para el complemento de profundidad requerido por el resalto para los caudales en los que el cauce natural no alcanza la necesaria (a).
- Un azud aguas abajo que, al elevar el nivel del agua, lo independice del cauce y asegure la profundidad necesaria para todos los caudales (b). La lámina vertiente sobre el azud tiene una energía residual en su caída que hay que tratar adecuadamente.
- Una solución mixta (c).

El cuenco, en la solución (a), ha de tener su arista de salida a un nivel algo superior al del fondo del cauce aguas abajo para proteger aquél contra el ingreso de acarreo, como se verá en §8.4. En todos los casos, la solera y los cajeros deben ser de hormigón, para protegerlo de los efectos de las altas velocidades.

La longitud teórica suele dar lugar a una obra excesiva y, por otra parte, algunos tipos de resalto, sobre todo los de número de Froude extremo en uno u otro sentido, aconsejan una mayor estabilización del rodillo. Todo ello lleva a un frecuente uso de dientes o trampolines sumergidos, cuya esencia funcional es generar rodillos de eje transversal horizontal de sentidos opuestos que contrarresten sus energías cinéticas. Bien diseñados, esos dispositivos son muy eficaces, tanto para la estabilidad como para la reducción de dimensiones.

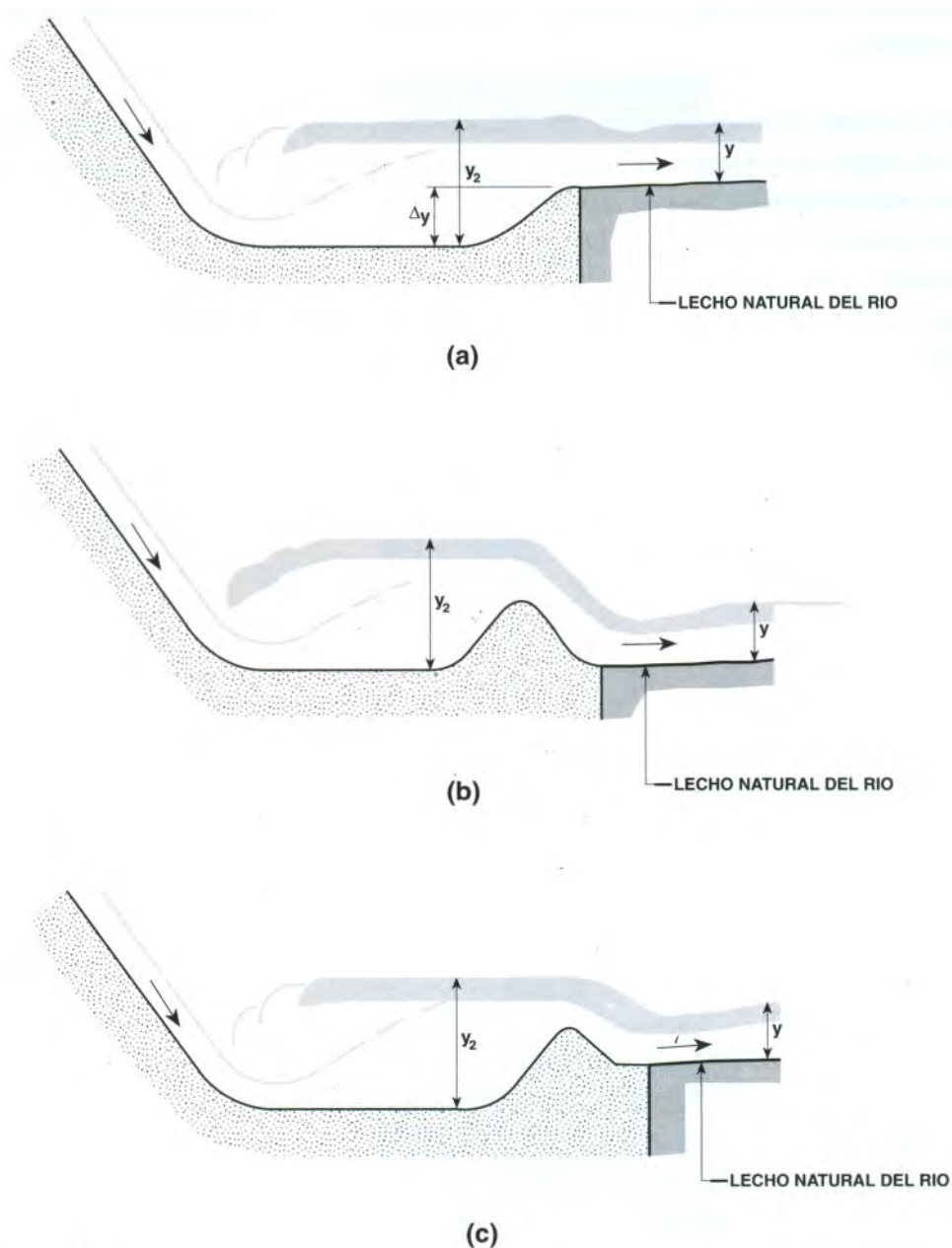


Fig. 8.5

En la fig. 8.6 se esquematizan algunos, y en el **Anejo n° 5** y R.58, R.59 pueden verse los tipos de cuencos más usados, sus dimensiones y propiedades.

Los dientes no deben ocupar un ancho total superior al 45 o 55% del disponible en el cuenco; de lo contrario, actuarían caso como un muro opuesto a la corriente. En principio, si hay más de una fila, conviene que los dientes y los huecos entre ellos queden contrapuestos en dos filas contiguas, aunque hay excepciones (tipo II del USBR). El USBR recomienda que la distancia

entre dientes sea igual a su ancho, y éste al 75% de su altura. Esta suele ser entre una o 1,5 veces el calado entrante y_1 .

Partiendo de los datos conocidos y fórmulas citadas se realiza un predimensionado del cuenco, pero **salvo en casos muy simples y típicos con soluciones conocidas y ensayadas, el modelo reducido es imprescindible** para el proyecto definitivo, sobre todo en cuanto a la necesidad de trampolines o dientes, su posición, dimensiones, etc. Otro aspecto del modelo es el efecto de la trimensionalidad, para comprobar la posible existencia e influencia de los remolinos de eje vertical, que pueden perturbar el fenómeno y dar lugar a zonas de distorsión del flujo y erosión, no precisables.

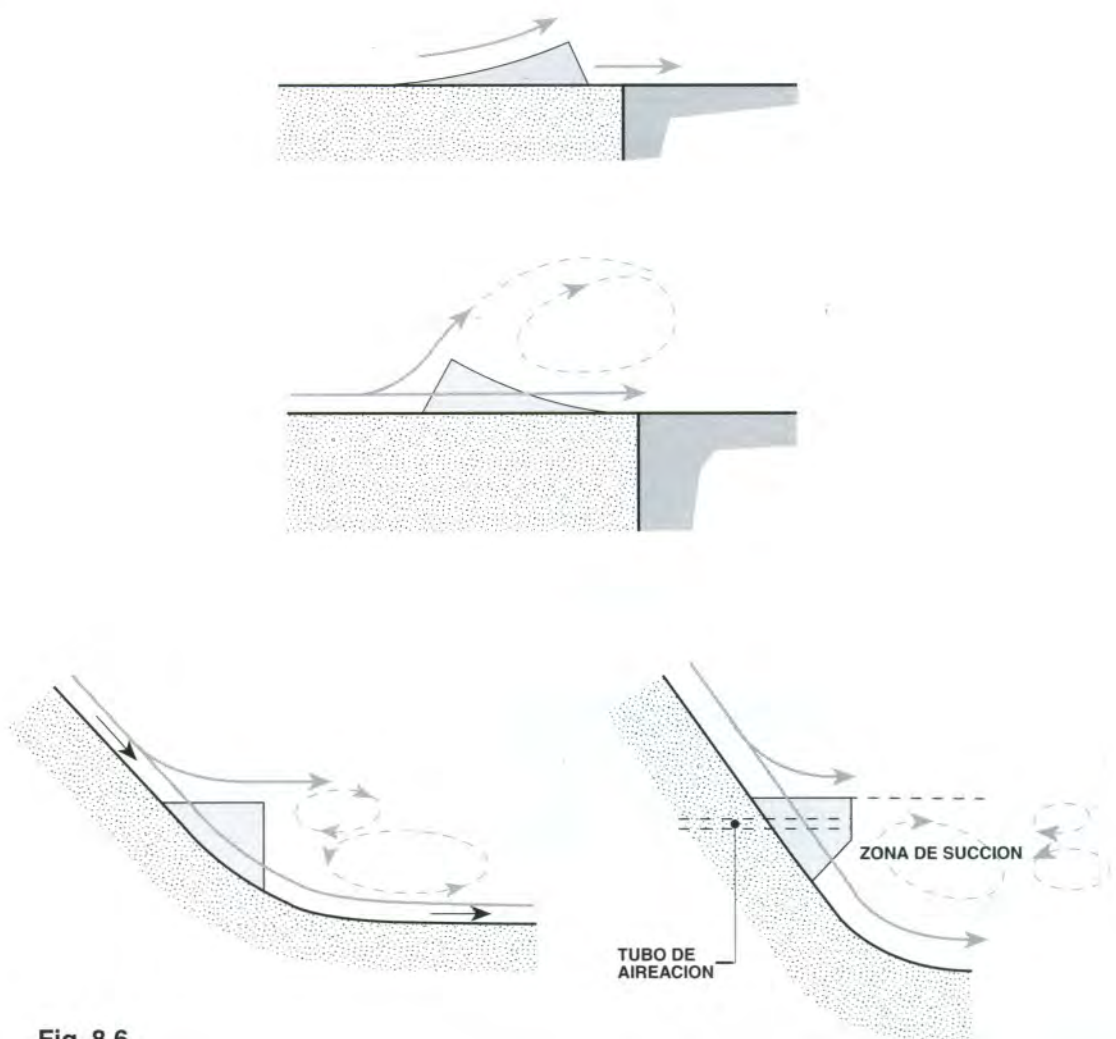


Fig. 8.6

8.3. Deterioro

Dadas las altas velocidades de ingreso de la corriente en el cuenco y la gran entidad de la energía que se destruye en él no es de extrañar que den lugar a importantes erosiones e incluso

roturas que hay que prever para minimizarlas y para preparar la corrección de sus eventuales efectos. Interesantes casos de accidentes y tratamientos pueden verse en las referencias R.4, R.8, R.20, R.24, R.26 y R.33.

En realidad, pocos son los aliviaderos que han llegado a funcionar con su caudal máximo nominal, dado su largo periodo de recurrencia -normalmente, 500 a 1 000 años-, por lo que la experiencia en prototipos en esas condiciones máximas es relativamente reducida. Pero la adquirida en los que así han funcionado, e incluso en los más numerosos que lo han hecho con caudales parciales, es bastante negativa en cuanto la energía de entrada en el cuenco tiene una cierta entidad. El deterioro, e incluso en algunos casos la destrucción del cuenco, no es una excepción, sino un hecho frecuente y previsible si el aliviadero funciona con cierta asiduidad y durante periodos prolongados, pues a la permanencia de la acción se une la dificultad de detección de los daños y su reparación a tiempo. Un caso típico ha sido el de los desagües de la presa de Tarbela (Pakistan) cuyo funcionamiento prácticamente continuo con caudales superiores a 3 000 m³/s (cada desagüe) y una carga de 90 a 140 m, llevó a una destrucción de la casi totalidad de la solera, con erosión de 25 m de profundidad, y a obras de reconstrucción muy importantes (R.4, R.20 y R.33).

Por ello los cuencos plantean una cierta preocupación sobre su comportamiento futuro, pues al ir transcurriendo el tiempo, aumentará la probabilidad de que funcionen con caudales y energía próximos a los nominales. Obviamente, en los cuencos de funcionamiento raro y corto, este riesgo se atenúa considerablemente.

Los daños son debidos a dos tipos de causas principales:

- Las fuerzas estáticas y dinámicas sobre las losas producidas por la conjunción de la subpresión y los impactos oscilatorios generados por la fuerte macroturbulencia del resalto.
- La erosión superficial, en general localizada, debida al rozamiento, la cavitación y la abrasión.

Las primeras, de gran intensidad, actúan sobre las losas localmente, pero sobre todo en su conjunto, y en algunos casos han llegado a provocar su levantamiento y destrucción, incluso -aunque excepcionalmente- en su primer funcionamiento.

Las segundas suelen actuar en ciertas zonas en donde se concentran esas causas por velocidades locales, depresiones o acción de remolinos permanentes. Los dientes en particular, al absorber gran cantidad de energía en el impacto y crear una zona de depresiones aguas abajo, suelen sufrir graves deterioros. Por ello, deben estar fuertemente armados y anclados a la presa o a la solera; con frecuencia se blindan con chapa de acero, que ha de ir, también, bien anclada; ésta es en principio, la mejor protección, que con frecuencia se proyecta para que sea renovable. Además, en la mayor parte de los casos deberá disponerse una aireación aguas abajo para evitar la cavitación. Aún así no pueden evitarse fuertes deterioros, lo que ha llevado a algunos a cuestionar la eficacia real de los dientes.

A continuación se analizan las causas de deterioro señaladas y los medios para minimizarlas.

8.4. Rozamiento, cavitación y abrasión

Los efectos del rozamiento y de la cavitación son similares a los ya tratados en las conducciones, pero intensificada la segunda por el régimen oscilatorio del resalto o por la existencia de zonas con fuertes depresiones, como sucede aguas abajo de los dientes. En particular, los dientes sumergidos del tipo III del USBR (**Anejo nº 5**) son particularmente susceptibles a la cavitación con velocidades superiores a 15 o 18 m/s; su deterioro solo puede evitarse con hormigones especiales o con blindaje metálico. En estos casos se impone la aireación artificial (véanse formas y dimensionamiento en el **Anejo nº 2**).

La **abrasión** puede ser importante y, al menos potencialmente, hay que contar con ella para prevenirla. La corriente puede llevar en suspensión partículas abrasivas, con efecto tanto en el cuenco como en la conducción, pero no es el caso en general, pues si el embalse es de gran capacidad la parte superficial puede estar relativamente limpia de partículas de arena, que se deposita antes, y las arcillosas que pueden quedar, no son abrasivas; por eso este efecto no suele ser tan importante en la conducción del aliviadero, salvo que el embalse tenga un importante aterramiento. Pero en los cuencos, la corriente no solo pasa, sino que existen remolinos estacionarios cuya masa podría ser permanente y que, si contienen materias abrasivas suspendidas, actúan como un molino. El efecto se agrava con las piedras que puedan caer desde las laderas o arrojadas como diversión por los visitantes, o las que puedan haber quedado de la construcción por no haber sido retiradas, o las procedentes de la misma erosión del aliviadero. Estos sólidos pueden ser difíciles de evitar totalmente, por lo que, además de procurarlo con las medidas oportunas, debe diseñarse el cuenco de forma que los expulse por su propio funcionamiento hacia la corriente de salida, e impida su permanencia en los remolinos estacionarios. Este efecto es sólo constatable en el modelo reducido, aunque la práctica proporciona reglas para el predimensionado.

Otro efecto a tener en cuenta en el movimiento de los sólidos es la estabilidad de los acarreo al pie del diente o borde de salida, aguas abajo del cual debe crearse un remolino de eje horizontal debajo de la corriente con sentido contrario a ella en el fondo, para que se produzca en éste una aportación de sólidos hacia el cuenco que asegure el debido "abrigo" del pie de la rampa de salida e impida su descalce, si llegara a producirse inicialmente (fig. 8.7); esto es, que la erosión del acarreo -inevitable en mayor o menor medida- se sitúe más aguas abajo, y se estabilice y no progrese hacia agua arriba. Esta condición aportadora debe tener un límite para no entrar en colisión con la condición vaciadora del cuenco: los sólidos aportados desde agua abajo no deben entrar en aquél, y deben ser arrastrados por la corriente en cuanto sobrepasen el borde del trampolín o diente de salida. Aunque este efecto estabilizador hay que comprobarlo también en el modelo, su prediseño es conocido: dar a la rampa de salida una forma triangular con el borde a cierta altura del fondo de acarreo, con lo que la corriente despegada provoca un remolino aportador (**Anejo nº 5**).

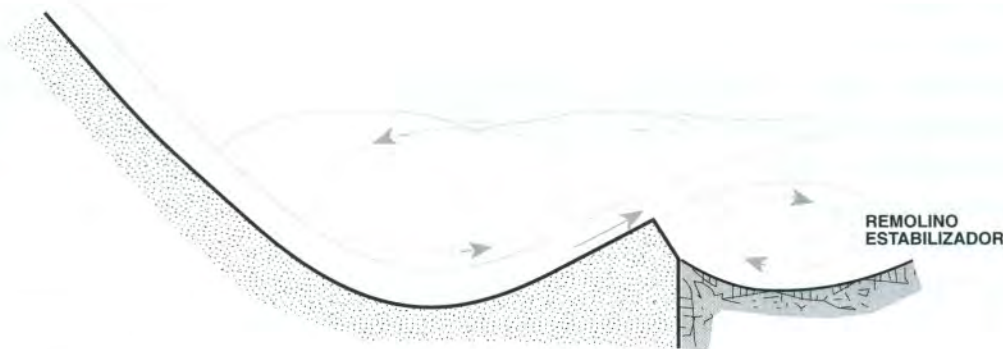


Fig. 8.7

8.5. Subpresión y fuerzas dinámicas

La subpresión es de comprobación obligada en una obra hidráulica, pero en los cuencos presenta características especiales por su intensidad y la dificultad de su control.

Al funcionar el aliviadero sube el nivel en el río y en el cuenco, creándose un nivel freático en el entorno de éste. Al cesar el desagüe desciende el nivel exterior con cierta rapidez, sobre todo si el aliviadero está controlado con compuertas, y en general más rápidamente que el nivel freático anterior, con lo que este puede quedar "colgado" y bastante por encima del nivel en el cuenco. El resultado será un empuje hidrostático no equilibrado sobre los cajeros y una subpresión bajo toda la superficie de la solera, con una intensidad que podría igualar al nivel máximo alcanzado por el agua anteriormente, y sin la fuerza equilibrante del peso del agua. El drenaje por gravedad sólo puede tener efectos muy limitados en un cuenco con su solera por debajo del fondo del cauce, como es lo más frecuente: sólo cuando el cuenco está formado por un azud (fig. 8.5b) podría ser más eficaz. Otro problema es el nivel de salida de los drenes aguas abajo, pues si se colocan muy bajos para reducir la subpresión, pueden convertirse en entradas del agua a la capa freática cuando suba el nivel en el cauce. Hay que adoptar una solución de compromiso, colocándolos a una altura que sólo sea superada por caudales cuya duración no dé margen de tiempo para alimentar esa capa.

La única forma de lograr un drenaje eficaz es bombear el agua freática hasta un nivel de salida de los drenes, pero el bombeo es caro y, sobre todo, requiere una atención directa para operación, vigilancia y mantenimiento, por lo que se instala más bien en presas importantes con una central inmediata, en las que no solo se dispone de energía garantizada, sino de personal para su atención y cuidado.

* En algunas presas americanas se han dispuesto las salidas de los drenes en la zona de grandes velocidades aguas arriba del resalto, para utilizar su energía de succión, pero es más prudente no contar con ello (R.20).

En general, cuando no existe el bombeo, la comprobación de la estabilidad de los muros cajeros y de la solera debe partir de un nivel freático igual al máximo en el río con el caudal de proyecto, con las fuerzas equilibradoras del peso propio de los muros o las losas y del agua con el nivel residual que quede en el cuenco al cesar el desagüe, y con coeficientes de seguridad propios de fuerzas accidentales, ya que al cabo de un cierto tiempo se restablecerá el equilibrio con el drenaje natural del terreno. En la medida que las losas estén trabadas entre sí y con los muros cajeros, podrá tenerse en cuenta el peso estabilizador de éstos frente a la subpresión de la solera. En el caso del drenaje con bombeo la hipótesis de nivel interior será más favorable, pero hay que contemplar una hipótesis de avería de la instalación, si bien, dado el carácter accidental del supuesto, pueden admitirse coeficientes de seguridad estrictos, de situación extrema. Puede admitirse que los niveles producibles por las avenidas extremas, dada la presumible brevedad del exceso de la punta sobre la de proyecto, no tienen tiempo para producir un nivel freático correlativo.

Aunque importante, no es la subpresión la única solicitud que sufre la solera en su conjunto. A ella se suman los efectos dinámicos generados por la macroturbulencia del resalto, que la someten a una serie de impactos alternativos. Los más peligrosos son los negativos -de succión- pues tienden a levantar la solera, sumándose este efecto al de la subpresión. De hecho se han producido arranques de la solera por la conjunción de ambas causas.

Las oscilaciones dinámicas de la macroturbulencia suelen tener una frecuencia del orden de 1 a 10 hercios y, por lo tanto, pueden entrar en resonancia con las losas. La semiamplitud máxima puede llegar, en caso extremo, a $0,4 v^2/2g$ en ambos sentidos, y según las observaciones realizadas, una media cuadrática de 0,1 a $0,2 v^2/2g$, siendo v la velocidad del agua a su entrada en el cuenco. Obsérvese que esas magnitudes corresponden, respectivamente, al 40, 10 y 20% de la altura de caída, por lo que esta fuerza puede ser notable, y más unida a la subpresión.

Las sobrepresiones de macroturbulencia podrían transmitirse a través de las juntas de las losas y crear subpresiones adicionales, por lo que se impone hacer las juntas estancas.

Aparte de los efectos directos de estas fuerzas, su acción alternativa produce una fatiga del material, aunque de difícil evaluación, pero que debe tenerse en cuenta en el coeficiente de seguridad.

Por todo ello, la solera ha de proyectarse para el más desfavorable de estos dos supuestos:

- *En reposo*, después de un funcionamiento con el caudal de proyecto: subpresión total igual al nivel anterior en el cauce y nivel residual en el cuenco, o la correspondiente en el caso de bombeo, con los coeficientes de seguridad antes comentados.
- *En funcionamiento* con el caudal de proyecto: subpresión total equilibrada por un nivel igual del agua y succión hacia arriba por macroturbulencias igual a la media en toda la solera, supuestas las losas trabadas entre sí como luego se indica. Si no fuera así, deben comprobarse

las losas individualmente con la intensidad máxima, si bien el coeficiente de seguridad puede ser muy estricto.

Si los cajeros están solidarizados a las losas, podrá contabilizarse su peso estabilizador, como se dijo. Si el conjunto de pesos no es suficiente para equilibrar la subpresión y la succión de la macroturbulencia, será preciso anclar la solera a la roca (supuesta una suficiente resistencia) para añadir el peso de ésta hasta la profundidad del anclaje. De no ser posible el anclaje, se impone el espesor necesario de la solera para equilibrar las fuerzas ascendentes.

En el caso de que el canal de descarga de una central hidroeléctrica quede separado del cuenco del aliviadero por un muro, deberá comprobarse la estabilidad de éste en las diversas condiciones de funcionamiento como consecuencia de las presiones dinámicas y la variación de niveles a lo largo del resalto.

8.6. Nitrógeno disuelto

Las altas velocidades en los aliviaderos dan lugar a una sobresaturación de nitrógeno y oxígeno disueltos que, sobre todo el primero, producen consecuencias negativas en los peces, especialmente en los salmones, lo que debe tenerse en cuenta en las presas que tengan aguas abajo una riqueza piscícola importante.

La proporción de gases disueltos aumenta con el caudal y tiene un límite asintótico, por lo que el único paliativo es limitar el caudal vertido incrementando la capacidad reguladora, lo que con frecuencia no es posible, y en cualquier caso exige no inundar las zonas de desove. Otra disposición para aminorar esos efectos es disponer un deflector al final de la rápida que dirija una parte moderada del caudal directamente hacia la superficie del agua aguas abajo, en vez de hacia el fondo del cuenco (R.20).

En algunos casos se han transportado por tierra los alevines para salvar el tramo afectado, pero falta por comprobar si esto pudiera influir en el instinto de los peces y hacer que no vuelvan, de adultos, a los lugares de desove.

8.7. Recomendaciones

Como resultado de todo lo dicho, **se recomienda**

- **El funcionamiento hidráulico del cuenco debe producir la expulsión de los materiales sólidos** que puedan existir o caer en él. Y aguas abajo de su borde de salida **debe generar un remolino aportador de eje horizontal que abrigue su pie de la erosión, sin que los acarrees puedan alcanzar dicho borde.**
- Dada la poca efectividad del drenaje por gravedad, en general, **hay que comprobar la estabilidad del cuenco y de los cajeros en las condiciones más desfavorables de subpresión**

que antes se especificaron (§8.5). Cuando sea posible y pueda ser debidamente mantenido, es aconsejable el drenaje por bombeo, sobre todo en presas de gran importancia.

- **De utilizarse dientes, deben estar fuertemente armados y anclados en la solera, y disponer de la adecuada aireación.** En algunos casos pueden blindarse de forma que se facilite su reposición.
- **Debe darse a las losas un espesor adecuado para contribuir a la estabilidad con su peso y rigidez.** Esta última puede incrementarse con nervaduras.
- **Las losas deben armarse con doble armadura simétrica y prolongar los hierros a través de las juntas para solidarizar toda la solera y, eventualmente, con los muros cajeros.** También pueden emplearse juntas dentadas, aunque esto puede tener inconvenientes por la concentración de esfuerzos.
- Si el cimientto es suficientemente resistente, conviene **anclar la solera**, para hacer colaborar la roca con su peso y resistencia. Con esta medida puede rebajarse **su espesor**, pero manteniendo éste de forma que, **sin el anclaje, equilibre por lo menos la subpresión**, y asegure una rigidez para la repartición de esfuerzos concentrados en una superficie mayor.
- **Debe reducirse todo lo posible el número de juntas entre losas, principalmente las transversales, y colocar en ellas láminas de estanqueidad.**
- **Conviene minimizar el número de tongadas horizontales de hormigonado, y enclavarlas entre sí con resaltos o armaduras.**

9.

TRAMPOLINES DE LANZAMIENTO

El principio del lanzamiento -alejar lo más posible de la presa la zona de impacto- es aparentemente distinto de el del cuenco, pero en su funcionamiento final es similar. En el lanzamiento la amortiguación se realiza también en un cuenco formado por la propia erosión natural, o realizado artificialmente, o en forma mixta.

Los trampolines pueden ir adosados a la presa, o al final de una conducción, con lanzamiento más alejado de la presa y mayor seguridad para ésta.

9.1. Hidráulica del trampolín

La energía cinética a la salida de la conducción o al pie de la caída sobre el paramento de la presa se utiliza para dirigir el chorro de forma que se consiga, simultánea o alternativamente:

- La máxima distancia de lanzamiento.
- La caída en la zona más adecuada y la expansión de la lámina para disminuir la energía del impacto por unidad de superficie.
- Su emulsión, para frenarla, expansionarla y disminuir la densidad y energía del impacto.

Despreciando el efecto de frenado del aire frente a la gran velocidad habitual del chorro y la brevedad de su recorrido, la ecuación de la parábola de lanzamiento, en función del ángulo α del

trampolín con la horizontal, la velocidad v de salida del agua y la altura h del borde del trampolín sobre el cauce (fig. 9.1.) es*:

$$z = h + x \operatorname{tg} \alpha - \frac{g}{2 v^2 \cos^2 \alpha} x^2 \quad [9.1]$$

que, siendo $m = \operatorname{tg} \alpha$ la pendiente del trampolín, se convierte en:

$$z = h + mx - (1 + m^2) \frac{g}{2v^2} x^2 \quad [9.2]$$

Con una pendiente dada m de lanzamiento, la distancia D desde el borde del trampolín al punto de caída del chorro en el cauce (distancia de lanzamiento) se obtiene haciendo $z = 0$:

$$(1 + m^2) D^2 - \frac{2v^2}{g} mD - \frac{2v^2 h}{g} = 0 \quad [9.3]$$

El *alcance* D es la raíz positiva (la raíz negativa de D es la intersección de la prolongación de la parábola hacia aguas arriba).

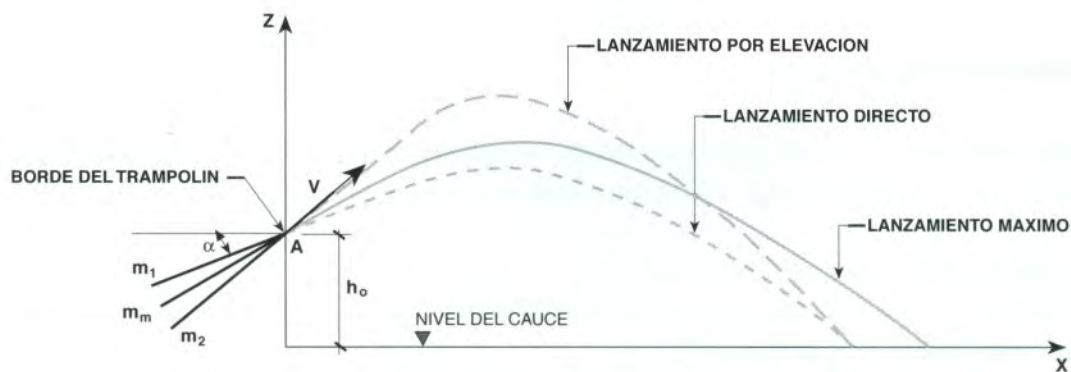


Fig. 9.1

* La ecuación de la trayectoria se obtiene eliminando t (tiempo) entre las expresiones de las coordenadas (x, y) de un punto de ella:

$$x = vt \cos \alpha \quad , \quad y = vt \sin \alpha - \frac{1}{2} gt^2$$

La pendiente necesaria del trampolín para alcanzar una distancia D daría obtiene de la misma ecuación [9.3] ordenada según m :

$$D^2 m^2 - \frac{2v^2}{g} \cdot Dm + D^2 - \frac{2v^2 h}{g} = 0 \quad [9.4]$$

Una distancia de lanzamiento dada puede obtenerse con dos pendientes distintas del trampolín, correlativas a las dos raíces m_1 y m_2 de [9.3] y que se corresponden con sendos tipos de tiro definidos en balística: *directo* (m_1) y *por elevación* ($m_2 > m_1$). La distancia máxima D_o alcanzable con una velocidad de lanzamiento v se consigue con la pendiente m_o , raíz doble de la ecuación [9.4]:

$$D_o = \frac{v^2}{g} \left(1 + 2 \frac{hg}{v^2} \right)^{1/2} ; \quad m_o = \frac{1}{\left(1 + 2 \frac{hg}{v^2} \right)^{1/2}} \quad [9.5]$$

Las distancias mayores que D_o son imposibles de alcanzar, pues falta energía cinética para ello (raíces imaginarias).

Obsérvese que al aumentar la altura h del borde del trampolín disminuye la pendiente óptima y aumenta la distancia máxima de lanzamiento. En el caso límite teórico de lanzamiento a ras del suelo $h = 0$ y $m_o = 1$ (45°). Por lo tanto, los lanzamientos reales óptimos darán ángulos $\alpha < 45^\circ$.

La altura h del borde del trampolín debe fijarse de forma que supere el nivel máximo de agua previsible en el cauce, con un margen para asegurar la adecuada ventilación inferior de la lámina, sin la cual podría producirse la inestabilidad de ésta.

El aire que lleva el chorro en emulsión disminuye la energía cinética y tiende a acortar la distancia media de lanzamiento, pero al expandir la lámina, puede hacer que el borde externo caiga algo más lejos del punto teórico, acortándose, en cambio, el interno; por otra parte, la lámina se ensancha y, en conjunto, cae en una superficie mayor que la teórica con agua pura. Estos efectos pueden predecirse aproximadamente corrigiendo la densidad del agua según su grado de emulsión. El efecto de frenado por roce con el aire es inapreciable, dada la cortedad del recorrido.

En la práctica, los lanzamientos son preferentemente directos -salvo en ciertas formas abarquilladas que luego se citan-, porque tienen menor recorrido aéreo y su incidencia más oblicua en el cauce disminuye el impacto. Y con frecuencia la pendiente es menor que la óptima teórica, porque la distancia de lanzamiento puede estar limitada por la ladera opuesta.

La forma del trampolín permite conseguir una gran multiplicidad de formas de la lámina lanzada. En realidad, la ecuación [9.1] debe aplicarse a cada partícula de agua, que sigue su trayec-

toría propia, ajustada a la forma del trampolín las inmediatas a él, y deformadas e influidas por las subyacentes y el peso de las superiores las demás, aunque pueden tomarse condiciones medias. Las trayectorias de las partículas pueden considerarse aproximadamente como las *curvas geodésicas* de la superficie del trampolín. Ello permite un prediseño en gabinete para dar a la lámina la forma y expansión deseables, según las condiciones de la zona de caída. Pero la forma definitiva exige ensayos en laboratorio, pues la lámina se deforma al sufrir una fuerte curvatura, como es habitual en trampolines, y sufre una expansión lateral, y genera unas ondas de choque difíciles de precisar por cálculo, y que pueden ser importantes (R.21).

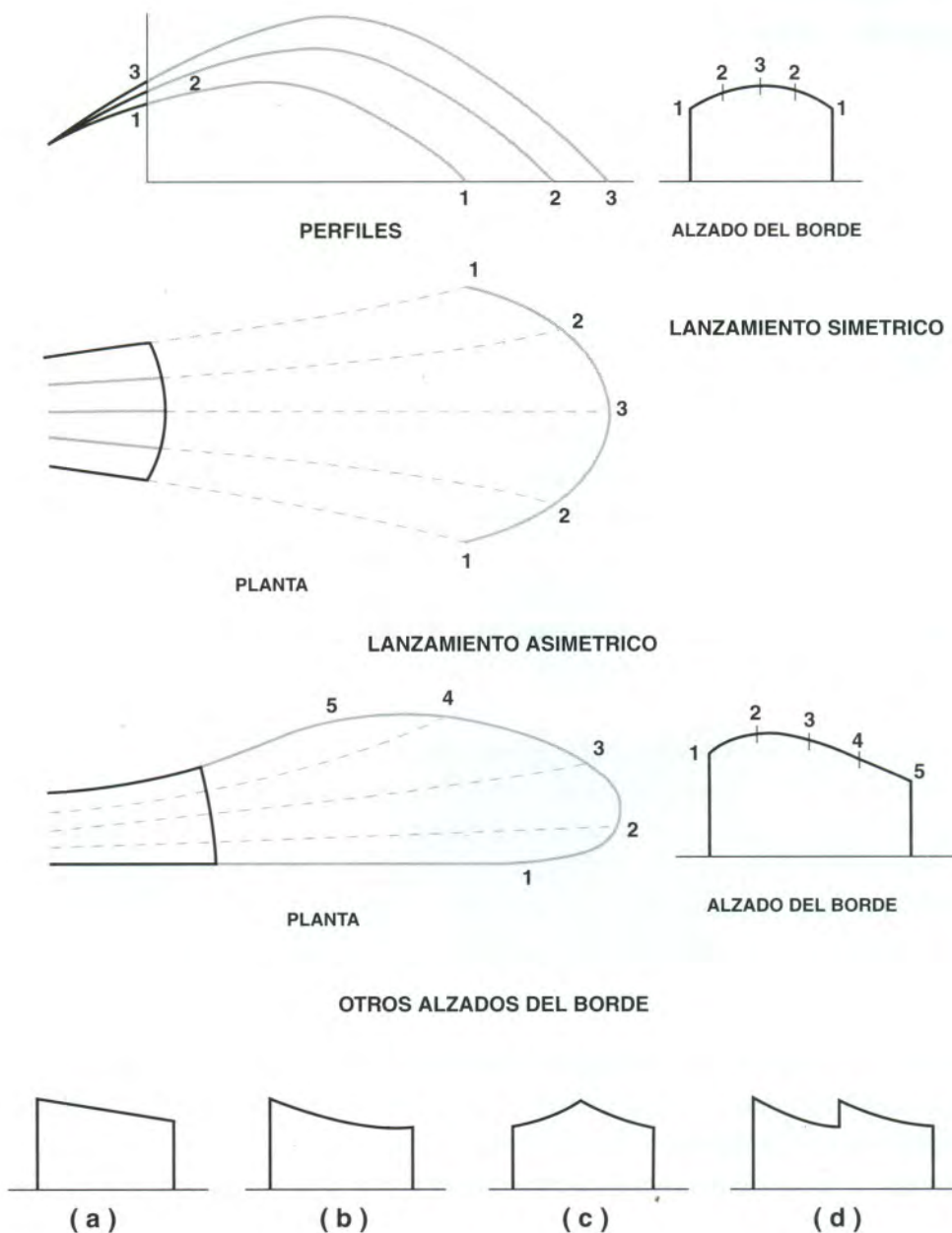


Fig 9.2

Jugando adecuadamente con la forma del trampolín pueden conseguirse lanzamientos en abanico de formas muy variadas, de las que se dan varios tipos en la fig. 9.2: en abanico simétrico o disimétrico, concentrado, formas partidas, en escalones, o láminas abarquilladas, casi cerradas, con fuertes pendientes transversales. Forzando las curvaturas transversales pueden lograrse formas abarquilladas, en las que parte de los filetes líquidos van en lanzamiento directo, y otros por elevación; con ellas se consigue una fuerte emulsión de aire.

El modelo reducido no da el efecto de la emulsión, pero sí la forma de la lámina y su incidencia en el cauce, que tiene importancia predominante.

9.2. Control de la erosión

Al principio, se dejaba a los trampolines que formasen su propio cuenco, pero la experiencia aconsejó un control previo o posterior de la erosión producible.

Hay dos tipos de cauce que dan lugar a tratamientos distintos de este problema (R.20):

Tipo A: Cauce ancho

Normalmente éste está cubierto de acarreos de mayor o menor espesor. La erosión, después de sucesivas operaciones, acaba produciendo un cuenco amortiguador natural que puede conocerse con relativa aproximación y juzgar previamente si es preciso hacer algunas obras protectoras o dejar que se forme el cuenco natural, si no hay riesgo para el propio trampolín u otras obras y, sobre todo, para la presa. El volumen del cuenco necesario es del orden de 1,5 veces el del cuenco artificial necesario para amortiguar esa misma energía cinética con un resalto; y su profundidad máxima puede obtenerse con la fórmula de **Veronese**, media obtenida de varios modelos reducidos:

$$d = 1,9 H^{0,225} q^{0,54}$$

d es la profundidad máxima (en m), q el caudal por metro de ancho ($m^3/s/m$) y H la altura total (m) entre el nivel del embalse y el plano de agua en el cauce.

Otra fórmula es la de **Martins**, envolvente de la observaciones en 18 aliviaderos en servicio:

$$d = 2,3 H^{0,10} q^{0,6}$$

H es la misma anterior en un lanzamiento libre próximo a coronación. Si se trata de un trampolín al final de una rápida, el plano inferior es el labio de aquél.

Otras fórmulas pueden verse en el **Anejo nº 5** y en R.60.

Esas fórmulas no dan la forma de la erosión, pero con ambos datos -la profundidad y el volumen- pueden tantearse diversos perfiles del cuenco y ajustar los más probables según las características y taludes de los materiales del acarreo y ver si la erosión puede afectar al trampolín, a la presa o a cualquier otra obra. El modelo completará la información; es sabido que éste no reproduce el efecto erosivo en unos materiales determinados, a menos que se utilice una distorsión de escalas, pero se ha observado que la forma y dimensiones finales no varían sensiblemente con el material, pues predominan las exigencias geométricas del amortiguamiento; el material influye sobre todo en la duración del proceso, en los taludes, y en las formas intermedias estables.

Todo esto, se sobreentiende, cuando la erosión afecta solo al acarreo. Si el volumen y profundidad necesarios afectasen en parte a la roca subyacente, el modelo habría de ser el adecuado o ensayar varias hipótesis de cuenco erosionado hasta encontrar la estable.

En este tipo de cauce caben las siguientes actuaciones:

- Dejar al proceso natural la formación del cuenco final, con el consiguiente ahorro de obras. Esto solo cuando la erosión previsible no supone un riesgo apreciable; y en todo caso se aconseja una observación después de cada vertido por si hubiera que tomar ciertas medidas.
- Dejar que actúe el proceso natural hasta un cierto punto y realizar después la obra complementaria oportuna. Aparte del ahorro, este proceder tiene la ventaja de operar con conocimiento del proceso real de la erosión, actuando en el momento oportuno y con las obras más adecuadas.
- Realizar desde el principio la excavación y obras de protección necesarios, si el riesgo de una erosión inicial lo aconsejara. Es un caso más bien raro.

Este tipo de cauces, como se ve, permite una gran elasticidad de soluciones, supuesto que durante el proceso los daños esperables son moderados y aceptables.

El tipo de protección más adecuado suele ser la escollera gruesa natural o de grandes bloques de hormigón, que se adapta bien a la forma variable del cuenco y que, con su masa individual y el acodalamiento entre elementos, proporciona una buena resistencia e incluso un incremento de amortiguación por su rugosidad.

Hay que tener en cuenta el poder erosivo de las contracorrientes con eje vertical, lo que puede aconsejar unos muros -guía laterales de la corriente principal, eventualmente con alas en ángulo horizontal en planta para impedir las de retorno. Esos muros han de estar bien cimentados y calculados para los desniveles entre ambos lados y los efectos dinámicos.

Por último: en la aplicación de todo lo dicho no debe olvidarse que los caudales próximos al máximo son muy raros, y pueden no ser alcanzados en la vida de la presa, por lo que cabe en

principio dejar que la amortiguación correspondiente sea completada de forma natural, si se llegara a dar el caso.

Tipo B: Cauce estrecho

En este caso las laderas suelen ser de roca, con cierta pendiente, con cauce de acarreo poco profundos, en general. El conjunto, en principio, es menos erosionable que el tipo A, pero a cambio el chorro suele producir un mayor impacto en las laderas, de erosión más lenta que en el A, pero efectiva a la larga, y con el riesgo de un descalce del pie de la ladera y la provocación de eventuales desprendimientos o corrimientos, sobre todo si la formación estratigráfica o diaclásica se presta a ello. Por esto, el efecto puede ser mayor que en cauces anchos, y a veces a corto o medio plazo, por lo que suele ser necesaria alguna forma de protección.

El modelo es, si cabe, aún más imprescindible en este caso, y sus resultados exigen una posterior interpretación de las consecuencias previsibles en las laderas, a menos que se reproduzca la estructura de éstas en el modelo, lo que suele ser difícil.

Los tipos de protección son variados: muros desviadores o protectores contra el impacto en zonas concretas, escollera o revestimiento de hormigón armado. Este último es más propio para las superficies de roca resistente, bien drenado y debidamente anclado en ella para evitar su levantamiento o despegue por la subpresión o por las oscilaciones de presión, que pueden producir efectos dinámicos notables. El revestimiento es funcionalmente preferible a la roca natural, pues además de su resistencia y mayor uniformidad, contribuye con su lisura a minimizar la acción erosiva y dirigir en la forma adecuada a la corriente, dándole el perfilado que aconseje el modelo. En todo caso, el espesor del revestimiento ha de ser notable para tener la debida resistencia y para disponer de la masa necesaria para ser estable frente a los efectos dinámicos negativos.

En los acarreo o con rocas blandas o poco resistentes, el revestimiento suele ser poco eficaz, y más adecuada, en general, la escollera natural o artificial.

En estos cauces cabe también tener preparada una solución y dar un compás de espera para comprobar el comportamiento real del cauce y las laderas, logrando además un ahorro parcial con la erosión producida, siempre en el presupuesto de que los riesgos sean limitados y aceptables.

9.3. Funcionamiento con caudales parciales

El funcionamiento de un aliviadero es esencialmente variable y discontinuo. Por ello, hay que considerar el efecto del lanzamiento con caudales menores que el máximo nominal. Cuando éstos disminuyen considerablemente se reduce el espesor de la lámina y aumenta la influencia relativa del rozamiento en la conducción, con la consiguiente disminución de velocidad y distancia de caída; pero al propio tiempo se reduce la energía cinética total y el poder erosivo.

Por ello deben calcularse y luego ensayarse varios caudales y apreciar si con los más bajos, su erosión puede afectar, por la proximidad del punto de caída, al pie del trampolín que, en ese caso, precisará la oportuna protección, aunque en principio más simple que la correspondiente a los grandes caudales. Estos efectos pueden evitarse concentrando el caudal disponible en funcionamientos más cortos, siempre que el embalse y el cauce aguas abajo lo permitan.

9.4. Otros tipos de lanzamiento

Los trampolines situados a alturas intermedias, tanto desde la presa como desde las laderas, no se diferencian de los descritos hasta ahora que, en principio, están al final de una rápida. Dan mayor componente vertical que los situados más abajo, y mayor distancia y emulsión.

Un tipo usado en las presas de Sudáfrica es un lanzamiento superior, a una decena o menos de metros por debajo de coronación, con una caída suficiente para dar una buena velocidad de lanzamiento y altura similar a la atmosférica, para provocar la emulsión de aire. Esta última suele reforzarse con unos dientes (**Anejo nº 6**). Este tipo tiene unas buenas características lanzadoras y limita la obra al entorno de las proximidades de la coronación, ahorrando la protección del resto del paramento.

En presas bóvedas es normal el vertido sobre coronación, pero la estructura requiere minimizar la obra, que puede hacerse de dos formas: a) con un perfil recortado a pocos metros debajo de la cresta, que no es propiamente un lanzamiento, sino una caída libre -pendiente m negativa-, con una incidencia al pie casi vertical; b) rematando el perfil con un corto trampolín para provocar un lanzamiento real y alejar en lo posible la caída del pie de la presa, lo que exige un poco más de obra que el "babero" de caída, pero el exceso de sección puede ser útil para reforzar la rigidez de la coronación.

9.5. Amortiguamiento al pie de una caída libre

En el vertido sobre la coronación de una presa bóveda se produce una caída libre en la atmósfera que incide casi verticalmente en el cauce, casi con una diferencia de 90° con la corriente horizontal que ingresa en un cuenco con resalto. El fenómeno es, por lo tanto, diferente, aunque las soluciones son algo similares.

Las mediciones efectuadas en algunas presas han constatado que la sobrepresión en la zona de impacto directo puede ser igual a la altura de caída H cuando no hay cuenco amortiguador, y decrece con rapidez al alejarse de la zona de impacto, por lo que el choque de la lámina da lugar a un efecto de punzonamiento intenso y concentrado en la roca o en su protección (fig. 9.3). De no adoptar las medidas oportunas, la erosión puede ser notable, como la producida en la presa de **Kariba**, que ha exigido importantes obras de consolidación (fig. 9.4).

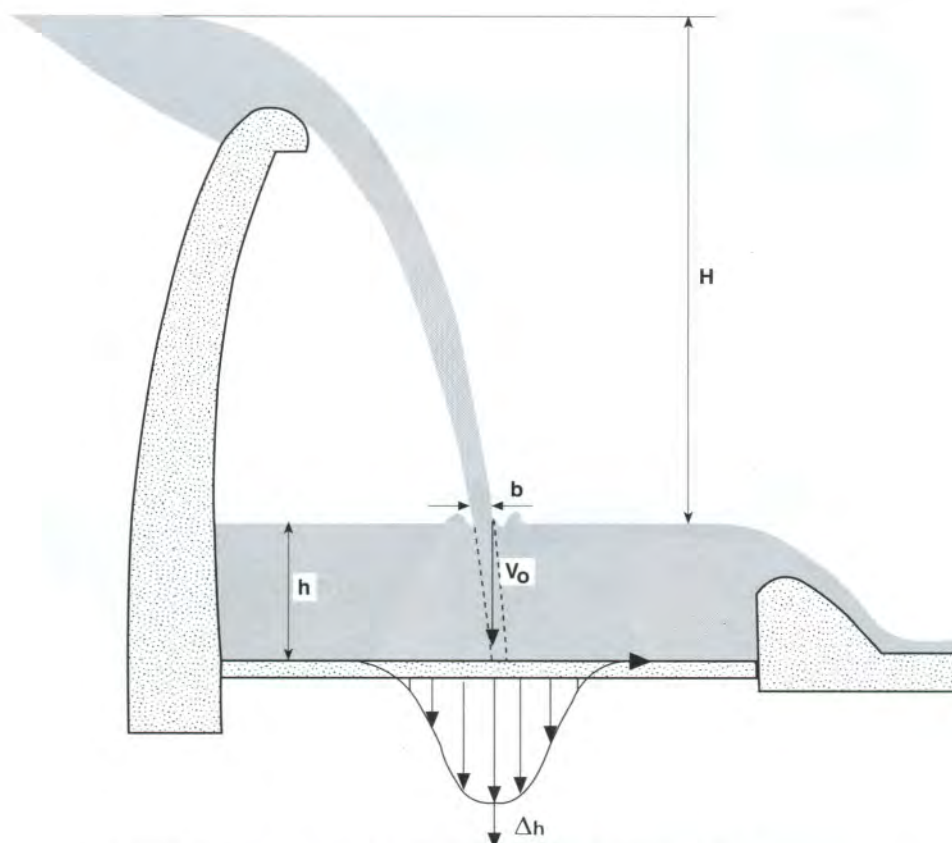


Fig. 9.3. CUENCO CON CAÍDA LIBRE: LEY DE PRESIONES (SEGUN LENCASTRE) EN LA SOLERA (Δh).

Un colchón de agua amortigua el impacto y reparte la sobrepresión, desapareciendo ésta cuando la profundidad h de aquél es $h = 0,45 H$. Pero tal profundidad exigiría otra contrapesa aguas abajo, como en **Vauglans** (Francia), o una enorme excavación al pie de la presa, como la producida en **Kariba**, solución muy cara la primera, y peligrosa la segunda. Por ello, lo habitual es adoptar soluciones intermedias, de compromiso, con profundidades más moderadas, admitiendo una cierta sobrepresión y un reparto menos uniforme. Las obras son similares a las de los cuencos normales, obteniendo la profundidad parte con un azud, parte con excavación, en general.

En efecto, según algunas experiencias (R.20) parece ser que a partir de una profundidad $h \approx 0,20 H$ disminuyen de forma notable tanto la sobrepresión permanente como las fluctuaciones dinámicas por macroturbulencia en la zona de impacto. Compárese este 20% con el 45% necesario para el amortiguamiento total, y se comprende que bastan soluciones menos perfectas pero aceptables y menos onerosas.

Según **Lencastre** (R.31) la amplitud de las fluctuaciones de presión por macroturbulencia en la zona de impacto llega a ser 2,8 veces la sobrepresión permanente en esa zona si la profundidad es $H < 11,4 b$ (fig. 9.3), y esas fluctuaciones dinámicas dejan de ser apreciables cuando $H = 15 b$.

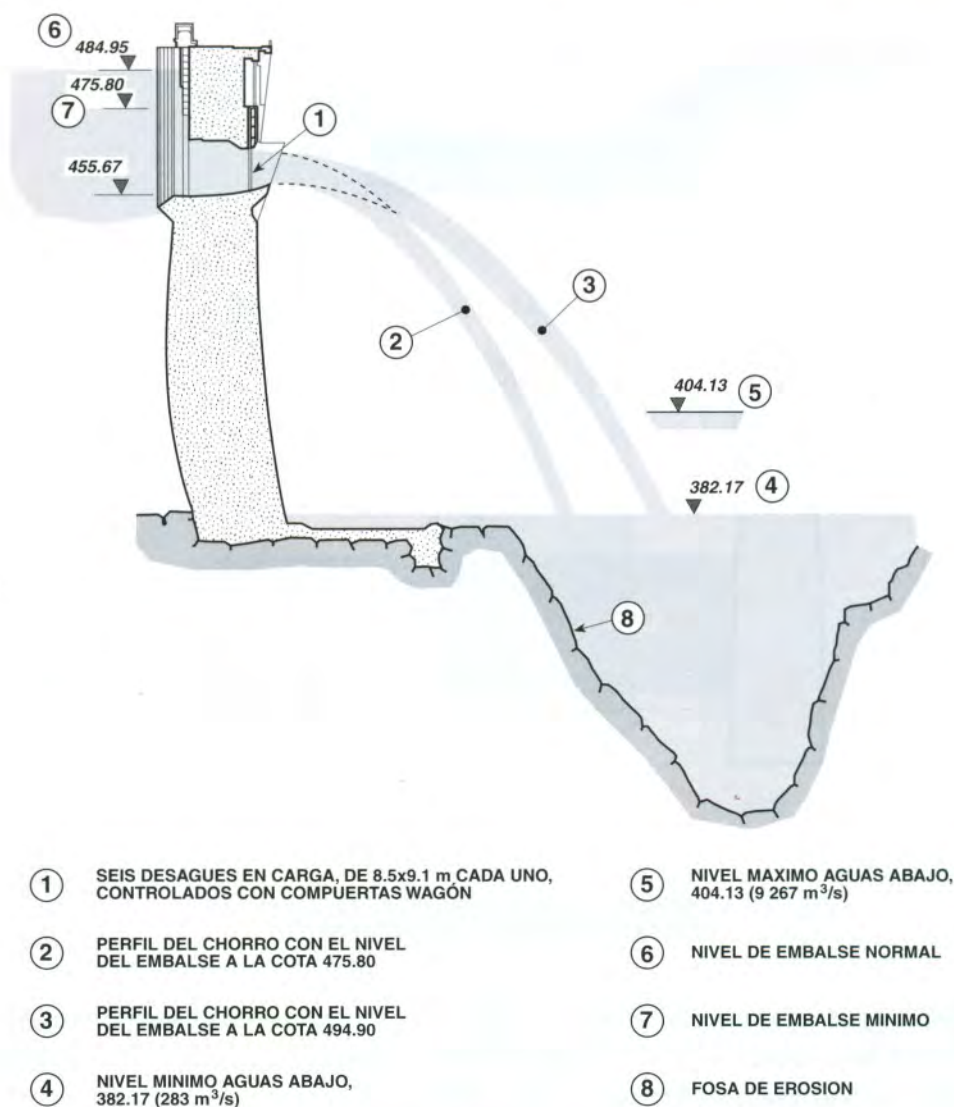


Fig. 9.4. PRESA DE KARIBA (ZAMBIA-ZIMBABWE): SECCION POR EL ALIVIADERO EN CARGA

Más información de interés puede verse en el **Anejo nº 6** y en R.20, R.37, R.38, R.39, R.40 y R.60.

En los cuencos al pie de una caída libre se producen los mismos efectos antes citados: subpresiones, presiones oscilatorias por macroturbulencia, abrasión, etc. Como la concentración de esfuerzos es mayor en ellos, también han de ser mayores los espesores de las losas y las armaduras de reparto, particularmente en el entorno del impacto directo, que debe reforzarse.

9.6. Lanzamientos de chorros: entrecruzamientos

El lanzamiento producido por la salida libre de una válvula a la atmósfera es similar en sus leyes y efectos al de un trampolín.

Disponiendo dos chorros entrecruzados puede lograrse un amortiguamiento de la energía. En el modelo reducido de la presa del Alto Lindoso (Portugal) comprobó Lencastre que el choque de un chorro de altura intermedia con un vertido desde coronación de caudal mitad daba lugar a una energía algo inferior a la individual del desagüe intermedio (R.32). Es obvio que sobre este tema no hay reglas previas, y las formas adecuadas y resultados solo pueden perfilarse y obtenerse en modelo.

La disipación de energía conseguida con el entrecruzamiento de chorros tiene la contrapartida de aumentar sensiblemente la formación de masas de agua pulverizada que pueden afectar desfavorablemente a líneas eléctricas, transformadores, vías de comunicación, etc, inconveniente común de los lanzamientos, que con frecuencia obliga a limitar la expansión y emulsión deseable para reducir la erosión. El entrecruzamiento puede agravar el problema.

9.7. Otras precauciones

Deberá comprobarse que las "barras" formadas aguas abajo por la acumulación de los productos de erosión debidos al funcionamiento del aliviadero -trampolines o cuencos- no causan sobreelevaciones del nivel de agua que pudieran inundar instalaciones de la presa o sus accesos, o reducir permanentemente el desnivel utilizable en la central hidroeléctrica, si la hubiera. Tampoco deben suponer una potencial amenaza de los cultivos o viviendas del cauce aguas abajo por rotura de la barra o por movimientos de los escombros hacia zonas de actividad humana.

10.

DESAGÜES PROFUNDOS

10.1. Tipología genérica respecto a su función y ubicación

Se consideran como profundos los desagües situados en los dos tercios inferiores del embalse. Los aliviaderos con compuertas con su dintel bajo el N.M.N. con carga moderada se consideran como superficiales sumergidos, pero no como profundos.

Los desagües profundos son de dos tipos funcionalmente distintos:

- Los que tienen como misión derivar del embalse el caudal destinado a los usos de éste, que se llamarán *tomas de explotación*, o simplemente *tomas*. Se caracterizan por su uso relativamente continuo, al menos en largos periodos, y caudales próximos al medio, aunque con frecuencia concentrados en ciertas horas (centrales hidroeléctricas) o meses (riegos).
- Los destinados al control del nivel del embalse y su eventual vaciado por debajo del umbral del aliviadero de superficie o al desagüe de caudales excedentes, o de sólidos depositados en el fondo del embalse. Estos son los que se denominarán *desagües profundos propiamente dichos*. Pueden estar a distintas alturas pero, salvo excepciones muy contadas, hay al menos uno más profundo, llamado *desagüe de fondo*. Los otros, si existen, se denominan *desagües intermedios* o de *medio fondo* (fig. 10.1).

A continuación se especifican las características genéricas más significativas de cada tipo respecto a su ubicación y funciones.

Tomas de explotación

A menos que se trate de una presa de pura derivación o de un embalse de regulación limitada con escasa oscilación de nivel, las tomas de explotación suelen ser profundas, pero funcionalmente son de distinta índole que los desagües de control y alivio, tanto por su capacidad de descarga como por su influencia en el control del nivel y colaboración en la evacuación de avenidas. Por ello, su influencia en la seguridad es pequeña o nula.

Es frecuente ubicar las tomas de explotación en distintos niveles, con dos objetivos:

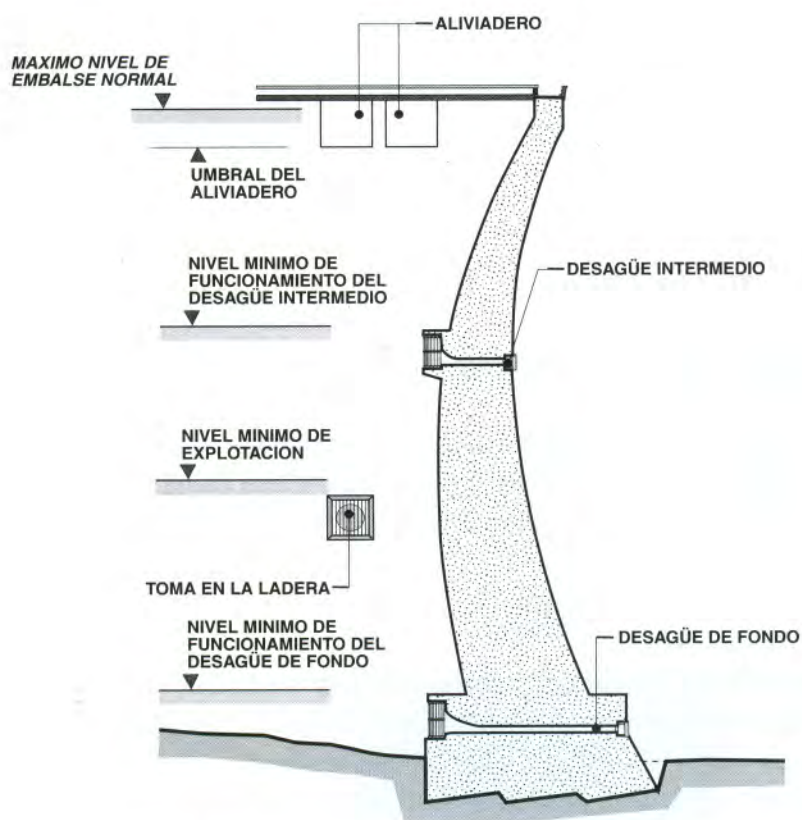


Fig 10.1

- En presas de media o gran altura, para fraccionar la carga de funcionamiento de los elementos de cierre; cada toma está prevista para funcionar normalmente en el tramo de niveles comprendido entre ella y la inmediata superior, con la posibilidad de operar en dos tramos, en caso de avería de ésta. Este funcionamiento fraccionado, normal en tomas de explotación, es más bien excepcional en desagües de medio fondo, como se ha dicho, dado que supondría una merma del desagüe total en el control de avenidas.
- En embalses destinados al abastecimiento de agua potable es normal disponer dos o más tomas a distintos niveles para captar el agua en el nivel adecuado con las condiciones

requeridas de calidad, temperatura, etc, aunque la presa sea de moderada altura. En esos casos es frecuente utilizar torres de toma para facilitar la operación.

- En aprovechamientos hidroeléctricos solo se dispone una toma, en general bastante profunda, para aprovechar al máximo la capacidad de embalse (R.61).

En cuanto a su ubicación en planta, las tomas pueden estar situadas en la propia presa o en una ladera. Algunas derivan el agua directamente a una conducción en presión (abastecimientos y centrales hidráulicas), y por tanto su velocidad es controlable y moderada. En otros casos descargan a un canal, como ocurre frecuentemente en riegos, y hay que disponer de una cámara amortiguadora para que, a partir de ella, continúe el agua por el canal con velocidad moderada. En algunos casos la obra para la explotación propiamente dicha tiene su toma en un azud situado aguas abajo de la presa de embalse, y el agua se deriva de éste por medio de un desagüe profundo con el agua vertiendo al cauce.

Desagües de fondo e intermedios

Aunque la función intrínseca de estos desagües es el control del nivel del embalse por debajo del umbral del aliviadero de superficie, de hecho cumplen otras misiones que pueden ser más importantes, como son la limpieza de sedimentos, la evacuación de avenidas y la colaboración en el cierre del desvío del río y primeros llenados del embalse. Por ello, los caudales que evacúan son, en principio, muy superiores al medio y a los de las tomas y, consiguientemente, también lo son sus dimensiones. Dadas sus funciones, sus descargas son esporádicas y, frecuentemente, concentradas.

En presas de pequeña o mediana altura (por debajo de 60 m) suele bastar el desagüe de fondo para las misiones específicas de los desagües profundos antes citadas; con grandes alturas de presa, o cuando estos desagües colaboran de forma notable en la evacuación de avenidas, puede resultar aconsejable disponer de otro u otros desagües intermedios para fraccionar el desagüe y la carga de trabajo de los elementos de cierre. Lo más frecuente es que solo exista el desagüe de fondo, y resulta más bien excepcional que haya más de un desagüe de medio fondo. En general, cada uno debe estar previsto para funcionar con la carga total desde el N.M.N.

La posición del desagüe de fondo viene fijada por dos límites:

- El superior, por debajo de la toma más profunda, para permitir el vaciado por debajo de ella.
- El inferior, por encima del nivel que se presupone pueden alcanzar los sedimentos en un margen temporal razonable, por ejemplo, de cinco a diez años, para dar tiempo a la observación; y a una cota en la que la sección horizontal del embalse tenga una superficie suficiente para que la progresión del depósito sea lenta y facilite su control en la forma que sea factible (ξ 10.4).

En cuanto a su ubicación en planta, los desagües profundos pueden situarse a través de la presa, desagüando al cauce (figs. 10.2, 3, 4, 5, 6 y 10), o aparte de ella, en una conducción en presión (fig. 10.7) o desagüando en un canal o túnel. La primera ubicación es la más frecuente en presas de hormigón. En las de materiales sueltos es frecuente la segunda, para situar los desagües en terreno consistente; en algunos casos se ubican en una obra de hormigón específica distinta de la presa vertiendo al cauce (con las adecuadas disposiciones para impedir las fugas de agua en el contorno de contacto). En presas de materiales sueltos, con frecuencia se adapta el túnel de desvío para ubicar el desagüe de fondo, lo que a veces exige construir un pozo inclinado suplementario para unir el túnel con la embocadura del desagüe situada a mayor altura para protegerla de los depósitos sólidos (fig. 10.8); en otros casos se dejan dos tomas, superior e inferior (fig. 10.7). Estas adaptaciones suelen ser más onerosas que la descarga libre a la atmósfera, cuando es factible, como ocurre en las presas de hormigón, pues cumple naturalmente las condiciones de aireación y no exige condiciones adicionales de protección de la zona inmediata, sino las necesarias para el amortiguamiento de energía, que son comunes en todos los casos.

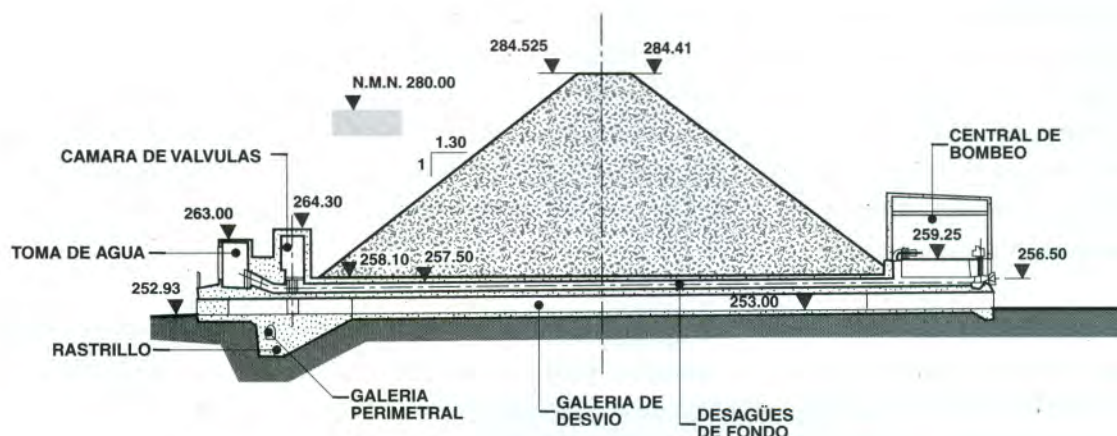


Fig 10.2. PRESA DE VILLAGUDÍN. DESAGÜES DE FONDO

Es raro el uso de cuencos para la amortiguación de la energía en los desagües de fondo, aunque con frecuencia éstos o los intermedios descargan en el cuenco del aliviadero de superficie, pero como complemento, y no como obra exclusiva y, aún en este caso, lo más frecuente es la descarga libre por lanzamiento al cuenco del aliviadero. **La descarga a un cuenco es desaconsejable si el desagüe aporta caudal sólido** (§ 8.4), y por ello los desagües de fondo suelen lanzar el agua directamente al cauce. Y si la descarga se hace a un túnel o canal, éstos suelen terminar en un trampolín de lanzamiento, y más rara vez en un cuenco amortiguador. Los desagües de medio fondo, dado su nivel superior, suelen descargar directamente por lanzamiento.

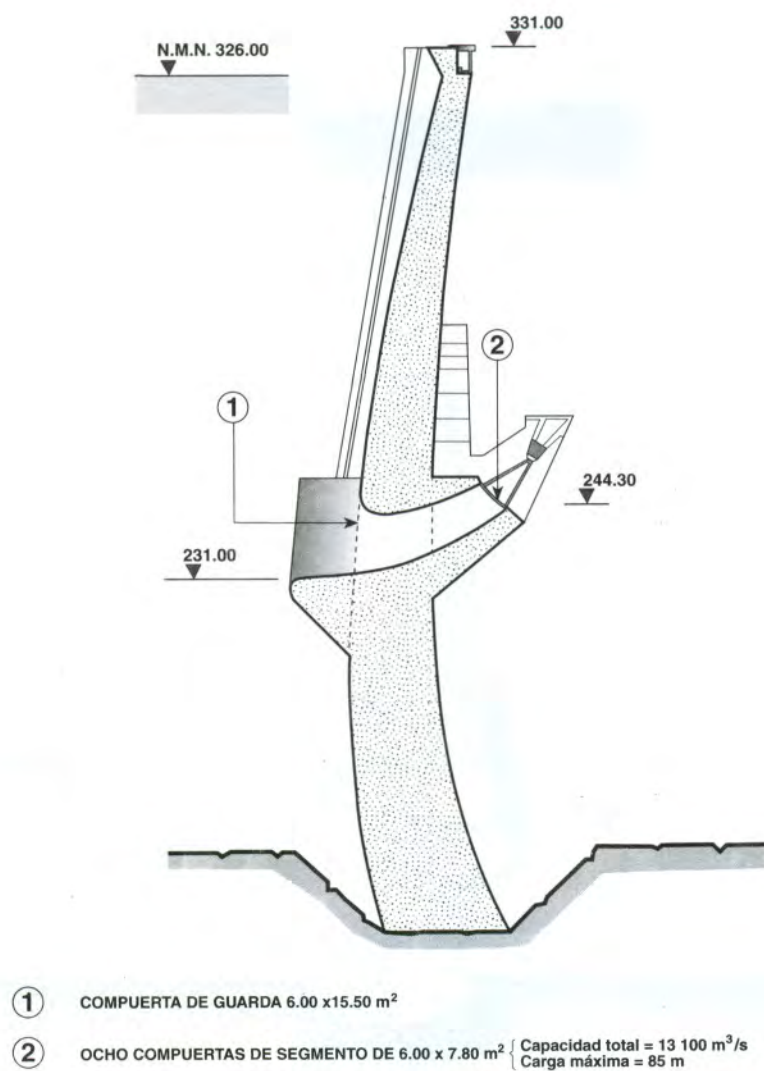


Fig 10.3. PRESA DE CABORA BASSA (MOZAMBIQUE). DESAGÜE DE MEDIO FONDO

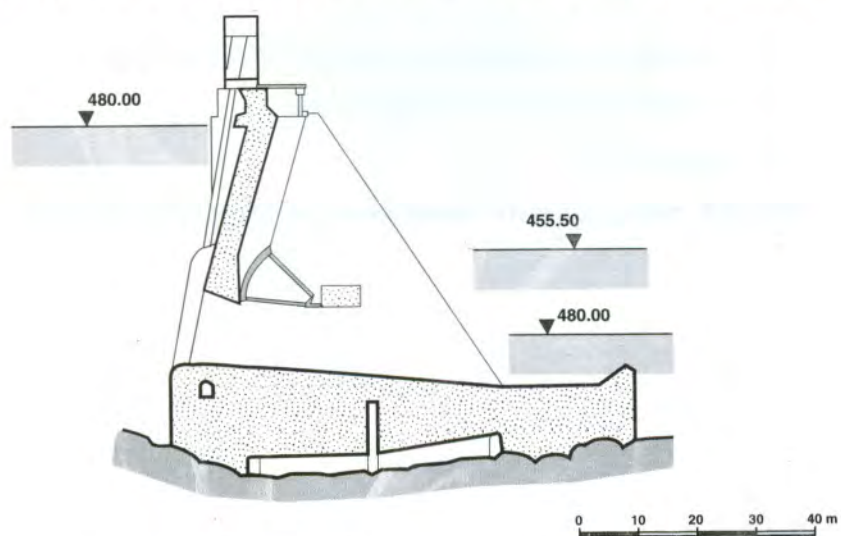
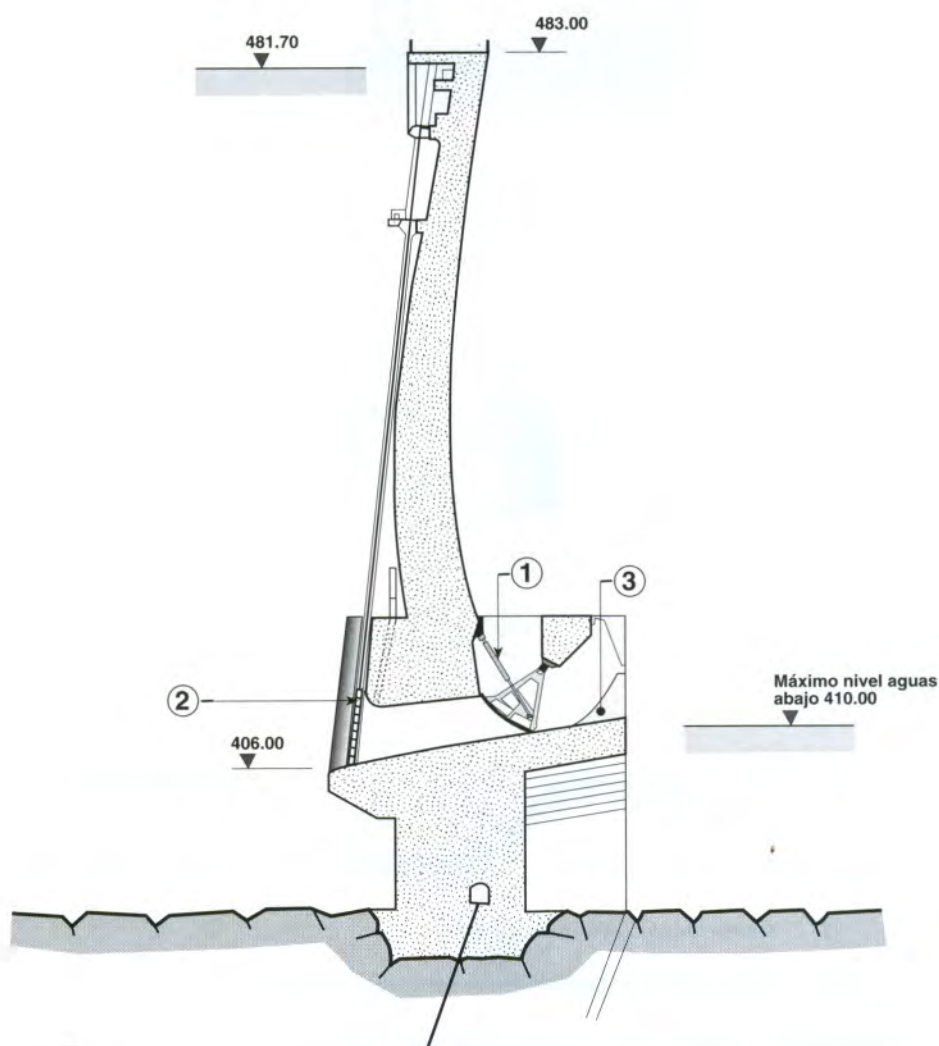


Fig 10.4. PRESA DE ROSEIRES (SUDAN)



- ① DOS COMPUERTAS DE SEGMENTO $4.00 \times 4.50 \text{ m}^2$ { Capacidad total = $1\,100 \text{ m}^3/\text{s}$ cuando la cota de embalse es 477.00
- ② COMPUERTA DE GUARDA TIPO VAGON DE $4.00 \times 7.90 \text{ m}^2$
- ③ DEFLECTORES

Fig 10.5. PRESA DE SAINTE - CROIX (FRANCIA). ALIVIADERO EN CARGA

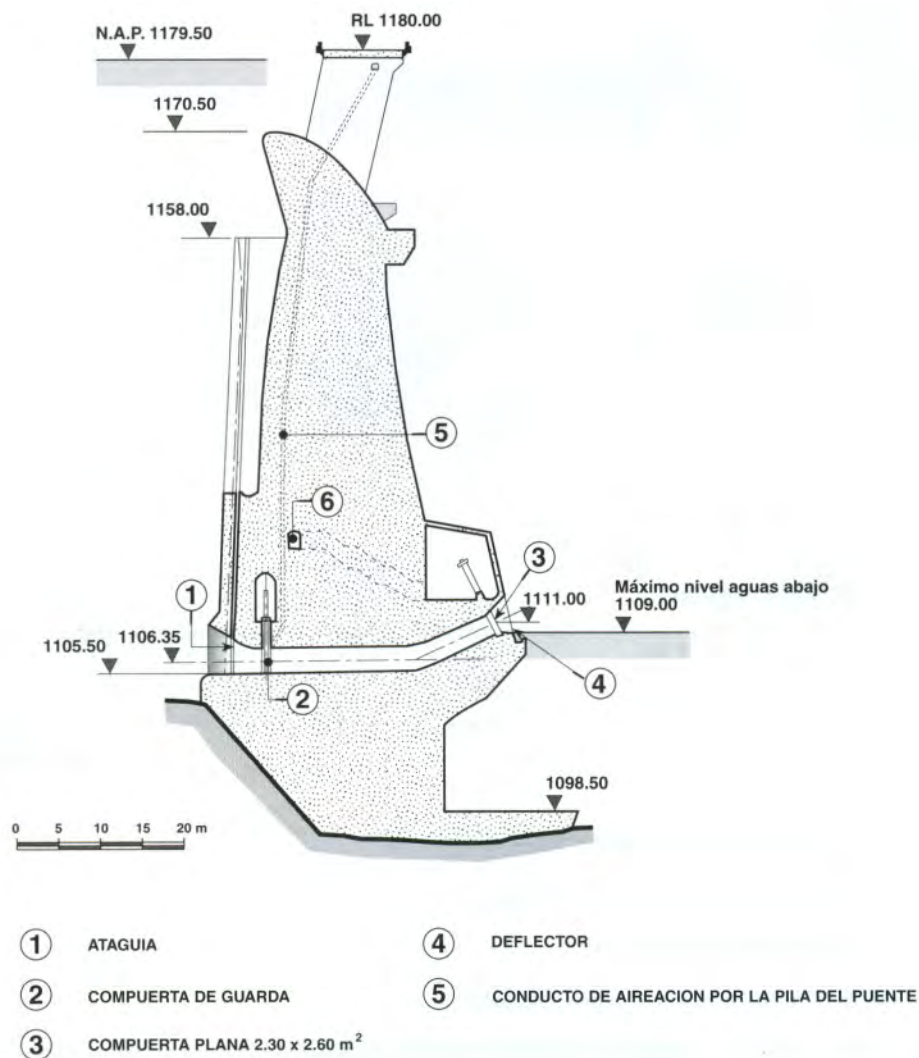
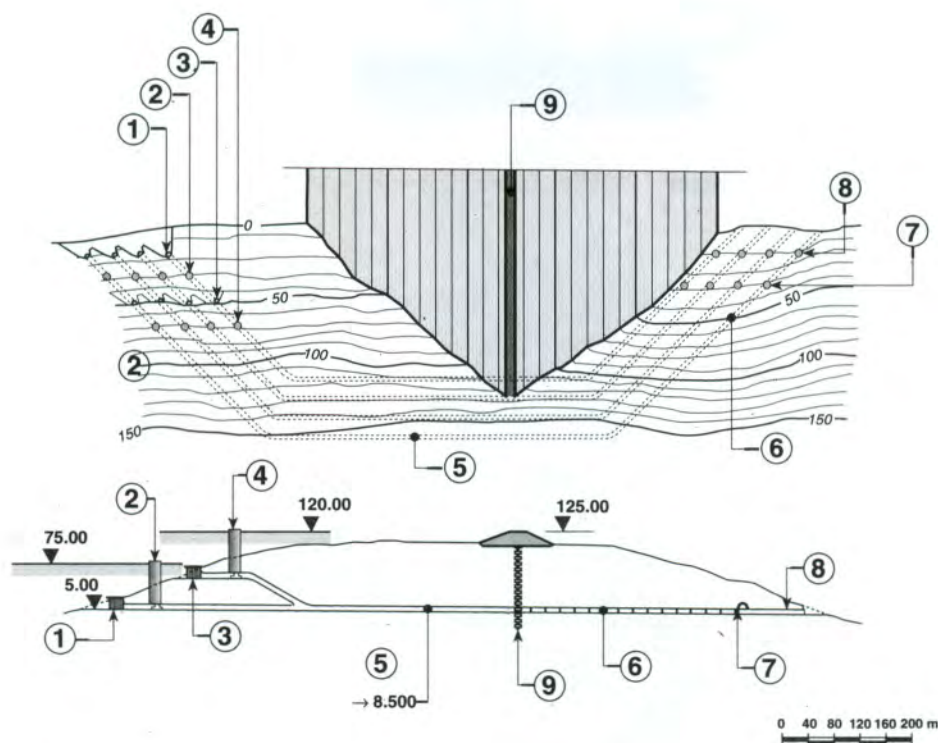


Fig 10.6. PRESA DE P. K. LE ROUX (SUDAFRICA). DESAGÜE DE FONDO

10.2. Funciones de los desagües profundos

Las funciones que cumplen estos desagües varían según su situación. Dejando aparte las tomas de explotación, cuya misión exclusiva es ésta, los desagües profundos propiamente dichos pueden cumplir las siguientes:

- La esencial y más general es el *control del nivel del embalse y su eventual vaciado* por debajo del umbral del aliviadero de superficie, sea para conseguir una capacidad adicional preventiva para hacer frente a previsibles avenidas (uso normal), o bien, para reducir el empuje hidrostático o el caudal de filtración, o para revisión o reparación de la presa o del embalse (usos accidentales).



- ① OBRA DE TOMA INFERIOR
- ② TORRE INFERIOR DE TOMA Y CONTROL
- ③ OBRA DE TOMA SUPERIOR
- ④ TORRE SUPERIOR DE TOMA Y CONTROL
- ⑤ TUNEL NO REVESTIDO CON HORMIGON ARMADO. 8.5 m DE DIAMETRO Y 15 m/s DE VELOCIDAD DEL AGUA
- ⑥ TUNEL REVESTIDO CON CHAPA DE ACERO. 8.5 m DE DIAMETRO Y 15 m/s DE VELOCIDAD DEL AGUA
- ⑦ DESAGÜE. VELOCIDAD DE SALIDA DE 20 m/s
- ⑧ TUNEL EN LAMINA LIBRE
- ⑨ PANTALLA DE IMPERMEABILIZACION

Fig 10.7. PRESA DE MATERIALES SUELTOS CON CUATRO TUNELES DE DESVIO CONVERTIDOS EN DESAGÜES DE FONDO

- b) En las primeras décadas del siglo el funcionamiento de estos desagües se limitaba al vaciado con caudales normales, y con frecuencia no existía más que el de fondo. Las mayores alturas de las presas y la necesidad de reforzar la seguridad de funcionamiento y el control

de las avenidas han llevado en las últimas décadas a un mayor uso de los desagües intermedios, que cumplen esta última misión y la de vaciado con menor carga que el de fondo. El control de avenidas, complementando al aliviadero de superficie y a veces superándolo, conlleva un refuerzo de los caudales evacuados tanto por los desagües intermedios como por el de fondo. Los desagües de medio fondo, si existen, sólo tienen como cometido la evacuación de avenidas y el control del nivel del embalse.

- c) El desagüe de fondo, por su particular ubicación, es el único que puede cumplir con plenitud todas las misiones. En primer lugar, la de control del nivel y vaciado total del embalse; pero además, aunque con limitaciones, también es el único que puede encargarse de la *limpieza de los sedimentos* depositados en el entorno del pie de la presa, para proteger las tomas inferiores y mantener, en lo posible, la capacidad útil del embalse. Y, por supuesto, puede colaborar también en la evacuación de avenidas.
- d) Otra misión exclusiva del desagüe de fondo, circunstancial, pero muy importante, y la primera cronológicamente, es la colaboración en la operación de *cierre del desvío del río*, al permitir la continuidad del paso de caudales durante ella y, posteriormente facilitar el cierre del desagüe para proceder al llenado del embalse (**Guía nº 6, Construcción de Presas**). En esta última misión es fundamental e insustituible la acción del desagüe de fondo, para proporcionar una subida paulatina y controlada del nivel de agua y garantizar la posibilidad de una eventual bajada, si fuera necesaria (**Guía nº 8, Explotación y Conservación**).

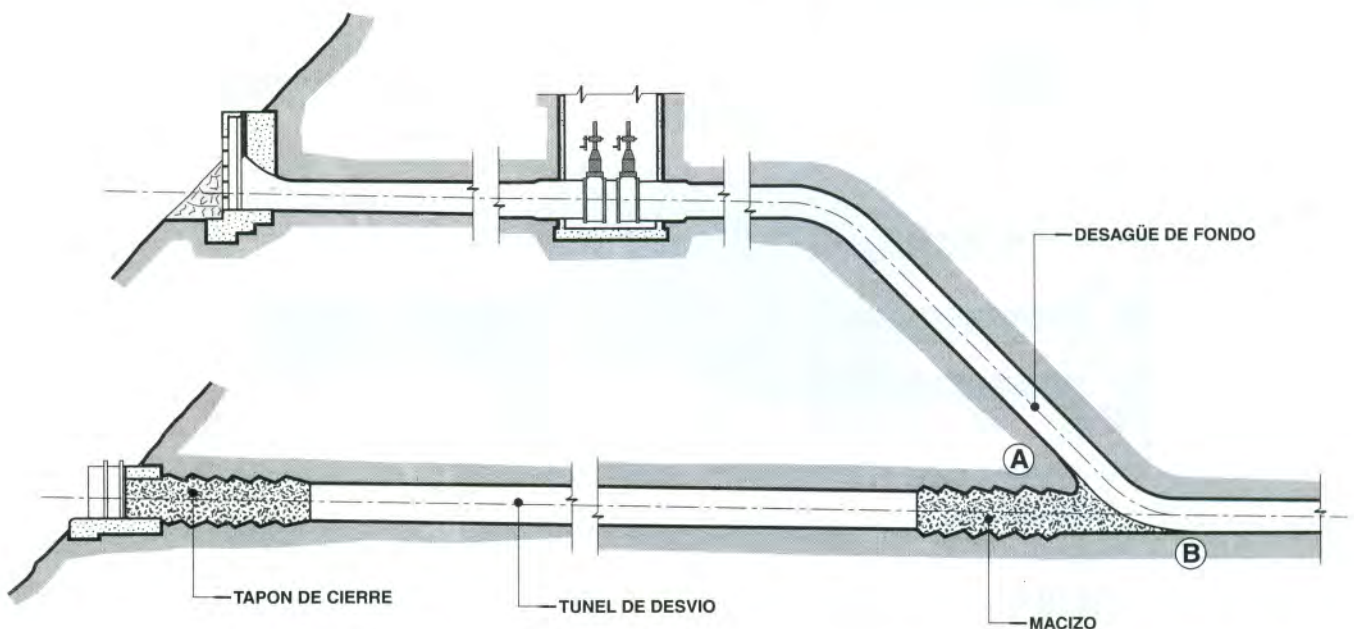


Fig 10.8

10.3. Condiciones y disposiciones funcionales

- Salvo en las presas de categoría C, los desagües profundos deberán constar al menos de dos conductos paralelos para garantizar un mínimo del 50% con los restantes, en caso de avería de uno de ellos (**Reg. Artº. 15.4**).
- Cada uno de los conductos deberá tener un órgano de *control* y otro de *seguridad* (o de *guarda*) aguas arriba de él, situados en la conducción según se estime más conveniente, siempre que se asegure la debida presión y aireación para todos los caudales. Para ello **es prácticamente obligado situar el de control en la proximidad de la salida a la atmósfera** (figs. 10.2, 3, 5, 6, 7 y 10). Varias disposiciones relativas pueden verse esquemáticamente en la figura 10.9. La elección depende de las circunstancias del caso: situación del desagüe respecto a la presa, tipo de ésta, longitud y diámetro del conducto, etc. En algunos casos la compuerta de guarda puede ser común a dos conductos (b).

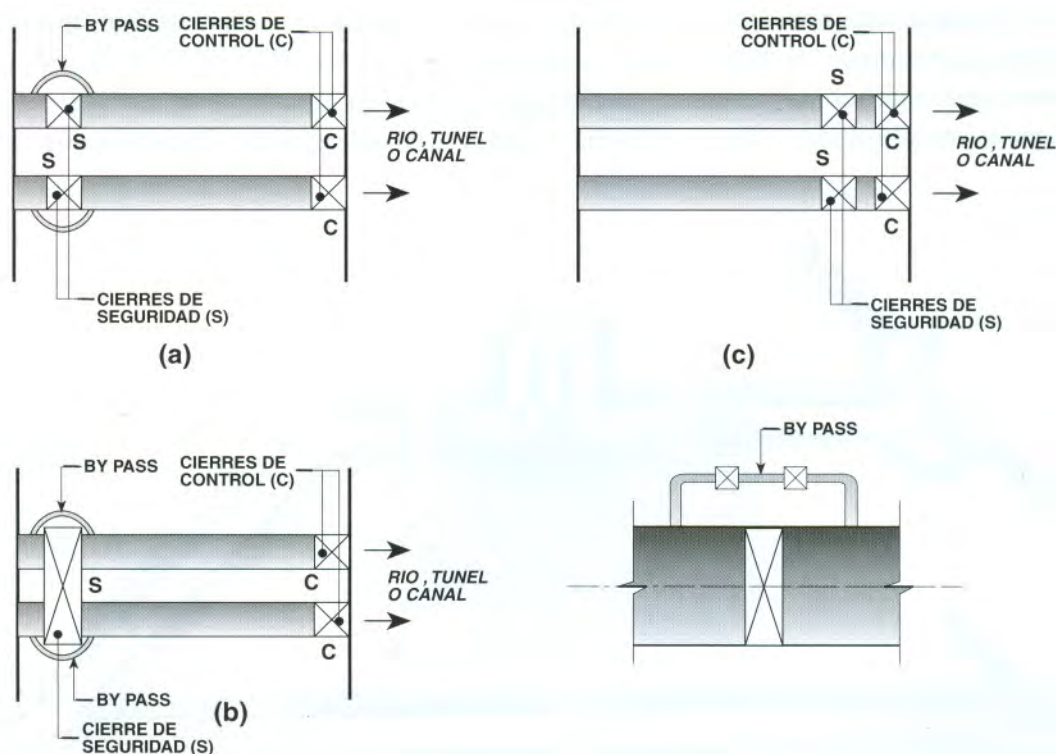


Fig 10.9

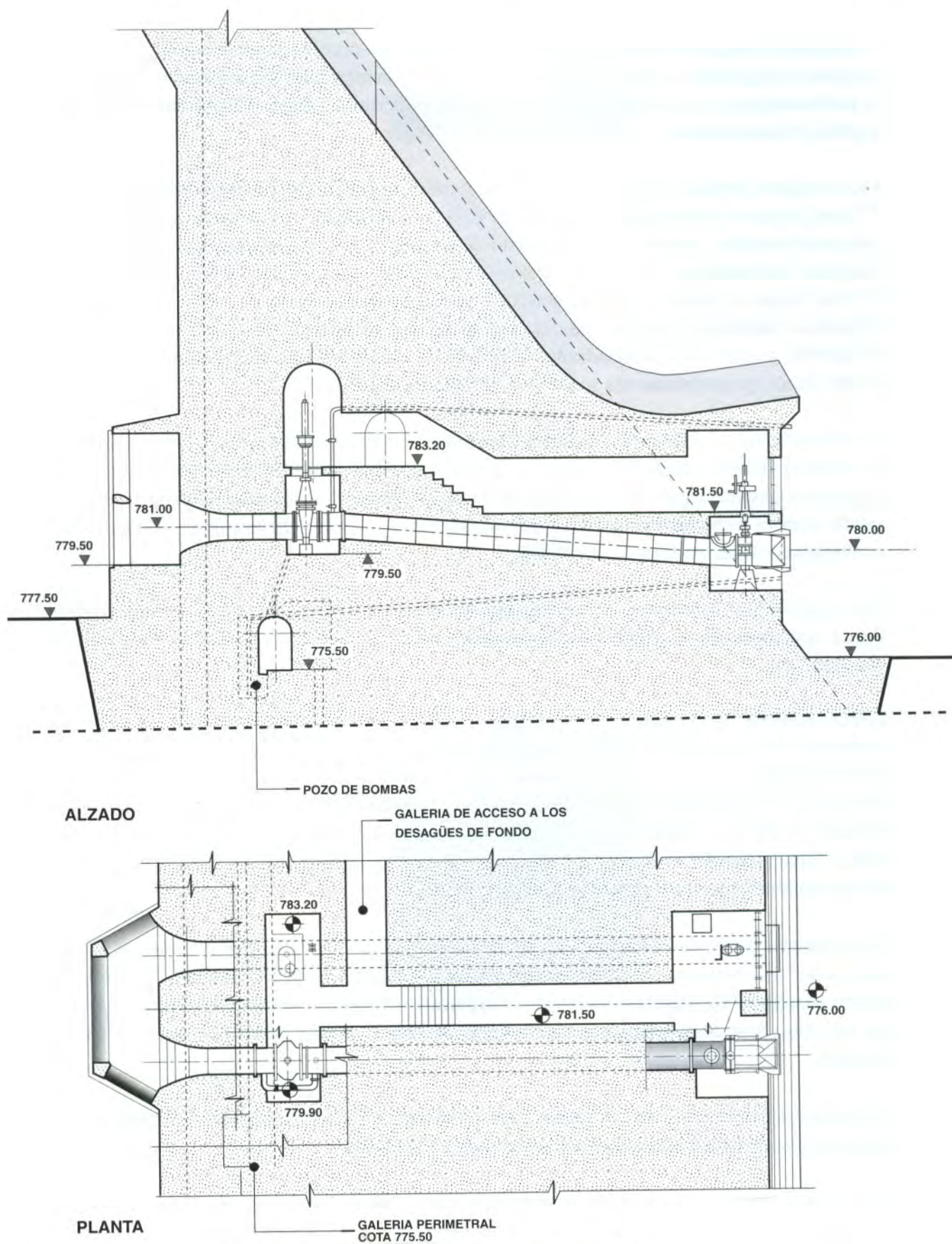


Fig 10.10. PRESA DE EDRADA. DESAGÜES DE FONDO

- En algunos desagües de medio fondo de gran sección y corta longitud se suprime a veces la compuerta de guarda, si su profundidad no es grande y la capacidad del embalse por encima de la embocadura no es importante, y permite sin gran perjuicio, bajar el nivel hasta dejar libre aquélla, en caso necesario.
- Los desagües profundos deben cumplir en su tramo en presión las condiciones expuestas en § 7.7, por lo que es recomendable que sean de diámetro constante y convergente a la salida, bien con una boquilla o, mejor, con el elemento de control de sección ligeramente menor. En los desagües intermedios es frecuente disponer el tramo final en contrapendiente (figs. 10.3, 5 y 6), con lo que se añade a todo el conducto una contrapresión que se suma al efecto de la boquilla, o permitiría suprimir ésta. La contrapendiente es, además, favorable al lanzamiento; en cambio, puede estar contraindicada si dificulta la evacuación del caudal sólido, por lo que se usa menos -y con pendientes suaves- en los desagües de fondo.
- De utilizarse válvulas de menor diámetro que el general del conducto (lo que debe evitarse, en lo posible) deberá comprobarse que la mayor velocidad en ellas no genera una presión negativa o cercana a cero. Esta observación solo se aplica a las válvulas situadas lejos de la salida, pues el estrechamiento de las inmediatas a ésta ya se ha dicho que es acorde con la convergencia deseable para la estabilidad.
- Otra medida que contribuye al buen funcionamiento y a evitar depresiones es una cuidada forma abocinada de la embocadura con generatrices de curvatura variable como elipses, clotoides, etc.
- Deben preverse las condiciones necesarias para facilitar la revisión y reparación de los elementos de cierre en los desagües de fondo, para lo que puede ser conveniente disponer una compuerta ataguía aguas arriba del conducto para su revisión con un nivel bajo; ésta puede ser obligada si los dos elementos de cierre estuvieran juntos aguas abajo y dejaran sin protección la mayor parte del conducto. En los desagües intermedios suele bastar para la revisión la bajada estacional del embalse. En algunos casos se utilizan hombres rana e incluso un minisubmarino bipersonal para las revisiones (R.19).
- Si el desagüe de fondo desagua en un túnel -como ocurre cuando se habilita para ello el de desvío del río- es preciso dotarle de una adecuada aducción de aire próxima a la salida del chorro (**Anejo nº 2**), y asegurarse de que la expansión de éste no obstruye la sección. Por ello, en este caso son desaconsejables las válvulas de chorro hueco, salvo que sean de chorro recogido.
- Las tomas de aire en el exterior deben estar provistas de rejas y protegidas o situadas a una altura suficiente para evitar la succión de animales o personas.
- Las velocidades a la salida de los desagües de fondo suelen ser aún más altas que las de los aliviaderos, debido a la mayor carga, por lo que si desaguan en un canal o túnel y no se

protegen adecuadamente, la erosión es inevitable, habiéndose dado casos de destrucción o arrancamiento de la solera incluso en los primeros servicios. La eficacia de las diversas protecciones se comentan en § 10.5.

- Deben proscribirse los desagües en presión a través del cuerpo de una presa de materiales sueltos, a menos que la conducción forzada esté en una galería que la aisle del contacto directo con el material de la presa y sirva de protección de éste en caso de rotura del desagüe.

10.4. Función limpiadora del desagüe de fondo

Dada su especial situación profunda, este desagüe es el único que puede contribuir a la evacuación de los materiales sólidos depositados al pie de la presa, gracias a la acción erosiva de las fuertes velocidades del agua en un cierto entorno de la toma.

De los sólidos arrastrados por la corriente natural, los más gruesos se depositan en las colas del embalse y, conforme van avanzando por efecto de los depósitos, van ocupando sucesivamente un volumen creciente de aquél. Simultáneamente, los más finos siguen en suspensión un largo recorrido: parte se van depositando en su trayecto, y otros pueden llegar hasta la misma presa, en donde unos salen hacia aguas abajo por los desagües, y otros se van sedimentando lentamente. El efecto de sucesivas avenidas o incluso de caudales naturales con aportes sólidos va aumentando el espesor de éstos al pie de la presa, con el riesgo más directo de alcanzar las tomas de explotación más profundas, y el más lento de anular parte del embalse útil.

Este proceso puede controlarse solo en parte gracias al desagüe de fondo. Su acción erosiva se limita a un entorno aguas arriba de la embocadura, pues las líneas de corriente se van abocinando hacia ella, por lo que a una cierta distancia disminuye considerablemente la velocidad del agua: en cuanto ésta baja de 1 m/s el poder de arrastre se reduce considerablemente o se anula. De todas formas, la acción se extiende de manera indirecta hasta más distancia, pues si no es posible evitar el ascenso del depósito a partir de ciertas distancias, sí se puede conseguir que, al aumentar el espesor del depósito en niveles sucesivos N_1 , N_2 , N_3 ... (fig 10.11), aunque éstos superen el de las tomas, estas queden fuera de su alcance gracias al mantenimiento de un talud natural N_1 , N_2 , N_3 ... por erosión al pie.

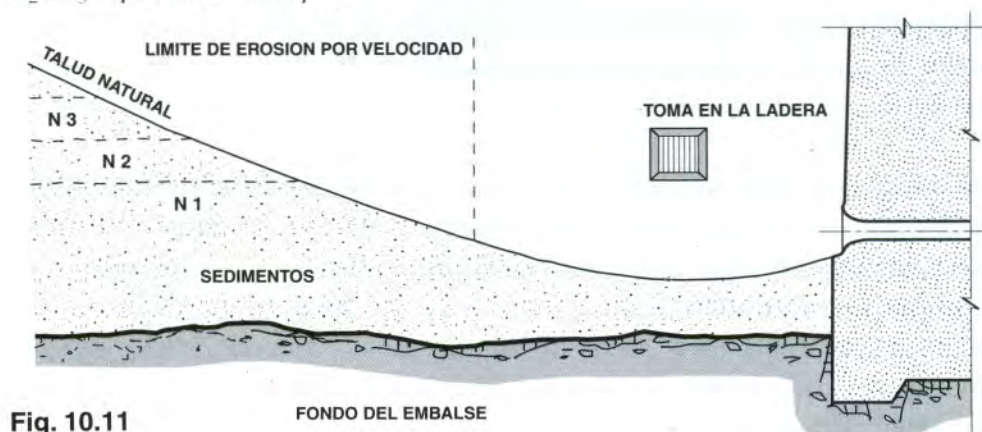


Fig. 10.11

FONDO DEL EMBALSE

Como la velocidad en el desagüe es fija para cada altura de agua, la única forma de ampliar la zona de arrastre es aumentar la sección del desagüe. El modelo reducido puede ser útil para determinar esta acción que, de forma aproximada, se puede prever dibujando a estima la red de corriente (tridimensional), y deduciendo de ella la distancia con velocidad inferior a la de arrastre del material presuntamente depositable. En todo caso, esta función requiere diámetros mínimos de 2 m, en general, y es una de las causas de la tendencia creciente al aumento de capacidad de estos desagües.

Como ya se dijo (§ 5.7), para evitar la obstrucción por los depósitos el desagüe de fondo debe estar situado a un nivel superior al previsible de aquéllos al cabo de cinco a diez años, y en una cota cuya superficie horizontal sea suficiente para que la subida ulterior del depósito sólido sea lenta. Y además, funcionar con la necesaria periodicidad. La ociosidad prolongada de este desagüe puede convertirlo en inútil, no sólo por su eventual aterramiento, sino por agarrotamiento por falta de actividad.

La máxima eficacia de la acción limpiadora del desagüe de fondo se consigue con la máxima apertura de todos sus elementos, y con el mayor nivel de embalse posible. Por ello, debe procurarse accionarlo en épocas de caudales excedentes, pero si conviniera hacerlo con caudales menores, es preferible que funcione con el caudal máximo en un tiempo limitado que continuamente con un caudal menor, para concentrar el volumen desaguable y conseguir el máximo alcance del poder erosivo. Este funcionamiento, sin embargo, puede estar limitado por las condiciones y ocupación del cauce aguas abajo.

10.5. Protección contra la erosión, cavitación y abrasión

Las altas velocidades a la salida del desagüe de fondo producen fuertes depresiones que exigen una adecuada ventilación cuando la descarga se hace en túnel (**Anejo nº 2**).

Pero, además, la ausencia inicial de capa límite conduce a cavitaciones importantes, que hay que tratar de evitar. A todo ello se une que el agua profunda suele llevar sólidos en suspensión o arrastre que, sobre todo si son silíceos, dan lugar a desgaste por erosión del revestimiento aguas abajo. Estos efectos son de menor intensidad si el desagüe se realiza a la atmósfera libre, tanto por la ventilación directa como porque las velocidades en la zona de caída son menores. En los lanzamientos libres los problemas que se presentan son los de amortiguación de la energía ya tratados (§ 9.2).

Cuando el desagüe de fondo vierte a un canal o túnel y el chorro forzosamente roza con la solera y las paredes, han de protegerse los revestimientos en una cierta longitud hasta la sección en la que se haya formado una capa límite que amortigüe el gradiente de velocidades y reduzca a un límite aceptable la velocidad tangencial al revestimiento. Estas protecciones son indispensables a partir de una carga neta en la salida de 40 m, esto es, con velocidades de 25 m/s o más. También dependen de la proporción y abrasividad de los sólidos arrastrados por el agua y de la frecuencia y duración de las descargas.

Los tipos de protección son varios, cada uno con sus ventajas y limitaciones, según se analizan a continuación. Más detalles y ejemplos de la experiencia en R.20, R.24 y R.26 (cuestión Q.71 de ICOLD, con numerosos casos de reparaciones).

La protección más eficaz, aunque cara, es el **blindaje con chapa de acero** del debido espesor, nervios de rigidez, buenas soldaduras, y anclajes a la roca para evitar despegues por succión, con un drenaje inferior de la solera. Debe recordarse lo dicho sobre ésta (§ 7.4), que opera con mayor intensidad en los desagües de fondo. El asegurar la unión entre la chapa y el hormigón es fundamental para evitar que las oscilaciones de presión debidas a la macroturbulencia hagan vibrar la chapa despegada y agraven el despegue inicial con el riesgo de llegar a arrancarla. En casos de fuerte abrasión puede resultar insuficiente el acero ordinario y ser preciso recurrir al inoxidable o a un revestimiento lítico.

Sobre la longitud a proteger no hay reglas fiables, pues depende de los parámetros arriba citados, y la experiencia no ha llevado a unas formulaciones prácticas. A título de orientación, las normas más prudentes recomiendan blindar una longitud de solera de $50 R_H$ (R_H radio hidráulico de la sección de salida) y de $15 R_H$ en los cajeros en su altura total, seguida de otra longitud igual hasta la mitad de la altura. Debe cuidarse particularmente la junta hormigón-acero en los remates del blindaje y evitar resaltos, aunque sean pequeños, pues la erosión de choque por conversión de la alta energía cinética puede hacer penetrar el agua por el contacto y llegar a levantar la chapa. Los blindajes deben proyectarse y montarse previendo su posible reposición o reparación, en lo posible, pero esa operación tiene sus dificultades, y no siempre se consigue satisfactoriamente, por lo que, para estas reparaciones, puede ser preferible otro tipo de protección como los que siguen.

Se ha demostrado que el aumento de la resistencia a tracción del hormigón incrementa la resistencia de éste a la cavitación y abrasión. Por ello, la inclusión de **fibras de acero** ha sido empleada con éxito, pues además de aumentar la resistencia a tracción, hace menos frágil la superficie del hormigón y atenúa su tendencia al descascarillado. Las fibras se usan con una longitud de 1 a 4 cm de longitud, y sección de 0.05 a 0.16 mm². Se han usado satisfactoriamente en algunas reparaciones como en la de los desagües de Tarbela, en donde la extensa zona dañada ha sido cubierta por losas de 50 cm de espesor con fibras de acero con una cuantía de 80 kg/m³ (R.4, R.16, R.20 y R.33). La ejecución de este tipo de hormigones presenta algunas dificultades, por la tendencia a colocarse transversalmente algunas fibras y clavarse en pequeñas depresiones superficiales formadas por capilaridad.

Las **resinas epóxicas** se usan sólo en reparaciones, bien en forma de pintura de las superficies de hormigón, o como impregnación de ellas con profundidad de 1 a 3 cm, o en forma de morteros. Las dos primeras mejoran la resistencia, pero menos que el blindaje. La impregnación requiere el secado previo del hormigón en varios centímetros de profundidad y unos márgenes de temperatura estrictos, lo que hace delicada la operación. Los **morteros epóxicos** se usan solo en reparaciones localizadas, y a veces no dan los resultados deseables, por la diferencia de

dilatabilidad térmica con el hormigón y porque las irregularidades superficiales favorecen la cavitación (R.20 y R.26).

Aunque todavía poco experimentados, parecen prometedores los **revestimientos flexibles**, que amortiguan considerablemente los efectos de los choques debidos a la implosión de burbujas de vapor, y que resisten también a la abrasión. El tipo que parece más eficaz es la **resina de poliuretano**. Estos revestimientos, sin embargo, pueden ser arrancados por cuerpos gruesos arrastrados o semiflotantes.

Una protección bastante resistente a la abrasión son las losas de piedra, o vitrificadas, pero solo hasta velocidades de unos 20 m/s. Asimismo, los **hormigones sobredosificados** de cemento (600 kg/m^3) con árido de cuarcita, o mejor aún, con adición de corindón, han dado una mejora notable de resistencia.

En principio, hasta velocidades de 10 e incluso 12 m/s la cavitación no presenta problemas en hormigones normales, pero por encima de 25 m/s todos los revestimientos se deterioran, incluso los blindados. El efecto se recrudece si el agua lleva sólidos abrasivos. Por ello, la mejor solución es acotar el tramo sujeto a altas velocidades.

10.6. Rugosidad artificial

La gran magnitud de la energía concentrada en la salida de los desagües de fondo ha llevado a la idea de disiparla parcial y linealmente a lo largo del conducto. Esta idea, relativamente reciente (unas dos décadas) y aún con escasas realizaciones, está en la misma línea conceptual que los aliviaderos escalonados, aunque sus detalles de ejecución son obviamente distintos.

Esta pérdida de energía lineal se obtiene mediante una rugosidad artificial de la conducción. Un dispositivo de eficacia comprobada en la práctica consiste en unos aros internos a la tubería salientes y soldados a ella. La rugosidad obtenida equivale a la 30 de *Strikler* o, 0.033 de *Manning*. En R.22 puede verse el caso de una presa de tierra de 125 m de altura con galería de descarga de fondo de más de 1 km de longitud y ϕ 8.5 m con acanaladuras redondeadas de 0.20 m de altura y 0.60 m de longitud de onda, en la que la energía residual conseguida resultó sólo un 17% de la bruta, con lo que las obras de restitución al cauce se redujeron al mínimo (fig. 10.7). Es de notar que la fuerte reducción de energía conseguida se debe en gran parte a la gran longitud del desagüe. Es obvio que el empleo de la rugosidad artificial solo está indicada en desagües de fondo de cierta longitud, para que su efecto sea realmente apreciable.

El inconveniente principal de tal dispositivo es la fuerte cavitación que pueden producir los obstáculos con altas velocidades, lo que lleva, por una parte, a limitar éstas a unos 12 a 15 m/s, o a lo sumo 20; y por otra, a disponer el conducto de forma que se aseguren en toda su longitud presiones suficientes para contrarrestar las depresiones generadas por los aros.

Ambas condiciones conducen, en mayor o menor grado cada una, a proyectar un conducto de sección uniforme con boquilla de convergencia de salida y tramo final en contrapendiente.

La sección mínima general del conducto será

$$S = Q/20 \quad (10.1)$$

La sección de salida S_o viene fijada por el caudal Q a evacuar y la carga residual. Si α es el factor de reducción de la carga h , resulta:

$$S_o = \frac{Q}{\sqrt{2gh\alpha}} \quad (10.2)$$

Para predimensionar el desagüe puede partirse de la sección S dada por (10.1), y con la fórmula de Manning con $n = 0.033$ se obtiene a y, a continuación, S_o con la fórmula 10.2. La pérdida de energía y las dimensiones definitivas han de obtenerse en modelo reducido.

Las canaladuras pueden resultar contraindicadas en desagües de fondo que hayan de evacuar caudal sólido. En todo caso hay que confirmar en el modelo que las partículas no quedan atrapadas por los resaltes.

10.7. Vórtices

En el funcionamiento de los desagües profundos con baja carga pueden producirse vórtices verticales que disminuyen el desagüe y pueden dar lugar a oscilaciones de presión y vibraciones. Su supresión requiere estructuras de guía u otros dispositivos como inyección de agua o succión de la capa límite -presa de Piedra del Aguila, Argentina, R.20-, que solo pueden definirse en modelo reducido.

10.8. Compuertas y válvulas

Los tipos usados son diferentes según se trate de válvulas o compuertas de control o de guarda. En el **Anejo n° 1** pueden verse los detalles sobre tipología, adecuación y limitaciones de cada tipo, así como referencias de consulta. Por ello, aquí sólo se hace una breve síntesis de criterios.

En desagües de gran capacidad, de fondo o medio fondo, se usan las de segmento cada vez más como compuertas de control ya que han demostrado tener un buen comportamiento hasta cargas de 100 m. La ausencia de ranuras elimina el peligro de cavitación que se produce en las que las tienen, debido a los despegues que producen. Para cargas superiores se han ensayado dispositivos para evitar la cavitación en los bordes, pero no hay aún experiencia suficiente para sacar conclusiones. El único inconveniente de estas compuertas es el espacio requerido, que a veces da lugar a dificultades.

Las compuertas de tablero tienen la ventaja de ocupar menos espacio, y hasta unos 20 m de carga no dan problemas de cavitación. Pero con cargas superiores no son aptas, en principio, para funcionar con caudales parciales de cierta duración. Sin embargo, hay algunos casos de empleo con cargas mayores, e incluso con 200 m (Mauvoisin, Suiza, y otros, R.22), pero deben considerarse excepcionales. Los problemas de cavitación exigen dispositivos especiales en las ranuras.

En desagües de menor capacidad, como suelen ser las tomas, o los de descarga al río de caudales regulados, las válvulas de chorro hueco en el extremo de aguas abajo de una conducción forzada son las más usadas, dada su seguridad y precisión de funcionamiento y facilidad de su revisión, como la Howell-Bunger, de cono fijo y manguito cilíndrico móvil. A veces se emplea con un manguito envolvente colector para evitar la excesiva divergencia del flujo. La del USBR, con cono móvil es menos simple y menos usada. Las de aguja son más complicadas de mecanismo y más susceptibles de obturación, por lo que se usan cada vez menos.

En cualquier caso, es obvio que en los desagües de fondo que han de descargar un importante caudal sólido solo pueden usarse compuertas o válvulas diáfnas.

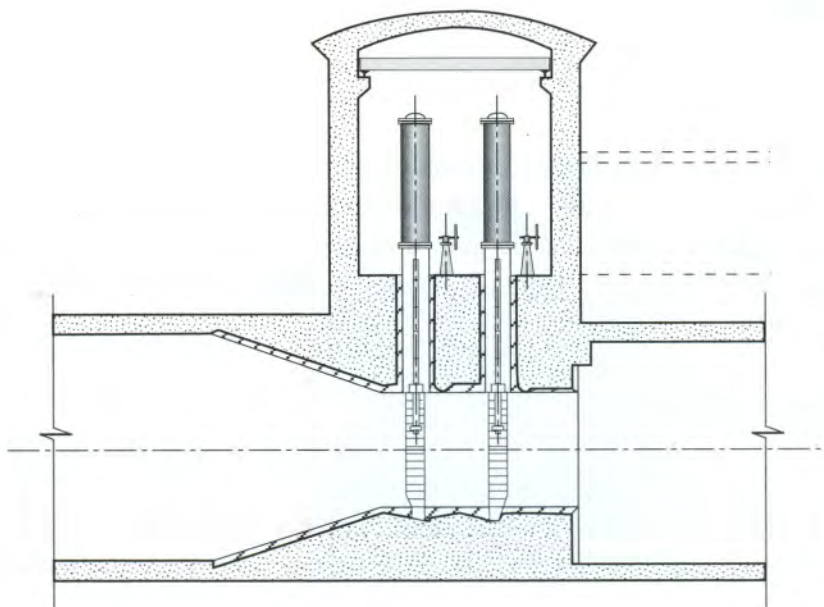


Fig 10.12 PRESA DE PORTODEMOUROS. CAMARA DE COMPUERTAS, SECCION POR LOS DESAGÜES DE FONDO

Las **compuertas de guarda** más usadas son las de tablero vertical, deslizante, de vagón, o de oruga, según la carga y las dimensiones. Normalmente están abiertas o cerradas totalmente, y cierran y abren con la válvula o compuerta de control cerrada, es decir, sin caudal, pero deben estar previstas para cerrar con pleno caudal en caso de avería de la de control. En general, la compuerta de guarda se ubica al comienzo de la conducción, para protegerla en su totalidad, pero a veces se sitúa aguas abajo, próxima a la de control o en un punto intermedio, por razones de acceso o instalación. La posibilidad de que las compuertas de guarda puedan levantarse por encima del N.M.N. para su revisión es una ventaja obvia, pero no siempre es factible, por su coste. Más frecuente es disponer una cámara encima del conducto para el mando y revisión (figs. 10.10 y 12).

En desagües de menor capacidad el cierre de seguridad es una válvula compuerta. En las tomas, además de este tipo, pueden ser de mariposa, esféricas etc.

En los desagües de fondo deben disponerse conductos y válvulas *by-pass* para vaciar o llenar los tramos entre los cierres para que la de guarda pueda funcionar sin carga o revisar el de regulación. Se aconseja que los conductos y válvulas del *by-pass* sean de materiales inoxidables ya que, por estar situados aguas arriba, no pueden revisarse ni reponerse sin vaciar el embalse.

10.9. Rejillas protectoras

En los desagües de gran capacidad se tiende a prescindir de rejillas protectoras, proyectándolos con dimensiones amplias, embocadura perfilada para guiar la corriente, y elementos de cierre que dejen diáfano el conducto al abrirse, de forma que puedan pasar, sin obstruirlos, los cuerpos semiflotantes.

Pero a veces, los desagües de fondo pueden tener menores dimensiones que los intermedios y aconsejar la protección por rejillas. En ese caso, se suele disponer una de gran altura, para disminuir al máximo la velocidad de paso y garantizar la permanencia del desagüe en caso de obstrucción parcial (fig. 10.10), siempre con los dispositivos adecuados de limpieza y, si fuera necesario, unos adicionales de desatasco de sedimentos, como chorros en presión u otros. La luz entre barrotes debe ser la máxima compatible con el vano mínimo libre de los elementos de cierre.

No hay reglas fijas para el cálculo de las rejillas: la obstrucción total es muy rara, por lo que algunos proyectistas suponen una presión sobre barrotes por obstrucción igual a una pérdida de carga de 6 a 12 m (R.20).

Las tomas exigen rejillas protectoras que, dadas las velocidades normalmente usadas, resultan mucho menores que las de los desagües de fondo. El espaciamiento entre barrotes debe ser menor que la mínima dimensión libre de sus elementos de cierre.

10.10 Tecnología, accionamiento y mantenimiento de los órganos de cierre

En las presas de hace varias décadas el temor a hacer funcionar el desagüe de fondo con fuertes cargas y al riesgo de un difícil o defectuoso cierre ulterior llevaba en muchas presas a no usarlo más que cuando estrictamente era necesario para bajar el nivel del embalse, lo que conducía a su práctica inacción durante años, con la consecuencia de que, cuando era necesario abrirlo, resultaba difícil o incluso imposible, por agarrotamiento u obstrucción por los sedimentos. Hoy día los materiales y la tecnología, junto a un buen mantenimiento, garantizan el funcionamiento de estos desagües, que deben accionarse periódicamente para mantenerlos potencialmente activos. Aparte de estas condiciones cualitativas, las funciones variadas de este desagüe y las posibilidades tecnológicas llevan a un dimensionamiento amplio, para conseguir una mayor eficacia limpiadora, permitir un vaciado más rápido y cooperar en mayor grado en la evacuación de avenidas.

Respecto al mantenimiento y operación véase §12.3 y la **Guía nº 7**. Se recomienda que en el Proyecto se prevea la forma de efectuar las operaciones de mantenimiento y eventuales reparaciones de los conductos o desmontaje de los elementos mecánicos. En este sentido se recomienda dotar a los desagües de fondo de algún elemento de ataguado en la embocadura, sobre todo cuando el cierre de guarda no está aguas arriba. Las ataguías pueden ser permanentes pero esto suele ser oneroso y puede bastar una volante para montarla cuando sea necesaria y funcionar con niveles bajos del embalse.

Debe tenerse en cuenta que, dada la dificultad de revisión y reparación o sustitución de los elementos de cierre, éstos deben ser robustos. **En calidades de materiales, dimensiones resistentes, potencia de motores y eficaz mantenimiento no deben ahorrarse recursos ni medios**, pues la disponibilidad operativa del desagüe de fondo es indispensable para la seguridad de la presa y, en gran parte de los casos, para el control de los sedimentos.

Interesante información complementaria sobre el tema de este capítulo puede verse en las referencias citadas y en R.10, R.45, R.52 y R.59.

11.

DESVIO DEL RIO

11.1. Planteamientos fundamentales

El desvío del río es una obra fundamentalmente condicionada por el desarrollo de la construcción de la presa, el plazo previsto y el tipo de ésta, por lo que su tratamiento general compete a la **Guía nº 6, Construcción de Presas**, así como a la **nº 2, Criterios de Proyecto**, porque no se puede separar éste de el del resto de la presa. En la presente sólo se comentarán los aspectos hidráulicos que, aunque similares a los de un aliviadero, tienen aspectos singulares por la índole provisional de la obra.

La principal incidencia de las avenidas en la fase de construcción de la presa se traduce en el funcionamiento del desvío del río, con el eventual rebose de la ataguía, inundación de la obra, posible vertido sobre ésta y daños, destrucciones y dilaciones correspondientes. En principio, la mayor parte de los daños se limitan a la obra, sin repercusiones a terceros, pues la posible afección a vidas se suele limitar a las de los trabajadores, que normalmente pueden ser prevenidos con gran antelación. Por otra parte, la baja o moderada altura y capacidad de retención que generalmente tienen las ataguías, y su carácter temporal, hacen que en la gran mayoría de los casos puedan considerarse como presas de bajo o mínimo riesgo, asumido por el propietario de la presa o el constructor, según los casos, que decidirá la tipología y dimensiones más adecuadas, correlativas a los riesgos que está dispuesto a aceptar.

Si éstos conllevaran la destrucción total o parcial de la ataguía, los daños se acrecentarían, y se unirían a ellos el coste y dilación debidos a la reconstrucción de la ataguía y de la parte de obra

que haya sufrido destrucción o deterioro. Pero salvo en grandes ríos con ataguías de varias decenas de metros de altura, el embalse retenido por la ataguía no suele dar lugar a un riesgo a cierta distancia aguas abajo de la obra. Sí, en cambio, la eventual destrucción de la parte construida de la presa por vertido sobre ella, si es de materiales sueltos, lo que no concierne a la ataguía, sino a la capacidad del desvío.

En general, las ataguías son presas de Categoría C (si llegan a considerarse como grandes presas). En el caso singular en que su altura, su retención u otras circunstancias llevaran a clasificarla en una categoría superior de riesgo, las correlativas normas de seguridad podrían ser razonablemente rebajadas, a juicio del proyectista o constructor, habida cuenta de que se trata de una obra provisional, cuya corta vigencia reduce considerablemente la probabilidad de una crecida excepcional no controlable.

11.2. Proyecto y funcionamiento hidráulico del desvío

El tipo de desvío está relacionado y condicionado por:

- La magnitud de las avenidas
- El ancho y las características geotécnicas del cauce
- El plan de construcción
- El tipo de la presa

La descripción de los tipos más usuales puede verse en las citadas **G.6 y G.2**, y en R.12 y R.18. A continuación se resumen las principales observaciones sobre la adecuación de cada tipo a las circunstancias citadas:

- En cauces anchos y con grandes caudales suele decidirse la construcción por recintos, y más que desvío hay una sucesión de estrechamientos del cauce.
- En cauces estrechos es necesario realizar un desvío propiamente dicho, con una ataguía, una conducción en canal o en túnel y, según los casos, una contraataguía.
- En cauces medios, su anchura y la magnitud de los caudales determinarán la conveniencia de un desvío o de una construcción por recintos.
- En cuanto al tipo de las ataguías, la profundidad a la que se encuentra la roca en el cauce determinará la posibilidad de hacerlas de hormigón, que tiene la ventaja de su resistencia al vertido. Sin embargo, las ataguías de materiales sueltos, debidamente protegidas, han funcionado satisfactoriamente, son de más fácil ejecución y se acoplan a todo tipo de cauces, por lo que se usan cada vez más.
- El desvío se proyecta para funcionamiento en lamina libre, pues la conducción en carga tiene muy poca elasticidad de respuesta a los caudales variables, que es esencial para su

misión. En algunos desvíos en túnel, éste puede ponerse en carga a partir de cierto caudal. En este caso hay que prever el funcionamiento en régimen transitorio, procurar que sea lo más breve posible y asegurar la expulsión del aire, para evitar explosiones por su compresión. Teniendo en cuenta que, al ponerse en carga el túnel, la capacidad del desvío alcanza prácticamente su tope, la ataguía debe estar dispuesta para verter a partir de entonces, salvo que disponga de una capacidad laminadora suficiente. Por ello, y para evitar sobreelevaciones excesivas de la lámina, lo mejor es que ésta comience a verter antes de la puesta en carga del túnel, si fuera posible. En los desvíos a cielo abierto no se presenta este problema, pero a cambio hay que coordinar el caudal de vertido de la ataguía con la altura de los cajeros del canal de desvío.

El funcionamiento hidráulico del desvío es similar al de un aliviadero (fig. 11.1). **Se llama la atención sobre la importancia que cobra en este caso el sumando de la energía cinética $v^2/2g$,** que en un aliviadero se obtiene ampliamente gracias a la altura de la presa, mientras que en un desvío depende directamente de la altura de la ataguía, cuya misión fundamental es proporcionar la altura necesaria para conseguir la velocidad de paso por la conducción del desvío. La altura de la ataguía viene fijada por la suma de la necesaria para alcanzar el nivel en la conducción y la correspondiente a la energía cinética en ésta.

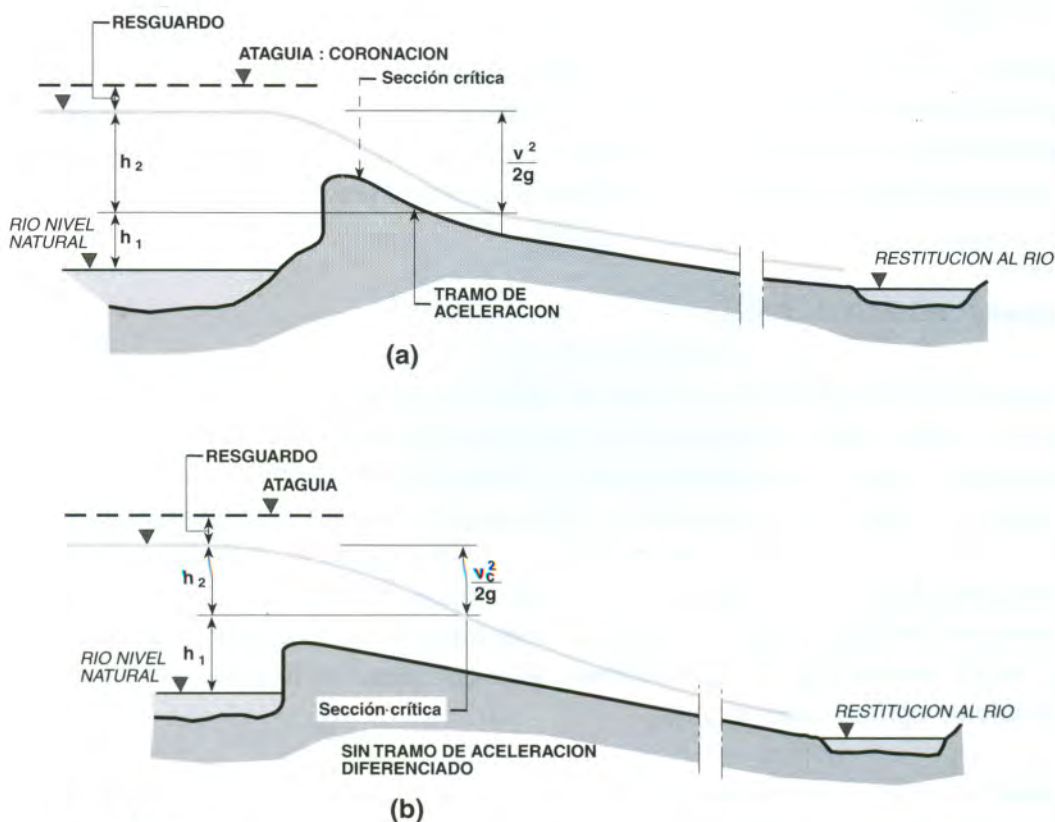


Fig. 11.1

Hay, pues, una correlación inversa entre las dimensiones de ataguía y las de la conducción, pues cuanto más alta sea la ataguía mayor será la velocidad y menor la sección del desvío. Para un caudal máximo dado de desvío hay una combinación óptima del conjunto (*optimización técnica*), que es la que hace mínima la suma C_T de costes de la ataguía C_A y de la conducción C_c (fig. 11.2).

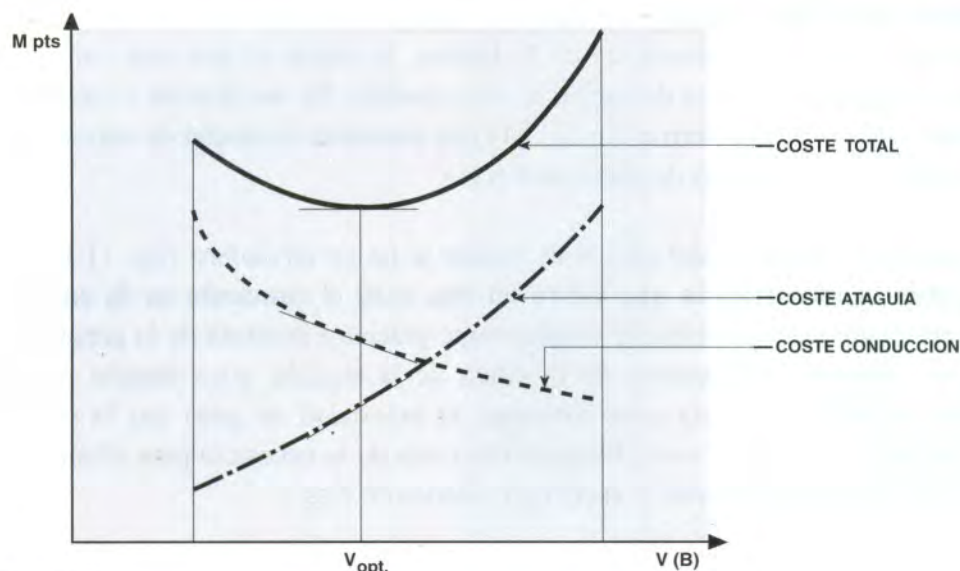


Fig. 11.2

El paso del régimen infracrítico al crítico puede hacerse, como en un aliviadero, por medio de un tramo de aceleración (fig. 11.1a). Pero si el desvío no es largo, puede ser preferible hacerlo con pendiente única supracrítica y dejar que la sección crítica se forme por sí sola (b). En este caso, si el trazado fuera en túnel, hay que tener en cuenta la mayor altura de la lámina antes de la sección crítica.

11.3. Caudal máximo de desvío

Dada la gran variedad de circunstancias que operan en un desvío y la influencia recíproca con las fases en que puede encontrarse la obra, el caudal máximo a desviar suele fijarse por consideraciones empíricas (G.4). Pero si la envergadura de la obra lo aconseja y se dispone de datos sobre las fases de construcción y los riesgos en cada una, puede acometerse una optimización del riesgo similar a la descrita en el cap. 4. Según el apartado anterior, para cada caudal máximo de desvío se conoce el coste total óptimo, y sumando éste al valor esperado del riesgo para ese caudal desviado se obtiene el coste total virtual; el caudal de desvío que lo hace mínimo es el óptimo (fig. 11.2). Volviendo a la optimización técnica (§11.2) se obtiene el desvío conjunto óptimo canal-ataguía.

La evaluación de los daños esperados hay que hacerla en función de la probabilidad de ocurrencia de superación del caudal tope del desvío en el período de duración previsible para la obra. Si T es el período de recurrencia del caudal Q_T y t la duración de la obra, la probabilidad de rebose de la ataguía para una capacidad Q_T del desvío es:

$$P(T,t) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^t \quad [11.1]$$

La evaluación de los daños es complicada, porque no dependen solo del caudal vertido, sino del estado en que se encuentre la obra y su tipología: una de hormigón no sufrirá daños o serán moderados, mientras que una de tierras puede sufrirlos graves, según la altura en que se encuentre, e incluso puede destruirse por vertido sobre ella. Es forzoso plantear y analizar los escenarios posibles.

Otra circunstancia a tener en cuenta es que en cuanto la obra de la presa alcanza la altura de la ataguía, la primera puede influir en la capacidad del desvío. Como ya se ha dicho, esta capacidad puede venir influida por la puesta en carga del túnel de desvío a partir de un cierto caudal, lo que limitará su capacidad de respuesta con la subida de nivel y, por consiguiente, puede producir fuertes sobreelevaciones, incluso con moderados incrementos de caudal.

La optimización técnica (combinación óptima ataguía-conducción para un caudal dado) no suele ser complicada, bastando tomar tres o cuatro puntos. La optimización económica del riesgo sí suele serlo, por lo que, salvo en las obras que por su envergadura la requieran, suele fijarse el caudal tope empíricamente o a estima, y para éste se realiza la optimización técnica. A título de orientación pueden adoptarse caudales de desvío de probabilidad 20 al 30% durante el período de construcción en presas de hormigón y del 5 a 10% en las de materiales sueltos. El tipo se refiere al de la presa definitiva cuya construcción se desea proteger, y la probabilidad es la de ocurrencia en el período de vigencia de la obra, esto es, según la fórmula [11.1], para tener en cuenta no sólo los caudales absolutos, sino también la influencia del plazo, que obviamente es fundamental.

11.4. Vertido sobre ataguías de materiales sueltos

El vertido sobre ataguías de hormigón (normal o compactado) no merece comentario, pues es práctica común en presas permanentes de mucha mayor altura.

La experiencia en ataguías ha sido de gran interés para avanzar en la posibilidad de vertido sobre presas permanentes de materiales sueltos. Aunque hoy por hoy solo algunas muy contadas se proyectan para él, y se trata aún de experimentos, es de esperar que con el tiempo estas experiencias se vayan consolidando y, con prudencia, vaya cobrando más empleo este tipo de vertederos y con láminas crecientes.

Dado el interés del tema, y la posible aplicación que se cita en §13.3 se recoge aquí una breve síntesis del estado de la técnica. Más información puede verse en R.18, R.42, R.48, R.50 y G.6.

El vertido sobre escollera ha dado resultados prometedores. De las experiencias en ataguías resulta recomendable emplear un tamaño dado por

$$q \cdot i = KD^{3/2} (s-1) \quad [11.2]$$

q = Caudal específico ($m^3/s/m$ de vertedero).

D = Diámetro equivalente de los bloques (m).

i = Pendiente del paramento (en tanto por uno) respecto a la horizontal (inversa del talud).

s = Densidad del material ($s - 1$, es la densidad en boyancia, que es la que opera).

K = Constante que depende de la trabazón entre los bloques e irregularidad de su superficie (ambas favorables a la resistencia). Los valores razonables varían entre 0,1 y 0,25.

La elección del tamaño y tipo de los bloques depende del desnivel Δh entre aguas arriba y aguas abajo cuando vierte la ataguía, pues ese desnivel condiciona el talud, dentro de ciertos límites. Con ataguías bajas no es costoso poner taludes más suaves y puede emplearse la escollera disponible. Hasta unos 5 m de desnivel puede verterse casi cualquier caudal sobre bloques de diámetro equivalente a la mitad del desnivel y taludes de 2/1 a 3/1, lo que conduce a escollera de 2 a 5 t para 3 m de desnivel y bloques de hormigón de 20 t para desniveles de 5 a 6 m. Para grandes desniveles la escollera es insuficiente y hay que emplear grandes bloques de hormigón para mantener la pendiente dentro de límites razonables.

Como normalmente las canteras dan material variado, los bloques mayores se colocan en el paramento y el resto en el cuerpo de la ataguía; y por lo mismo, los bloques de hormigón -si se usan- pueden limitarse al paramento, con un mínimo de tres capas para asegurar la protección y evitar que quede al descubierto el resto del espaldón. Las formas cúbicas son más resistentes que las redondeadas, como es lógico. Los tetrapodos y otras formas más complicadas, aunque traban bien, suelen usarse poco en ataguías, debido a su coste.

La resistencia de la escollera al arrastre puede reforzarse con una trama metálica rectangular sobre el paramento anclada profundamente por medio de barras horizontales (fig. 11.3). Con ella se pueden emplear taludes más pronunciados, de 1,3/1 a 1,5/1 con unos 50 kg/m^3 de armadura total: un cuarto para la armadura principal (paralela al talud), otro para la longitudinal (horizontal) y la mitad restante para los anclajes, que se hacen cada vez más profundos. Con este refuerzo se han alcanzado velocidades de 15 m/s en períodos no prolongados; para los de cierta duración es aconsejable no pasar de 10 m/s. Los caudales específicos han llegado a 10 a 15 $m^3/s/m$ con desniveles de 20 m (presa de **Googang, R.18**); con alturas menores, los caudales pueden ser mayores.

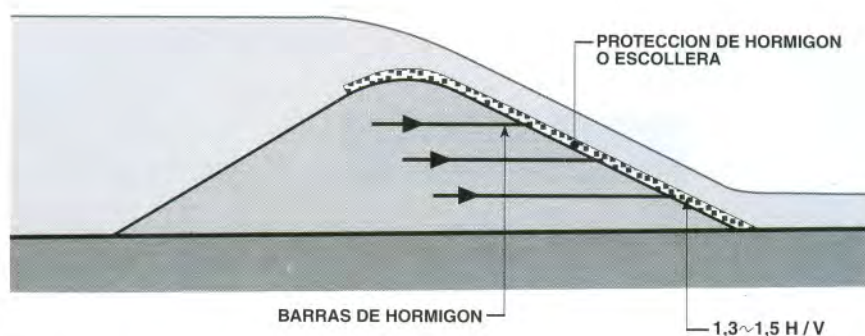


Fig. 11.3

Otra ventaja del refuerzo armado es que, en caso de rotura, ésta es más lenta, lo que da mayor margen para evacuar al personal y la maquinaria de la obra y, eventualmente, a tomar medidas de protección aguas abajo.

También se han usado losas de hormigón armado de gran espesor (1 a 2 m para $25 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ en la ataguía de **Zhezi**, en China, R.18) para proporcionar inercia frente a las vibraciones del vertido. Las losas deben ser enteras de arriba a abajo, como las pantallas de las presas, y enlazarse entre sí a través de las juntas por medio de las armaduras. Para mayor seguridad, conviene que vayan ancladas al cuerpo de la ataguía.

Las losas de hormigón se han usado también sobre ataguías de tierras o de gaviones rellenos con grava, como en la ataguía de **Aldeadávila** (fig. 11.4) de 30 m de altura, que llegó a verter 17000 hm^3 durante 4 años, con un caudal máximo de $3\,250 \text{ m}^3/\text{s}$ y 10 m de lámina (R.11).

Por último, merece citarse la protección del talud con césped denso para láminas de altura reducida, que parece haber dado un buen resultado con velocidades hasta $2,0 \text{ m/s}$, o $3,0 \text{ m/s}$ en breves periodos. El recubrimiento con geotextiles resiste velocidades de $3,0$ a $5,0 \text{ m/s}$ (R.48).

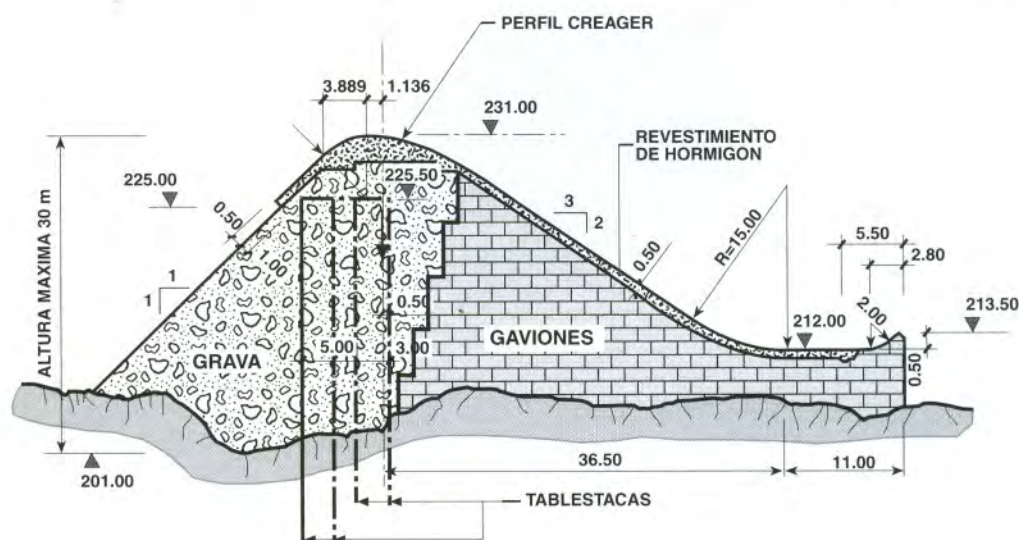


Fig. 11.4. PRESA DE ALDEADAVILA. ATAGUIA

12.

EXPLOTACION DE ALIVIADEROS Y DESAGÜES

La **Guía nº 8** tiene como materia la explotación. Por ello, en la presente sólo se tratarán los aspectos más importantes sobre el funcionamiento de los desagües, preferentemente en cuanto al control de avenidas y del nivel del embalse (R.19).

12.1. Observaciones generales

El objetivo final de la presa es su servicio y utilidad. Por ello, tanto el proyecto como la construcción deben tener como objetivo facilitar una óptima explotación (**Reg. Artº. 29.1**), principio obvio que debe ser bien tenido en cuenta por los proyectistas y constructores. Sin embargo, por mucho que en el proyecto y en la obra se tenga en cuenta la explotación posterior, puede haber circunstancias que escapen de la previsión o que no se acomoden del todo a las reales que luego se encuentran, sobre todo en lo referente a las avenidas y su control.

En resumen, la explotación viene condicionada por una presa ya predeterminada por el proyecto y hecha realidad por un constructor, y ha de obtener de ella el mejor uso posible. Quizá algunos defectos que se detecten durante la explotación pudieran haber sido subsanados en fases anteriores, pero ya son una realidad con la que hay que contar y sólo cabe corregirlos a posteriori, si ello fuera posible y conveniente (Cap. 13).

En la **G.8** se tratan los problemas referentes a la organización de la explotación, mantenimiento, observación y vigilancia, que se excluyen de la presente. **Sí se insiste en la necesidad de tener previsto el equipo de mantenimiento y operación de los elementos mecánicos del**

aliviadero y otros desagües, así como en dejar perfectamente establecidas las atribuciones en cuanto a las decisiones referentes al control de avenidas. Al ser responsable el equipo de explotación, tanto de las operaciones normales de producción como de las de control de la seguridad, en los casos de conflicto que puedan darse entre ambas debe prevalecer **la prioridad de las operaciones de los desagües que afecten a la seguridad sobre el interés del rendimiento económico.**

Se hace notar la especial importancia de este tema en la fase final de la construcción y en el primer llenado del embalse, períodos en los que adquiere particular relevancia la operación de los desagües de fondo en el control del nivel, para la que han de estar previstos y dimensionados.

12.2. Normas de Explotación

El **Reglamento (Artº. 30.4)** exige la redacción de unas Normas de Explotación que, en lo que concierne al sistema de los desagües, deben contener, como mínimo, lo siguiente:

- Información sucinta, pero completa, en texto y planos, sobre la presa, su estructura y detalles más importantes, órganos de desagüe, accesos y caminos, líneas eléctricas, servicios auxiliares, etc.
- Instrucciones detalladas y claras sobre el uso, manipulación, revisión y reparación de los órganos de desagüe, sus mecanismos e instalaciones eléctricas, de forma que el personal encargado de cada misión encuentre en ellas toda la guía necesaria para cumplirla.
- Unas normas de explotación en régimen normal en las que se especifiquen los caudales y niveles o resguardos máximos y mínimos deseables en diversas fechas o estaciones del año.
- **Unas normas de actuaciones específicas durante las avenidas, que deben contemplar todas las situaciones previsibles, incluso extremas, como interrupción de comunicaciones, avería de compuertas, etc.** Deberán contener unas instrucciones en periodo de **alerta**, al anunciarse una crecida, los avisos aguas abajo a las autoridades, Protección Civil, etc. (R.44), estrategias en situaciones extraordinarias, sistemas de alarma, etc. en función de la avenida real.

Se insiste en la importancia de que estas **instrucciones** estén **claras** y contemplen todas las situaciones imaginables apuntando las respuestas oportunas, **para que el personal tenga prevista su actuación** sin acudir a la improvisación. Las situaciones de emergencia suelen dar lugar a otras anómalas: corte de comunicaciones, averías, etc, por lo que el estado psíquico del personal no es el adecuado para decidir con serenidad. Las instrucciones deben prever todas las alternativas y dar resueltas, en lo posible, las actuaciones aptas en cada caso.

Todas estas normas, tanto las de situaciones normales como las accidentales o excepcionales, deben completarse para que sean efectivas con el adecuado adiestramiento del personal, incluso con ejercicios de simulación de situaciones límite, para tener dispuestas y comprobadas sus reacciones y reflejos en un ambiente de tranquilidad con posibilidad de corregir errores, de forma que quede asegurada al máximo su correcta actuación si esas circunstancias llegaran a darse (**Reg. Artº 34.2**).

Para la redacción de las normas de explotación es normal consultar como antecedentes otras de eficacia comprobada, que pueden ser útiles para las actividades rutinarias, pues éstas suelen seguir unas normas generales; pero en lo referente a los desagües hay que tener muy presentes las singularidades de la cuenca -sus dimensiones, velocidad de respuesta, etc- y las del embalse y la presa, que influyen decisivamente en las estrategias a seguir. En esta misma línea se llama la atención sobre las diferencias que las cuencas españolas pueden tener respecto a otras europeas o americanas, al tomar como referencias otras normas foráneas.

12.3. Pruebas y mantenimiento de los órganos de desagüe

Para evitar sorpresas negativas en el momento en que sean necesarios, los órganos de desagüe deben probarse antes de comenzar la explotación, o lo antes posible, y luego ser mantenidos en buen estado y probados periódicamente (R.19).

Lo ideal sería probarlos con caudales crecientes hasta el máximo, pero ésto podría verse limitado por el cauce aguas abajo, los niveles efectivos del embalse y la pérdida de agua.

Las pruebas en vacío no dan la misma garantía que las en carga, pero son las únicas posibles con ciertos niveles para las compuertas del aliviadero y pueden hacerse sin limitaciones de tiempo y repetitivamente. Y al menos proporcionan una prueba del funcionamiento electromecánico. Es de notar que estas pruebas pueden hacerse incluso con niveles altos del embalse si existen ataguías protectoras.

Las pruebas con caudales han de hacerse en épocas adecuadas, tanto por el nivel del embalse y los caudales del río, como por su efecto aguas abajo. En todo caso deben ser precedidas por los oportunos preavisos y ser paulatinas y limitadas en caudal y tiempo.

En presas cuya puesta en explotación es reciente puede ser aconsejable provocar de vez en cuando un caudal de crecida moderado para hacer fehaciente la zona de inundación (dominio público) y disuadir a los presuntos ocupantes. Las condiciones del cauce y las disponibilidades hidrológicas señalarán la oportunidad e intensidad de esas descargas que, aunque de corta duración, serían suficientes para su propósito, por lo que no serán onerosas como gasto de agua. Por otra parte, esta operación podría ser fructífera desde el punto de vista ecológico, pues restituye, aunque sea brevemente, el régimen del río, y contribuye a la oxigenación y limpieza del cauce. Por supuesto, la actuación requiere un momento oportuno y los correspondientes preavisos.

Es factible hacer una prueba de apertura en carga con embalse bajo, rellenando con bombas el espacio entre ataguía y la compuerta, ambas bajadas, y abriendo luego ésta. La operación es brevísima, por limitación de volumen, pero sirve para comprobar la apertura inicial de la compuerta, que suele ser crítica, pues una vez iniciada es menos probable que haya obstáculos que dificulten su progreso.

Todas estas limitaciones hacen que nunca puedan probarse con antelación y a pleno caudal los cuencos de amortiguamiento. Los trampolines, si están subdivididos al final de sendos canales, se prestan mejor a pruebas sucesivas independientes.

Las pruebas de los desagües profundos suelen ser más factibles, por disponer siempre de nivel suficiente y porque, en general, descargan caudales menores. A cambio, cualquier disfunción es más difícil de subsanar, pero **este temor no debe impedir la prueba**, pues de ocurrir un defecto, más vale que sea en un momento controlable. Además el desagüe de fondo ha de mantener limpio su entorno, sin lo cual su funcionamiento quedaría cada vez más comprometido, como ha ocurrido en algunos casos. **El temor a un posible defecto del cierre ulterior ha de subsanarse con unas válvulas y mecanismos bien diseñados, contruidos y mantenidos sin escatimar en calidades y reserva de potencia.**

Además de probados, los elementos de desagüe han de ser observados, revisados y mantenidos con periodicidad sistemática, conservándolos limpios, engrasados, pintados o protegidos, y reparando o sustituyendo las juntas de estanqueidad y otros elementos usados. En los órganos de desagüe de cierta edad deben comprobarse los espesores, estado de oxidación, soldaduras, etc, y revisar con ello los cálculos resistentes.

Los grupos electrógenos deben mantenerse siempre dispuestos para su funcionamiento, aunque éste no llegue a ser nunca necesario. A tal efecto se probarán en carga periódicamente.

La revisión directa es tanto más sencilla cuanto más alto está el elemento, siendo máxima para las compuertas del aliviadero y mínima para los desagües de fondo. Cuando el nivel del embalse se mantiene largo tiempo a la altura de las compuertas es aconsejable disponer de ataguías que flexibilizan la posibilidad de revisión o reparación. Para los desagües profundos sería conveniente que estas ataguías estuvieran dispuestas para funcionar, al menos, con niveles bajos del embalse. En algunas presas se han usado minisubmarinos bipersonales de revisión (R.19), pero por hoy es un medio excepcional y solo justificable en conjuntos de embalses importantes.

Durante los períodos en los que el desagüe de fondo está fuera de servicio hay una opinión favorable a dejarlo cerrado con los elementos de control, dejando abiertos los de guarda, porque al mantener los conductos mojados se evitan los efectos desfavorables de la alternancia sequedad-humedad en los materiales, y la presión interna mantiene la adhesión entre el blindaje y el hormigón, dificultando las fugas a lo largo del contacto. Por otra parte, al estar sin carga el órgano de seguridad, se conserva mejor para el caso en que sea necesario.

12.4. Operación de los desagües en avenidas

La explotación normal no plantea, en principio, problemas de seguridad respecto al funcionamiento de los desagües, y sólo los rutinarios de la productividad óptima, y son objeto de la **Guía nº 8**. En la presente se tratará sólo de su misión en el control de avenidas, sin perjuicio de lo tratado con más extensión en la citada Guía.

En época de posibles avenidas la explotación ha de orientarse a su previsión y control como objetivo preferente, con dos condicionantes, en ocasiones de difícil coordinación: conseguir el máximo volumen de embalse al final del período de aguas altas y que los caudales desaguados no causen daños, o mínimos aguas abajo.

El primer condicionante es objeto de la *Teoría de la Decisión*, ajeno al objetivo de esta Guía, por lo que basta su mención y la de las referencias R.30, R.35 y R.62, para consulta.

La segunda restricción llega a dificultar notablemente la operatividad de los desagües en gran número de presas españolas. La realidad del estado del cauce aguas abajo después de varios años de explotación supone en muchos casos una grave limitación a los caudales desaguados, añadiéndose a ello una deformada conciencia social de los ocupantes del cauce opuesta a los vertidos, incluso contra toda lógica, cuando éstos son absolutamente necesarios.

La explotación en época de avenidas comporta varias precauciones para minimizar sus efectos negativos:

- Información adecuada para poder tomar decisiones a tiempo.
- Eventuales vaciados preventivos para aumentar la capacidad de laminación.
- Avisos a las autoridades, Protección Civil, cauce aguas abajo, etc, con indicación del grado de riesgo de las descargas previstas (R.44).

La situación de avenidas suele tener un período previo, **preventivo**, en el que se toman ciertas medidas de vaciado, preparación del personal, avisos, etc, que pueden llevar a una fase final de **alarma**, ante la inminencia de la crecida. Si ésta se verifica, se pasa a la fase de **acción**, operando los órganos de desagüe; si no, se anula el estado preventivo y se vuelve a la situación normal.

El conocimiento de la formación de la avenida en tiempo real es de sumo interés para su mejor control y la optimización de riesgos en la propia presa y aguas abajo. El *Sistema Automático de Información Hidrológica (S.A.I.H.)* establecido ya en la mayoría de las cuencas españolas, y en curso de implantación en el resto, cumple este objetivo (R.15 y R.43).

Con los sistemas de previsión y los correspondientes modelos de simulación puede lograrse un conocimiento de la evolución de la avenida en su avance hacia el embalse y de su transformación a su paso por éste según la estrategia adoptada, facilitando la decisión óptima con

suficiente anticipación. Sin embargo, puede no disponerse aún de estos sistemas, o no en el grado deseable, por lo que en cualquier caso debe realizarse un modelo de previsión y actuación, aunque sea elemental, basado en los datos foronómicos o meteorológicos disponibles. Los modelos elementales -que pueden reducirse a meras instrucciones en alternativa- estarán disponibles en la propia presa; los más elaborados se centralizarán en un Centro de Proceso de Datos de la cuenca que recibirá la información y transmitirá sus decisiones a cada presa, lo que supone comunicaciones rápidas y seguras.

En cuencas de reducida superficie es prácticamente imposible la predicción de caudales y programar con anticipación la estrategia óptima.

Los modelos de simulación deben completarse con otros de los efectos en el cauce aguas abajo, lo que exige un conocimiento topográfico de éste con los deslindes correspondientes.

En cuencas con varios embalses en el curso principal y en sus afluentes la optimización debe realizarse en el conjunto. La optimización separada de cada embalse podría dar lugar a un caudal aguas abajo superior al debido, e incluso al natural, pues la suma de las puntas parciales naturales es mayor que la punta del total. El juego de desfases entre unos y otros embalses puede conseguir una notable reducción del caudal final de aguas abajo.

12.5. Maniobras de las compuertas

En las operaciones con las compuertas se recomienda lo siguiente:

- Cuando hay un cuenco amortiguador deben evitarse los vertidos disimétricos, y procurar un vertido uniforme en toda la longitud para evitar arrastres parciales del resalto y la formación de vórtices verticales que, aparte de su propio efecto erosivo, pueden reforzarlo con la introducción de materiales sólidos en el cuenco.
- Debe evitarse el funcionamiento continuado de las compuertas con aperturas pequeñas, pues la gran velocidad del *pelo de agua* puede desgastar las piezas de impermeabilización y dar lugar a despegues del perfil con depresión y cavitación, a menos que esté previsto para ello (§ 6.4).
- En lanzamientos en trampolín es frecuente prescribir unos caudales mínimos para evitar una caída del agua próxima a las obras o laderas. Cuando los trampolines están sectorizados, esta condición es más fácil de cumplir.

12.6. Personal y automatismos

La atención general que requiere una presa, al menos las de media y alta importancia, exige disponer de un equipo de vigilancia permanente que cubra de forma continua las veinticuatro horas del día y toda la semana. Esa atención continuada permite observar la presa sistemáticamente en su comportamiento estructural y detectar a tiempo cualquier anomalía antes de que

degenere en daños peligrosos. La importancia de la obra que se protege justifica generalmente con creces el coste de esa organización.

En cuanto a los desagües de la presa, no exigen por sí mismos una atención continuada. Estrictamente precisan sólo una atención periódica rutinaria y una especial, concentrada, en los períodos de avenidas. Para la primera basta un personal de atención parcial y espaciada, y para la segunda, la disponibilidad inmediata de un equipo de maniobra -que puede estar normalmente en otras actividades.

La creciente carestía del personal, reflejo del aumento del nivel de vida, lleva a una tendencia a prescindir de él o a sustituirle por automatismos y mandos a distancia. Respecto a lo primero, ya se advirtió (§3.2) que si no se tienen las debidas garantías de disponibilidad de personal adecuado, es aconsejable considerar en el proyecto un labio fijo. **Si la falta de personal se produjese ya en explotación, podría ser prudente dejar permanentemente levantadas las compuertas mientras dure el defecto.**

Respecto al automatismo, ciertas disfunciones que se han dado en compuertas automáticas han hecho desconfiar de ellas, por lo que **se recomienda no sobrepasen el 50% del número total**. No obstante, los sistemas electrónicos programados dan una mayor seguridad, si bien exigen un buen mantenimiento y puesta a punto. En todo caso, **es imprescindible la disponibilidad de un mecanismo controlado sustitutorio del automático**, previsto para una avería de éste y, **en todo caso, un personal atento al funcionamiento**, entrenado mediante ejercicios de simulación y **dispuesto a actuar** si fuera necesario, según instrucciones claras para esos casos, para evitar improvisaciones en esos momentos críticos (**Reg. Artº. 34.4**).

En general, la tendencia actual es usar los automatismos para que al subir al embalse por encima de un determinado nivel, activen unas señales de alarma al personal de control y proporcionen un desagüe automático, mientras se decide la actuación a seguir, permitiendo así una relajación de la atención directa del personal. Conseguido un inmediato desagüe cuando empieza a ser necesario, el resto de la operación, en el momento en que se decida, puede ser manual. De esta forma se reduce el funcionamiento automático a una fase inicial limitada y se controla la parte más importante y duradera de la operación, y la que puede presentar circunstancias más variadas e intensas, e incluso imprevistas (R.17).

13.

ADAPTACION Y REFORMA DE ALIVIADEROS Y DESAGÜES. ABANDONO DE PRESAS

13.1. Adaptación de aliviaderos

El **Reglamento** prevé una revisión periódica de las presas (**Art.º 33.4**). Dado que, hasta su promulgación, pocas de ellas han sido sometidas a revisión, se prevé una inicial a realizar en una serie de fases y plazos según las normas y requerimientos de la Administración, a partir de la cual se iniciará el proceso sistemático normal (**Orden Ministerial del Reglamento, Art.º 7c**). En esa revisión inicial, y aunque en menor medida en las subsiguientes, un aspecto predominante por su trascendencia en la seguridad serán las condiciones del aliviadero, sobre todo en lo que concierne a su capacidad de desagüe.

Los aliviaderos realizados hace algunas décadas fueron proyectados según tecnologías y criterios parcialmente superados; por otra parte, los años transcurridos han aportado nuevos datos sobre caudales, con la particular experiencia que significa la explotación. Algunos han sido ya reformados, pero es de suponer que una revisión con los criterios y normas actuales lleve a la necesidad de adaptar otros, sea ampliando su capacidad o modificando algunas partes de tecnología obsoleta o deterioradas por el uso.

La mayor parte de las reformas vendrán motivadas por la ampliación de la capacidad de desagüe, pero algunas -aunque minoría- podrían exigir la reducción del desagüe controlado (**Reg. Art.º 15.1**). Otro motivo puede ser el refuerzo del amortiguamiento de energía o de estructuras de funcionamiento defectuoso.

Las adaptaciones o reformas vendrán impuestas en la mayor parte de los casos por la influencia en la seguridad del propio aliviadero, pero también pueden resultar condicionadas por reformas en la propia presa, sea por un refuerzo o por un recrecimiento, que obliguen a cambiar la ubicación del aliviadero o a tener en cuenta la sobreelevación de nivel prevista. A estas reformas motivadas por las de la presa puede superponerse, o no, la reconsideración de las condiciones del aliviadero.

Por otra parte, la adaptación puede afectar no sólo al aliviadero, sino al cauce, pues se ha hecho notar repetidas veces los límites que la ocupación gradual y abusiva de éste pone al funcionamiento de aquél.

Es obvio que los criterios de seguridad y las normas del Reglamento han de ser de aplicación a todas las presas, tanto a las que se construyan a partir de su vigencia como a las anteriormente construidas. Pero es evidente que si su aplicabilidad puede ser inmediata para las primeras, no puede serlo para las segundas. En las nuevas la posibilidad de opción está abierta, incluso la de desistir de hacer la presa o reducirla de altura, si las exigencias de seguridad resultasen incompatibles con la economía. En las ya construidas la opción está materializada, y con criterios que pueden ser distintos de los actuales. La fuerza imperativa de los hechos obliga a una cierta tolerancia en cuanto al plazo de su adaptación, teniendo en cuenta, además, que el riesgo, aunque posible, es de muy baja probabilidad. Tolerancia que no debe extremarse, por lo que cuanto antes han de estudiarse las soluciones alternativas para resolver el problema o, al menos, ir mejorando paulatinamente la seguridad de la presa.

Las medidas a tomar pueden ser de dos clases:

- Provisionales
- Definitivas

13.2. Medidas provisionales

Si las condiciones de seguridad de la presa no toleran la dilatación que exige la realización de los estudios y obras de una solución definitiva, pueden tomarse unas medidas sencillas que mejoren la seguridad de una manera inmediata:

- Bajar el nivel de explotación en las épocas de posibles avenidas, con margen suficiente, tanto en la magnitud del resguardo como en el período de aplicación.
- Si hubiera compuertas y lo anterior no bastara, mantener levantadas las compuertas para convertir el aliviadero en uno de labio fijo.

Estas medidas son en detrimento de la explotación normal, por lo que hay que ponderarlas antes de decidir su aplicación; en general, son solo provisionales, mientras se consiguen las

definitivas en el plazo más breve posible. En algunos casos, si la solución definitiva es muy onerosa, podrían convertirse en permanentes, con los debidos acondicionamientos.

13.3. Obras definitivas de ampliación de la capacidad

Las obras definitivas de ampliación del aliviadero dependen, obviamente, de la importancia del caudal suplementario a evacuar, y de si la ampliación afecta sólo al caudal de proyecto o al de las avenidas extremas. A continuación se exponen y glosan varias soluciones típicas:

- a) La más completa es la construcción de un aliviadero suplementario independiente de la presa, que suele ser la más económica, salvo para pequeños caudales suplementarios. No exige demoliciones en la presa, que puede quedar prácticamente intacta y, sobre todo, se puede ejecutar con casi total independencia de la explotación, sin que las obras la coarten ni que, recíprocamente, sean interrumpidas o condicionadas por ella, lo que puede influir favorablemente en el coste conjunto, al evitar paralizaciones o demoras en la obra o pérdidas en la explotación.

Por ello, salvo que se trate de ampliaciones de menor importancia, esta solución deberá considerarse como de referencia, en alternativa con otras de las que se describen, pues aunque aparentemente éstas parezcan más económicas, puede que no lo sean si se considera el conjunto del coste.

Además, de lo que se tratará en la mayoría de los casos es de conseguir un desagüe suplementario para las avenidas entre la extrema y la de proyecto, con lo que este aliviadero sería, salvo excepciones, de labio fijo, con las características y tolerancias señaladas para los aliviaderos complementarios (§5.6), entre ellas un ahorro total o notable del revestimiento, con lo cual la obra se simplifica y abarata considerablemente.

Es de hacer notar, como ya se dijo, que un aliviadero de este tipo es casi siempre posible en túnel, con lo que la independencia respecto a la presa y el embalse es casi total, con una mínima incidencia para terminar la obra de embocadura, sobre todo si está más alta que el NMN.

- b) El incremento de longitud del aliviadero permite aumentar su capacidad de desagüe sin sobre elevar el nivel del embalse laminador. La longitud suplementaria puede conseguirse de las siguientes formas:
 - Construyendo una embocadura en laberinto (§6.8), solución que se ha utilizado con éxito en algunas ampliaciones (R.34, R.47 y R.48) y que permite duplicar o más la longitud de vertido. Otra alternativa con aliviadero independiente es la embocadura *de planta circular* (§6.7) que da una longitud de vertido triple del diámetro, y que dispone de gran libertad de ubicación. Todas estas soluciones permiten reducir el sobrenivel del embalse, por lo que en ocasiones son obligadas, pero son más caras que la ejecución de una embocadura simple.

- Acondicionando un sector de la presa para el vertido, con los eventuales muros guías o protecciones de las laderas. En principio, como se dijo antes, el nuevo vertedero será de labio fijo en la mayoría de los casos pero, dada su ubicación, no podría gozar de las simplificaciones y tolerancias admisibles en un aliviadero suplementario lateral en túnel. La obra exige demoliciones, que hay que procurar sean mínimas, pues el buen engarce del nuevo hormigón con el antiguo comporta dejar bien saneada la superficie, y con frecuencia tratamientos adecuados con resinas, armados del nuevo hormigón y entre ambos, etc. Ha de tenerse en cuenta que *las demoliciones suelen ser mayores que las previstas*, sobre todo si el hormigón antiguo está envejecido o es de pobre calidad.
- Hacer un reajuste de los vanos, demoliendo pilas intermedias para aumentar la longitud útil del vertido por el doble efecto del ancho de las pilas suprimidas y de la reducción de la contracción que producen.
- En una presa de materiales sueltos podría disponerse una protección del paramento aguas abajo con losas armadas o con escollera para permitir el vertido circunstancial sobre ella (§ 11.3 y figs. 11.3 y 11.4). Es una solución todavía poco usada, pero que se está extendiendo a las presas permanentes, dado el buen resultado obtenido en las ataguías, incluso de gran altura y caudal (R.11, R.18, R.42, R.48 y R.50). De todas formas, las dificultades y la poca experiencia de esta técnica en presas permanentes, junto con el coste de las obras, darán la preferencia en la mayor parte de los casos a la construcción de un aliviadero lateral, particularmente indicado en este tipo de presas.
- Una solución económica, cuando las condiciones del embalse la hagan factible, puede ser el recrecimiento de la presa para la pura ampliación del resguardo, manteniendo el mismo N.M.N. Si el uso de ese resguardo se limita a avenidas de muy baja probabilidad, la obra puede ser bastante simple, puesto que sus coeficientes de seguridad pueden ser bajos. La ampliación del resguardo puede ser muy eficaz si la superficie del embalse es notable, y tiene particular aplicación en las presas de materiales sueltos, en las que el recrecimiento se puede lograr con taludes más pronunciados que los del resto de la presa, ya que su puesta en carga es de muy baja probabilidad y limitada duración (fig.13.1.a). Otra solución propuesta (R.29) es construir un dique de escollera entre paramentos verticales de hormigón o tierra armada unidos entre sí por cables (fig.13.1.b). Por supuesto, el conjunto de la presa deberá comprobarse con el nuevo nivel máximo pero, en general, dada la baja proporción que el recrecimiento suele tener respecto a la altura de la presa, el conjunto permitirá ese aumento del empuje gracias a los bajos coeficientes de seguridad exigibles en condiciones extremas.
- Otro procedimiento para aumentar el resguardo es rebajar el umbral del vertedero, sea de labio fijo o con compuertas, situando éstas en un nivel más bajo; o bien, sin tocar el umbral, recortándolas por arriba. Estas medidas tienen la desventaja de la pérdida de embalse útil para la regulación normal.

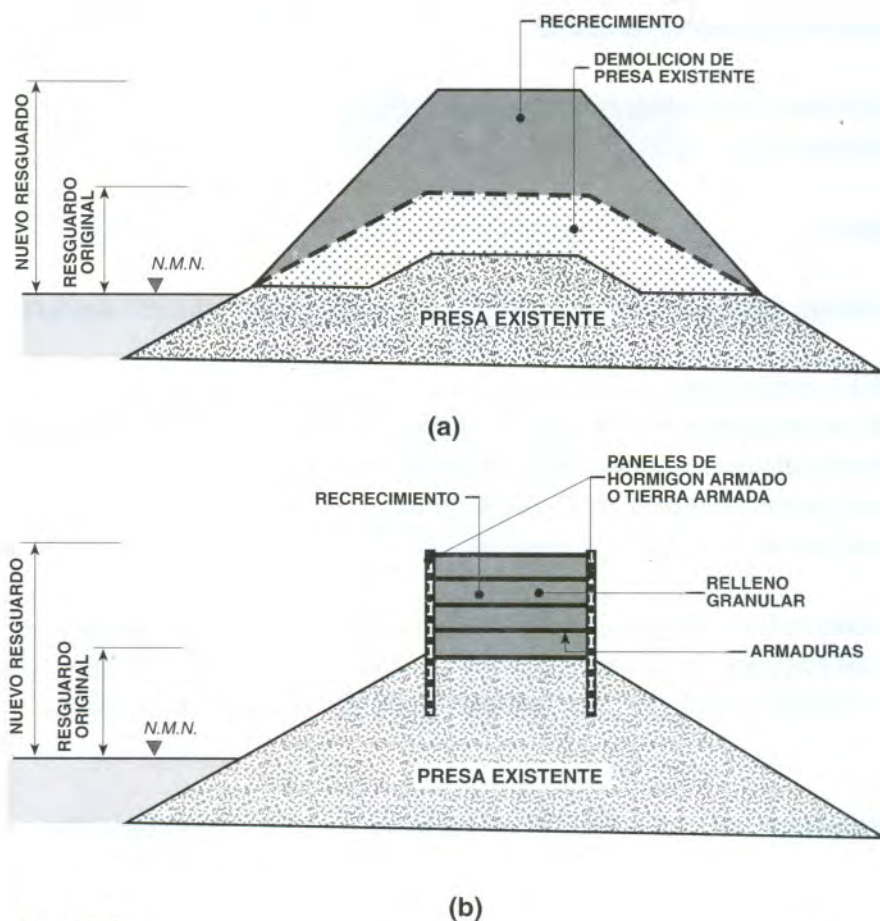


Fig. 13-1

- Complemento común de todas ellas es la mejora de las condiciones de alimentación en el entorno de la embocadura, demoliendo salientes de roca que distorsionen la corriente, rebajando el terreno en el acceso a aquella, etc. Y, por supuesto, la mejora de la información y prevención de avenidas.

Las diversas opciones deben compararse teniendo en cuenta sus costes directos y los inducidos presumibles por incidencias en la explotación, así como las limitaciones y retrasos que ésta pueda ocasionar en las obras y los riesgos respectivos, tomando como situación de referencia el estado actual. En este tipo de obras puede estar particularmente indicada la optimización del riesgo (cap. 4, R.2 y R.51), pues se trata de obras concretas, comparables entre sí, y con más datos que los habitualmente disponibles al hacer el proyecto de una presa, ya que, en general, media una experiencia de varios años de explotación.

En la cuestión 70 (Q.70) del XVIII Congreso de la ICOLD (Durban, 1994), dedicada a reformas, recrecimientos y construcción por etapas, puede verse amplia documentación sobre este tipo de operaciones (R.25).

13.4. Limitación del caudal controlable

Será un caso más raro, pero podría darse, ya que el Reglamento impone ciertas condiciones al desagüe con elementos mecánicos.

Esto puede lograrse:

- Acortando la altura de una o más compuertas y subiendo su umbral, para conservar el nivel del embalse.
- Anulando total o parcialmente una de ellas.
- Estableciendo un mecanismo de bloqueo de forma que no pueda abrirse una compuerta hasta que haya mediado un cierto tiempo desde la apertura de otra u otras; o que la apertura de cada compuerta solo pueda ser parcial, y se requiera un lapso de tiempo y una nueva orden para la continuación de la maniobra hasta la apertura total, etc.

Otra medida indirecta es la mejora de las condiciones del cauce. Si las limitaciones del desagüe proceden de unos edificios, instalaciones o cultivos concretos, su expropiación, si fuera factible, resolvería el problema, siempre que hubiera garantías de que la situación no volverá a producirse.

13.5. Modificaciones en el aliviadero motivados por recrecimientos o refuerzos estructurales

El recrecimiento de una presa obliga a la correspondiente reforma del aliviadero. En principio, aún manteniendo sus dimensiones, habrá que desplazarlo hacia arriba o poner las compuertas en carga, lo que comporta su cambio y la adaptación de la embocadura y perfil. La simple subida de cota ha de realizarse desmontando las compuertas (si las hay), y sustituyendo sus apoyos por otros nuevos. El recrecimiento del vertedero exige -como el del resto de la presa- unas demoliciones hasta dejar una junta con la forma o inclinación convenientes para la mejor transmisión de los esfuerzos entre las dos fases, el tratamiento de la junta -probablemente con resinas epóxicas- y, en principio, un armado entre ambas. Las demoliciones, como ya se dijo, resultan con frecuencia mayores que las teóricas previstas, sobre todo si el hormigón es antiguo. Por ello, si las obras son importantes, no hay que dejar de considerar como alternativa un aliviadero lateral de nueva planta, que tiene una mayor facilidad de ejecución y que no interfiere con el resto de la obra ni con la explotación, cualidades ambas que pueden significar un ahorro notable en el coste real del conjunto.

El recrecimiento puede llevar, o no, a una reconsideración de las avenidas de proyecto y extrema. En todo caso, la subida de nivel del embalse aumentará la capacidad laminadora, lo que habrá de tenerse en cuenta para decidir si el cambio de posición del aliviadero ha de ir acompañado de un incremento de su capacidad.

Los refuerzos estructurales pueden invadir el terreno del aliviadero, obligando al correspondiente ajuste y quizá a un cambio de ubicación, si el conjunto de las obras se simplificaran así. Se reitera la consideración alternativa de un aliviadero lateral.

13.6. Reformas hidráulicas en los desagües

Aparte de las obras descritas, el sistema de desagües puede precisar reformas o reparaciones en algunas de sus partes, sea por defectuoso funcionamiento o por deterioro después de años de servicio.

Ya se han citado las mejoras en la embocadura y sus accesos, para facilitar la alimentación. Otras partes que suelen requerir reparaciones o cambios más profundos son la conducción, los cuencos, los trampolines y el desagüe de fondo.

La cavitación constatada puede aconsejar o requerir la adición de dispositivos aireadores en la conducción o en el cuenco. Este, con frecuencia, exige un refuerzo o renovación total de los dientes; el análisis del comportamiento hidráulico real podría aconsejar un cambio de concepto en la situación y reparto de aquéllos, incluso su supresión, con la consiguiente reforma o ampliación del cuenco. Respecto a los trampolines, la erosión producida indicará si procede o no realizar una sobreexcavación o consolidación, un refuerzo de las laderas, etc (§9.2). En cuanto al desagüe de fondo, son frecuentes las reparaciones y refuerzos de la solera próxima a la salida (§10.5).

En la cuestión Q.71 del XVII Congreso de ICOLD (R.26) y en la Q.59 del XV (R.24) pueden verse numerosos casos de reparaciones y adaptaciones realizadas con éxito.

13.7. Abandono de presas

En la vida de una presa antigua puede llegar un momento en que los refuerzos o acondicionamientos que precisa para mantenerla en condiciones de seguridad sean tales que no resulten compensados por los beneficios esperados; o que su explotación, por el incremento de los costes o por la mengua de beneficios, no sea ya rentable. En tales casos, cumplido ya su período útil, puede decidirse su abandono.

Esto exige unas medidas precautorias para evitar daños a terceros. Esos daños pueden proceder fundamentalmente de la rotura parcial o total de la presa producida por una sobreelevación de nivel cuyo empuje no pueda resistir el material envejecido, o que dé lugar a un vertido anormal sobre coronación.

Por ello, el abandono de una presa tiene como primera condición básica una modificación de los desagües para que no puedan producirse vertidos erosivos ni niveles cuyos empujes pudieran no ser resistidos, aunque sean normales. Se requiere un estudio sobre las condiciones en que debe

quedar la presa para garantizar que no dará lugar a daños por ninguna causa, y la realización y aprobación del correspondiente proyecto (**Reg. Artº. 35**).

Una primera acción obligada es dejar la presa para que desagüe de forma automática natural todos los caudales, incluidos los de avenidas, lo que exige un vertedero con labio fijo, desmontando las compuertas, ya que no va a haber nadie que las maneje y controle. Pero puede ser insuficiente y requerir unas demoliciones hasta dejar el umbral de vertido a un nivel tal que con ningún tipo de avenida se pueda producir un nivel peligroso por el posible vertido o porque su empuje no sea resistible por el material de la presa, habida cuenta no sólo de su estado actual, sino de su presumible deterioro progresivo. Es obvio que para esa decisión han de tomarse amplios márgenes de seguridad, dado el abandono en que va a encontrarse la presa.

En las presas de materiales sueltos, en las que la condición de no vertido es absoluta, estas medidas pueden ser insuficientes, si el aliviadero lateral no permitiera rebajar su umbral hasta el nivel necesario. Una medida complementaria puede ser rehabilitar el túnel de desvío. Y si ésto no bastara o no fuera factible, podría ser necesario perforar un nuevo túnel a nivel del cauce o próximo (sin revestir, si la roca lo permite).

La alternativa a estas ampliaciones de los desagües es la demolición de la presa para dejar el cauce libre para el desagüe que, salvo en presas de escollera, en la mayor parte de los casos tendría que ser casi total, pues la erosión lateral del dique restante podría dar lugar a arrastre de los materiales y su depósito aguas abajo en sembrados, edificios, etc; o a la formación de una barra que al retener un volumen de agua diera lugar a un posible riesgo de rotura. Por otra parte, la demolición de la presa, si es de gran volumen, plantea el problema del transporte y ubicación de los escombros, que no pueden estar en el cauce, pues crearían el mismo riesgo de erosión y arrastre. Por todo ello, la ampliación de la capacidad de descarga con niveles bajos suele ser la mejor alternativa, sin perjuicio de otras acciones complementarias en la presa para asegurar su estabilidad. En las presas de materiales sueltos no debe dejar de considerarse la posibilidad de su destrucción por filtración y presiones intersticiales. Estas también pueden producirse en las de hormigón abandonadas, pero en estas son admisibles, siempre que, como es obvio, se parta de una saturación total del material en los cálculos de abandono.

Aunque más raros, puede haber casos de abandono parcial de la explotación, en la que se mantenga un uso restringido y una vigilancia elemental y esporádica; por ejemplo, para mantener un cierto plano de agua por motivos ambientales: paisajísticos, deportivos, piscícolas, etc. Las decisiones se acomodarán a las circunstancias de cada caso particular.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Las referencias citadas en el texto se notan con una R seguida de un número, en orden alfabético de autores o, en su caso, editores. Obras de interés se dan a continuación, también en orden alfabético.

En las publicaciones de la ICOLD los boletines se notan con Bol. y las Cuestiones (temas) de los congresos con Q y su número (y a veces, el del *report*, precedido de R.), junto con el lugar y fecha del congreso. Dado el gran número de éstos (el primero fue en Estocolmo en 1933 y el último el de Durban en 1994 el XVIII), las citas más antiguas se refieren al de Istambul, en 1967. Otras monografías de la ICOLD se citan por su título.

Las publicaciones de la ICOLD son bilingües (francés-inglés), pero su título se da traducido al español. Algunas están traducidas al español por el Comité Español de Grandes Presas y se señalan añadiendo (trad. esp.), pero con la fecha del original.

Abreviaturas usadas:

ASCE = American Society of Civil Engineers.
USBR = US Bureau of Reclamation.
CNEGP = Comité Nacional Español de Grandes Presas (ICOLD).
ICOLD = International Commission on Large Dams.
MOP = Ministerio de Obras Públicas, Madrid.
ROP = Revista de Obras Públicas, Madrid.
WP = Water Power and Dam Construction.

* Ante las variaciones de denominación de este ministerio, se ha optado por las siglas originales, comunes a todas.

REFERENCIAS CITADAS EN EL TEXTO

- R.1 **Alvarez, A.** - Apuntes de proyecto y construcción de presas. Tomo V: Aliviaderos, desagües y tomas. Publicaciones de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid.
- R.2 **ASCE.** - Evaluation procedures for hydrologic Safety of Dams. New York, 1988.
- R.3 **Aubin, L et al.** - Les évacuateurs de crue des aménagement hydroélectriques LG 2 et LG 1 du complexe La Grande. ICOLD, XIII Congreso, New Delhi, 1979, Q.50, R.8.
- R.4 **Chao, P.C.** - Tarbela Dam. Problems solved by novel concretes. Civil Engineering, ASCE, vol. 50, no. 12, pp 58 - 64, dic. 1980.
- R.5 **Chow, V.T. et al.** - Applied Hydrology. McGraw Pub.Co. 1988.
- R.6 **Chow, V.T.** - Open Channel Hydraulics. McGraw-Hill, New York. Hidráulica de los canales abiertos (trad. esp.). Ed. Diana, México (1983).
- R.7 **Committee on Safety Criteria for Dams. Safety of Dams.** - Flood and Earthquake Criteria. National Academy Press, Washington, D.C. (1985).
- R.8 **Del Campo, A. et al.** - Some problems in operation of San Esteban dam spillways. ICOLD, IX Congreso, Istambul, 1967, Q.33, R.33.
- R.9 **Diez-Cascón, J. et al.** - Studies on the hydraulic behaviour of stepped spillways. W.P. (septiembre 1991).
- R.10 **Fujimoto, s. y Takasu, S.** - Historical development of large capacity outlets for flood control in Japan. ICOLD, XIII Congress, New Delhi, 1979, Q.50, R.25.
- R.11 **Galindez, A.** - Ataguía de Aldeadávila. Intervención oral en la Q.33, IX Congreso de ICOLD, Istambul, 1967.
- R.12 **García Rosselló, J. et al.** - La desviación del río. En el libro "Experiencias Españolas en su Proyecto y Construcción", C.E.G.P. y M.O.P., 1976.
- R.13 **Gruetter, F. y Schnitter, N.J.** - Analytical risk assesment for dams. ICOLD, XIV Congreso, Río de Janeiro 1982, Q.52, R.49.
- R.14 **Hager, W.H. y Sinniger, R.** - Reservoir storage effect on design flood. ICOLD, XVI Congreso. San Francisco 1988, Q.63, R.80.
- R.15 **Herreras, J.A. y Marín, G.** - Dams and floods in Spain. The Automatic Flood Forecast and Warning System. W.P., Enero 1990.
- R.16 **ICOLD, Bol. 40.** - El hormigón armado de fibras (1988).
- R.17 **ICOLD, Bol. 41.** - La automatización en el control de la seguridad de las presas (1982).
- R.18 **ICOLD, Bol. 48.** - Control del río durante la construcción de presas (trad. esp.) (1986).
- R.19 **ICOLD, Bol. 49.** - Explotación de las obras hidráulicas de las presas (1986).
- R.20 **ICOLD, Bol. 58.** - Aliviaderos en presas (trad. esp.) (1987).
- R.21 **ICOLD, Bol. 81.** - Aliviaderos. Ondas de choque y arrastre de aire (1992).
- R.22 **ICOLD, Q.50, R.61.** - Ouvrages d'évacuation de grande capacité. Grupo de trabajo del Comité Francés. VIII Congress, New Delhi, 1979.
- R.23 **ICOLD, Q.54.** - Sedimentación en los embalses y estabilidad de las laderas. Efectos técnicos y ambientales. XIV Congreso, Río de Janeiro 1982.
- R.24 **ICOLD, Q.59.** - Obras para reforzar la seguridad de las presas. XV Congreso, Lausanne 1985.

- R.25 **ICOLD, Q.70.** - Construcción por etapas, recrecimiento o modificación de las presas. XVIII Congreso, Durban 1994.
- R.26 **ICOLD, Q.71.** - Deterioro de aliviaderos y desagües. XVIII Congreso, Durban 1995.
- R.27 **Kleivan, E. y Tornblaa, I.** - Opinions on ungated vs gated spillways for embankment dams. ICOLD, XVI Congreso, San Francisco 1988, Q.63, R.9.
- R.28 **Köngeter, J.** - Erodible dams as fuse plug spillway. ICOLD, XVI Congreso, San Francisco 1988, Q.63, R.89.
- R.29 **Kramer, R.W.** - Reinforced earth raises dam crest. ICOLD, XV Congreso, Lausanne, 1985, Q.29 intervención oral no. 21.
- R.30 **Lara, A.** - Flood control versus energy productivity in Yacireta: An optimization case. ICOLD, XVI Congreso, San Francisco 1988, Q.63, R.91.
- R.31 **Lencastre, A.** - Free Overflow Spillways. Engineering and design principle. Estudios del Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, Nº 174, Lisboa.
- R.32 **Lencastre, A.** - Cross jets: A solution for increasing discharge capacity of spillways. ICOLD, XV Congreso, Lausanne 1985, Q.59, R.26.
- R.33 **Lowe, J. et al.** - Some experiences with high velocity flow at Tarbela dam project. ICOLD, XIII Congreso, New Delhi 1979, Q.50, R.13.
- R.34 **Lux, F. y Hinchliff, D. L.** - Design and construction of labyrinth spillways. ICOLD, XV Congreso, Lausanne 1985, Q.59, R.15.
- R.35 **Maass et al.** - Design of Water-Resources Systems. MacMillan, London, 1962.
- R.36 **Martínez Artola, P.** - El túnel aliviadero del salto del Esla. R.O.P., Oct. 1941.
- R.37 **Mason, P.J.** - The choice of hydraulic energy dissipator for dam outlet works based on a survey of prototype usage. Procc. Inst. Civil Engrs., Part. I, Mayo 1982.
- R.38 **Mason, P.J.** - Erosion of plunge pools downstream of dams due to the action of free-trajectory jets. Proceedings of Institute of Civil Engineers, Part I, Mayo 1984.
- R.39 **Mason, P.J. y Aramugan, K.** - Free jet scour below dams and flip buckets. ASCE, Journal of Hydraulical Engineering, Vol.III, no. 2, febr. 1985.
- R.40 **Mason, P.J.** - Practical guidelines for the design of flip buckets and plunge pools. W.P., set.-oct. 1993.
- R.41 **Mateos, C. y Elviro, V.** - The use of stepped spillways in energy dissipation. ICOLD, International Symposium on Dams and Extreme Floods, Granada, Septiembre 1992, A-28.
- R.42 **Mikhailov, L.P. et al.** - Methods of increase of discharge capacity of hydroelectric schemes during floods on large rivers in the USSR. ICOLD, XV Congreso, Lausanne 1985, Q.59, R.57.
- R.43 **Milla, A. et al.** - The automatic flood forecast and warning system in Spain. ICOLD, XVI Congreso, San Francisco 1988, Q.63, R.94.
- R.44 **Ministerio de Justicia e Interior** - Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones. Resolución del 31 de enero de 1995.
- R.45 **Minor, H.E. y Bodenmann, H.** - Considerations about the determination of capacity and structural design of a bottom outlet for large dams. ICOLD, XIII Congreso, New Delhi, 1979, Q.50, R.39.
- R.46 **Oliveira Ramos.** - Documento de trabajo (ICOLD, 1995). Inédito.

- R.47 **Pinto Magalhaes, A.** - Labyrinth-weir spillways. ICOLD, XV Congreso, Lausanne 1985, Q.59, R.24.
- R.48 **Pinto, N.L. de S.** - Dams and extreme floods - Design. General Report.-C.E.G.P., Granada, set. 1992.
- R.49 **Ponce, V.M.** - Engineering Hydrology - Principles and Practices. Prentice Hall, New Jersey, 1989.
- R.50 **Powledge, G.R. y Severn, D.L.** - Overtopping embankment dams. An alternative in accommodating rare floods. ICOLD, XVI Congress, San Francisco, 1988, Q.63, R.35.
- R.51 **Prakash, A.** - Design - Basis flood for rehabilitation of existing dams. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 118, Nº 2 (febrero 1992), ASCE.
- R.52 **Sharma, H.R.** - Problems at high head gates in outlet conduits. ICOLD, XIII Congreso, New Delhi, 1979, Q.50, R.47.
- R.53 **Sinniger, R. y Hager, W.H.** - Flood control by gated spillways. ICOLD, XV Congreso, Lausanne 1985, Q.59, R.9.
- R.54 **Sveen, A. et al.** - Design of supplementary spillway. ICOLD, XVI Congreso, San Francisco 1988, Q.63, R.34.
- R.55 **Torrent, L.** - Capacidad de las tomas profundas de los embalses. ROP (junio 1987).
- R.56 **Torrent, L.** - Fórmulas hidráulicas de conducciones: Comentarios y acotaciones. ROP (agosto 1983).
- R.57 **U.S. Army Corps of Engineers.** - Hydraulic Design Criteria.
- R.58 **USBR.** - Hydraulic design of stilling basins and bucket energy dissipator. Eng. Monographs., núm. 25.
- R.59 **USBR.** - Proyecto de presas pequeñas (trad. esp.) Ed. Dossat, Madrid (1970). Hay otra edición mexicana: Diseño de presas pequeñas. Cía Editorial Continental, México (1966).
- R.60 **USBR et al.** - Dam foundation erosion. Survey of literature. 6 agosto 1993.
- R.61 **Vallarino, E.** - Aprovechamientos hidroeléctricos. Publicaciones de la E.T.S.I.C.C.P. Madrid
- R.62 **Vallarino, E.** - Planificación Hidráulica. Publicaciones de la E.T.S. de Ing. de C.C. y Puertos.
- R.63 **Vallarino, E.** - Tratado Básico de Presas, Col. Ing. C.C. y P. y Servicio de Publicaciones de la E.T.S.I.C.C.P., Madrid. 3ª Ed. (1995).
- R.64 **Wagner, W.E.** - Morning Glory Shaft Spillways: Determination of pressure controlled profiles. Transactions ASCE, vol.121, 1956.

OTRAS REFERENCIAS DE INTERES

Aslam Bhatti, M. - Monitoring experience at Tarbela dam. ICOLD, XVIII Congreso, Durban 1995, Q.68, R.47.

Becerril, E. y Osuna, A. - Hidromecánica. Editorial Dossat. Madrid, 1960.

Blind, H. - The safety of dams, W.P. mayo 1983.

Blind, H. - Design criteria for reservoir bottom outlets. W.P., julio 1984.

Bruschin, J., et al. - The overtopping of the Palagnedra Dam. W.P., enero 1982.

Chamay M.R. y Rajaratman N. - Jet Flow on Stepped Spillways - ASCR, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120, nº 2, febrero 94.

Chatterjee, S., y Bisvas, A.K. - The human dimensions of dam safety. W.P., diciembre 1971 y enero 1972.

CNEGP. - I Jornadas Españolas de Presas, Madrid, 1985. La seguridad de las presas.

CNEGP. - II Jornadas Españolas de Presas. Sevilla, 1988. Proyecto y explotación de los órganos de desagüe.

CNEGP. - III Jornadas Españolas de Presas, Barcelona, 1990. Avenidas y presas. Tendencias actuales.

CNEGP. - V Jornadas Españolas de Presas, Valencia, 1996. Corrección hidrológica de cuencas y aterramiento de embalses. Comportamiento y seguridad de presas existentes. Riesgos aceptables.

Creager, Justin y Hinds. - Engineering for Dams. Ed. John Willey and Sons, Inc. Chapman and Hall, Ltd, London.

Cristodonloy G.C. - Energy Dissipation on Stepped Spillways - ASCE, M.H.E., Pol. 119 nº 22, mayo 1993.

Del Campo, A. et al. - Experience obtained in operation of spillways in "Saltos del Sil" hydroelectric system. ICOLD, IX Congreso, Istanbul 1967, Q.33, R.21.

Del Campo, A. et al. - Dam outlets capacity and location. ICOLD, XI Congreso, Madrid 1973, Q.41, R.33.

Díaz-Caneja, J.I. - Evaluation and increase of safety for dams in service in the basin of the Douro River. Remedial works. ICOLD, XVIII Congreso, Durban 1995, Q.68, R.30.

Ervine, D.A. - The entrainment of air in water. W.P., diciembre 1976.

Galindez, A. et al. - Spillways in a peak flow river. ICOLD, IX Congreso, Istanbul 1967, Q.33, R.22.

Gangadhariah, T. et al. - Inception and entrainment in self-aerated flows. Proc. ASCE, julio, 1970.

Gómez Navarro, J.L., y Juan Aracil, J. - Saltos de agua y presas de embalse. Tomo II: Presas de embalse. Editorial Dossat, Madrid, 1966.

Guinea, M. et al. - Selection of spillways and energy dissipators. ICOLD, XI Congreso, Madrid 1973, Q.41, R.66.

Herreras, J.A. - Sistemas de desagüe. En el libro "Grandes Presas: Experiencias españolas en su proyecto y construcción". CNEGP, 1976.

ICOLD, Bol. 29. - Informe del Comité de Riesgos a Terceros derivados de las grandes presas, 1977.

ICOLD, Bol. 59. - Seguridad de las presas: Recomendaciones (trad. esp.), 1987.

ICOLD, Bol. 82. - Elección de la avenida de proyecto (trad. esp.), 1992.

ICOLD, Q.33. - Dispositivos temporales y permanentes para el control de caudales. IX Congreso, Istanbul, 1967.

ICOLD, Q. 41. - Control de caudales y de la disipación de energía durante la construcción y la explotación. XI Congreso, Madrid 1973.

ICOLD, Q.50. - Aliviaderos y desagües de gran capacidad. XIII Congreso, New Delhi, 1979.

ICOLD, Q.50, R.35. - Les évacuateurs de crue du barrage de Villerest. Grupo de trabajo del Comité Francés. XIII Congreso, New Delhi 1979.

ICOLD, Q. 52. - Seguridad de las presas en servicio. XIV Congreso. Río de Janeiro, 1982.

ICOLD, Q. 63. - Crecida de proyecto y control de las crecidas durante la explotación. XVI Congreso, San Francisco, 1988.

- ICOLD, Q.65.** - Envejecimiento de presas y métodos de reparación. XVII Congreso, Viena, 1991.
- ICOLD, Q. 68.** - Evaluación y aumento de la seguridad de las presas en servicio. XVIII Congreso, Durban, 1994.
- ICOLD, Simposio 1992, Granada (España).** - Las presas y las avenidas extremas.
- Jansen.** - General perspectives on the safety of Dams. Standford University, 1978.
- Lowe, J., et al.** - Tarbela service spillway plunge pool development. W.P., noviembre 1979.
- Maitre, R., y Obolensky, S.** - Etude de quelques caracteristiques de l'ecoulement dans la partie aval des evacuateurs de surface. La Houille Blanche (julio-agosto 1954). Experiencias sobre emulsión de aire en los aliviaderos de Electricité de France.
- Matías Ramos, C. y Pinto de Magalhaes, A.** - Measures to improve the discharge capacity of spillways -Proposed solution. Dams and Extreme Floods, A.31. C.E.G.P., Granada, Set. 1992.
- Peironcelly, J.M. y Zulueta, A.** - The diversion of rivers in dam construction. ICOLD, XI Congreso, Madrid 1973, Q.41, R.64.
- Petrascheck, A.W., y Sydler, P.A.** - Routing of dam break floods. W.P., julio 1984.
- Peyras, L. et al.** - Flow and Energy Dissipation our Stepped Gabion Weirs - ASCE, THE, vol. 118, nº 5, mayo 92.
- Quintela, A.C.** - Flow aeration to prevent cavitation erosion. W.P., enero 1980.
- Rajaratman N.** - Skimming Flow in Stepped Spillways. ASCE, THE, vol. 116, nº 4, abril 90.
- Rundgren, L.** - Design floods and accepted risk of failure. Q. 41, R. 11, XI Congreso ICOLD, Madrid. 1973.
- Stephenson, D.** - Energy dissipation down stepped spillways. W.P., septiembre 1991.
- Swamee P.K.** - Generalized Inner Region Velocity Distribution Ecuation - ASCE, H.E., Vol. 119, nº 5, mayo 1993.
- USBR.** - Evaluación de la Seguridad de las Presas existentes, 1980. Trad, esp. MOP, 1983.
- USBR.** - Treatise on Dams. Spillways.

U.S. Department of the Interior. - Engineering monography nº 41. Air-Water flow in Hydraulic Structures.

Vallarino, E. - Recrecimiento y refuerzo de presas. En el libro "Grandes Presas: Experiencias españolas en su proyecto y construcción". CNEGP, 1976.

Vischar P.L. y Hagar W.H. - Energy Dissipators - SAHR, Hydraulic structures. Design. Manual nº 9 - Rotterdam 1995.

ANEXOS

CONTENIDO

ANEXO 1. COMPUERTAS Y VALVULAS

ANEXO 2. AIREACION

ANEXO 3. ONDAS DE CHOQUE

ANEXO 4. ALIVIADEROS ESCALONADOS

ANEXO 5. CUENCOS AMORTIGUADORES

ANEXO 6. TRAMPOLINES

ANEXO 7. ALIVIADERO DEL ESLA

ANEXO N° 1

COMPUERTAS Y VALVULAS

INDICE

	<u>Página</u>
1. INTRODUCCION	1
2. TIPOLOGIA DE COMPUERTAS Y VALVULAS	1
3. PROYECTO DE LAS COMPUERTAS Y VALVULAS	2
3.1. Generalidades	2
3.2. Hipótesis de carga	3
3.3. Tensiones admisibles	3
3.4. Espesores mínimos	3
3.5. Coeficientes de rozamiento	4
3.6. Esfuerzos de maniobra	5
3.7. Velocidades de maniobra	5
3.8. Elementos y dispositivos especiales	6
3.8.1. Piezas fijas	6
3.8.2. Ranuras	6
3.8.3. Dispositivos de estanqueidad	6
3.9. Mecanismos de accionamiento oleohidráulico	6
3.10 Control de calidad	7
3.11 Sistemas de aireación	7
3.12 Protección anticorrosiva	8
3.13 Medidas contra la erosión	9
4. CARACTERISTICAS DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE COMPUERTAS, VALVULAS Y ATAGUIAS	9
4.1. Compuertas de segmento en superficie	9
4.2. Compuertas de segmento sumergidas	11
4.3. Compuertas vagón	12
4.4. Compuertas de clapeta	13
4.5. Válvulas de compuerta deslizante	14
4.6. Válvulas de mariposa	15
4.7. Válvulas Howell-Bunger	15
4.8. Ataguías	16
5. AUTOMATISMO Y AUTOMATIZACION	16
6. MANTENIMIENTO, CONSERVACION Y REPARACIONES	17
REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA	19
FIGURAS	21

1. INTRODUCCION

El presente anejo ha sido redactado de forma sucinta con el fin de facilitar algunos criterios, que pueden considerarse básicos, para el proyecto, fabricación y explotación de los equipos hidromecánicos, compuertas y válvulas, que más frecuentemente se instalan en las presas.

Desde el punto de vista de la seguridad de las presas es de gran importancia el que las compuertas y válvulas puedan ser operadas en todas las circunstancias de la vida de la presa y, en particular, en los casos de avenida. Por ello, el proyecto de estos equipos ha de ser realizado por especialistas expertos y presidido, en todas sus fases, por el criterio de seguridad ante todo. No tiene sentido el escatimar los costes de estos equipos a riesgo de disminuir la seguridad en su funcionamiento, por las graves consecuencias que el fallo de los órganos de desagüe pueda acarrear, y menos aún si se tiene en cuenta que el coste de los equipos supone generalmente un porcentaje pequeño del coste total de la presa.

En este documento se hace referencia a los tipos de compuertas y válvulas más usuales: compuertas de segmento y de tipo vagón, y válvulas de compuerta deslizante, de mariposa y de chorro hueco cónico (Howell-Bunger). No obstante, los criterios generales son aplicables a todo tipo de compuerta o válvula.

El proyecto de construcción, así como la fabricación y el montaje, deben ser encomendados a casas especialistas de reconocida experiencia y solvencia técnica. Los equipos hidromecánicos modernos son el fruto de largas investigaciones en los laboratorios de las casas especialistas y de la observación del comportamiento de los equipos instalados en las presas existentes.

2. TIPOLOGIA DE COMPUERTAS Y VALVULAS

De los numerosos y variados tipos de compuertas y válvulas utilizadas en las primeras décadas de este siglo, muchos de ellos han sido desechados por la experiencia acumulada en su funcionamiento y por el avance de la ingeniería de equipos hidromecánicos y de los métodos de fabricación de construcciones de acero y mecanismos.

Por otra parte, los abundantes ensayos en modelo hidráulico realizados por las casas especialistas más importantes han proporcionado un mayor conocimiento de los fenómenos que se producen en las compuertas y válvulas y, en consecuencia, la previsión del comportamiento de los prototipos incluso en el caso de cargas de agua importantes.

En la actualidad los órganos de cierre y regulación de caudal utilizados, de modo casi exclusivo, en las presas, pertenecen a alguno de los siguientes tipos:

- Compuertas de segmento (también denominadas Taintor y radiales)
 - de superficie (Fig. 1 y 2)
 - sumergidas (Fig. 3)

- Compuertas vagón
 - de superficie
 - sumergida (Fig. 4)
- Compuertas de clapeta (Fig. 5)
- Válvulas de compuerta deslizante (tipo Bureau) (Fig. 6)
- Válvulas de mariposa (Fig. 7)
- Válvulas Howell-Bunger (de chorro hueco cónico)
 - con deflector encauzador (Fig. 8)
 - sin deflector (Fig. 9)
- Ataguías
 - de un solo tablero
 - de varios tableros

3. PROYECTO DE LAS COMPUERTAS Y VALVULAS

3.1. Generalidades

El proyecto de los equipos hidromecánicos -compuertas y válvulas-, generalmente es realizado por el suministrador de los equipos; no obstante, en el proyecto de la presa, además de los datos relativos a la obra civil, debe fijarse al menos lo siguiente: tipo de compuerta o válvula, forma y dimensiones del vano u orificio a obturar, caudales a desaguar, características ambientales y del agua, condiciones de servicio y de explotación, cargas de agua a que estará sometido el equipo -máxima posible, normal y mínima de explotación-, criterios principales de diseño y cálculo, prescripciones básicas de fabricación, transporte y montaje, pruebas en taller y en obra y, en su caso, ensayos hidráulicos en modelo reducido (Véase Ref. 1).

Los puntos a considerar en el proyecto de las compuertas y válvulas, además de los mecánicos estructurales, son los referentes a la estanqueidad, vibraciones, perturbación del flujo del agua, estabilidad hidrodinámica con aperturas total y parciales, aireación contra las vibraciones y los efectos de cavitación.

Por otra parte, debe prestarse una especial atención a los elementos accesorios o complementarios del equipo hidromecánico principal, pues en la práctica muchas averías se producen por el empleo de equipos auxiliares inadecuados o de calidad insuficiente. En este aspecto es recomendable -en determinados casos- el empleo del acero inoxidable para los conductos de by-pass del agua y en las acometidas de los conductos de aireación; y toda la valvulería de dichos conductos debe ser de diseño adecuado y de calidad y seguridad no inferiores a las establecidas para el equipo principal. Así mismo es fundamental que los equipos de accionamiento, mando y control eléctricos sean de proyecto y calidad acordes con el equipo hidromecánico. Para un mayor detalle puede consultarse PGOH (Ref. 1).

3.2. Hipótesis de carga

Los equipos hidromecánicos deben ser calculados para soportar las cargas producidas sobre los mismos con el nivel máximo normal del embalse.

Debe estudiarse también el caso de carga extraordinaria, correspondiente a la avenida de proyecto, y el caso de avenida extrema si la rotura de la compuerta o válvula pudiese provocar daños tales que pusieran en peligro la estabilidad de la presa.

Es preciso tener en cuenta los esfuerzos transitorios durante la fabricación, transporte y montaje de los equipos o de sus partes. También, deberán considerarse los efectos dinámicos -mecánicos e hidrodinámicos- y los efectos de las vibraciones, en especial la fatiga del material.

Los coeficientes de seguridad a adoptar en cada uno de los casos antes citados deberán ser fijados adecuadamente por el proyectista, en función de la importancia de las consecuencias de una eventual rotura.

3.3. Tensiones admisibles

En el apartado 2.4 del artículo 39.20 del PGOH (Ref. 1) se dan criterios para fijar las tensiones admisibles en los elementos de acero y en el hormigón.

La norma DIN 19 704 "Hydraulic steel structures. Criteria for design and calculation", indica las tensiones admisibles que deben considerarse para el cálculo de los equipos hidromecánicos en función de los aceros elegidos y las diferentes condiciones de carga. Se recomienda utilizar en los cálculos las tensiones admisibles de la mencionada norma, las cuales son similares a las especificadas en el código AISC y en diversas publicaciones técnicas.

Las tensiones admisibles recomendadas en las citadas normas son aplicables cuando los casos de carga han sido correctamente determinados y los métodos de cálculo utilizados corresponden a una buena práctica de ingeniería. El proyectista debe valorar el grado de imprecisión en la determinación de las cargas y de los métodos de cálculo y, en función del mismo, adoptar tensiones de trabajo conservadoras.

3.4. Espesores mínimos

Como norma general, deben adoptarse los siguientes espesores mínimos en todos los proyectos de equipos hidromecánicos:

- Espesor de chapas de acero estructural en contacto con el agua	8 mm
--	------

- Espesor de chapas y perfiles de refuerzo en zonas empotradas en hormigón 6 mm
- Espesor de chapas de acero inoxidable para apoyo de juntas de estanqueidad 4 mm

El proyectista deberá determinar el sobreespesor por corrosión que deben tener los equipos hidromecánicos, en función de las características del agua y de las posibilidades de un esmerado mantenimiento de la protección anticorrosiva. Los valores de sobreespesor mínimo recomendados por diversos especialistas son:

1 mm para superficies en contacto permanente o casi permanente con el agua

2 mm para superficies en contacto variable entre atmósfera y agua

3.5. Coeficientes de rozamiento

Se indican a continuación algunos coeficientes de rozamiento recomendados por diversos autores, que pueden ser utilizados en los cálculos para la determinación de los esfuerzos de apertura y cierre de compuertas, ataguías y válvulas.

	Coeficiente de rozamiento		
	Cinemático		Estático
	Máx.	Mín.	
Perfiles elastoméricos de estanqueidad sobre acero inoxidable	0,80	0,20	1,20
Piezas de bronce sobre acero inoxidable	0,40	0,15	0,50
Piezas con revestimiento de fluorocarburo sobre acero inoxidable	0,15	0,05	0,20
Casquillos de bronce autolubricados sobre acero inoxidable	0,20	0,07	0,25
Casquillos de bronce sobre acero inoxidable	0,40	0,10	0,45
Rodamientos	0,01	0,005	0,015
Coeficiente de rodadura de las ruedas	0,10	0,10	0,13

Los coeficientes estáticos deben considerarse en el inicio de apertura de la compuerta. Los valores máximo y mínimo indicados son medios; sin embargo, el proyectista puede

modificarlos justificadamente si las características físico-químicas del agua y su turbiedad así lo aconsejaren, pero siempre del lado de la seguridad.

La elección en los cálculos de uno u otro valor -máximo ó mínimo- se hará de modo que el resultado quede afectado de la manera más desfavorable, con el fin de proporcionar al equipo un conveniente grado de seguridad de maniobra.

3.6. Esfuerzos de maniobra

La correcta determinación de los esfuerzos de accionamiento es de gran importancia para asegurar en todo momento la maniobrabilidad de las compuertas, válvulas y ataguías.

Los mecanismos de maniobra deben proyectarse con un margen de seguridad amplio en relación con el esfuerzo de accionamiento calculado. Diversos proyectistas indican que los mecanismos de accionamiento han de proyectarse para el esfuerzo de maniobra calculado y mayorado, al menos, en un 25%. Este criterio parece aceptable siempre que los esfuerzos hayan sido correctamente determinados, y con coeficientes de rozamiento conservadores tales como los indicados en el apartado anterior.

Es importante destacar que las compuertas vagón y las compuertas de segmento, para aliviaderos de superficie, deben proyectarse siempre para un cierre por gravedad en condiciones de máximo nivel del embalse.

Las válvulas de compuerta deslizante y las válvulas Howell-Bunger se proyectan para apertura y cierre bajo condiciones de agua fluyente con el nivel máximo del embalse.

Las compuertas de segmento sumergidas deben proyectarse preferiblemente para un cierre por gravedad, si bien está permitido contar con la ayuda del empuje del mecanismo de accionamiento para efectuar el cierre.

Las ataguías son elementos de cierre que se proyectan siempre para apertura y cierre con cargas equilibradas.

3.7. Velocidades de maniobra

Con el fin de evitar aumentos bruscos del caudal desaguado por las compuertas de aliviadero es conveniente que la velocidad de apertura de las compuertas sea pequeña, como máximo de 0,3 a 0,5 m/min.

En las válvulas de compuerta deslizante de los desagües profundos la velocidad de apertura suele limitarse entre 0,15 y 0,30 m/min.

3.8. Elementos y dispositivos especiales

3.8.1. Piezas fijas

Todas las piezas fijas empotradas en hormigón de 2ª fase deben proyectarse con espárragos de regulación y/o tensores para conseguir una correcta posición de las mismas en el montaje.

Las superficies metálicas de apoyo y deslizamiento de los perfiles elastoméricos de estanqueidad de compuertas y ataguías debe ser de acero inoxidable al cromo-níquel 18/8.

3.8.2. Ranuras

Las ranuras deben ser lo más estrechas posible y de forma que no produzcan perturbación significativa del flujo de agua ni originen fenómenos de cavitación. La arista de aguas arriba puede ser viva, pero la de aguas abajo ligeramente achaflanada o redondeada (Fig. 10).

3.8.3. Dispositivos de estanqueidad

Los dispositivos de estanqueidad (Fig. 11) de compuertas y ataguías deberán cumplir los siguientes requisitos:

- Los perfiles elastoméricos de tipo **J** (nota musical) u Ω (doble vástago), utilizados en laterales y dintel, deberán disponerse de modo que tengan una precompresión inicial cuando la compuerta esté cerrada, y que la presión del agua actúe sobre el dorso del perfil, aumentando la fuerza de compresión. Estos perfiles se apoyarán siempre sobre pletinas de respaldo soldadas al tablero y mecanizadas, y no directamente sobre éste. Los bordes de estas pletinas deberán redondearse en el lugar donde el perfil elastomérico es flexionado por el empuje del agua.
- Los perfiles elastoméricos de tipo llanta, fijados generalmente al borde inferior del tablero, realizarán la estanquidad por medio de la expansión del propio perfil, cuando éste queda comprimido por el peso de la compuerta.
- Todos los perfiles elastoméricos de estanquidad se sujetarán por medio de pletinas de acero que serán atornilladas al tablero con tornillería de acero inoxidable.

3.9. Mecanismos de accionamiento oleohidráulico

Por ser éstos los más utilizados, a continuación se indican algunas recomendaciones para el proyecto de los mecanismos oleohidráulicos.

Las presiones máximas en el sistema de accionamiento oleohidráulico serán como máximo las establecidas en la norma DIN 19 704 en su apartado 7.3.5; sin embargo, es recomendable proyectar los sistemas oleohidráulicos para una presión máxima en las bombas no superior 150 kp/cm^2 , para la capacidad nominal establecida para el cilindro.

La velocidad del aceite en todas las partes de los sistemas oleohidráulicos deberá limitarse a 5 m/s, excepto en las tuberías de aspiración de la bomba donde no sobrepasará los 1,5 m/s.

Con el fin de asegurar la maniobra de los equipos accionados por cilindros oleohidráulicos -en caso de fallo de la energía eléctrica-, es recomendable incluir en el suministro un grupo portátil motobomba de inyección de aceite con motor de gasolina. Las bombas manuales, que forman parte de los grupos oleohidráulicos son de funcionamiento muy lento y no sirven para casos de emergencia.

3.10 Control de calidad

Es evidente que la seguridad de los equipos hidromecánicos no sólo depende de un buen proyecto de los mismos, sino que además depende de un esmerado control de calidad en las diferentes fases de acopio de materiales, fabricación, transporte y montaje. También debe prestarse una especial atención a la adecuada selección de las protecciones anticorrosivas y a su correcta aplicación.

Para garantizar el buen funcionamiento de los equipos debe establecerse un conveniente programa de pruebas, tanto en el taller del fabricante como una vez instalados los equipos en obra.

En la propuesta de Pliego General de Prescripciones Técnicas para la ejecución de las Obras Hidráulicas (PGOH; Ref. 1), se desarrollan los criterios de proyecto, construcción y montaje de los equipos hidromecánicos, tuberías y blindajes.

3.11 Sistemas de aireación

Para evitar las vibraciones nocivas y las erosiones debidas a los fenómenos de cavitación, es necesaria una adecuada aireación del flujo que pasa a través de las compuertas y válvulas, mediante la instalación de conductos de aducción de aire y distribuidores finales que aporten el suficiente caudal de aire en las zonas de presión negativa del flujo del agua.

En el anejo "Aireación" de la presente Guía Técnica se desarrolla ampliamente este tema, por ello solamente se indican aquí algunos criterios básicos.

Los conductos de aducción de aire deben ser ampliamente dimensionados, sin intercalación de válvulas de ningún tipo, con orificios de salida colocados adecuadamente aguas abajo del obturador o tablero para que el caudal de aire sea suficiente y bien distribuido.

El caudal de aire de aducción Q_a , puede ser estimado, en primera aproximación, mediante fórmulas empíricas, en función del caudal de agua Q_w que pasa y del número de Froude de la vena o chorro en su sección más contraída. El valor de $\beta = Q_a/Q_w$ aconsejado por distintos autores es:

	β
- Según el U.S. Army Corps of Engineer, para los casos de descarga libre (Fig. 12, B)	$0,03 (F-1)^{1,06}$
- Según el U.S. Bureau of Reclamation, para el caso de salida con formación de resalto (Fig. 12, A)	$0,0066 (F-1)^{1,4}$
- Según H.R. Sharma (1979) (Ref. 2) (Fig. 13)	
• para descarga libre y flujo pulverizado	$0,2 F$
• para descarga en lámina libre compacta	$0,09 F$

Siendo F el nº de Froude de la vena contraída. Los tipos de flujo se indican en la Fig. 14.

En los casos complejos, especialmente, en las descargas en túnel, es muy conveniente la realización de ensayos en modelo reducido (Ref. 3).

En los conductos de aire es aconsejable que la velocidad de éste no exceda de 45 m/s y la depresión no supere los 1,5 m.c. agua.

La aducción de aire en los casos de descarga en túnel debe ser mediante conductos desde el exterior y exclusivos para la aireación cuando, como es habitual, resulta insuficiente el caudal de aire que entra por el propio túnel de descarga. Pueden utilizarse los túneles de acceso siempre que la corriente de aire en el túnel no supere la velocidad de 6 m/s o, en caso contrario, mediante conductos cerrados y ventilación forzada.

En las tomas de aire deben disponerse rejillas de protección para evitar la succión de personas y animales y cuya superficie sea suficientemente grande.

3.12 Protección anticorrosiva

Todas las partes oxidables han de ser protegidas con pinturas anticorrosión aplicadas en taller y retocadas después del montaje. Para los elementos de acero sumergidos en el agua en todo o gran parte del tiempo da buen resultado la aplicación, sobre "metal blanco", de

una capa de imprimación de 65 micras de un silicato inorgánico de cinc autocurable, como protección anticorrosiva de efecto catódico; sobre ésta, una capa intermedia de 50 micras de epoxi con poliamida como endurecedor; y finalmente, una capa de acabado de alquitrán-epoxi con poliamida de 200 micras de espesor.

Por otra parte, deben tomarse medidas para evitar la corrosión en el interior de las piezas de acero de sección hueca cerrada; y las grandes vigas metálicas en cajón han de ser accesibles en su interior para revisión y repintado. Las piezas de perfil en I o en U y las chapas nervadas, que por su posición puedan recoger agua, dispondrán de agujeros para evitar la acumulación de ésta.

En algunos casos puede ser necesario un sistema de protección catódica de los elementos de acero que están permanentemente sumergidos.

Dado que el ambiente en las cámaras del interior de las presas y en los subterráneos es muy propicio a la corrosión, en muchos casos es necesario el acondicionamiento artificial del aire, temperatura y humedad.

3.13 Medidas contra la erosión

Las erosiones se deben a dos causas principales: la abrasión y la cavitación. La abrasión producida por el flujo de agua a alta velocidad se evita o palía, más que por la dureza de los materiales, por la lisura de las superficies. Pero esto no quiere decir que los hormigones no deban ser especialmente resistentes a la erosión, ni que se escatimen los blindajes de acero o de acero inoxidable en los conductos inmediatos a la salida de las compuertas y válvulas. En algunos casos, particularmente en conductos con flujo a gran velocidad -más de 20 m/s- puede ser conveniente la aplicación en las superficies del hormigón de un revestimiento delgado de resina reactiva.

En cuanto a la cavitación, el único remedio eficaz es una adecuada aireación. Ni el acero ordinario, ni el acero inoxidable, ni otras aleaciones empleadas en la fabricación de compuertas y válvulas, son inmunes a la erosión por cavitación.

Por estas razones es necesario que las piezas con riesgo de erosión sean recambiables o tengan forros de desgaste fácilmente desmontables.

4. CARACTERISTICAS DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE COMPUERTAS VALVULAS Y ATAGUIAS

4.1. Compuertas de segmento en superficie

Este tipo de compuertas es el más adecuado en aliviaderos de superficie ya que pueden emplearse para grandes vanos y permiten la regulación de caudales sin apenas vibraciones de la estructura.

Las compuertas de segmento han desplazado casi completamente a las compuertas planas tipo vagón, por su menor peso -a igualdad de vano y altura-, por no necesitar ranuras, por su mejor funcionamiento hidráulico en aperturas parciales, y por requerir un menor esfuerzo de elevación.

Las compuertas de segmento pueden ser proyectadas para que, en casos especiales, pueda verter sobre la compuerta una lámina de agua de altura moderada. Para ello se diseña el borde superior del tablero y guías laterales de tal forma que el vertido de la lámina no produzca vibraciones ni choque contra la estructura, brazos y mecanismos de la compuerta.

En caso necesario, las compuertas de aliviadero pueden dotarse de una clapeta en la zona superior del tablero con el fin de evacuar pequeños caudales y posibilitar la evacuación de broza y cuerpos flotantes, sin necesidad de levantar la compuerta (Fig. 2).

Las compuertas deben ser proyectadas para un cierre exclusivamente por gravedad, con agua fluyente y la máxima carga de agua.

La compuerta es accionada en cada uno de sus extremos mediante un cilindro oleohidráulico o mediante mecanismo de cabrestante de doble cadena galle. En ambos casos los sistemas de accionamiento de la compuerta deben ser proyectados de modo que quede garantizada la igualdad de recorrido de los dos extremos de la compuerta. Para ello caben las siguientes soluciones:

- **"Eje mecánico"**. Aconsejable sólo en vanos de moderada luz, y compuertas accionadas con mecanismos de cadena galle. Consiste en un árbol de transmisión desde la unidad motora situada en solo extremo, al otro extremo.
- **"Eje eléctrico"**. Dos unidades motoras exactamente iguales, una en cada extremo del vano, sincronizadas eléctricamente. Es conveniente la incorporación de un dispositivo comparador y corrector del decalaje, cuando éste excede de un cierto valor (Ref. 4).
- **"Eje hidráulico"**. En el caso de accionamiento con cilindros oleo-hidráulicos, la sincronización se consigue por igualdad de presión de aceite en ambos cilindros y fundamentalmente por una gran rigidez a torsión de la estructura del tablero -viga en cajón-. La pérdida de carga en las conducciones del aceite debe ser igual para los dos cilindros oleohidráulicos, por ello es aconsejable que la tubería que sale de la bomba de aceite llegue hasta el centro del vano -por el puente o pasarela- y en este punto se bifurque en dos ramales iguales hasta cada uno de los cilindros.

Es conveniente proyectar la estructura de la compuerta para que, en caso de fallo del mecanismo de accionamiento de un extremo, la compuerta pueda quedar suspendida del

otro sin caer ni producirse deformaciones inadmisibles en la estructura; y, en casos especiales, poder levantarla lentamente accionándola desde un solo extremo.

Los ejes de giro y sus ménsulas de apoyo deben ubicarse en una posición tal que no obstaculicen la lámina vertiente de agua producida en condiciones de nivel excepcional del embalse y máxima apertura de compuerta.

Los ejes de giro estarán provistos de casquillos de bronce autolubrificados o de rótulas esféricas libres de mantenimiento. Los ejes deben ser de acero inoxidable o de acero forjado con superficie de cromo duro.

En todo caso, tanto el eje de giro como los cilindros oleohidráulicos han de ser fácilmente accesibles para su mantenimiento.

Los perfiles elastoméricos de estanquidad lateral de la compuerta deben diseñarse con posibilidad de ajuste desde aguas abajo. Es preferible que los perfiles laterales estén protegidos con una chapa guía continua para protección contra cuerpos flotantes. El perfil de estanquidad inferior se dispondrá de tal forma que cause la menor perturbación posible al paso del agua en aperturas parciales.

En la Presa de La Serena (Fig. 15) (Ref. 4), los mecanismos de accionamiento de las compuertas del aliviadero -8 compuertas de 11 m de vano por 7,20 m de altura-presentan un diseño original. Mientras que por lo general las compuertas de segmento se levantan con cilindros cuyo vástago tira de la compuerta, en La Serena estos cilindros o gatos empujan hacia arriba, apoyados en un robusto voladizo de hormigón armado que forma una plataforma o balcón de trabajo, rodeando las pilas y fácilmente accesible. La ventaja de esta original solución es que, estando cerrada la compuerta, todo el vástago queda recogido en el interior del cilindro y sumergido en aceite, en consecuencia bien conservado. El mayor inconveniente es que el citado balcón se tiene que aproximar mucho al paramento del vertedero, pudiendo obstaculizar el paso de la lámina vertiente en caso de avenidas extremas, so pena de alargar excesivamente los brazos de la compuerta. Una desventaja menor se debe a lo reducido del brazo de palanca -distancia entre el eje de giro y el punto de acoplamiento del cilindro al brazo-, lo que conduce a esfuerzos de accionamiento mayores que en la solución habitual y el vástago trabajando a compresión. Por otra parte, al ser más corto el recorrido del émbolo la regulación de la apertura de la compuerta requiere una mayor precisión en el desplazamiento de dicho émbolo.

4.2. Compuertas de segmento sumergidas

Las compuertas de segmento son muy apropiadas como órganos de regulación en desagües bajo gran carga de agua, o por los cuales deban evacuarse grandes caudales. Por esta razón se emplean en desagües de fondo, desagües intermedios, en tomas de agua, y en aliviaderos sumergidos.

Dependiendo de la anchura del vano y de la carga de agua, estas compuertas pueden disponer de un solo brazo en el centro, y su correspondiente eje de giro. Es también bastante usual que tengan un solo mecanismo de accionamiento.

Las compuertas de segmento sumergidas deben proyectarse preferiblemente para el cierre por gravedad con agua fluyente y la máxima carga del embalse. En determinadas circunstancias la condición anterior obligaría a lastrarlas con un excesivo peso; en este caso, es admisible que el cierre se efectúe con ayuda del empuje del mecanismo de accionamiento.

Es importante el diseño de la impermeabilización superior, o de dintel, para evitar chorros de agua por la rendija entre el tablero y el dintel, durante las aperturas parciales de la compuerta.

En el proyecto de la obra civil para este tipo de compuertas debe disponerse una plataforma o cámara de trabajo para la revisión y eventual reposición de las estanqueidades, estando abierta la compuerta.

4.3. Compuertas vagón

Se definen como compuertas vagón aquellas compuertas planas cuyo tablero se apoya y mueve sobre ruedas instaladas simétricamente a ambos lados de la estructura portante del tablero.

Las compuertas de tipo vagón se suelen utilizar como cierres de seguridad en desagües de fondo, de semifondo y en tomas de agua.

Todas las compuertas vagón son, por definición, proyectadas para un cierre por gravedad con agua fluyente y máxima carga del embalse. Igualmente su apertura debe poder realizarse siempre con el embalse al máximo nivel posible.

Las compuertas vagón podrán izarse hasta una plataforma o cámara de revisión y mantenimiento, cuyo piso deberá situarse, preferentemente, por encima de la cota del nivel máximo normal del embalse; pero si esto no fuera posible, a un nivel más bajo que no alcance el embalse en alguna época del año.

Debe prestarse una especial atención al diseño del borde inferior del tablero, de las ranuras laterales y de la zona del dintel. Es de suma importancia la correcta determinación de la aducción de aire necesaria, para evitar vibraciones inadmisibles durante los movimientos de apertura y cierre, y en aperturas parciales de la compuerta.

Para la determinación de los esfuerzos de maniobra es preciso considerar los efectos hidrodinámicos que se producen sobre la compuerta en sus diferentes posiciones de apertu-

ra. En determinadas condiciones de proyecto, vano de la compuerta y carga de agua, dichos esfuerzos influyen de forma notable en el proyecto del mecanismo de accionamiento.

4.4. Compuertas de clapeta

Las compuertas de clapeta se emplean en aliviaderos con grandes luces de vano -hasta 30 m o más con clapetas múltiples-, y pequeña altura de lámina -1 a 4 m y a veces, hasta 6 m-. También es usual su empleo en aliviaderos auxiliares, como compuertas automatizadas.

Las clapetas suelen proyectarse con doble mecanismo de cilindro hidráulico los cuales se ubican bien aguas abajo del tablero -en cuyo caso las clapetas quedan cerradas por el empuje de los cilindros- o bien aguas arriba del tablero -en cuyo caso las clapetas quedan cerradas por la tracción de los cilindros. En el primer caso se requiere una galería de servicio por debajo de la solera para ubicación de cilindros, grupo hidráulico y tuberías de inyección. La salida de los cilindros de accionamiento de la galería a las clapetas debe diseñarse con los dispositivos de estanqueidad adecuados que impidan la entrada del agua a la galería. En el segundo caso se requieren vigas de soporte de los cilindros en las pilas extremas y una pasarela superior a lo largo del vano para las tuberías de inyección de aceite a ambos cilindros. En ambos casos deben exigirse materiales altamente inoxidable para los vástagos de los cilindros (aceros austeníticos o vástagos de nikron) ya que estos pueden quedar sometidos a la acción intermitente del agua y de la atmósfera.

Las clapetas deben ser de estructura de gran rigidez bien del tipo de viga cajón -también llamadas de vientre de pez-, o bien con vigas de alma horizontales de la chapa de forro con el fin de obtener la adecuada resistencia estructural para soportar las flexiones y torsiones producidas por la carga de agua y por el empuje de los mecanismos de accionamiento.

Las estanqueidades laterales apoyan y deslizan sobre placas de acero inoxidable 18/8 ancladas al hormigón de los muros laterales. La estanqueidad de solera se realiza mediante un perfil de neopreno que se fija mediante pletinas y tornillos de acero inoxidable a las piezas empotradas de solera. Este perfil apoya y desliza sobre la zona curva del umbral del tablero.

Debe estudiarse en el proyecto de la obra los riesgos que pueda ocasionar el abatimiento accidental y de forma súbita de una clapeta, lo que motivaría un caudal descontrolado aguas abajo.

En estos casos, el proyecto de la clapeta debe garantizar la imposibilidad de este abatimiento accidental.

Es importante igualmente determinar el sistema de aireación adecuado para evitar depresiones cuando la lámina vierte sobre la clapeta.

4.5. Válvulas de compuerta deslizante

Las válvulas de compuerta deslizante más utilizadas son las denominadas tipo Bureau (U.S.B.R.) de vano rectangular, ya que su diseño ha sido mejorado sustancialmente en las últimas décadas. Se pueden emplear como válvulas de seguridad y como válvulas de regulación de caudal, tanto en desagües profundos como en tomas de agua.

Las válvulas de compuerta deslizante deben ser proyectadas para su apertura y cierre en las condiciones de máxima carga de agua prevista y a pleno caudal.

Para el proyecto del tablero, ranuras y la correcta determinación de la aducción de aire se tendrán en cuenta las recomendaciones del U.S. Bureau of Reclamation.

Las distintas piezas que componen el cuerpo envolvente fijo de la compuerta deberán ser autorresistentes con la máxima carga de agua previsible.

Las ranuras deben ser lo más estrechas posible y de formas que no originen cavitación. A estos efectos, cuando el vano tiene poca anchura es ventajosa la utilización de un tablero de acero macizo -"chapón"-, en vez de una estructura de chapas soldadas; pero sin que el vástago vaya roscado directamente al chapón, sino provisto de tuerca para el desmontaje.

Las estanqueidades en el tablero deben ser de bronce en laterales y dintel y, asentarán y deslizarán sobre piezas de estanqueidad de acero inoxidable cromo-níquel 18/8, fijadas al cuerpo envolvente. No es en modo alguno correcto realizar el asiento de acero inoxidable sobre acero inoxidable, como se ha establecido erróneamente en algunas prescripciones técnicas.

El mecanismo usual en las compuertas deslizantes es un cilindro oleohidráulico de doble efecto.

Las válvulas de compuerta deslizante circulares se han utilizado en conductos circulares, pero exclusivamente como válvulas de seguridad. Son poco adecuadas para la regulación de caudal por requerir una ranura continua en todo el perímetro de la tubería en la parte donde se alojan las impermeabilizaciones del disco obturador. Esta discontinuidad en la zona inferior puede motivar el depósito de objetos extraños que impidan el perfecto cierre del obturador. En consecuencia, salvo en cierres de conductos auxiliares o de pequeña importancia, no es aconsejable el empleo de válvulas con obturador circular. Actualmente se fabrican pequeñas válvulas de serie del tipo Bureau.

4.6. Válvulas de mariposa

Las válvulas de mariposa en desagües profundos generalmente sólo se emplean como órganos de guarda o de seguridad.

Como norma general, es aconsejable que la velocidad de entrada a la válvula no exceda de 8 o 10 m/s, estando el obturador en la posición de máxima apertura, para el caso de válvulas de guarda o de seguridad.

La válvula de seguridad del tipo mariposa debe distanciarse suficientemente de la válvula de regulación -de cualquier tipo que sea- para que el flujo llegue a ésta una vez estabilizado.

Todas las válvulas de mariposa deben poderse cerrar siempre en las condiciones de máxima carga y pleno caudal.

En condiciones normales, las válvulas de seguridad se suelen prever para su apertura con cargas equilibradas -con el by-pass abierto- y la válvula de regulación de aguas abajo cerrada. Sin embargo, el mecanismo de accionamiento debe ser proyectado para poder abrir la válvula con la máxima carga de agua normal.

En todo caso, debe disponerse un adecuado sistema de aireación de las válvulas.

4.7. Válvulas Howell-Bunger

Las válvulas Howell-Bunger, o de chorro hueco cónico, se emplean frecuentemente como órganos de regulación de caudal en desagües de fondo y tomas de agua. Se instalan al final del conducto en presión y con descarga al aire libre.

Las válvulas serán proyectadas para evitar vibraciones nocivas bajo todas las cargas operativas y para todas las aberturas.

El cuerpo de la válvula debe tener suficiente rigidez estructural y, en consecuencia, con amplios coeficientes de seguridad. Especial importancia debe darse al diseño de los refuerzos de unión del cuerpo fijo con el cono de salida.

Las superficies de deslizamiento entre el cuerpo fijo y el móvil deben ser de bronce y acero inoxidable cromo-níquel 18/8.

Cuando sea necesario o conveniente evitar la natural dispersión del chorro a la salida de la válvula, es preciso colocar un anillo deflector o encauzador del chorro, fuertemente fijado para evitar su remoción por impacto del agua. Se estudiará con detalle el diseño del encauzador del chorro. El encauzador puede estar unido al cuerpo móvil cuando se trate de

válvulas de pequeño diámetro y moderada carga de agua, pero generalmente se proyecta como blindaje de acero empotrado en la estructura de hormigón. En ambos casos se debe asegurar que el encauzador no produce vibraciones ni cavitaciones sobre el conjunto de la válvula, para lo cual deberá disponerse del apropiado dispositivo de aireación del chorro de agua a la entrada y en la salida del encauzador.

4.8. Ataguías

La denominación de ataguía implica que los tableros de cierre son proyectados para ser maniobrados siempre con cargas equilibradas tanto en la apertura como en el cierre.

Se emplean en los órganos de desagüe de las presa como medios para permitir la revisión de los equipos ubicados aguas abajo, que son los encargados de garantizar la maniobra de la ataguía con el agua en reposo.

Pueden ser utilizadas en vertederos, desagües de fondo, tomas de agua y en tubos de aspiración de turbinas y bombas.

Generalmente se disponen en varios tableros en las ataguías de aliviadero y tubos de aspiración, y con un solo tablero en desagües profundos y tomas de agua.

Para producir el equilibrado de presiones a ambos lados de la ataguía, -en las operaciones de elevación-, en el tablero se colocan una o dos válvulas de "by-pass" que se operan por medio de los equipos de elevación previstos para el izado de la ataguía.

5. AUTOMATISMO Y AUTOMATIZACION

El funcionamiento automático de las compuertas puede ser:

- a) Hidrostático directo, en compuertas flotantes automáticas.
- b) Hidrostático indirecto, mediante flotadores que actúan sobre los controles de los motores de los mecanismos de accionamiento.
- c) Por sensores eléctricos de nivel, actuando sobre los mandos de los motores.

Al haberse desechado las compuertas flotantes de sector, como tipo obsoleto, actualmente se emplean los automatismos b) y c).

En los aliviaderos principales de las presas, los automatismos en compuertas no deben ser elementos de operación sino sólo de seguridad adicional, que actúen en caso de error humano; por ejemplo, cuando el nivel del embalse sobrepase una determinada cota.

La **automatización** con sistemas de información integrados de una cuenca facilitan la explotación racional de los recursos y permiten conocer con cierta exactitud y rapidez la previsión de

caudales y niveles, antes de la llegada de la avenida; y así poder actuar en consecuencia. Pero, es inadmisibles que las compuertas y válvulas sean gobernadas por un sistema automatizado durante las avenidas.

Por su interés traducimos del cap. 5 del Boletín nº 49 ICOLD (Ref. 5) el siguiente párrafo:

"La automatización, la telemedida y el mando a distancia tienen algunas contrapartidas. Las exigencias de seguridad de los equipos, incluidos los de alimentación de energía, tienen que ser más sobreabundantes que en los casos de operación por los sistemas clásicos. Por otra parte, no se puede suprimir por completo la intervención de personal, especialmente en épocas de avenidas; en la mayor parte de los casos es necesario que personal, específicamente cualificado y experimentado, vigile el funcionamiento de los equipos y remedie lo antes posible los fallos eventuales. En particular, las normas de explotación deben definir de manera precisa las acciones a realizar para pasar a "operación manual" en caso de fallo del sistema automatizado o de las comunicaciones".

"Por último, la utilización de estas tecnologías modernas sólo es pensable si el material es perfectamente mantenido y, en su caso, reparado o reemplazado con prontitud, lo cual requiere unos equipos de mantenimiento y conservación de alto nivel técnico. Nunca se insistirá bastante sobre este punto".

6. MANTENIMIENTO, CONSERVACION Y REPARACIONES

Un riguroso mantenimiento preventivo de los órganos de desagüe es condición primordial para garantizar su funcionamiento, en todas las circunstancias. El mantenimiento comprende: la revisión periódica de todos los elementos, principales y accesorios, las maniobras de prueba periódicas, la reposición de las piezas desgastadas o averiadas, la pintura periódica.

La reparación de los elementos metálicos y de los blindajes consiste en su total o parcial sustitución. En algunos casos puede ser suficiente un revestimiento de resinas reactivas, generalmente epoxídicas.

Las erosiones en el homigón pueden repararse con hormigón o mortero de polímeros y rehaciendo las armaduras con barras bien ancladas en la fábrica. Es conveniente aplicar posteriormente un revestimiento delgado epoxídico.

En la GUIA Nº 8 "Explotación" se tratan con más detalle los aspectos de mantenimiento y conservación de los órganos de desagüe de las presas.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

Referencias

1. **PGOH**. Propuesta de Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la ejecución de Obras Hidráulicas (PGOH). Cap. 39, Sec. 2 "Equipos hidromecánicos"; y Cap. 37, Sec. 3 "Tuberías forzadas y blindajes" y Artº. 37.41 "Rejas" (1989).
2. **Sharma, H.R.** Problems at high head gates in outlet conduits. XIII Congress on Large Dams. Q.50, R47. New Delhi 1979.
3. **A. Ghatti, G. di Silvio**. Investigation on the running of deep gated outlet works from reservoirs. Q33, R48. IX Congress on large Dams Istambul 1967.
4. **CNEGP**. Terceras Jornadas Españolas de Presas; Pág. 400. Barcelona. 1980.
5. **ICOLD**. Bulletin 49. Operation of hydraulic structures of dams (1986).

Bibliografía

1. **DIN 19704**. Hydraulic steel structures. Criteria for design and calculation
2. **DIN 19705**. Hydraulic steel structures. Recommendations for design, construction and erection
3. **DIN 4114**. Construcciones metálicas. Cajas de estabilidad (pandeo, vuelco, abolladura). Bases de cálculo - Prescripciones - Instrucciones.
4. **CEPT**^{*}. Recommendations for the design, manufacture and erection of steel penstocks of welded construction for hydroelectric installations. 1980 Edition.
5. **AISC**^{**}. Specifications for the design, fabrication and erection of structural steels for buildings.
6. **EDF**^{***}. Specification relative aux commandes oleohydrauliques des vannes et des organes d'admission des turbines - X - MA - 09 - 03. Doctrine 04 -1990-.
7. **EDF**. Specifications relative a l'etude et la realisation des grilles de prise d'eau - X - MA - 07 - 01-. Doctrine 02-1991.
8. **EDF**. Specification pour l'emploi des matériaux autolubrifiants X - MA - 03 - 03-. Doctrine 02 - 1991-.
9. **EDF**. Regles de calcul pour les structures et composants mecaniques des matériels en acier destines aux aménagements hydroelectriques. - X -MA - 03 - 01. Doctrine 10-1990.
10. **EDF**. Conception et verification del assemblages soudés XMA 01-08-T₁. Recomendation 05-1989.

^{*} CECT = Comité Européen de la Chaudronnerie et de la Tolerie.

^{**} AISC = American Institute of Steel Construction.

^{***} EDF = Electricité de France.

11. **U.S. Bureau of Reclamation.** Valves, Gates and Steel Conduits. Desing Standards nº 7 (1956).
12. **U.S. Army Corps of Engineers.** Hydraulic Design Criteria.
13. **Davis C.V. and Sorensen K.E.** Handbook of Applied Hydraulics. McGraw Hill, New York USA, 1969.
14. **Levin, L.** Valves in reservoir outlets. Water Power and Dam Construction; Sept. 1988
15. **Levin, L.** Formulaires des conduits forcés, oleoducts et conduits d'aeration. Dunod, 1968
16. **Mercer, Albert G.** Vanes failures of Hollow Cone Valves. IAHR Symposium, Stockholm, 1970.
17. **Tsvetkov, A.P.** Cone valve with nozzle. Traslated from Gidrotek koe, Stroitel'stro. June 1976.
18. **Farag, E.A.** Solutions of the hollow cone valve problems. Water and Energy Resources
19. **Schmausser and Hartl, G.** Rubber seals for steel hydraulic gates. Water Power and Dam Construction, Sept. 1988.
20. **Erbiste, P.C.** Hydraulic gates: the state of the art. Water Power and Dam Construction, April 1989.
21. **Erbiste, P.C.** Estimatin gate weights. Water Power and Dam Construction, May 1984.
22. **Paul, J.C., Dhillon, S.G.** Dimensioning vertical lift gates. Water Power and Dam Construction, Nov. 1986.
23. **Sagar, B.T.A.** Downpull in high-head gate installations. Water Power and Dam Construction, March 1977.
24. **Sharma, H.R.** Air entrainment in high head gate conduits ASCE, Nov 1976.
25. **Riquois et al.** Problems posès par l'exploitation et l'entretien des organes d'evacuation des barrages. Enseignements tirés. Q33, R28 IX Congrès des Grandes Barrages. Istambul 1967.
26. **Hartung, F.** Gates in Spillways of Large Dams. XI Congress. Q41, R72. Madrid 1973.
27. **ICOLD.** Spillways for dams, Bulletin 58. 1987.

FIGURAS

- Fig. 1. Compuerta de segmento de superficie
- Fig. 2. Compuerta de segmento con clapeta superior
- Fig. 3. Compuerta de segmento sumergida
- Fig. 4. Compuerta vagón sumergida
- Fig. 5. Compuerta de clapeta
- Fig. 6. Válvula de compuerta deslizante
- Fig. 7. Válvula de mariposa
- Fig. 8. Válvula Howell-Bunger con encauzador empotrado en hormigón
- Fig. 9. Válvula Howell-Bunger con encauzador libre
- Fig. 10. Ranuras para compuertas
- Fig. 11. Dispositivos de estanquidad de compuertas
- Fig. 12. Demanda de aire según recomendaciones del U.S. Bureau of Reclamation y el U.S.A. Army Corps of Engineers
- Fig. 13. Demanda de aire en descargas sin formación de resalto hidráulico, según H.R. Sharma
- Fig. 14. Clasificación de los tipos de flujo bajo compuertas
- Fig. 15. Presa de La Serena - Compuertas del aliviadero

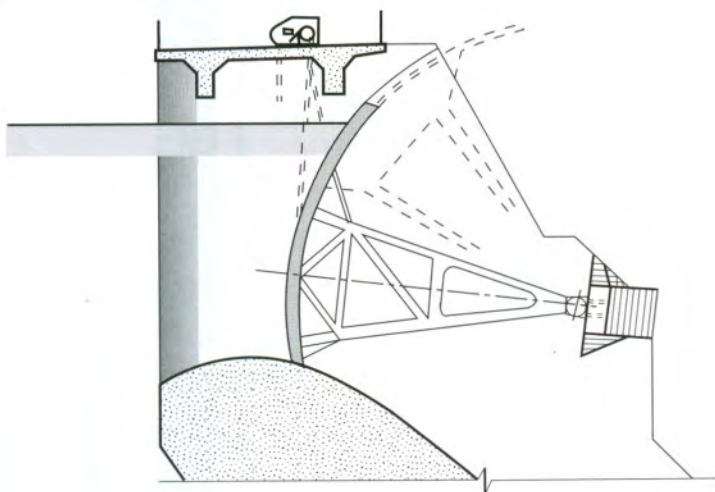


Fig 1 COMPUERTA DE SEGMENTO EN SUPERFICIE
(Con acondicionamiento de cadenas Galle)

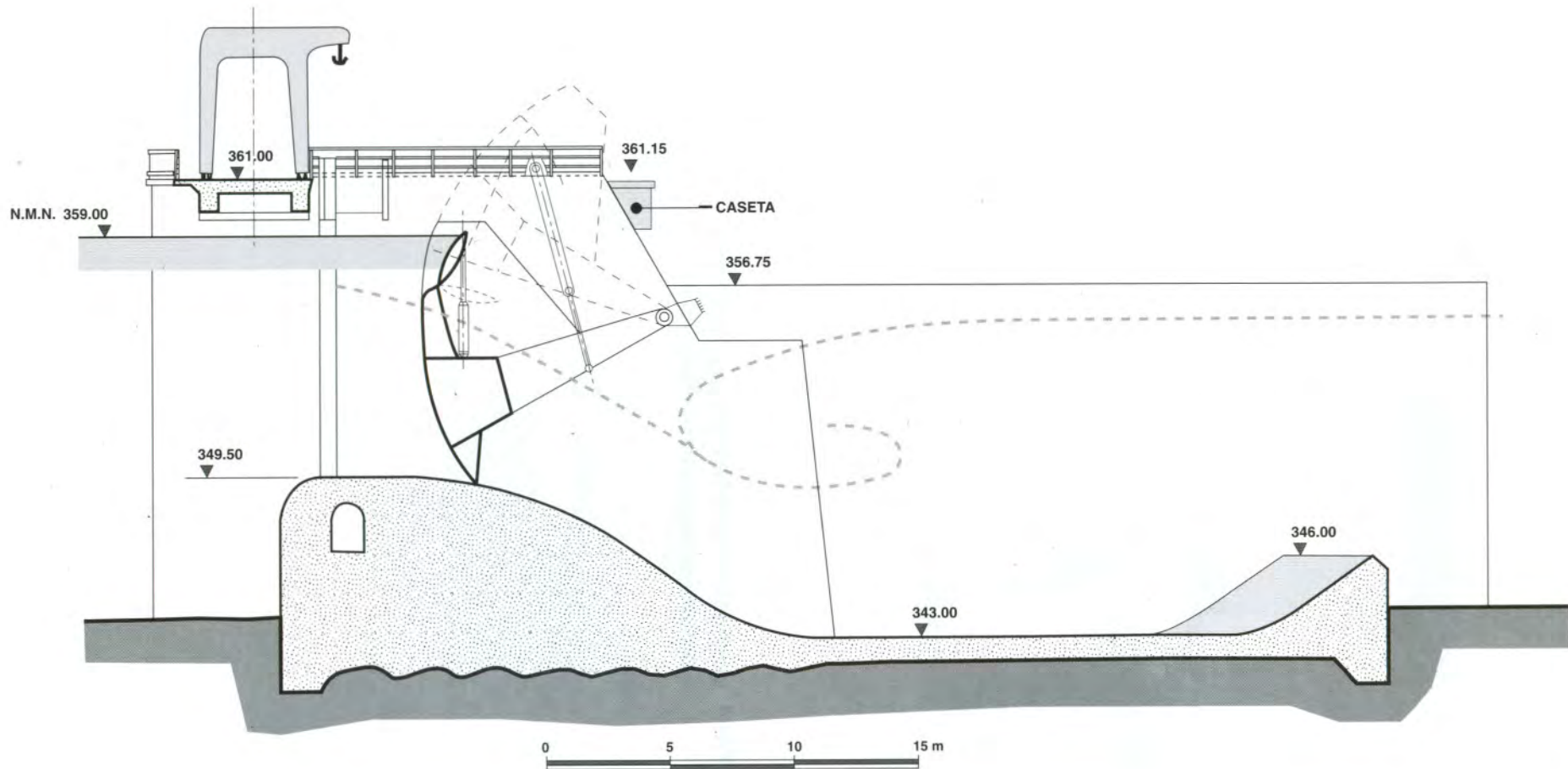


Fig. 2 COMPUERTA DE SEGMENTO CON CLAPETA SUPERIOR

PRESA DE PUMARES (RÍO SIL , ORENSE 1971)

CUATRO COMPUERTAS DE SEGMENTO CON CLAPETA , 16 x 9,50 m (H x V)

CAPACIDAD MÁXIMA DE DESCARGA = 3 650 m³ / s .

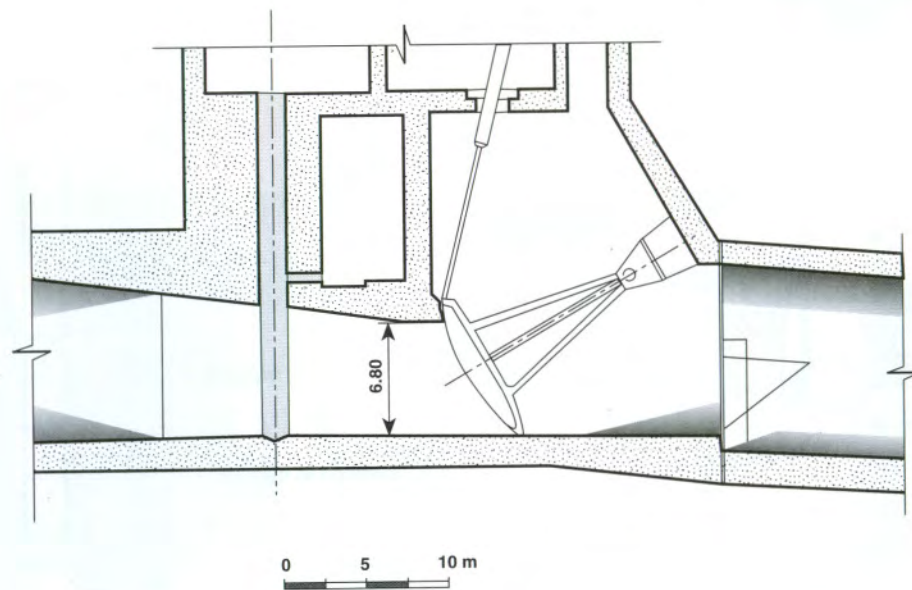


Fig. 3 COMPUERTA DE SEGMENTO SUMERGIDA

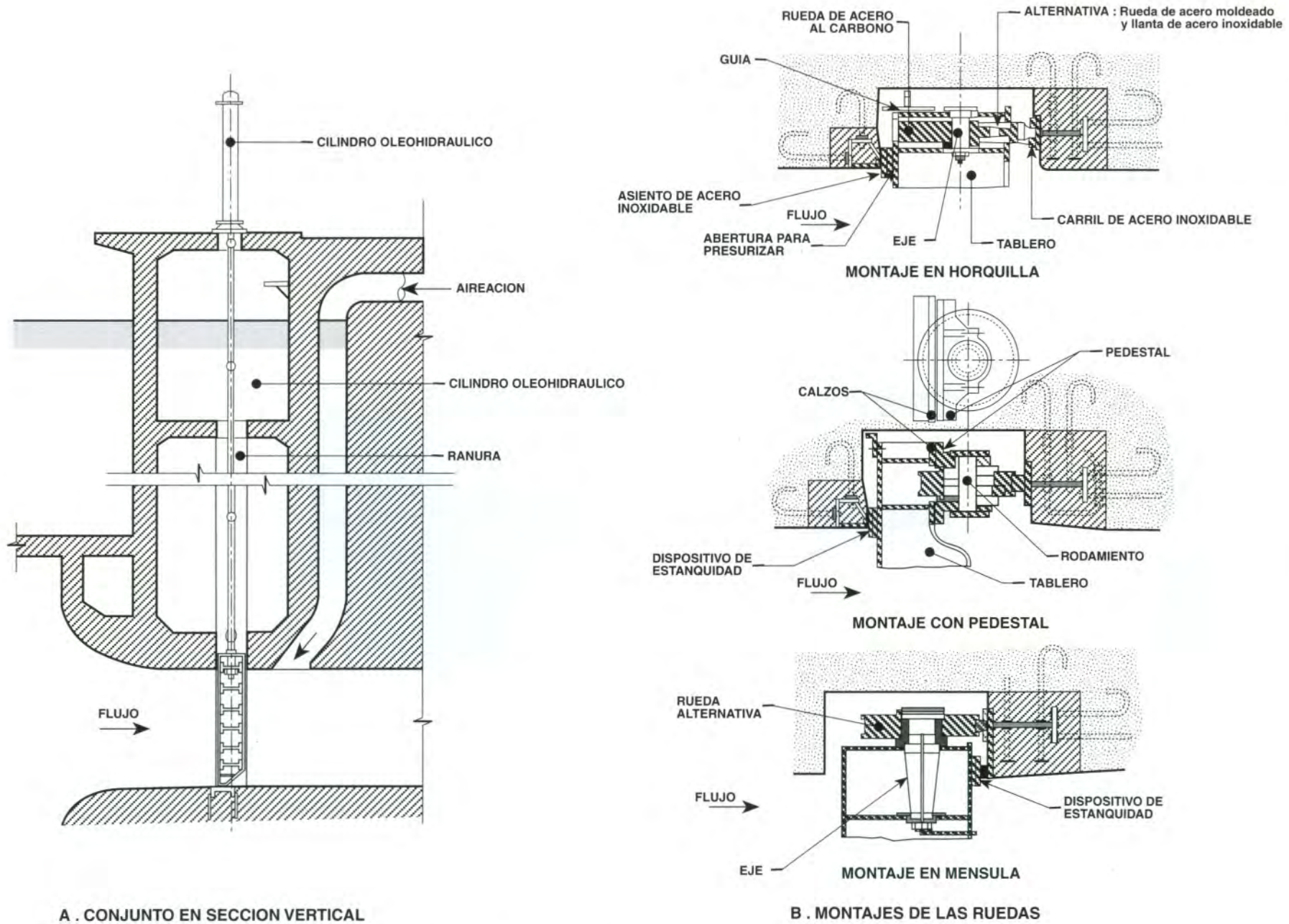


Fig. 4 COMPUERTA VAGON SUMERGIDA

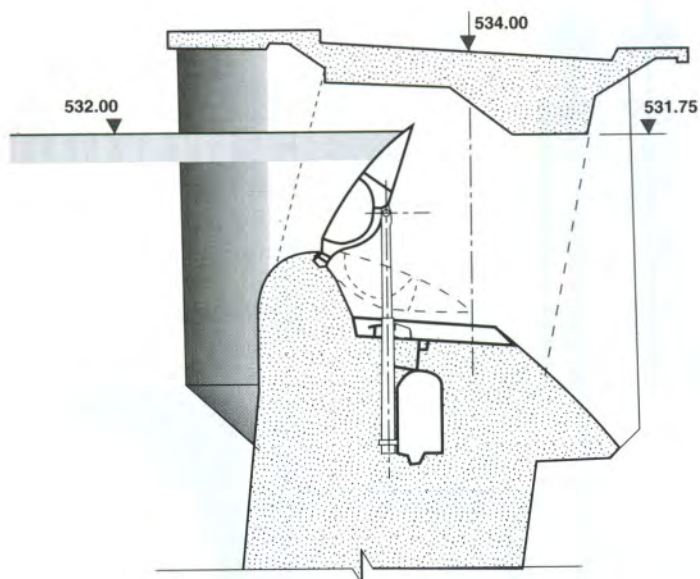


Fig. 5 COMPUERTA DE CLAPETA

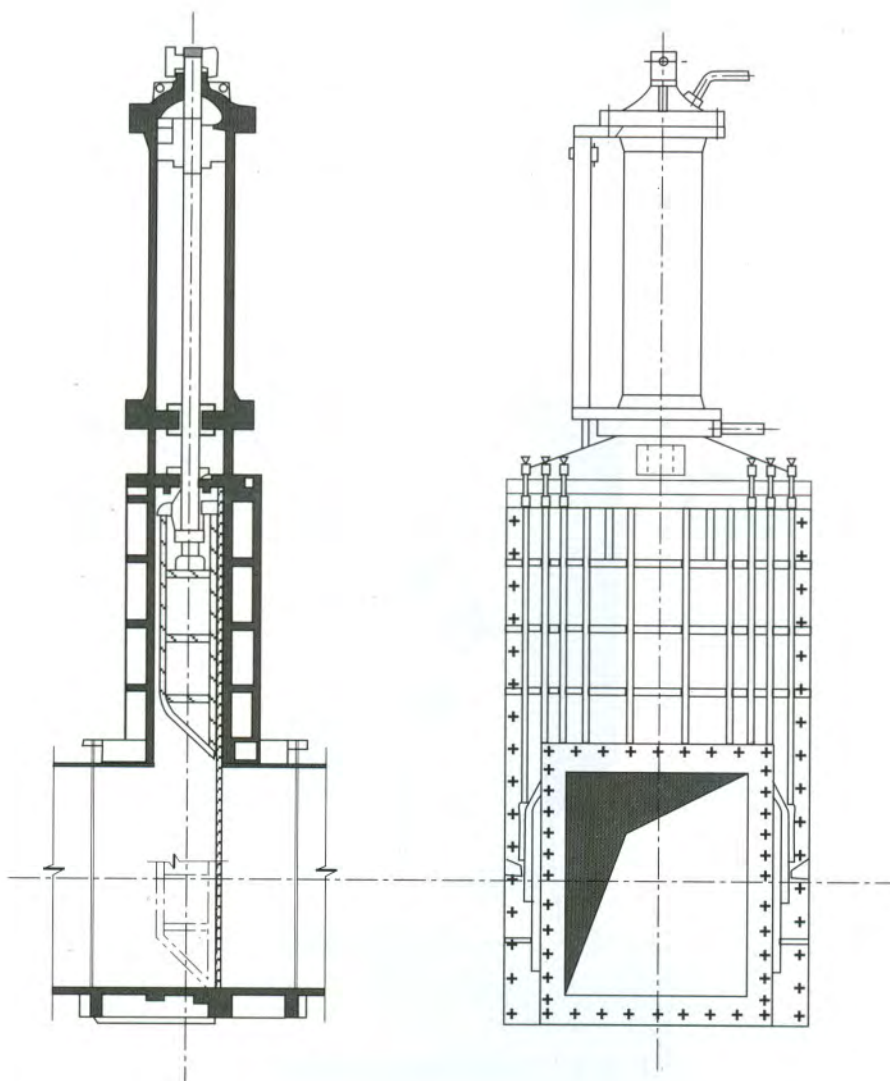


Fig. 6 VALVULA DE COMPUERTA DESLIZANTE

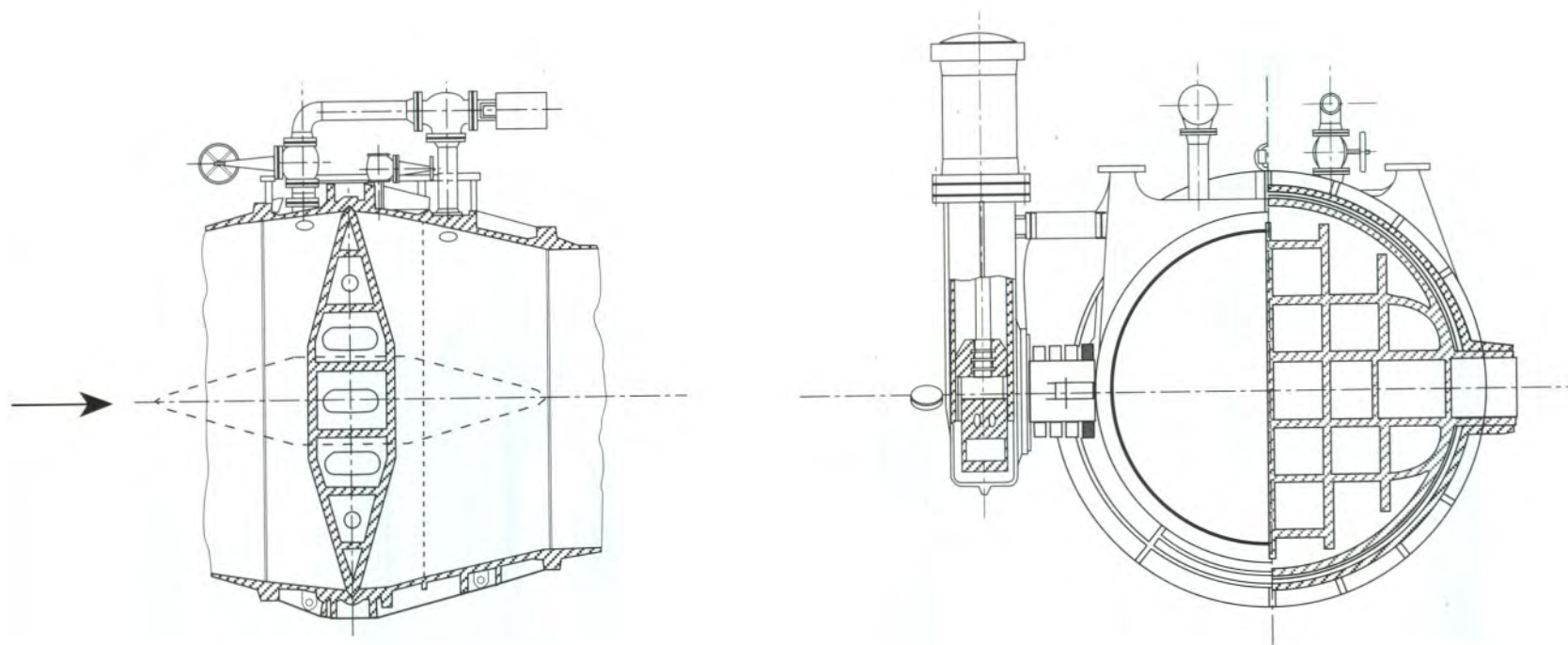


Fig. 7 VALVULA DE MARIPOSA

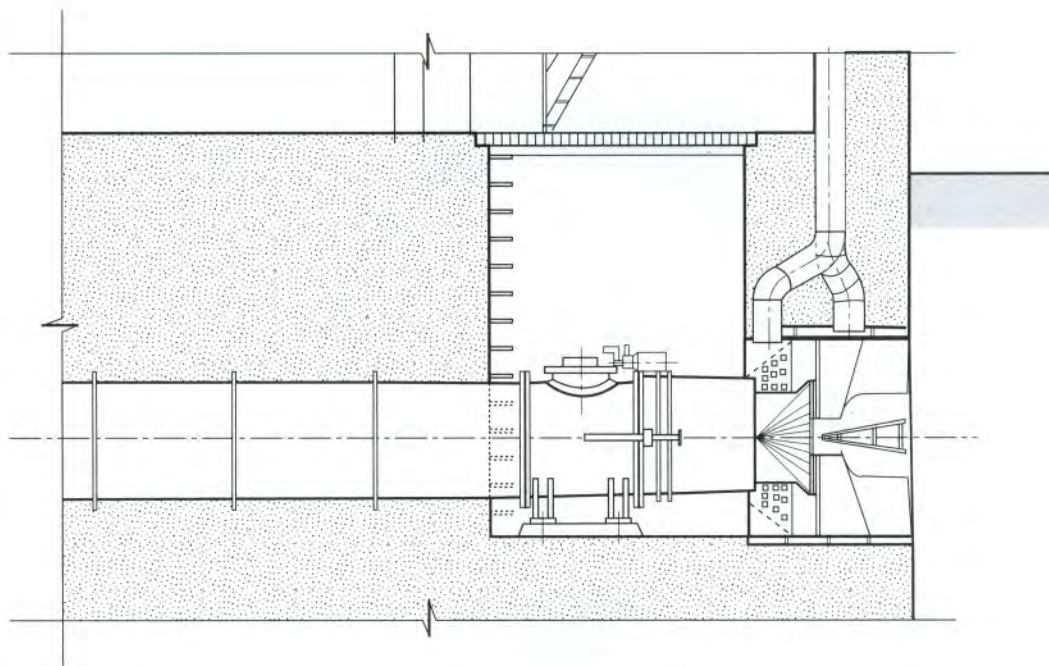


Fig. 8 VALVULA HOWELL - BUNGER
(Con encauzador empotrado en el hormigón)

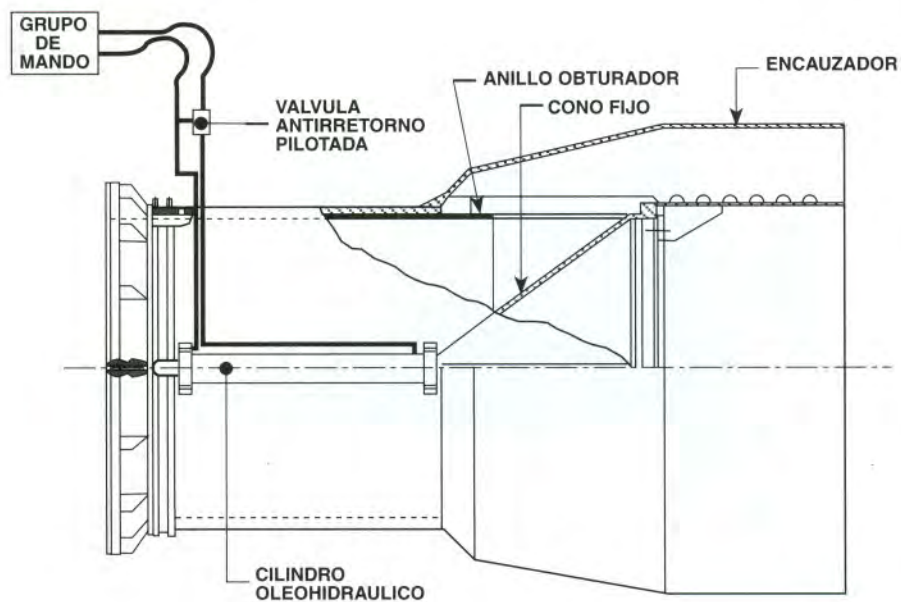


Fig. 9 VALVULA HOWELL - BUNGER
(Con encauzador libre)

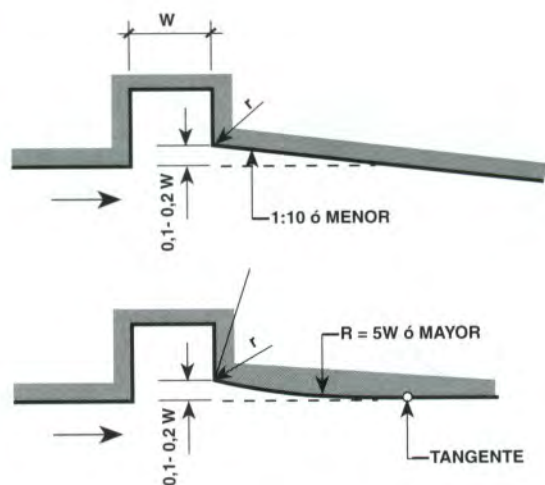


Fig. 10 RANURAS PARA COMPUERTAS

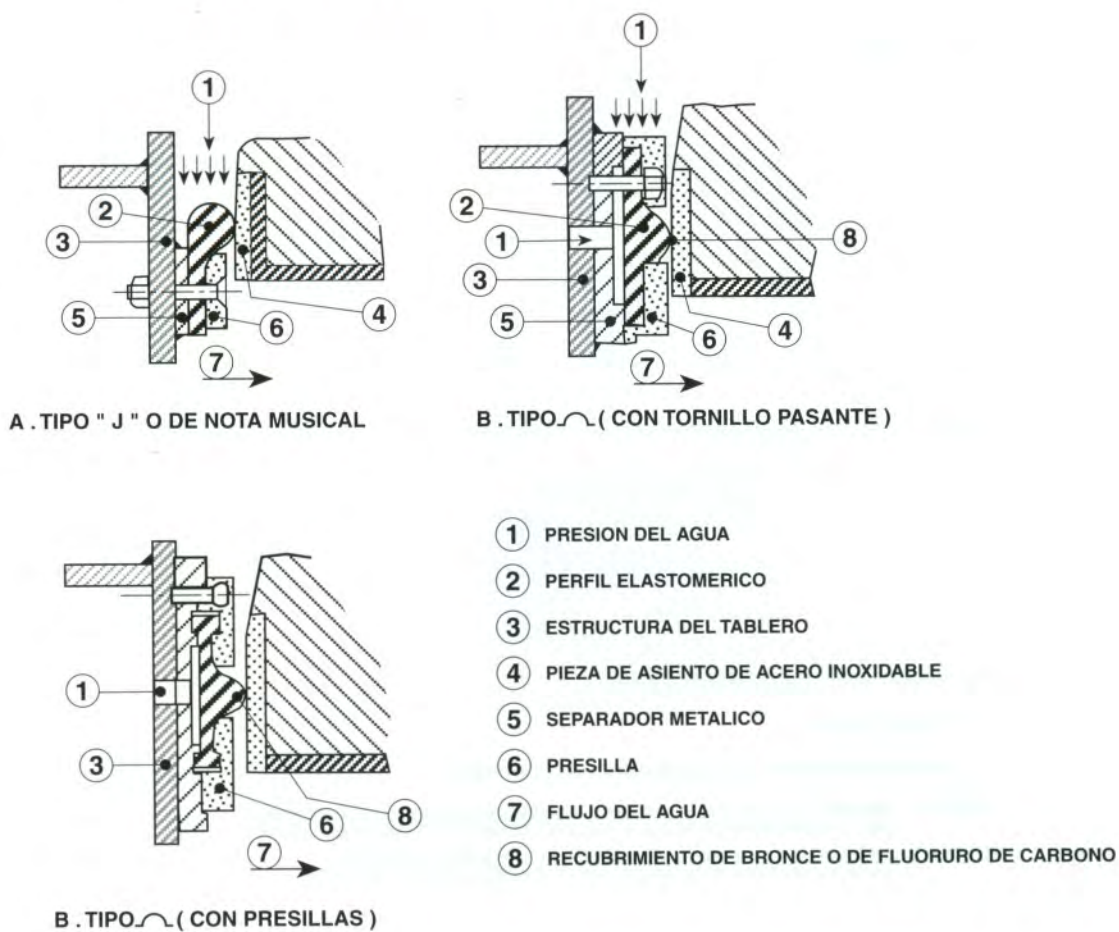
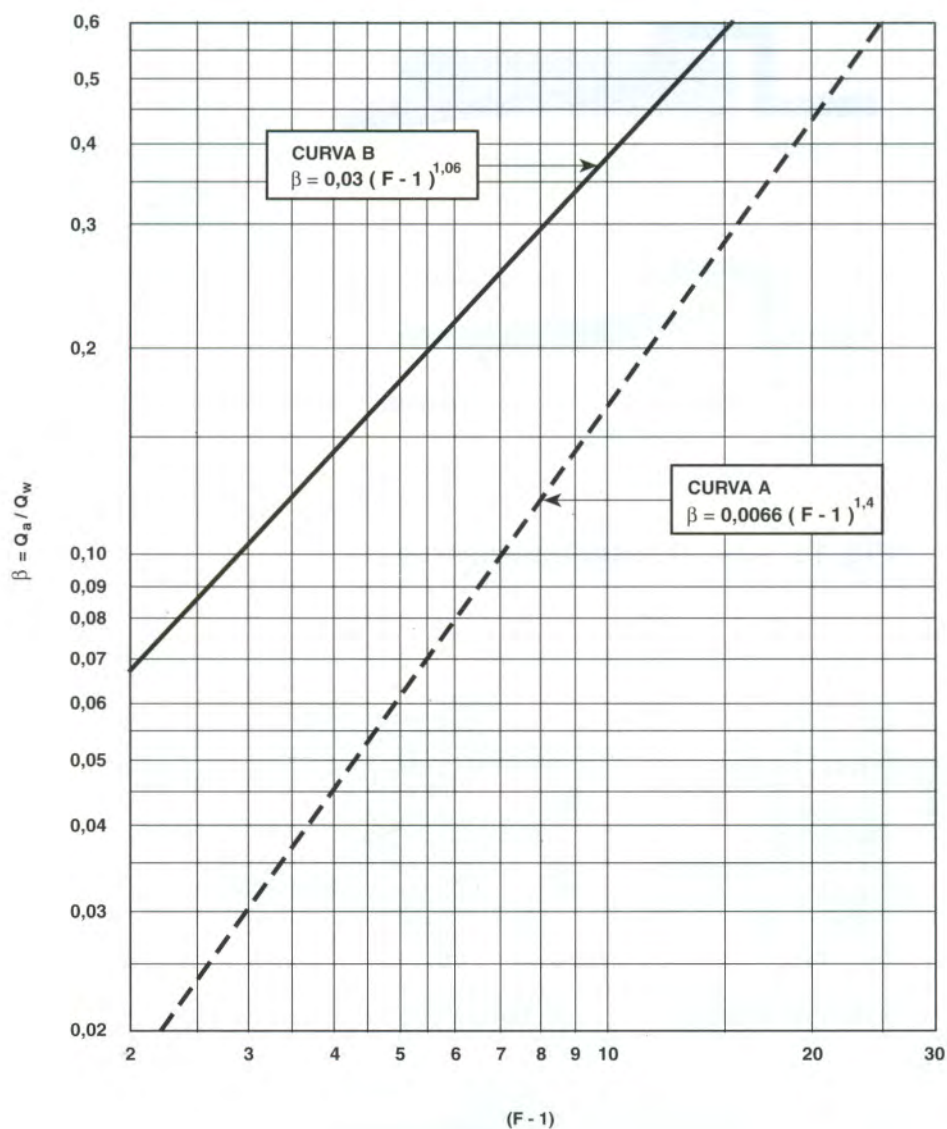


Fig. 11 DISPOSITIVOS DE ESTANQUIDAD EN COMPUERTAS



Q_a = CAUDAL DE AIRE O DEMANDA DE AIRE

Q_w = CAUDAL DE AGUA

F = NUMERO DE FROUDE DE LA VENA O CHORRO CONTRAIDO

CURVA A DEMANDA DE AIRE EN EL CASO DE FORMACION DE RESALTO AGUA ABAJO DE LA COMPUERTA O VALVULA, SEGUN KALINSKE Y ROBERTSON (USBR)

CURVA B DEMANDA DE AIRE ACONSEJADA POR EL U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, PARA DESCARGA LIBRE SIN FORMACION DE RESALTO

Fig. 12 DEMANDA DE AIRE, SEGUN RECOMENDACIONES DEL U.S. BUREAU OF RECLAMATION, Y DEL U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS

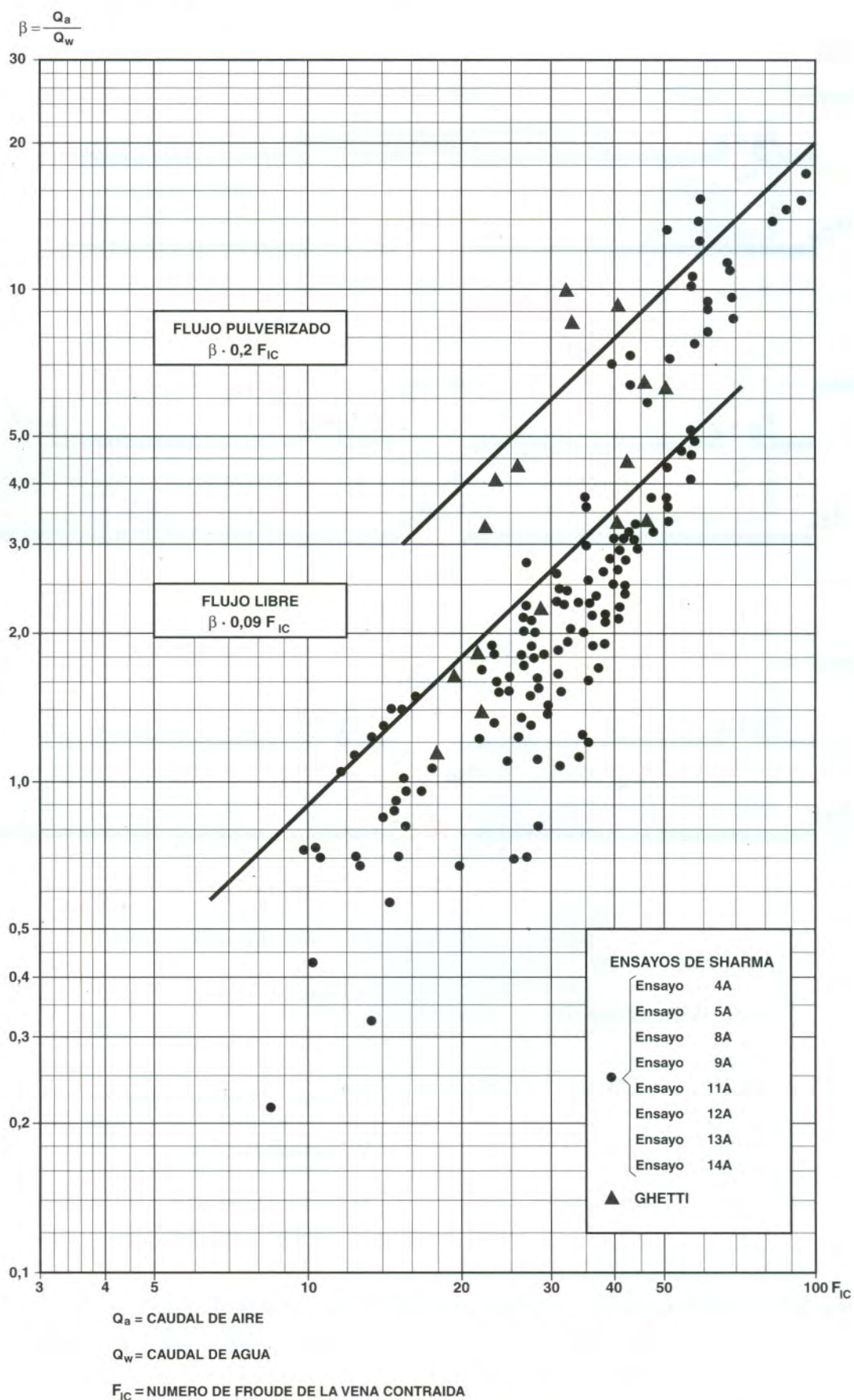


Fig. 13 DEMANDA DE AIRE EN DESCARGAS SIN FORMACION DE RESALTO HIDRAULICO , SEGUN H.R. SHARMA

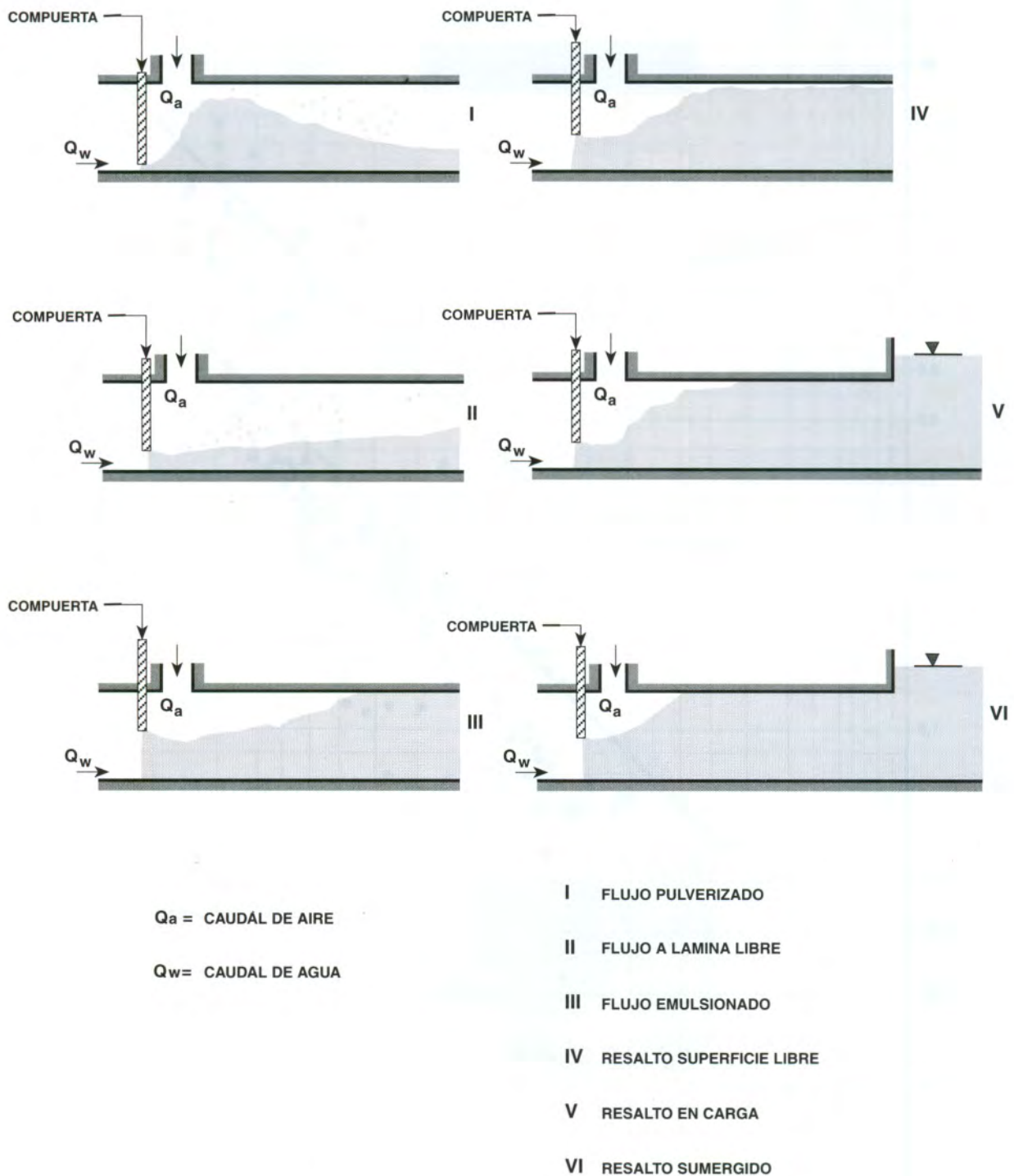


Fig. 14 CLASIFICACION DE LOS TIPOS DE FLUJO BAJO COMPUERTA EN GALERIAS

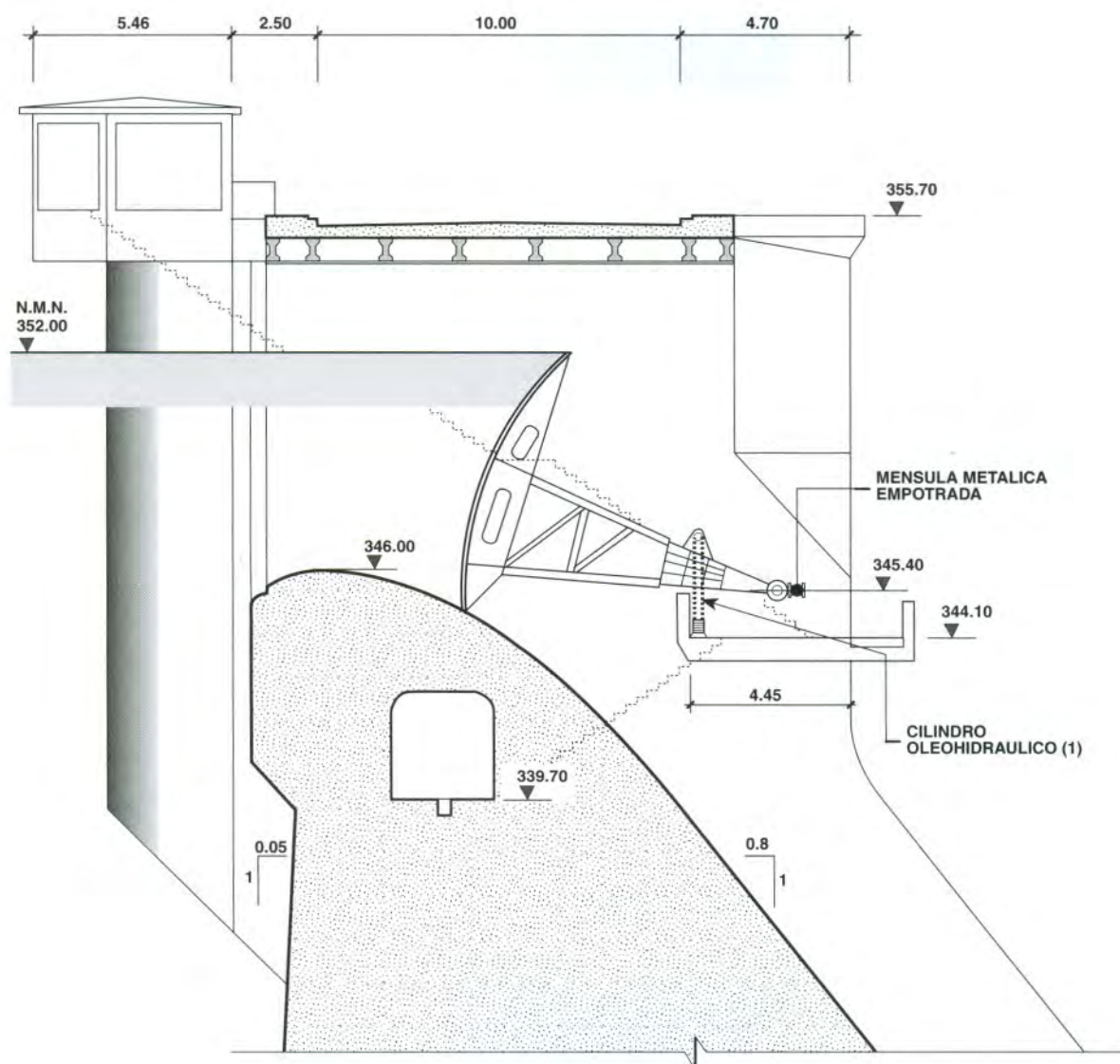


Fig. 15 PRESA DE LA SERENA

(1) LONGITUD CILINDRO EXTENDIDO 3.81 m
 LONGITUD CILINDRO RECOGIDO 2.55 m
 EMPUJE 48 t

DIMENSIONES DE LAS COMPUERTAS

LUZ DEL VANO 11m
 RADIO DEL TABLERO 8.50 m
 ALTURA 7.20 m
 NUMERO DE COMPUERTAS 8

ANEXO N° 2
AIREACION

INDICE

	<u>Página</u>
1. INTRODUCCION	1
1.1. Preliminar	1
1.2. Formas de aireación del flujo	2
1.3. Parámetros característicos de la aireación	4
1.4. Aireación versus cavitación	5
1.4.1. Consideraciones generales	5
1.4.2. Daños por cavitación	6
1.4.3. Prevención y corrección de daños	8
2. ALIVIADEROS	9
2.1. Aireación natural. Canales de descarga	9
2.1.1. Consideraciones generales	9
2.1.2. Mecanismo de la aireación	9
2.1.3. Estructura del flujo	10
2.1.3.1. Estructura transversal	10
2.1.3.2. Estructura longitudinal	11
2.1.4. Zona sin aireación. Punto Crítico	12
2.1.5. Zona de aireación uniforme	13
2.1.5.1. Concentración de aire: Media (C) y en el fondo (C_0).	13
2.1.5.2. Rozamiento, calado y velocidad	15
2.1.6. Zona de aireación gradual	17
2.1.7. Aliviaderos en túnel	18
2.2. Aireación natural. Dispositivos amortiguadores de energía	18
2.2.1. Cuencos de resalto	18
2.2.2. Trampolines	20
2.3. Aireación artificial. Canales de descarga	21
2.3.1. Consideraciones generales	21
2.3.2. Tipos de aireadores	21
2.3.3. Mecanismo de la aireación y estructura longitudinal del flujo	22
2.3.4. Zonas de transición y de aireación	25
2.3.4.1. Rampa. Trayectoria de la lámina	26
2.3.4.2. Escalón	26
2.3.4.3. Demanda y suministro de aire. Conductos de aireación	27
2.3.5. Zona de flujo aireado en el fondo	27
2.4. Recomendaciones de diseño	28

Página

3. DESAGÜES PROFUNDOS	31
3.1. Consideraciones generales	31
3.2. Tipos de flujo y mecanismo de la aireación	32
3.3. Demanda y suministro de aire. Conductos de aireación	33
3.4. Aireadores	36
3.5. Recomendaciones de diseño	37
BIBLIOGRAFIA	41

1. INTRODUCCION

1.1. Preliminar

Las altas velocidades que se generan en gran parte de las estructuras hidráulicas de las presas originan, en unos casos, una fuerte interacción entre el agua fluyente y el aire que las rodea, de manera que éste se introduce en el agua en forma de burbujas, mientras que en otras situaciones una insuficiente dotación de aire puede dar lugar a depresiones y a problemas de cavitación. Todas estas circunstancias, englobadas bajo la denominación de "**aireación**", deben ser consideradas para el correcto diseño y funcionamiento de dichas estructuras.

Algunos de los elementos de los órganos de desagüe de las presas en los que se produce el fenómeno de la aireación son: canales de descarga (rápidas), aliviaderos en pozo o escalonados, vertidos en caída libre, cuencos de resalto y trampolines, desagües profundos en lámina libre o en carga, compuertas y válvulas.

De acuerdo con los casos mencionados, el flujo agua-aire en las estructuras hidráulicas de las presas puede analizarse según la siguiente clasificación: 1) Flujo en aliviaderos a cielo abierto, 2) flujo en conducciones cerradas y 3) Flujo en caída libre. Chorros.

En el primer y tercer caso el fenómeno de la aireación se suele conocer como "**arrastre de aire**", ya que éste es transportado por la corriente, y en el segundo se emplea el concepto de "**demanda de aire**", aludiendo así a las necesidades que de este elemento tiene la conducción.

El **arrastre de aire**, en unos casos, puede producirse de forma "**natural**", bien a lo largo de toda la superficie del agua (**aireación longitudinal**) o bien localmente en las discontinuidades provocadas en dicha superficie por fenómenos puntuales, tales como el impacto sobre la misma de un chorro o la presencia de una pila (**aireación local**). En otras situaciones, cuando existen riesgos de cavitación o de depresiones, y la concentración de aire alcanzada con la aireación natural no es suficiente para prevenir estos fenómenos, hay que recurrir a la aireación "**artificial**" mediante dispositivos ad-hoc (**aireadores**), que introduzcan localmente aire adicional.

La **demanda de aire** en los conductos cerrados, si su funcionamiento es en lámina libre, puede producirse de forma "**natural**" a partir del aire existente en la zona no ocupada por el agua el cual penetra en el conducto desde su extremo de aguas abajo. Sin embargo, si las necesidades de aireación son superiores o no se quiere confiar solo en el que puede suministrar el proceso natural, como ocurre en la mayoría de los casos, ha de recurrirse a conductos y a dispositivos de aireación "**artificial**".

En base a las consideraciones expuestas se presenta en este documento una escueta síntesis del estado actual de conocimientos relativos al flujo agua-aire en los órganos de desagüe de las presas, en lo que se refiere a la aireación natural y artificial en los aliviaderos y a la demanda de aire en los desagües profundos. La misma se ciñe a las tipologías más frecuentes: aliviaderos a cielo abierto o en túnel y desagües en lámina libre o en carga, suponiendo siempre disposiciones rectilíneas y soleras sin peraltar. Quedan, por lo tanto, fuera del contexto los aliviaderos en sifón, en pozo, los escalonados o los vertederos en caída libre*.

Por último, se destaca la complejidad del fenómeno de la aireación, cuyo análisis además de requerir un cierto bagaje matemático entraña complicaciones aún no resueltas por completo sobre las que deben proseguir las investigaciones. Ello, en gran número de casos, obliga a recurrir a ensayos en modelo, con las dificultades que los mismos presentan para reproducir fidedignamente la aireación. Asimismo debe resaltarse que frecuentemente las formulaciones propuestas por diferentes autores para el estudio de un mismo fenómeno no son coincidentes. En estas situaciones es recomendable analizar conjuntamente los resultados de las distintas fórmulas, habida cuenta de sus rangos de aplicación y actuar en consecuencia, siempre teniendo presente las experiencias acumuladas en realizaciones similares.

1.2. Formas de aireación del flujo

En el caso de los aliviaderos la aireación natural puede producirse como consecuencia de alguna de las siguientes circunstancias: a) Agitación superficial (aireación longitudinal) b) Vórtices de eje perpendicular al flujo (aireación local) y c) Vórtices de eje paralelo al flujo (aireación local).

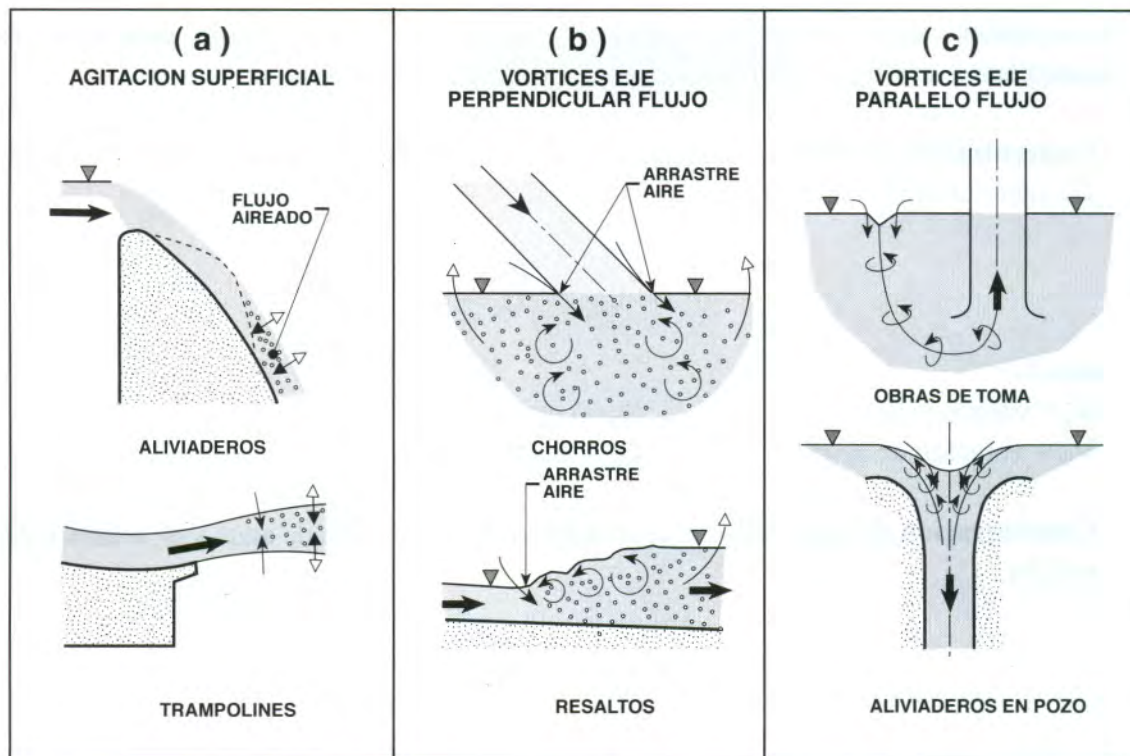
La aireación artificial se produce mediante mecanismos mas complejos que los presentes en la aireación natural, figurando, entre ellos, la agitación superficial y los vórtices de eje paralelo al flujo.

En los conductos cerrados, cuando su funcionamiento es en lámina libre, la aireación natural se produce también por agitación superficial o por vórtices de eje paralelo a la corriente. La aireación artificial al igual que en los aliviaderos, conlleva mecanismos mas complejos. Lo mismo ocurre en el caso de los conductos en carga.

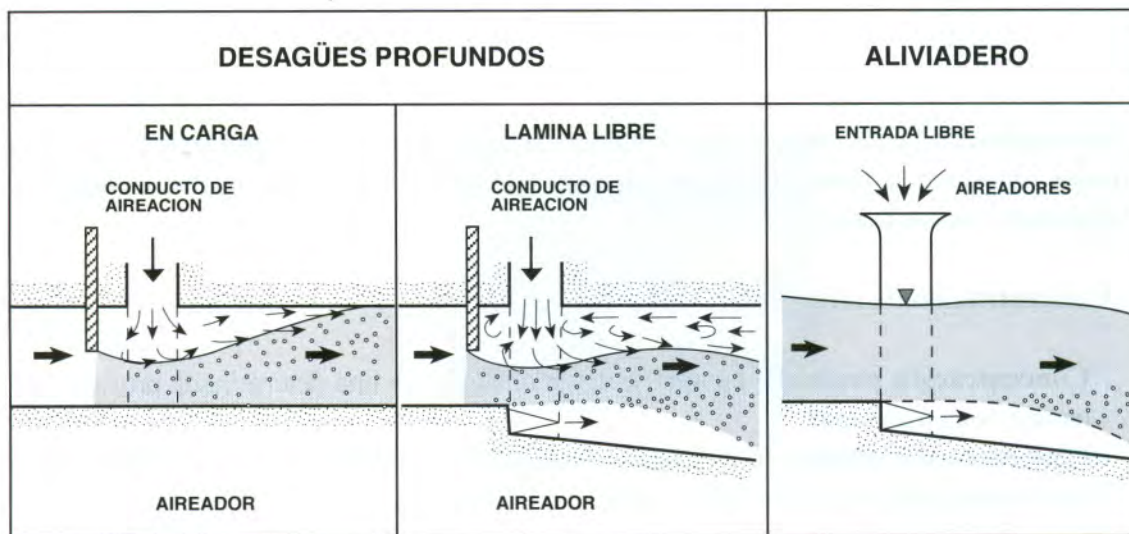
En la figura 1 se representan algunas de las formas de aireación mencionadas.

* Consideraciones y referencias adicionales sobre estas estructuras pueden encontrarse en: Sinniger y Hager (1989), U.S. Army Corps of Engineers (1970), Falvey (1980), Knauss (1987) y CEDEX (1993).

NATURAL



ARTIFICIAL



➡ FLUJO DE AGUA

➡ ENTRADA DE AIRE

➡ SALIDA DE AIRE

Fig. 1 FORMAS DE AIREACION

1.3. Parámetros característicos de la aireación

En el estudio de la aireación se emplean, con carácter general, varios parámetros para cuantificar el arrastre o la demanda de aire. Los de mayor interés son:

- **Concentración de aire (C).**- Es la relación entre el volumen de aire existente en la mezcla agua-aire y el volumen total de ésta.

$$C = \frac{V_a}{V_a + V_w} = \frac{Q_a}{Q_a + Q_w} \quad (1)$$

siendo:

V_a = volumen de aire ; Q_a = caudal de aire
 V_w = volumen de agua ; Q_w = caudal de agua

- **Concentración de agua (ω).**- Es la relación entre el volumen de agua y el volumen de la mezcla.

$$\omega = \frac{V_w}{V_a + V_w} = \frac{Q_w}{Q_a + Q_w} \quad (2)$$

- **Coefficiente de aireación (β).**- Es la relación entre el caudal de aire y el de agua existentes en la mezcla.

$$\beta = \frac{Q_a}{Q_w} \quad (3)$$

Adicionalmente, y en especial para caracterizar los flujos aireados en lámina libre, se requiere introducir algunos conceptos relativos a la concentración de aire, al calado y a la velocidad. Dichos conceptos son:

- Concentración de aire

- . **Concentración puntual o local (C).**- Es la que existe a una determinada profundidad o en una zona localizada.
- . **Concentración media ($\bar{C}$).**- Es el promedio de las concentraciones puntuales que en cada sección transversal existen a diferentes profundidades.

- Calados

La gran irregularidad superficial que se produce en los flujos aireados determina que junto al concepto tradicional y teórico de calado emulsionado sean necesarios los siguientes (fig.2):

- **Calado emulsionado (h_e).**- Es el correspondiente a la mezcla agua-aire supuesta uniforme su superficie.
- **Calado característico de una cierta concentración (h_c).**- Es el calado correspondiente a la profundidad en la que se alcanza dicha concentración C . Es usual considerar concentraciones de aire entre el 90 y el 99%.
- **Calado equivalente de agua (h_w).**- Es con el que teóricamente fluiría el agua, supuesta independiente del aire, pero circulando a la velocidad media real de la mezcla agua-aire.

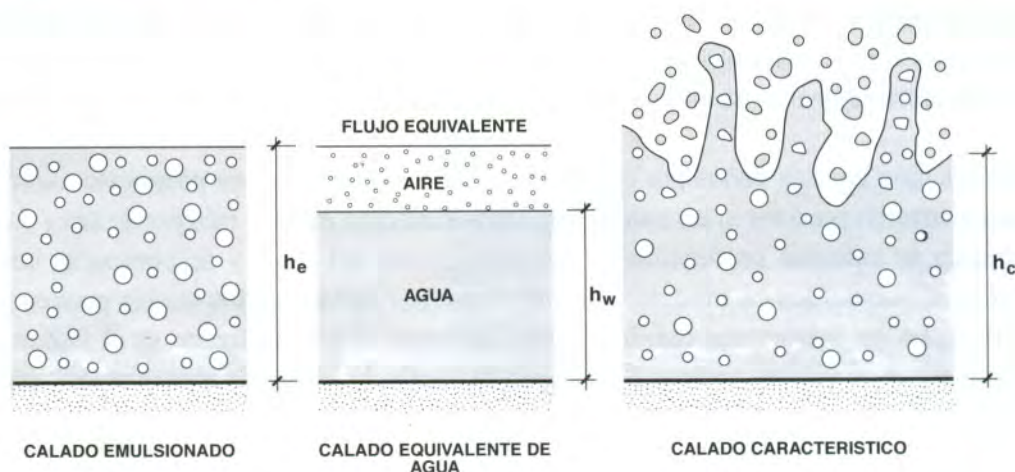


Fig. 2 FLUJOS AIREADOS. CALADOS

- Velocidad

- **Velocidad característica de una cierta concentración (V_c).**- Es la velocidad puntual a la profundidad en la que se alcanza la concentración C .

Entre los calados h_c , h_w y la concentración media $\bar{C}$ se verifica la siguiente relación:

$$(1 - \bar{C}) \cdot h_c = h_w \quad (4)$$

1.4. Aireación versus cavitación

1.4.1. Consideraciones generales

La cavitación en un líquido se produce cuando, a temperatura constante, la presión disminuye hasta alcanzar su tensión de vapor. En ese momento el fluido pierde su homogeneidad apareciendo alrededor de los "núcleos de cavitación" cavidades, de forma que el fluido se convierte en bifásico. Si la presión aumenta de nuevo las cavidades se hacen inestables y colapsan, recuperándose rápidamente el estado líquido y liberándose localmente cantidades importantes de energía que provocan daños en los materiales en contacto con el líquido cavitante ("erosión de cavitación"). De modo esquemático en la figura 3 se muestra el proceso descrito.

Existen circunstancias en las que la cavitación puede producirse con "presiones medias" superiores a la de vapor de agua. Este es el caso de los flujos altamente turbulentos, en los que la fluctuación instantánea de la presión puede ser tan fuerte que llegue a originar momentánea e intermitentemente presiones inferiores a la de vapor. Un caso singular de daños achacables a cavitación por flujos altamente turbulentos fue el colapso en 1974 de uno de los túneles de desagüe de la presa de Tarbela en Pakistán (Kenn y Garrod, 1981).

El efecto protector de la aireación frente a la cavitación se fundamenta principalmente en los siguientes aspectos: Se evitan presiones bajas, las cavidades formadas son mayores y las presiones de colapso menores, y se amortigua parte de la energía liberada en el colapso al transformarse el agua en un fluido bifásico (agua-aire) menos denso y más elástico.

En relación con los daños por cavitación, diferentes autores han propuesto algunos índices que permiten predecir si en una determinada situación existen riesgos de tales daños. Estos índices se calculan en función de las condiciones del flujo y se comparan con "valores críticos", obtenidos en modelo o en prototipo, por debajo de los cuales pueden producirse daños. En las estructuras hidráulicas de las presas el más utilizado es el índice de cavitación (σ)^{*}. Sus valores críticos (σ_{CR}), para los acabados superficiales usuales, son del orden de 0,2 - 0,25. (Falvey 1980, 1990)^{**}

1.4.2. Daños por cavitación

La magnitud de los daños depende de diversos factores: resistencia de los materiales, tiempo de exposición, velocidad del flujo o contenido de aire. Sobre estos dos últimos son de interés las siguientes consideraciones:

- Velocidad del flujo

La velocidad del flujo es un factor fundamental en los daños, habiéndose determinado que estos crecen rápidamente al incrementarse la velocidad, siendo proporcional a: " V^n ", con valores de n que oscilan de 4 a 7.

Kenn & Garrod (1987) y Falvey (1990) dan como valor a partir del cual comienzan los daños en los hormigones 30 m/s.. Novak (1984) reduce esta cifra a 25 m/s.. mientras que Chanson (1992) para flujos exentos por completo de aire se refiere a 15 m/s. En cualquier

$$* \quad \sigma = \frac{P_o - P_v}{\rho \quad V_o^2 / 2} ; \quad \begin{array}{l} P_o, V_o: \text{presión absoluta y velocidad. } P_v: \text{presión de vapor del agua.} \\ \rho: \text{densidad del agua} \end{array}$$

^{**} Los valores mínimos de σ , no coinciden necesariamente con los máximos del caudal, por lo que σ deberá calcularse para caudales intermedios y determinar su mínimo.

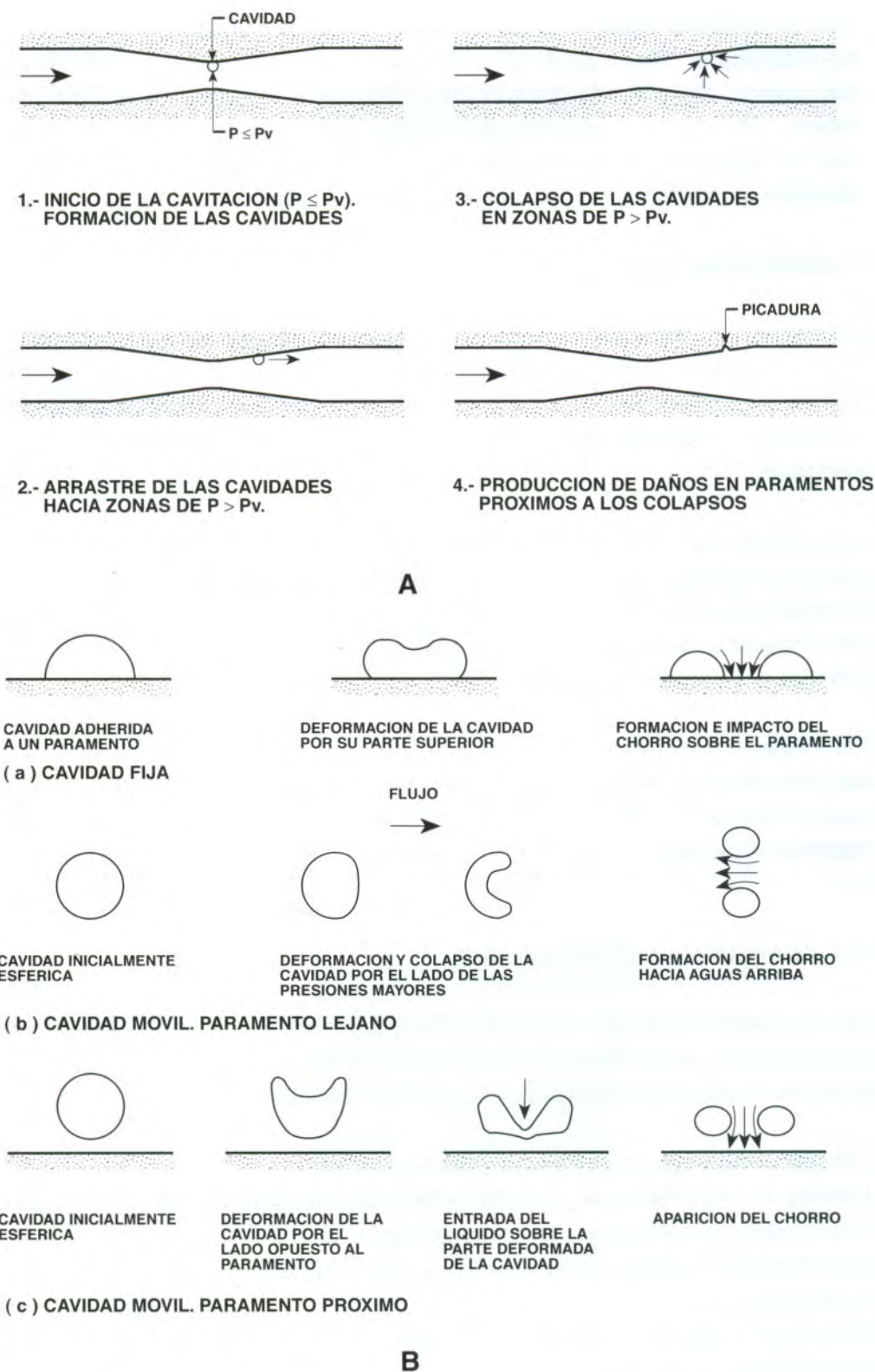


Fig. 3 CAVITACION. A) ETAPAS DEL FENOMENO (SUAREZ VILLAR, 1982); B) MECANISMOS BASICOS DE COLAPSO DE UNA CAVIDAD (KNAPP, DAILY Y HAMMIT, 1970)

caso la velocidad máxima admisible está íntimamente ligada con el tipo de material de los paramentos, con su grado de terminación superficial y con la concentración de aire que tenga el flujo. A este respecto las tendencias actuales -ICOLD 1988; PGOH 1989; Falvey, 1990- son las de compaginar acabados "normales" (no excesivamente estrictos) con la velocidad y la aireación del flujo. No obstante, los blindajes se imponen en los desagües profundos aguas abajo de los órganos de cierre.

- Concentración de aire

Diferentes autores, entre los que cabe destacar a Peterka (1953), a Russell y Sheenan (1974) y a Falvey (1990), consideran que concentraciones de aire en las proximidades del hormigón del orden del 7-8% hacen que prácticamente no se produzcan daños por cavitación para velocidades próximas a los 30-35 m/s. y terminaciones "normales" del hormigón.

Este umbral del 7-8%, en lo que respecta a la velocidad del flujo y al grado de terminación de las superficies, ha hecho que la tendencia actual, como se ha indicado, sea la de compaginar velocidad y aireación del flujo con acabados de los paramentos no excesivamente estrictos, cuya consecución y mantenimiento no presente exigencias difíciles de alcanzar en la práctica.

Otro aspecto relacionado con el binomio aireación - daños, es el relativo a la resistencia que debe tener el hormigón para que no sufra daños por cavitación, pudiendo indicarse, como orden de magnitud, que hormigones con resistencia a compresión de 200 Kp/cm² soportan velocidades de 30-35 m/s, si la concentración de aire en sus proximidades es del 8%.

1.4.3. Prevención y corrección de daños

Entre las medidas que, por separado o conjuntamente, se pueden adoptar para paliar o evitar los daños ocasionados por la cavitación, excepción hecha de la aireación del flujo que por su interés se comenta después, cabe citar las siguientes:

- Adoptar diseños que no produzcan presiones reducidas.
- Ejecutar las superficies de los paramentos con tolerancias acordes con las presiones, las velocidades y la concentración de aire existentes en el flujo.
- Evitar resaltes y dientes en zonas de velocidades elevadas y si han de disponerse airearlos y/o blindarlos.
- Disponer los paramentos, cuando sea posible, alejados de las zonas de posible cavitación (p.ej. desagüe sumergido de una válvula).
- Emplear revestimientos mas resistentes que el hormigón convencional*.

* Ver boletines 40, 43 y 58 de la ICOLD.

La solución de airear artificialmente el flujo, cuando de forma natural no se alcanzan las concentraciones necesarias (7-8% en el fondo), es cada vez más utilizada. Su aplicación es fácil y de reducido coste si se adopta en el proyecto, complicándose si ha de utilizarse en obras dañadas o que de sus diseños se deduzcan riesgos de tal suceso.

2. ALIVIADEROS

2.1. Aireación natural. Canales de descarga

2.1.1. Consideraciones generales

En los aliviaderos la aireación produce el entumecimiento de la lámina requiriéndose cajeros mas altos que en los casos de flujos no aireados. Además, el arrastre de aire redundo en reducciones del rozamiento lo que puede provocar velocidades sensiblemente mayores. Estos inconvenientes, que deben ser considerados en los diseños de estas estructuras, quedan, en general compensados por la supresión de potenciales daños por cavitación.

En cualquier caso, el fenómeno de la aireación toma toda su importancia cuando se trata de aliviaderos grandes, que vierten caudales específicos elevados ($\text{m}^3/\text{s.m.}$) y cuyo funcionamiento es frecuente.

A título de reseña histórica y bibliográfica cabe indicar que las primeras investigaciones sobre la aireación comienzan en Europa con los trabajos de Ehrenberger (1926). En EEUU, ya en 1915, el USBR* considera la aireación como remedio frente a daños producidos por cavitación en algunas de sus presas, pudiendo destacarse en esta primera etapa las contribuciones de Hall (1943). Posteriormente, sobresale el clásico y fundamental trabajo de Straub y Anderson (1958 y 1960) y las investigaciones de Killen y Anderson (1969). Durante los años 70, 80 y 90 los estudios han aumentado considerablemente, encontrándose, entre los muchos que existen los de Gangadharaiah et al. (1970), Falvey (1980, 1990), Volkart (1982), Wood (1991) y Chanson (1992, 1993).

2.1.2. Mecanismo de la aireación

El proceso de aireación continua que se produce en las rápidas de los aliviaderos tiene su origen en la gran turbulencia que existe en los flujos a altas velocidades. Como consecuencia de la misma, en la superficie del agua se produce una gran agitación capaz de vencer la acción gravitatoria y la tensión superficial y proyectar así hacia el exterior gotas y rociaciones de agua.

* USBR.- Bureau of Reclamation (EEUU).

Las gotas mas pequeñas son mantenidas en suspensión por la turbulencia del aire próximo al flujo, las mas grandes y los rociones retornan a la corriente horadando su superficie, de manera que al cerrarse de nuevo atrapan burbujas de aire, parte de las cuales son arrastradas por el flujo, mientras que otras, por efectos de flotación y difusión, lo abandonan. De este modo aparecen las diferentes zonas en el flujo, dotándolo de la estructura que en 2.1.3. se expone.

En general, los tamaños de las burbujas oscilan entre 10 mm y 1 mm, o incluso menores si la turbulencia del flujo es muy elevada, lo que implica altas velocidades en la corriente.

En otros casos de aireación -vertidos en caída libre, trampolines, o cuencos de resalto- el mecanismo se rige por pautas similares, siendo la turbulencia el fenómeno determinante; sin embargo cada uno de ellos presenta sus particularidades (Wood, 1991 y Mateos, 1987).

2.1.3. Estructura del flujo

2.1.3.1. Estructura transversal

Transversalmente la estructura del flujo agua-aire puede dividirse en las siguientes zonas (fig. 4):

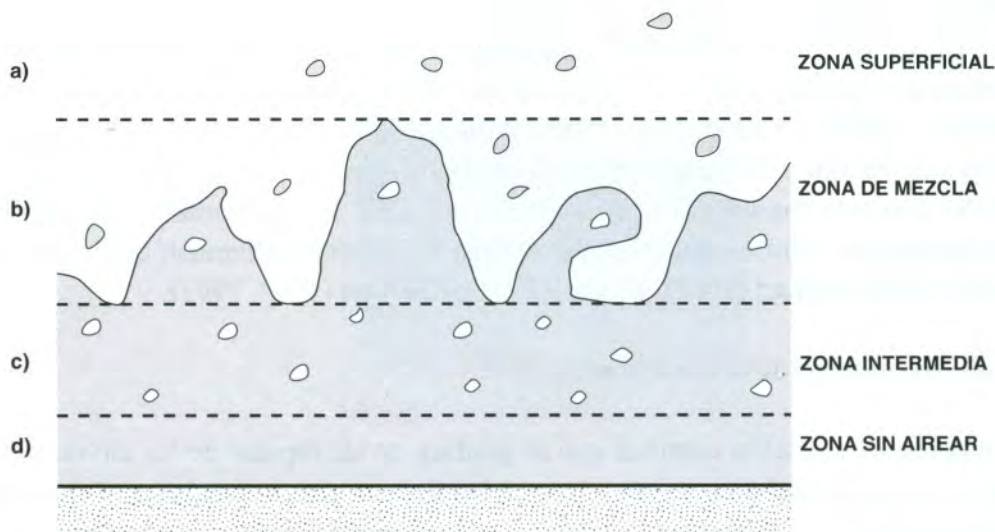


Fig. 4 ESTRUCTURA TRANSVERSAL DE LOS FLUJOS AIREADOS (KILLEN Y ANDERSON, 1969).

- a) **Zona superficial.-** Constituye la parte externa del flujo y está formada por aire con gotas de agua.
- b) **Zona de mezcla.-** Es la región donde se produce la máxima interacción agua-aire. El aire es atrapado por el agua en forma de burbujas y a su vez esta es lanzada al aire.
- c) **Zona intermedia.-** Se inicia donde la agitación superficial no alcanza.
- d) **Zona sin airear.-** Se presenta cuando la aireación no ha llegado a desarrollarse por completo.

2.1.3.2. Estructura longitudinal

Longitudinalmente los flujos aireados pueden estructurarse en las siguientes zonas (fig. 5):

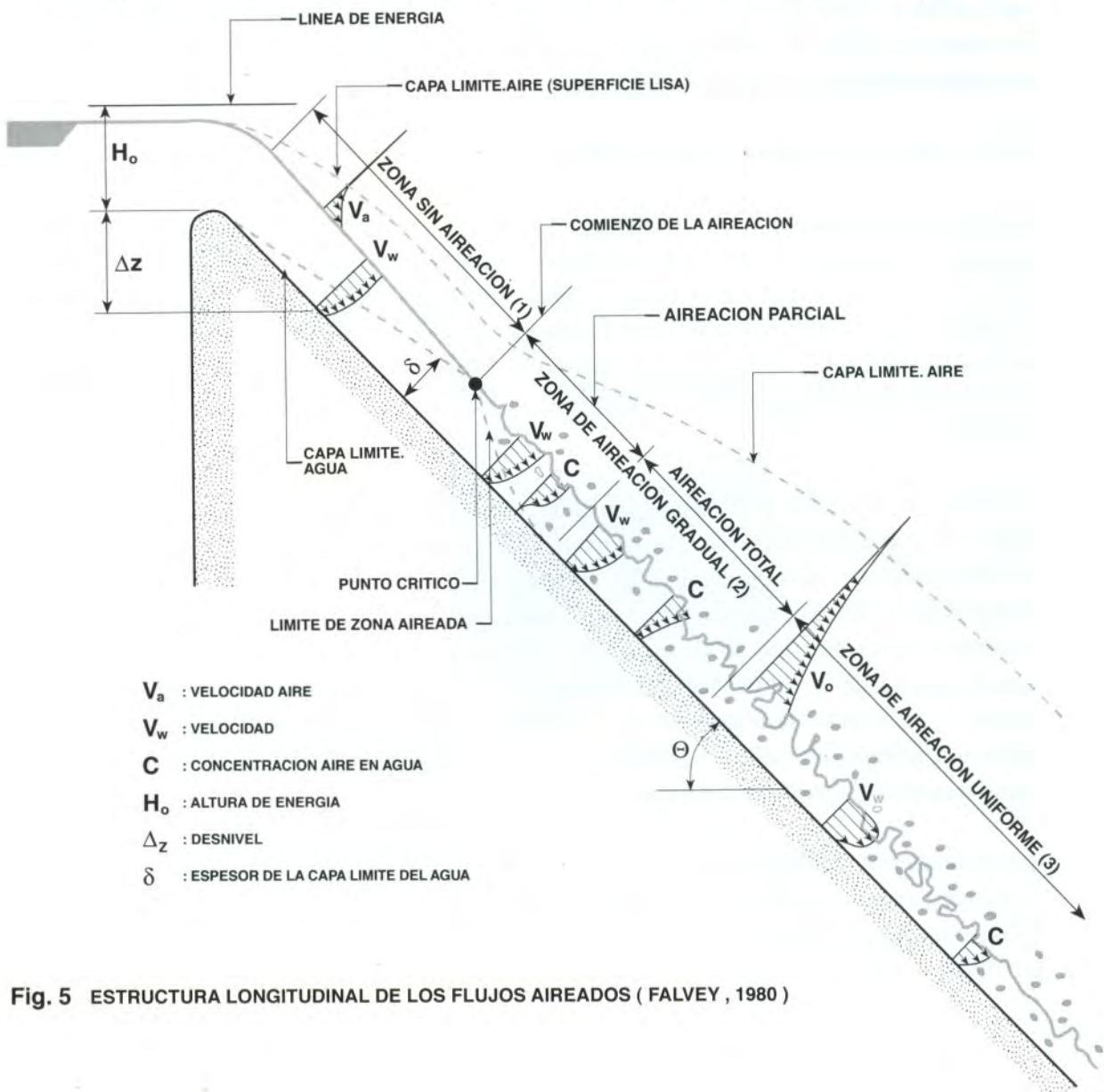


Fig. 5 ESTRUCTURA LONGITUDINAL DE LOS FLUJOS AIREADOS (FALVEY , 1980)

- 1) **Zona sin aireación.-** La turbulencia no es la necesaria para provocar el arrastre de aire, comenzando éste cuando la capa límite alcanza la superficie del fluido ("**Punto Crítico**").
- 2) **Zona de aireación gradual.-** El aire va penetrando en el agua sin que exista equilibrio entre el que entra y el que abandona la corriente. Se distinguen dos regiones según que el aire no haya llegado o si a la solera: "**aireación parcial**" y "**aireación total**".
- 3) **Zona de aireación uniforme.-** La concentración de aire permanece constante mientras no se produzcan variaciones en la geometría de la rápida. Existe equilibrio entre el aire que entra y el que sale del flujo.

De acuerdo con la estructura expuesta, se presentan en los siguientes epígrafes las particularidades y el modo de caracterizar cada una de estas zonas, al objeto de determinar velocidades, calados emulsionados, concentración de aire en el fondo, etc. y poder así fijar la altura de cajeros y decidir sobre la necesidad o no de airear artificialmente el canal de descarga mediante la disposición de aireadores.

2.1.4. Zona sin aireación. Punto Crítico

El proceso de aireación no se inicia hasta que la capa límite alcanza la superficie del agua, situación a partir de la cual este elemento pierde su apariencia cristalina para volverse blanco. Esto, de forma simplificada, se considera tiene lugar en un punto denominado "Crítico" (fig. 4). Sin embargo, dada la irregularidad del contorno de la capa límite y de la superficie del agua, en realidad la aireación comienza un poco antes de dicho punto, existiendo también aguas abajo del mismo zonas en las que el proceso aún no se ha iniciado.

La posición del Punto Crítico y las características del flujo en el mismo -calado y velocidad- son principalmente función de la pendiente del aliviadero, de su rugosidad y del caudal circulante, de manera que incrementos en el caudal suponen desplazamientos del Punto Crítico hacia aguas abajo; y por el contrario aumentos en la rugosidad, difíciles de conseguir en la práctica, lo mueven hacia aguas arriba. La influencia de la pendiente es menor que la de la rugosidad o el caudal. En el caso de canales de descarga estrechos (ancho < 5 . calado) las capas límites laterales que se forman en los cajeros hacen que la aireación se produzca antes. Lo mismo ocurre en las proximidades de las pilas, cajeros o junto a posibles obstáculos interpuestos en la corriente.

La localización del Punto Crítico requiere conocer los perfiles de la capa límite y de la lámina de agua. El perfil de la capa límite, definido por la variación de su espesor nominal (δ) a lo largo del aliviadero, ha sido objeto de diferentes investigaciones con resultados no siempre coincidentes, pueden destacarse las debidas al U.S. Army Corps (1970), Keller y

Rastogui (1977) y Wood (1991)*. La delimitación de la superficie de la lámina de agua ha de hacerse aplicando los teoremas de la energía y de la continuidad teniendo en cuenta la teoría de la capa límite (Wood, 1991 y Gutiérrez Serret, 1994). Sin embargo, de modo aproximado, puede realizarse mediante el cálculo tradicional de la correspondiente curva de remanso.

2.1.5. Zona de aireación uniforme

2.1.5.1. Concentración de aire: Media ($\bar{C}$) y en el fondo (C_0).

- Concentración media ($\bar{C}$),-

Las fórmulas propuestas para calcular la concentración media ($\bar{C}$) son muy numerosas, pudiendo destacarse las de Hall (1943), Douma (1943), U.S. Army (1970), Gangadharaiah et al. (1970), Falvey (1980), Wood (1991), Hager (1991) y Chanson (1993). En general la disparidad de resultados entre ellas es notable según puede apreciarse en el ejemplo de la figura 6. Esto es achacable tanto al proceso de obtención de las mismas como a sus rangos de validez y a que cada autor calcula $\bar{C}$ refiriéndose a un cierto valor del calado característico (h_c)**. De todas estas formulaciones se exponen la de Gangadharaiah et al. (1970) y la de Hager (1991), las cuales figuran en el Boletín 81 de la ICOLD (p. 80).

. Gangadharaiah et al. (1970):

$$\bar{C} = 1 - \frac{1}{1 + \Omega F_w^{3/2}} \quad (5)$$

siendo:

$\Omega = 1,35 n$; n : coeficiente de rugosidad de Manning

$F_w =$ número de Froude flujo "equivalente"*** $F_w = V(gh_w)^{-1/2}$

* Propone una expresión, recogida por el Boletín nº 81 de la ICOLD (p. 74), para calcular el espesor nominal (δ) de la capa límite. Dicha expresión es:

$$\frac{\delta}{x} = 0,0212 \left(\frac{x}{H_s} \right)^{0,11} \cdot \left(\frac{x}{K_s} \right)^{-0,10}$$

en la que:

δ : espesor nominal de la capa límite

x : distancia al umbral del vertedero

H_s : diferencia del nivel del agua entre el embalse y el Punto Crítico

K_s : rugosidad de Nikuradse

** Suelen adoptarse calados correspondientes a concentraciones puntuales iguales o superiores al 90% (h_{90} , Hager; h_{99} , Gangadharaiah et al.).

*** Flujo equivalente.-Es el correspondiente a la situación teórica en la que el agua y el aire fluyeran separados a la velocidad media real de la mezcla agua-aire (fig. 2).

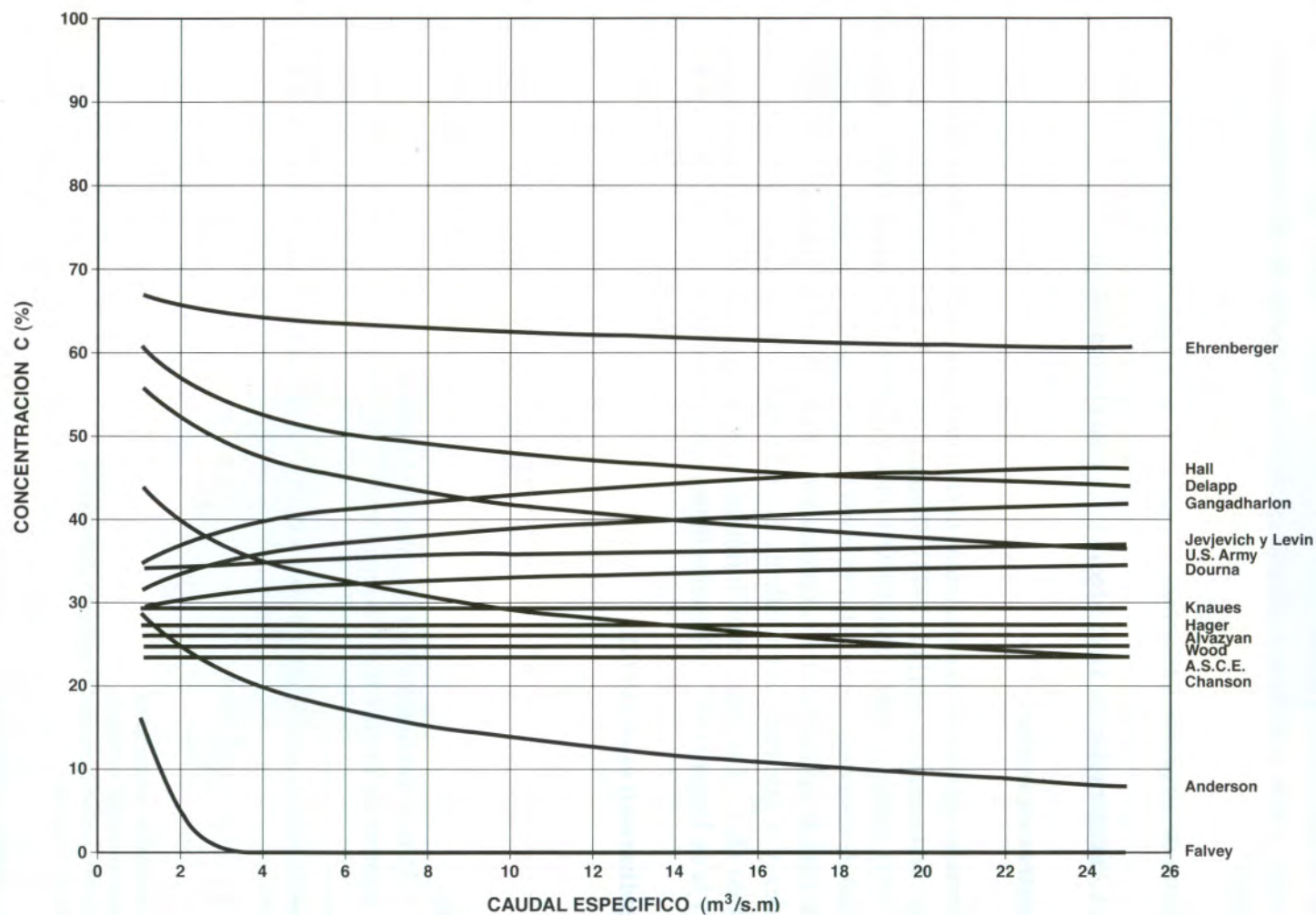


Fig. 6 ZONA DE AIREACION UNIFORME. CONCENTRACION MEDIA (C). COMPARACION DE FORMULAS.
Ejemplo: Pendiente $\alpha=15^\circ$. Rugosidad $K=1$ mm. Caudal específico $0 \leq q \leq 26 \text{ m}^3/\text{s.m}$.

. Hager (1991):

$$\bar{C} = 0,75(\sin \theta)^{0,75} \quad (6)$$

siendo θ el ángulo de la solera con la horizontal.

- Distribución $[C(y)]$ y concentración en el fondo (C_o).-

La distribución transversal de la concentración del aire $[C(y)]$ ha sido determinada, a efectos prácticos, por Wood (1991:81,82) y la concentración en el fondo (C_o), de tanto interés en relación con la cavitación, puede calcularse, entre otras, mediante las expresiones propuestas por Hager (1991):

$$C_o = 1,25 \left(\frac{\pi}{180} \theta \right)^3 ; \quad 0^\circ \leq \theta \leq 40^\circ \quad (7)$$

$$C_o = 0,65 \sin \theta ; \quad 40^\circ < \theta < 80^\circ \quad (8)$$

De los trabajos de este autor se deduce que concentraciones en el fondo del 7-8%, con las que, como ya se ha indicado, prácticamente no existen daños por cavitación, requieren concentraciones medias en la rápida del 30% y pendientes superiores a 21°. Estas cifras deben considerarse de modo orientativo y con plena validez únicamente en la zona de aireación uniforme.

2.1.5.2. Rozamiento, calado y velocidad

- Rozamiento.-

En relación con el rozamiento, Wood (1991) comprobó que el cociente entre el coeficiente de Darcy-Weisbach* del flujo aireado "equivalente" (f_w) y del flujo sin airear (f) depende únicamente de la concentración media ($\bar{C}$) según se indica en la curva de la figura 7, la cual puede aproximarse mediante la expresión (9) (ICOLD, 1992), apreciándose como para valores de $\bar{C} > 30\%$ la disminución de f_w es ostensible.

$$\frac{f_w}{f} = \frac{1}{1 + 10 \bar{C}^4} \quad (9)$$

* Relación entre el coeficiente de rugosidad de Darcy-Weisbach (f) y el de Manning (n): $f = 8 g R_H^{-1/3} \cdot n^2$.

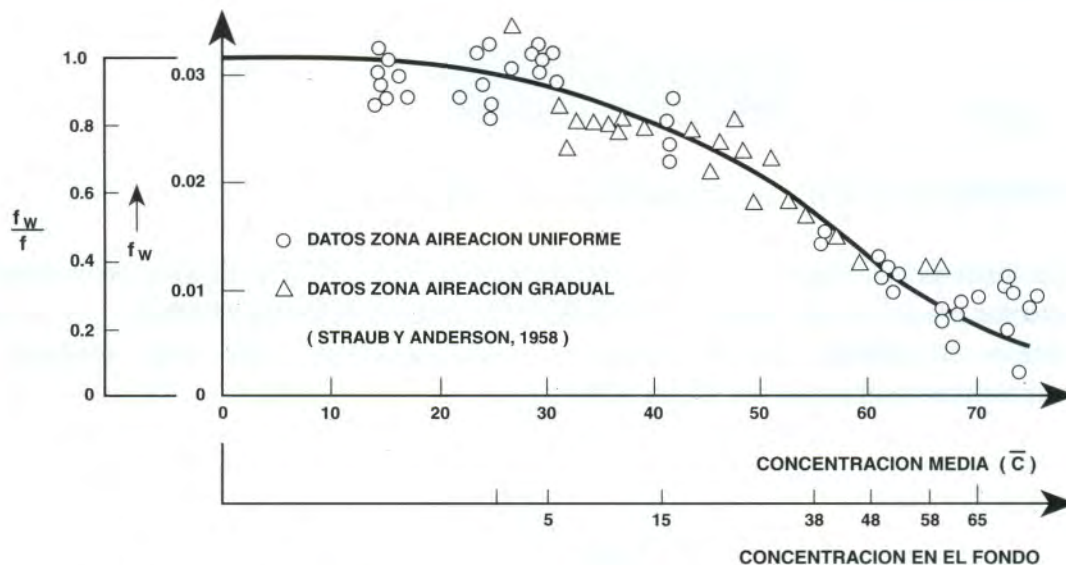


Fig. 7 FLUJOS AIREADOS. VARIACION DEL COEFICIENTE DE ROZAMIENTO DE DARCY - WEISBACH (f_w) CON LA CONCENTRACION MEDIA DE AIRE ($\bar{C}$). (WOOD, 1991).

En lo que se refiere al coeficiente de rugosidad de Manning, el USBR (1977) propone adoptar el valor de 0,018 para dimensionar los cajeros de la rápida y 0,008 cuando se trata de las estructuras de disipación de energía. Hall (1943) y otros autores facilitan información sobre este coeficiente para flujos aireados con resultados no siempre concordantes.

- Calados.-

El cálculo del calado emulsionado (h_c) o del calado característico (h_c) se realiza mediante la expresión (4)*, en la cual el calado equivalente de agua (h_w) se determina de forma análoga a como se hace en el movimiento uniforme no aireado, adoptando el coeficiente de rozamiento "equivalente" (f_w)**.

Los resguardos (r) con los que deben dimensionarse los cajeros de la rápida pueden calcularse de acuerdo con la clásica fórmula propuesta por el U.S.B.R. (1977):

$$r = 0,61 + 0,04 \bar{v} h^{1/3} \quad (10)$$

* Si en la expresión (4) $h_c = h_w / (1 - \bar{C})$, para calcular $\bar{C}$ se adopta la fórmula de Hager (1991) se obtiene h_{90} y si se realiza con la de Gangadharaiah et al. (1970) resulta h_{99} .

** Aplicando la fórmula de Darcy-Weisbach resulta:
$$h_w = \left[\frac{q^2 f_w}{8 g \sin \theta} \right]^{1/3}$$

Los resguardos (r) con los que deben dimensionarse los cajeros de la rápida pueden calcularse de acuerdo con la clásica fórmula propuesta por el U.S.B.R. (1977):

$$r = 0,61 + 0,04 \bar{v} h^{1/3} \quad (10)$$

siendo:

r = resguardo en m

v = velocidad en m/s

h = calado en m

En cualquier caso, el resguardo con la lámina emulsionada no debe ser inferior a un 10-15% de la altura de los cajeros en las rápidas a cielo abierto, debiendo aumentarse al 25-35% en los aliviaderos en túnel. Conviene disponer, resguardos holgados pues el incremento de coste que esto produce es, en general, irrelevante.

- Velocidad.-

La velocidad media de la mezcla ($\bar{V}$) es: q/h_w .

2.1.6. Zona de aireación gradual

Esta zona se caracteriza por una variación longitudinal de la concentración de aire, de la velocidad y del calado. Los estudios sobre la misma, dada su complejidad, son notoriamente mas escasos que los referidos a la zona de aireación uniforme. Como síntesis pueden destacarse los de Sinniger y Hager (1989), Wood (1991) y Chanson (1993).

De un modo general Wood (1991: 70-75) resuelve la caracterización del flujo en esta zona planteando la ecuación de la continuidad para el aire que entra, sale y es arrastrado por la corriente y la de la energía para la mezcla agua-aire. De esta manera se obtiene un sistema de dos ecuaciones diferenciales cuya integración, que puede realizarse mediante diferencias finitas a partir de las condiciones en el Punto Crítico ($h_{CRIT.}$ y $V_{CRIT.}$), permite obtener la evolución de la concentración media de aire y el calado de la mezcla [$C = C(x)$; $h_c = h_c(x)$] (Gutiérrez Serret y Palma, 1994). En los casos particulares de pendiente y ancho de la rápida constantes las dos ecuaciones diferenciales resultan independientes, pudiendo integrarse la correspondiente a la continuidad del aire de forma sencilla y obtener así la concentración media. La ecuación de la energía puede resolverse por diferencias finitas de modo similar a como se calculan las curvas de remanso en los flujos sin aire.

Sinniger y Hager (1989: 288-290) proponen un método aproximado para el cálculo del calado emulsionado (h_e) en los casos de pendiente y ancho constante. Figura recogido en el boletín nº 81 de la ICOLD (p. 84-86).

La distribución transversal de la concentración y de la velocidad $[C(y); V(y)]$ propuestas por Wood (1991) para la zona de aireación uniforme, son válidas para esta zona de aireación gradual.

2.1.7. Aliviaderos en túnel

Volkart (1982) estudió el flujo agua-aire en tuberías parcialmente llenas llegando a las siguientes conclusiones, todas ellas relativas a la zona de aireación uniforme:

- Para pendientes inferiores a 45° , las concentraciones de aire son menores que en el caso de aliviaderos en canal.
- La concentración media ($\bar{C}$) depende del número de Boussinesq ($B = V / \sqrt{gR_H}$) y no del de Froude. Su expresión es:

$$\bar{C} = 1 - \frac{1}{0,02(B - 6)^{3/2} + 1} \quad (11)$$

En gran número de casos la aireación natural de estas estructuras es insuficiente para prevenir potenciales daños por cavitación, siendo necesario recurrir a la aireación artificial. Ejemplos significativos de estas situaciones son los aliviaderos de las presas de Hoover, Glen Canyon y Yellowtail en EEUU (Falvey 1990).

En la figura 8 se muestran los esquemas de las dos primeras.

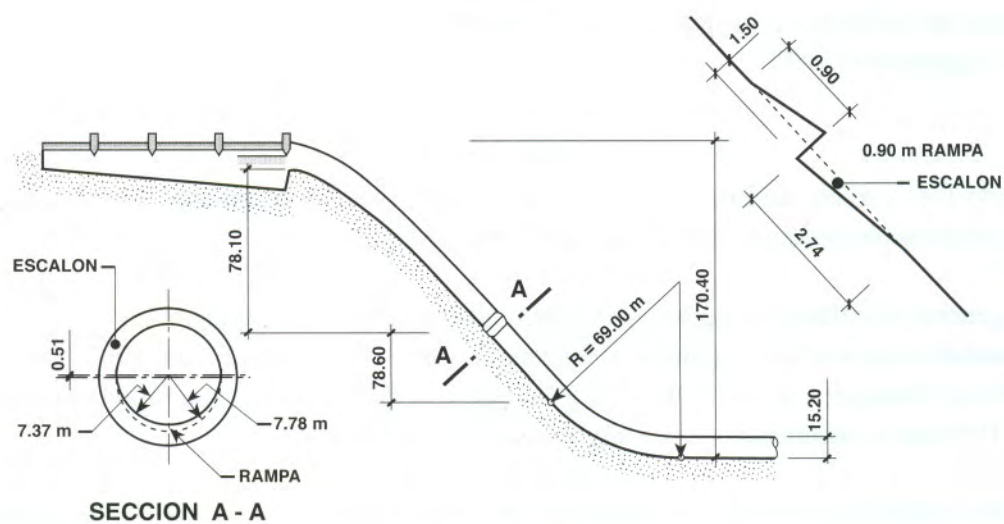
2.2. Aireación natural. Dispositivos amortiguadores de energía

2.2.1. Cuencos de resalto

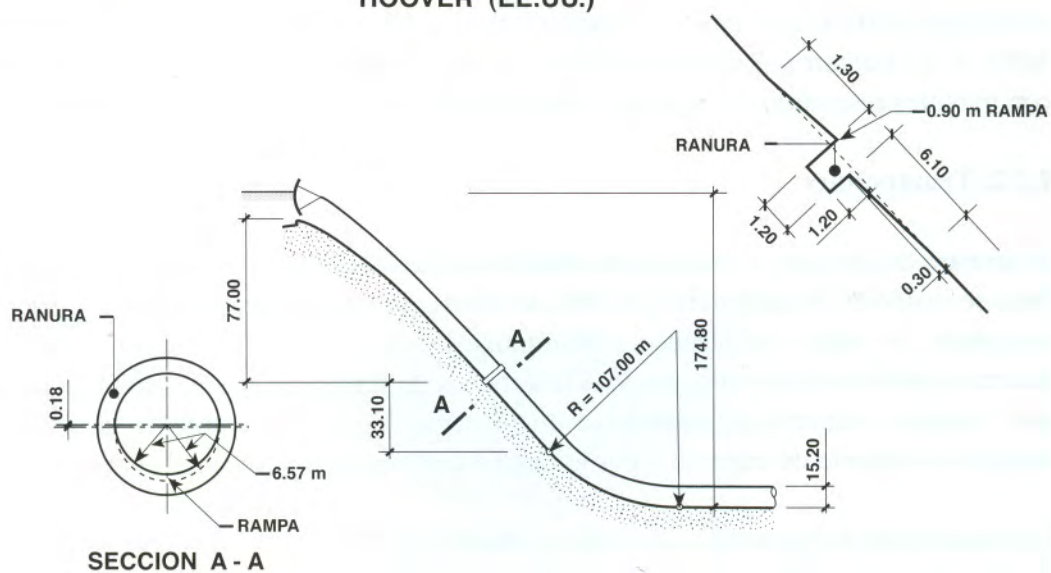
El fenómeno de la aireación en los resaltos hidráulicos ha sido objeto de análisis por parte de no muchos investigadores. Cabe mencionar como trabajo de síntesis el de Rajaratnam (1967), posteriormente Falvey (1980), Sinniger y Hager (1989) y Hager (1992) también tratan el tema.

La aireación del resalto es debida a un doble mecanismo. El primero se produce localmente como consecuencia del alto grado de turbulencia reinante en su zona de remolinos y puede denominarse aireación propia o autoaireación. El segundo es inducido por el aire que llega arrastrado por el flujo desde la rápida del aliviadero.

El calado conjugado de la mezcla agua-aire puede calcularse mediante la aplicación del teorema de la cantidad de movimiento al flujo aireado (Henderson, 1966: 232), o bien de forma aproximada pero mas sencilla, utilizando la expresión clásica del calado conjugado



HOOVER (EE.UU.)



GLEN CANYON (EE.UU.)

Fig. 8 ALIVIADEROS EN TUNEL. DISPOSITIVOS DE AIREACION. PRESAS DE HOOVER Y YELLOWTAIL (FALVEY, 1990)

con los valores del calado deprimido y el número de Froude referidos al flujo aireado (Falvey 1980: 36).

La concentración de aire máxima se alcanza en la parte central de la zona de remolinos. En el caso de la aireación propia del resalto puede calcularse mediante la expresión propuesta por Rajaratnam (1967: 219):

$$\bar{C}_{\max} = F^{1,35} \quad (12)$$

siendo F el número de Froude al inicio del resalto. Esta concentración debe incrementarse con la aireación inducida por el flujo que llega desde la rápida.

En general, el calado conjugado se ve poco afectado por la aireación si las concentraciones alcanzadas no son muy grandes (Henderson 1966: 225; Rajaratnam 1967: 261; Falvey 1980:36; Sinniger y Hager 1989: 323). En este sentido Rajaratnam se refiere a incrementos del 10% para concentraciones de aire medias inferiores al 35%.

En los casos de niveles de aireación muy elevados, como puede ocurrir si en la rápida del aliviadero existen aireadores próximos al cuenco, la situación es diferente y el calado conjugado emulsionado puede ser mayor que el correspondiente calado sin airear (ICOLD, 1992: 112; Volkart y Rutschmann 1991: 110), lo que requerirá cuencos más profundos, con mayores resguardos y/o dados y dientes deflectores que controlen el resalto.

2.2.2. Trampolines

El arrastre de aire que se produce en estas estructuras determina que parte de la energía del flujo se disipe en la atmósfera (10-20% del total), de esta manera el chorro se hace menos compacto, se reduce su alcance y disminuye la velocidad en el impacto con el cauce. Además este arrastre de aire, unido a fenómenos de turbulencia, viscosidad, compresibilidad y tensión superficial, contribuye eficazmente a que se incremente la disipación de energía en el punto de impacto y por lo tanto a una menor erosión en el cauce.

En relación con la trayectoria efectiva del chorro, el USBR (1987:387) propone adoptar un coeficiente reductor $K = 0,9$ en la ecuación parabólica de la trayectoria teórica, Peterka (1953) cifra la reducción del alcance en un 15% - 20% del teórico y Kawakami (1973), en base a trabajos en prototipo, facilita una expresión para la trayectoria efectiva. En general, la diferencia entre los valores teóricos y los efectivos no son muy grandes. Así hasta velocidades en el punto de lanzamiento de 15-20 m/s. la resistencia del aire es poco significativa en el alcance del chorro, llegándose para 40 m/s. a reducciones del 30% (Kawakami)*.

* Una síntesis sobre los estudios de aireación en los trampolines y resúmenes de estos y otros trabajos puede verse, entre otros, en Novak (1987: 214-218) y en Lencastre (1985: 41-43).

2.3. Aireación artificial. Canales de descarga

2.3.1. Consideraciones generales

De entre las distintas opciones posibles para luchar contra la cavitación (apdo. 1.4.3.) destaca la aireación artificial de la corriente. Con esta alternativa, en las zonas con riesgos de cavitación ($\sigma < 0,2-0,25$) (ver 1.4.1) y cuando la aireación natural no sea la suficiente para que en la solera se alcancen concentraciones del 7-8%, se construyen dispositivos de aireación "**aireadores**", los cuales succionan aire introduciéndolo en el flujo para así alcanzar dichas concentraciones.

Con los conocimientos actuales, que distan mucho de ser completos, el diseño de estos dispositivos ha de realizarse en una primera etapa en base a las formulaciones propuestas por diversos investigadores y a las reglas de buena práctica deducidas de las realizaciones existentes. Posteriormente su funcionamiento debe comprobarse en modelo reducido, requiriéndose para ello escalas grandes - 1:20, 1:15 o mayores (May, 1987: G7-G16) e incluso en prototipo.

Los primeros aireadores se instalan en los años 60 en las presas Norteamericanas de Grand Coulee, Yellowtail y otras, así como en las Soviéticas de Brask y Nurek. Posteriormente en los 70 sobresalen las de Mica (Canadá), Toktogul (URSS) y San Roque (Filipinas). Mas recientemente el empleo de estos dispositivos se ha generalizado notablemente en las grandes presas. En España dos recientes realizaciones se encuentran en los aliviaderos de las presas de Canales (Granada) y de Giribaile (Jaén), Tous (Valencia) y Arenós (Castellón).

Información sobre estas y otras realizaciones puede encontrarse en el XIII Congreso de la ICOLD de Nueva Delhi (1979) y en el XX de la IAHR de Moscú (1984), así como en los simposios de la IAHR de Essilingen (1984) y Beijing (1988) y entre otras en las publicaciones de Jansen (1988), Pinto (1989) Rutschmann y Hager (1990), Falvey (1990), Chanson (1992), en el Boletín nº 87 de la ICOLD (1991), en el Manual nº 4 de la IAHR (1991) y en Gutiérrez Serrat y Palma (1944). Los aireadores de la presa de Canales figuran descritos por Riera (1988).

2.3.2. Tipos de aireadores

Pueden considerarse tres tipos básicos: rampas, escalones y ranuras. En la práctica ninguno de ellos aisladamente satisface por completo los requisitos que se le exigen a estos dispositivos - suministro suficiente y homogéneo de aire, y generación de perturbaciones pequeñas en el flujo -, por ello suelen utilizarse de forma conjunta. Estos elementos se complementan, en muchos casos, con conductos de aducción de aire situados en los cajeros o en las pilas del aliviadero.

Las ranuras, frecuentes en los túneles y aguas abajo de las compuertas, presentan riesgos de potenciales anegamientos para caudales bajos, por lo que conviene dotarlas del correspondiente drenaje. Los escalones, que contribuyen a subsanar este problema, son adecuados con pendientes suaves ($<20^{\circ}$ - 30°) y perturban el flujo menos que las rampas, aunque suministran menos aire que éstas. Son usuales rampas con alturas de 0,1 a 1 m. y ángulos de 5° a 15° . La altura de los escalones suele variar entre 0,5 y 2 m. La profundidad de las ranuras oscila entre 0,20 y unos 2 m. y su ancho entre 1 y 2 m.

En las figuras 9 y 10 se presenta una panorámica de las ideas expuestas junto con algunos esquemas de aireadores existentes. May (1987: tabla 3), Pinto (1991: 115-130) y Falvey (1990) facilitan referencias de gran número de estas estructuras, si bien la mayoría de ellas corresponden a aliviaderos superiores a los de nuestro país y sometidos a vertidos más frecuentes.

2.3.3. Mecanismo de la aireación y estructura longitudinal del flujo

En la figura 11 se muestra el proceso de aireación que se produce en un aireador, las diferentes zonas en las que se puede estructurar el flujo y la distribución de presiones y concentraciones en la solera de la rápida.

Dicho proceso se inicia cuando la lámina de agua se despega de la solera al sobrepasar la rampa o el escalón. En este momento aparece una cavidad bajo la corriente sometida a presiones inferiores a la atmosférica y aumenta la turbulencia del flujo, de manera que la diferencia de presión con la atmosférica produce una succión de aire, y la turbulencia, al vencer la tensión superficial del agua, hace que esta arrastre el aire succionado produciéndose así la aireación del flujo a través de su contorno inferior. Correlativamente a esta aireación, por la superficie externa de la corriente también se produce un arrastre de aire como consecuencia del incremento de turbulencia mencionado. Entre ambas superficies queda una lengua sin airear que va disminuyendo progresivamente.

A medida que la lámina avanza y se va expandiendo continúa aumentando la turbulencia y el arrastre de aire. Cuando se produce el choque con la solera la turbulencia es máxima y a partir de esta zona de impacto el flujo continúa con movimiento gradualmente aireado, pudiendo alcanzarse o no situaciones de aireación uniforme en las zonas de aguas abajo de forma similar a como ocurre en la aireación natural.

Todo este proceso puede estructurarse en las zonas siguientes:

- 1) **Zona de aproximación.-** La concentración de aire en la solera es nula o insuficiente ($C_o < 7-8\%$).
- 2) **Zona de transición.-** El flujo es desviado por la rampa (si no existe este elemento desaparece esta zona).

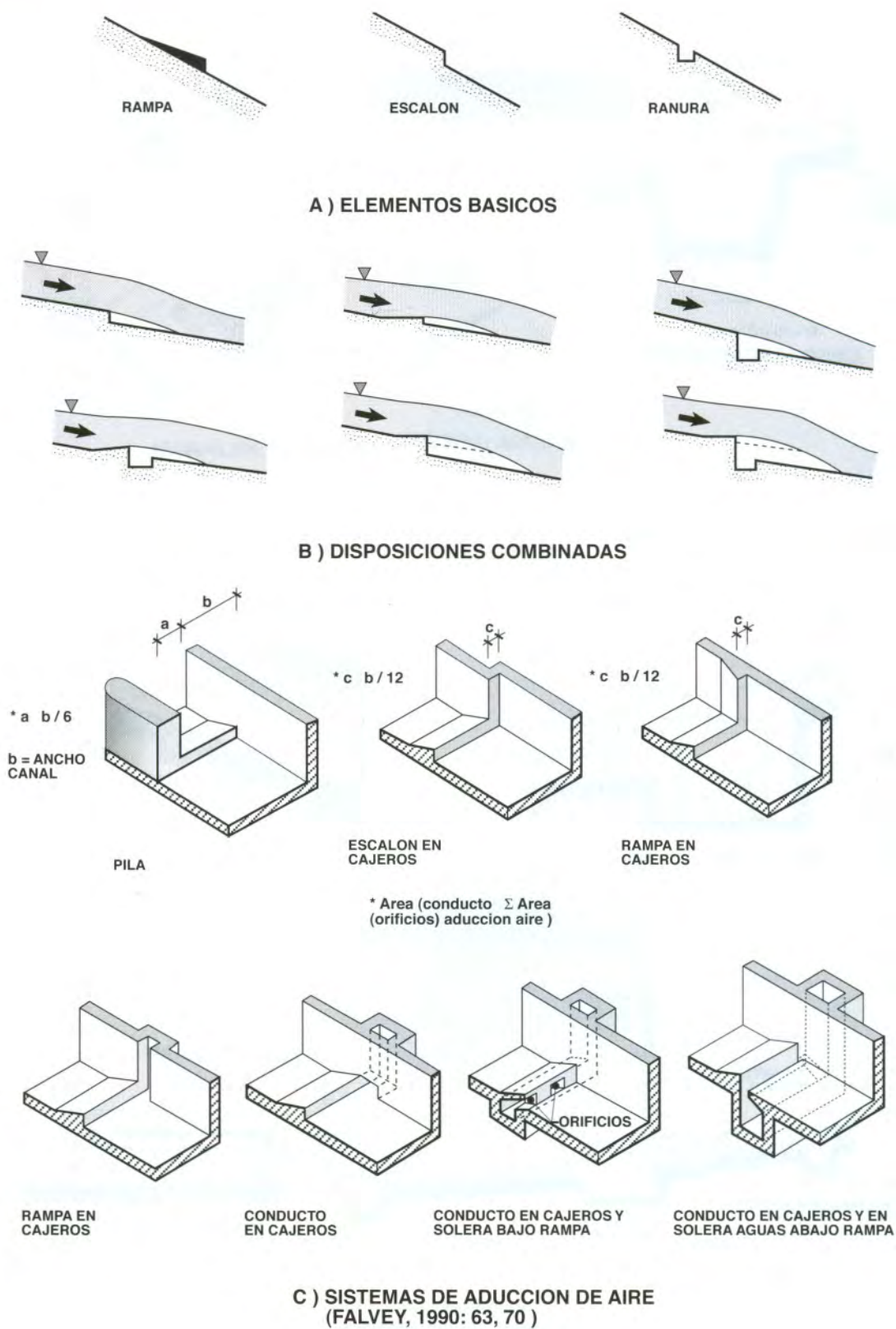


Fig. 9 AIREADORES. DISPOSICIONES

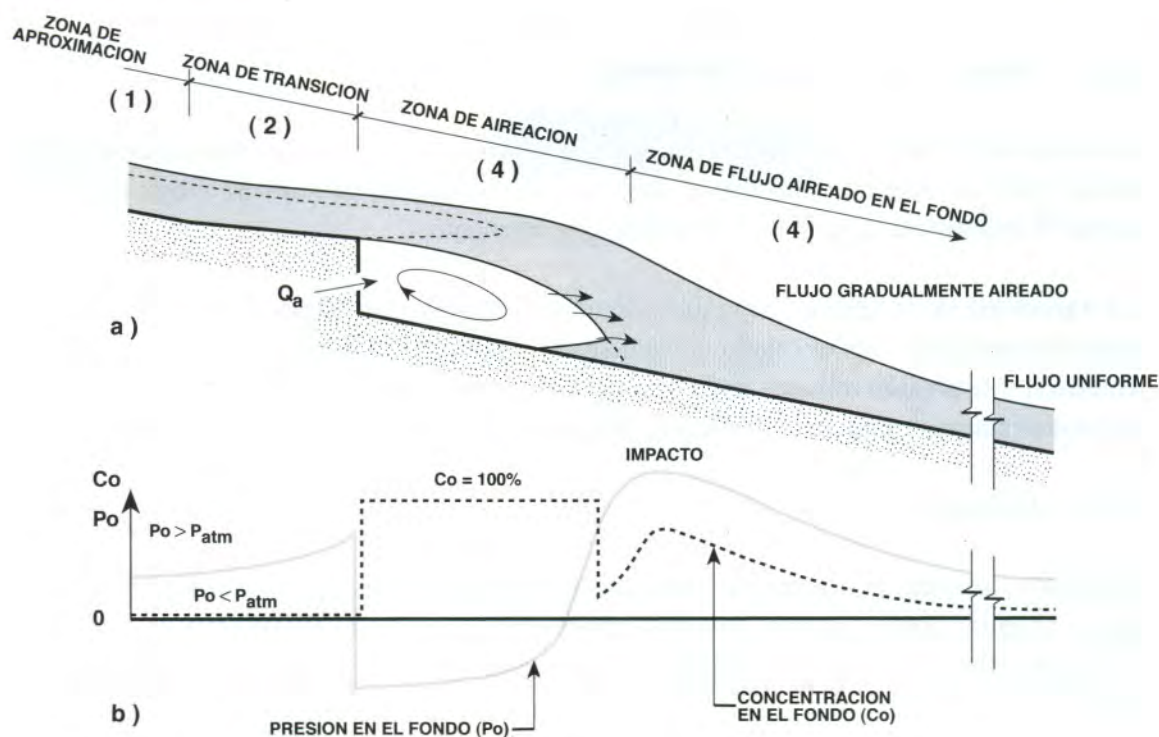


Fig. 11 ESTRUCTURA LONGITUDINAL DEL FLUJO EN UN AIREADOR. DISTRIBUCION DE PRESIONES Y CONCENTRACIONES EN EL FONDO. (VER PIE DE PAGINA)

- 3) **Zona de aireación.-** La lámina despegue de la solera y se produce el arrastre del aire succionado desde los contornos superior e inferior de la corriente.
- 4) **Zona de flujo aireado en el fondo.-** Se inicia con el impacto de la lámina sobre la solera, produciéndose un brusco cambio de presiones y una desaireación local, posteriormente el aire arrastrado comienza a distribuirse y el flujo agua-aire continúa en régimen de aireación natural.

2.3.4. Zonas de transición y de aireación

Se encuentran en estas dos zonas los elementos - rampa, escalón, ranura y conductos de aducción de aire - cuya conjunción permite conformar el aireador.

* La medición de la concentración de aire en una determinada zona del flujo se realiza mediante sondas eléctricas, que determinan la resistividad del fluido, la cual varía ostensiblemente con la concentración de aire, habida cuenta de las grandes diferencias que existen entre la conductividad del aire y la del agua.

2.3.4.1. Rampa. Trayectoria de la lámina

La rampa debe diseñarse de forma que permita la aparición de una cavidad suficientemente grande para así poder suministrar el aire necesario. Para ello se requiere elegir adecuadamente el ángulo y la altura o la longitud de este elemento.

La trayectoria de la lámina, en la que además del ángulo y la altura de la rampa influyen otros factores como son el calado, la velocidad, la turbulencia del flujo en la zona de aproximación y la presión reinante en la cavidad creada, ha sido objeto de estudio por parte de diferentes autores*, pudiendo destacarse entre otros el trabajo de Falvey (1990: 62-63)**.

2.3.4.2. Escalón

El escalón, además de determinar junto con la rampa el alcance de la lámina, debe impedir que el aireador quede anegado, convirtiéndose en tal caso en un contraproducente foco de cavitación. Para ello son convenientes las recomendaciones de diseño que se indican en la figura 12.

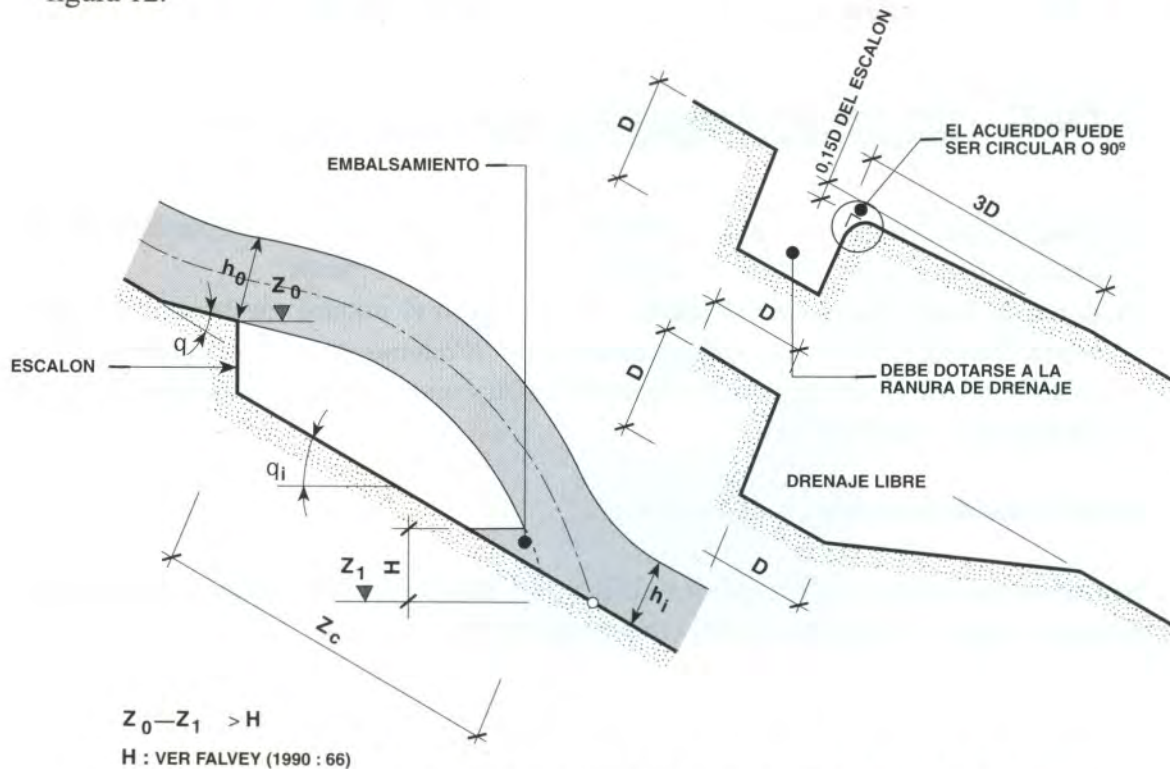


Fig. 12 AIREADORES. RECOMENDACIONES DE DISEÑO DE ESCALONES (FALVEY, 1990).

* La mayoría de ellos parten de la parábola teórica introduciendo modificaciones para incluir los efectos de los factores indicados.

** La publicación de Falvey (1990) incluye un programa de ordenador que permite obtener la trayectoria, así como el aire arrastrado y la presión en la cavidad.

2.3.4.3. Demanda y suministro de aire. Conductos de aireación

El punto de funcionamiento de un aireador, de forma similar a como ocurre en los bombeos, viene determinado por la intersección de las curvas características correspondientes a la demanda de aire ($\beta = q_a/q_w$) y a la pérdida de carga en el sistema de aducción de aire ($\Delta p = P_{\text{atmosférica}} - P_{\text{cavidad}}$).

La demanda de aire que el flujo provoca en el aireador depende de la velocidad (V_o) y del calado (h_o) de la corriente aguas arriba del mismo, de la longitud (L_c) y de la presión de la cavidad formada bajo la lámina (Δp), así como del tipo y geometría del aireador. Destacan entre todos estos factores la longitud de la cavidad (L_c) y la velocidad de la corriente (V_o). La cuantificación de esta demanda ha sido objeto de diversos estudios. Pinto et al. (1982) proponen, de forma aproximada, calcular el caudal específico de aire arrastrado desde la cavidad (q_a) mediante la fórmula:

$$q_a = c \cdot V_o \cdot L_c \quad (13)$$

en la que el parámetro c adopta valores entre 0,012 y 0,033 dependiendo del sistema de aducción de aire que se considere*. Otros métodos mas completos son los propuestos por Glazov (1985) o por Rutschmann y Hager (1990)**.

El dimensionamiento de los conductos de aducción se realiza aplicando los teoremas de la conservación de la energía y de la continuidad. Suele considerarse el aire como un fluido incompresible y, al objeto de evitar depresiones excesivas, ruidos y vibraciones, se adoptan, secciones tales que la velocidad máxima esté comprendida entre los 30 a 45 m/s*** y la depresión entre 0,5 a 2 m.c.a. por debajo de la presión atmosférica.

2.3.5. Zona de flujo aireado en el fondo

A lo largo de esta zona, en la que el régimen es de aireación natural, se produce por un lado la pérdida progresiva del aire introducido por el aireador y por otro la ganancia o pérdida del que, por efecto de la aireación natural sea arrastrado desde la superficie de la lámina. El predominio de ganancias frente a pérdidas o viceversa determina que aguas abajo del aireador el flujo incremente su grado de aireación o que vaya reduciéndose. En el primer caso no serán necesarios aireadores sucesivos, mientras que en el segundo, cuando la concentración en el fondo sea inferior a 7-8% y el número de cavitación menor que 0,2-0,25 se requerirá un nuevo dispositivo de aireación.

* $C = 0,033$ aire suministrado desde ambos lados del canal de descarga
 $C = 0,023$ aire suministrado desde un solo lado.

** Resúmenes de dichos métodos figuran respectivamente en Falvey (1990: 65-66) y en ICOLD (1992: 100-104).

*** En el caso de funcionamientos no muy frecuentes podrían admitirse velocidades de 90-100 m/s.

De estas consideraciones, y teniendo en cuenta las fórmulas (8) y (9) propuestas por Hager (1991) para calcular la concentración de fondo (C_o), se infiere, a modo de orientación, que para pendientes inferiores a 20° varios aireadores pueden ser necesarios, mientras que para pendientes superiores a 30° no se necesitarán estos dispositivos, pues la aireación natural es suficiente para proteger la solera contra la cavitación, salvo que se requiera que el arrastre de aire comience en el origen de la rápida, en cuyo caso deberá colocarse un aireador en esta zona.

Ordenes de magnitud sobre las pérdidas de aire aguas abajo del un aireador referidas a la concentración media ($\bar{C}$) son: 0,4 a 0,8 % por metro de aliviadero en el caso de tramos con pendiente constante y 1,2 a 1,5% por metro. si el tramo es cóncavo. Si las pérdidas se refieren a la concentración en el fondo (C_o) los valores oscilan entre 0,15 - 0,20% por metro., habiéndose llegado a medir en algún caso hasta 2,6% por metro*.

2.4. Recomendaciones de diseño

Como síntesis de cuanto se ha expuesto hasta aquí, se presentan algunas consideraciones de índole práctico que conviene tener en cuenta en relación con la aireación para el diseño de los aliviaderos.

En cualquier caso, todas las consideraciones que se exponen no permiten mas que diseños preliminares, por lo que en general mayores precisiones requieren acudir a ensayos en modelo o incluso en prototipo, y por supuesto a tener "muy en cuenta" la experiencia acumulada de las realizaciones existentes.

Unas primeras consideraciones de carácter general pueden concretarse en los siguientes aspectos:

- Con los acabados y las resistencias del hormigón que hoy son "usuales"** en los aliviaderos, una concentración de aire en la solera (C_o)*** próxima al 8% puede considerarse como un valor aceptable para que no se produzcan daños por cavitación, siempre que las velocidades del flujo no sean muy elevadas ($V < 30 - 35$ m/s).

* Información proveniente de: May (1987): F30,31), Sinniger y Hager (1989: 307) y Falvey (1190:67). May, Falvey e ICOLD (1992: 102-109) exponen varias formulaciones para calcular, con mayor precisión, las pérdidas.

** Acabados: Tolerancia en irregularidades (PGOH, 1989. Art. 32.49)

× Brascas : 3 a 6 mm.
× Suaves : paralela flujo 2 a 4 mm.:
no paralela a flujo 1 a 2 mm.

Resistencia a compresión $\approx 200 \text{ Kg/cm}^2$.

*** Calculable mediante las sencillas fórmulas de Hager (apdo. 2.1.5.1)

- Si la aireación en el fondo es insuficiente, velocidades de 20-25 m/s, pueden ser peligrosas, e incluso si no existe aire, según algunos autores, este umbral puede disminuir a los 15 m/s.
- De modo orientativo puede indicarse que si $C_o < 8\%$ y el número de cavitación (σ)** es inferior a 0,2 - 0,3 existen riesgos de cavitación, siendo lo habitual recurrir a la aireación artificial de la lámina mediante la disposición de aireadores en el canal de descarga.
- Los resguardos que se adopten en los cajeros, conviene sean holgados.

En lo que respecta a los aireadores cabe hacer las siguientes consideraciones:

- Características del Flujo

En relación con la necesidad de aireadores, los tramos con pendientes suaves ($\alpha \leq 20^\circ - 30^\circ$), cuando estén sometidos a riesgos de cavitación -velocidades y caudales específicos elevados- pueden requerir la disposición de varios de estos dispositivos.

En el caso de los tramos con pendientes fuertes ($\alpha \geq 30^\circ$), cuando existan estos riesgos y la aireación sea escasa (rápidas de longitud insuficiente para alcanzar de forma natural la aireación necesaria), la construcción de un aireador en el comienzo de la zona donde existan tales riesgos, en general, resolverá el problema sin que suelen requerirse aireadores sucesivos.

- Separación

La distancia entre aireadores puede determinarse en una primera aproximación calculando σ y C_o a lo largo de la rápida, a partir de las condiciones del flujo aguas abajo del primer aireador (Chanson, 1992), de forma que un nuevo dispositivo será necesario cuando $\sigma < 0,2 - 0,25$ y $C_o < 7 - 8\%$. Para dicho cálculo cabe emplear las ecuaciones diferenciales del movimiento correspondiente a la zona de aireación gradual**.

En general, las distancias usuales entre aireadores oscilan de 30 a 100 m., resultando en la mayoría de los casos, mas conveniente disponer mayor número de estos dispositivos, más próximos y de menor tamaño, que diseñarlos con grandes dimensiones y distancias mayores. De esta manera las perturbaciones en el flujo son menores, este se airea más

$$* \quad \sigma = \frac{P_o - P_v}{\rho \frac{v^2}{2}} \quad (\text{apdo. 1.4.1})$$

** Métodos alternativos son propuestos por Falvey (1990) e ICOLD (1992).

uniformemente y las concentraciones de aire inmediatamente aguas abajo de los aireadores no son excesivas. En cualquier caso, no debe abusarse de la aireación artificial.

- Emplazamiento

La ubicación de los aireadores además de estar condicionada por los valores de σ y C_o , también se ve afectada por el perfil de la rápida. En este sentido, los cambios de pendiente son potenciales puntos para colocar los aireadores, evitándose así las curvas de transición verticales.

En cualquier caso, la distribución de juntas y el emplazamiento de los aireadores deben ser tales que se evite el impacto de la lámina sobre estos elementos.

- Tipologías y tamaños

En general los aireadores son fruto de la combinación de los dispositivos básicos **-rampa, escalón y ranura-**, al objeto de aprovechar las ventajas de cada una de ellas y lograr así un funcionamiento conjunto mejor. Sus dimensiones deben ser mayores conforme aumente la velocidad del flujo.

Las **rampas** suministran cantidades de aire significativas para caudales de agua reducidos, pero su funcionamiento no es el idóneo si el rango de descargas es muy grande, y además provocan ciertas perturbaciones en el flujo. Son frecuentes alturas de rampas comprendidas entre 0,1 y 1 m. y ángulos de 5° a 15°, y cuando se requieren caudales de aire elevados suele ser adecuado colocar también rampas en los cajeros.

Los **escalones** suministran suficiente aireación para caudales elevados y producen menos perturbaciones que las rampas. Sus alturas suelen oscilar entre 0,5 y 2 m. (a veces incluso menores de 0,5 m). El conjunto escalón-rampa determina el alcance de la lámina y debe impedir que el aireador se anegue.

Las **ranuras**, usuales en los túneles y aguas abajo de las compuertas, distribuyen el aire de forma homogénea a lo largo de la solera, aunque presentan riesgos de anegamiento, por lo que deben disponer del adecuado drenaje, así como de achaflanamientos o acuerdos en su borde inferior. Son frecuentes profundidades entre 0,2 y 2 m. y anchos de 1 a 2 m.

Junto a estos elementos suele disponerse, en gran número de casos, **conductos de aireación**. Sus secciones suelen ser rectangulares y se dimensionan para que el aire circule con velocidades entre 30 y 45 m/s, que en casos de vertidos esporádicos puede admitirse alcancen 90-100 m/s. Es recomendable también que las depresiones estén entre 0,5 y 2 m.c.a.

- Consideraciones constructivas

En obras nuevas cualquier disposición es fácilmente ejecutable. No ocurre lo mismo si una obra en servicio requiere ser aireada artificialmente. En estos casos la rampa es la solución mas sencilla, sin embargo pueden requerirse disposiciones combinadas aunque su construcción entraña dificultades mayores.

En cualquier caso debe tenerse en cuenta la magnitud (velocidad y caudal específico) de cada aliviadero así como la frecuencia de los vertidos y la magnitud de los potenciales daños cuando se decida disponer aireadores, muy especialmente en obras ya ejecutadas. Además, un aireador que funcione mal, puede convertirse en un foco de perturbaciones e incluso de cavitación.

Por último, en lo que respecta a los dispositivos amortiguadores de energía -cuencos y trampolines- pueden destacarse los siguientes aspectos:

- Cuencos de resalto

El calado conjugado de la mezcla agua-aire en general se ve poco afectado por la aireación, si esta no es muy elevada, y su cálculo puede realizarse, de forma aproximada, utilizando la expresión clásica sin aireación, en la que el calado deprimido y el número de Froude sean los correspondientes al flujo aireado.

- Trampolines

La reducción del alcance del chorro provocada por el aire puede cifrarse en un 15%-20% del teórico, siendo mayor conforme aumenta la velocidad del flujo en el lanzamiento, sin que hasta valores próximos a 15-20 m/s. sea ostensible.

3. DESAGÜES PROFUNDOS

3.1. Consideraciones generales

Las altas velocidades bajo las que normalmente deben funcionar los desagües profundos son propicias para la aparición de cavitación, vibraciones y depresiones, con los consiguientes daños que de estos fenómenos se derivan*. Por todo ello, y además de dotar a estas estructuras de los adecuados diseños que eviten estos problemas - perfiles hidrodinámicos -

* Estos problemas en las presas españolas tienen bastante mas importancia en los desagües profundos que en los aliviaderos, dado lo esporádico del funcionamiento de estos últimos. No ocurre así en el caso de grandes presas en ríos muy caudalosos en las que los aliviaderos han de funcionar frecuentemente sometidos a grandes caudales y elevadas velocidades.

námicos de los contornos de las compuertas y de sus ranuras, blindajes, acabados cuidadosos de los paramentos, abocinamientos, etc. - han de estar suficientemente aireadas.

Los sistemas de aireación, dependiendo del tipo de funcionamiento del desagüe - lámina libre o en carga -, irán encaminados a suministrar el aire requerido por los órganos de cierre - compuertas y/o válvulas - y por el propio conducto -canal en lámina libre o tubería en carga-. Las consideraciones que se exponen en este epígrafe, en general, son de aplicación para los desagües en lámina libre.

La aireación de estas estructuras puede realizarse mediante el aire que penetra desde la salida del desagüe, y a través de conductos de aireación, que desde el exterior introducen aire directamente aguas abajo de los órganos de cierre. En la mayoría de los casos se recurre a conductos de aireación, no confiándose únicamente en el aire que proviene del final del desagüe.

Dichos conductos desembocan en la zona superior del desagüe, inmediatamente detrás de las compuertas. Adicionalmente, conviene disponer en la solera y eventualmente en los cajeros **aireadores** que, conectados también a los conductos de aireación, introduzcan cantidades suplementarias de aire en la corriente al objeto de airear intensamente todos los contornos del flujo, especialmente en los casos de velocidades elevadas o desagües prolongados y frecuentes.

En determinadas situaciones los conductos de aireación pueden sustituirse por válvulas de admisión y expulsión de aire (ventosas) colocadas en la cámara de compuertas. Esto puede ser válido para las compuertas o válvulas de seguridad o emergencia, pero no para las de regulación como procedimiento general. Cuando se empleen ventosas, estos mecanismos han de situarse teniendo en cuenta que pueden producir eventuales proyecciones de agua. En todos los casos los sistemas de aducción de aire -conductos y ventosas- deberán proyectarse ampliamente, con formas que no produzcan vibraciones y de manera que el aire se distribuya homogéneamente en las zonas de presiones reducidas.

Las tomas exteriores de aire deberán situarse en zonas donde no pueda penetrar agua, que sean de difícil accesibilidad a personas y animales y estarán protegidas con rejillas. Cuando la velocidad de aspiración sea tan elevada como para poder succionar personas, animales u objetos se recomienda aumentar la sección en la toma para evitar este problema.

3.2. Tipos de flujo y mecanismo de la aireación

El flujo en los desagües profundos, (Sharma, 1976), puede clasificarse en dos categorías básicas según que en su interior se forme o no resalto hidráulico. A su vez cada una de ellas admite tres subdivisiones. De esta manera surgen los seis tipos de flujo, representados en la figura 13.

a) Flujo sin resalto

- a₁) Flujo pulverizado.-** Se produce con pequeñas aperturas de compuerta, inferiores al 10%. El chorro al pasar bajo la compuerta se descompone, formando una nube de minúsculas gotas que ocluyen gran parte del desagüe y arrastran cantidades importantes de aire.
- a₂) Flujo supracrítico en lámina libre.-** Puede ser, según la proporción agua-aire, en forma ondulatoria, estratificada o a impulsos (Falvey 1980: 37-40).
- a₃) Flujo emulsionado.-** La conducción se llena con una mezcla casi uniforme de agua y aire, sin entrar en carga.

b) Flujo con resalto

- b₁) Flujo con resalto en lámina libre.-** En el pie del resalto se produce un arrastre importante de aire.
- b₂) Flujo con resalto en carga.-** Se forma un resalto no sumergido y el flujo se mantiene en carga a lo largo de todo el desagüe. En el pie del resalto se produce un arrastre importante de aire.
- b₃) Flujo con resalto sumergido.-** Se forma un resalto sumergido y el flujo se mantiene en carga a lo largo de todo el desagüe. No se produce arrastre de aire.

El mecanismo de la aireación en los desagües, al igual que en el caso de los aliviaderos, es debido a la turbulencia del flujo. Sin embargo entre ambos procesos existen diferencias significativas como son la posibilidad de diferentes tipos de flujo o el desarrollo de velocidades, en general y especialmente a la salida de los órganos de cierre, mayores que en los aliviaderos, las cuales van decreciendo a lo largo del desagüe.

3.3. Demanda y suministro de aire. Conductos de aireación

El funcionamiento del sistema de aireación de los desagües profundos, es análogo al indicado para los aireadores en los aliviaderos (apdo. 2.2.4.3).

La demanda de aire requerida por los desagües, cuando además de aireación directa en el trasdós de las compuertas dispongan de aireadores en solera o en los muros, será la suma de la correspondiente en cada caso, y en base a ella deberán diseñarse los conductos generales de aducción de aire. En la figura 14 se muestra un esquema que ilustra estas consideraciones.

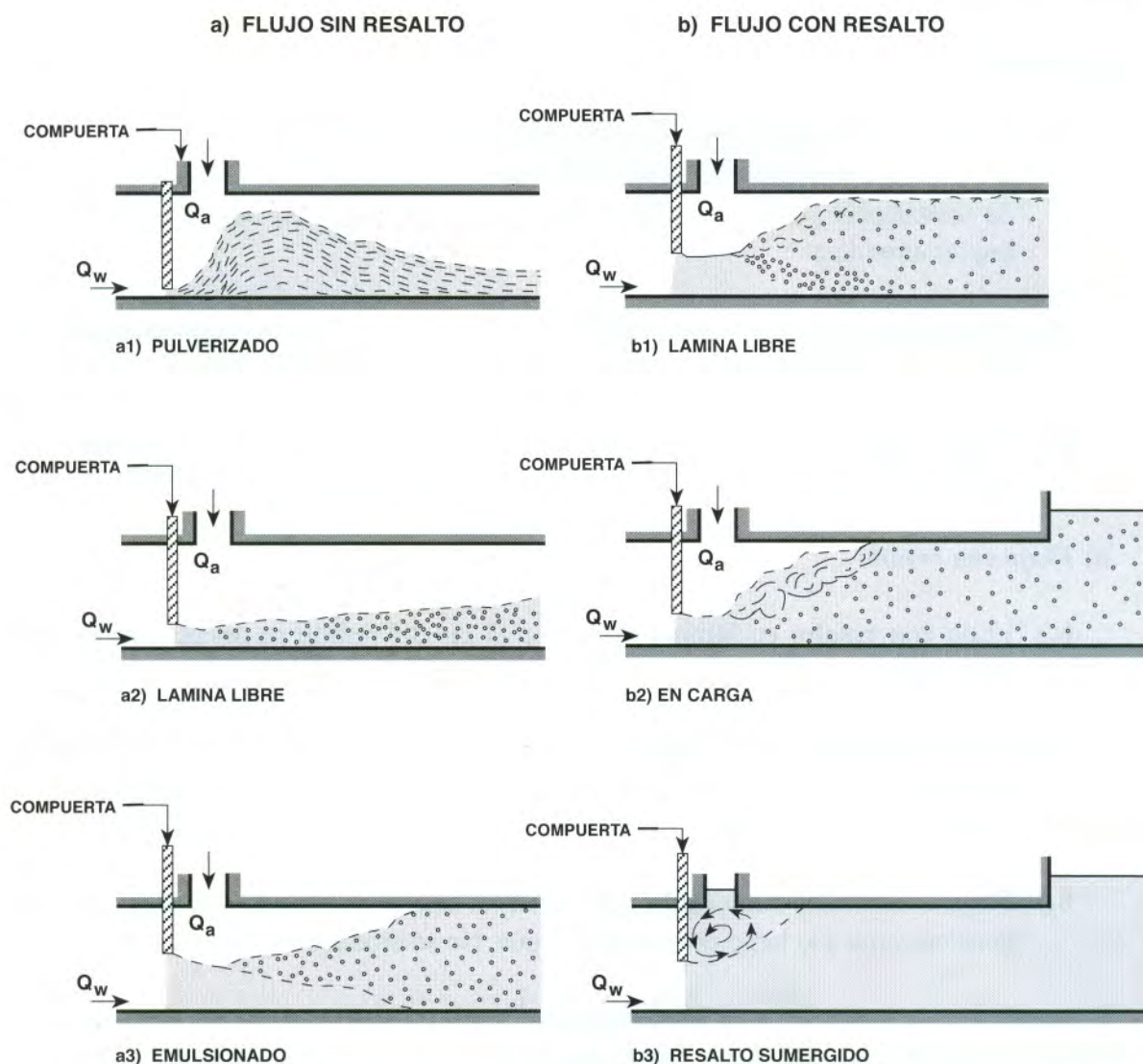


Fig. 13 DESAGÜES PROFUNDOS. TIPOS DE FLUJO (SHARMA, 1976).

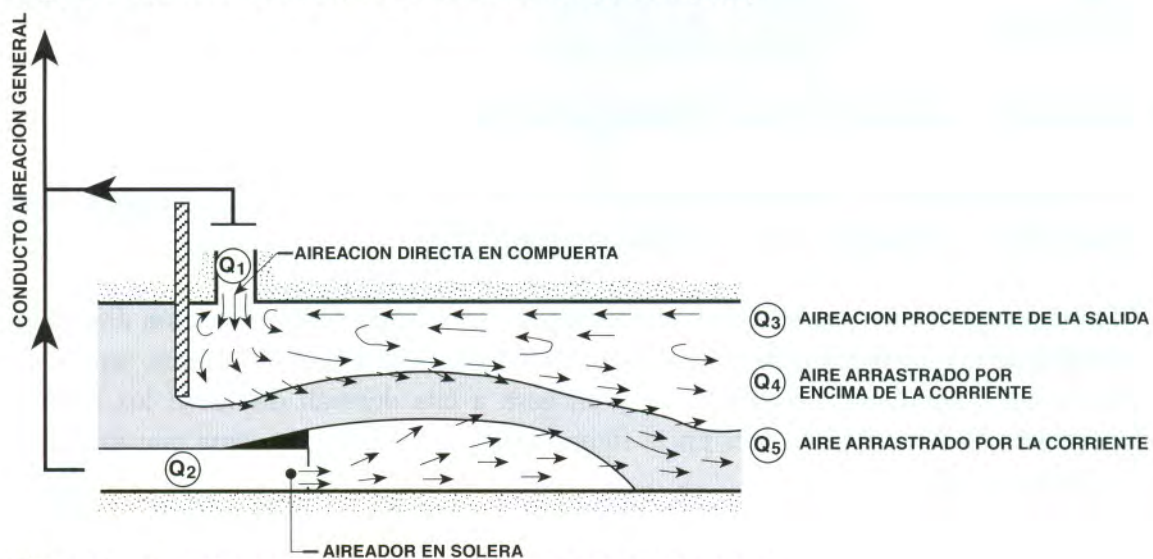


Fig. 14 DESAGÜES PROFUNDOS. ESQUEMA DE AIREACION GENERAL

La demanda de aire (Q_1) que debe suministrar el conducto de aducción para la aireación directa de los órganos de cierre viene determinada por el arrastre de aire que provoca el flujo a través de su contorno superior descontando el caudal (Q_3) proveniente de la salida del desagüe. En la práctica, es frecuente no considerar este caudal Q_3 , dimensionando así el conducto de aducción para que él solo pueda suministrar la totalidad de la demanda.

Esta demanda (Q_1) depende principalmente del tipo de flujo que se establezca en el desagüe, del modelo de compuerta o válvula con los que se controlen las descargas y de sus grados de apertura. Su cuantificación ha sido objeto de múltiples formulaciones*. De entre todas ellas las mas conocidas son las propuestas por Kalinske y Roberston (1943) para flujos con resalto (adoptadas por el U.S. Bureau of Reclamation), las del U.S. Army Corps of Engineering (1964) para flujos en lámina libre y las de Sharma (1976) que consideran los distintos tipos de flujo antes indicados.

A continuación se exponen las de este último autor por ser, según se ha indicado, de aplicación para todos los tipos de flujo; por coincidir con la fórmula de Kalinske y Roberston en los flujos con resalto (Sharma adopta la misma fórmula); y porque para los flujos en lámina libre la demanda de aire resultante es mayor que la obtenida con la fórmula propuesta por el U.S. Army C. of E., lo que implica una seguridad adicional razonable; y todo ello habida cuenta de que están basadas en una información bastante completa. Las fórmulas de Sharma son:

a) Flujo sin resalto**

a₁) Flujo pulverizado:

$$\beta = 0,2 F_c \quad (14)$$

a₂) Flujo en lámina libre:

$$\beta = 0,09 F_c \quad (15)$$

b) Flujo con resalto:

$$\beta = 0,0066(F_c - 1)^{1,4} \quad (16)$$

siendo:

* Una amplia relación mas completa de diferentes fórmulas empíricas de aplicación puede encontrarse en May (1987: apéndice F.4), Sharma (1976: 1631-1633) y Sinniger y Hager (1989: 404-408).

** Sharma (1976: 1641, figs. 7 y 9) facilita unos ábacos que permiten obtener β para todos los casos de flujo. Dichos ábacos, se adjuntan al final de este anejo como figuras 15 y 16.

$\beta = Q_1/Q_w$ y F_c el número de Froude en la zona contraída de la lámina aguas abajo de la compuerta.

La variación de la demanda en función del grado de apertura de la compuerta, de acuerdo con los ensayos del U.S. Army (1970), presenta un primer máximo para aperturas del 5 al 10% (flujo pulverizado), alcanzándose otro máximo hacia el 80%. Por lo general este grado de apertura del 80% es el que produce el máximo absoluto, por lo que se suele adoptar para el dimensionamiento del conducto de aireación; no obstante es conveniente realizar también el cálculo del caudal de aire para aperturas del 5%, incluso en los casos de descargas en galerías con ensanchamiento brusco aguas abajo de las compuertas, es recomendable analizar la situación de apertura total.

La demanda de aire requerida por los aireadores (Q_2), según se ha indicado en 2.2.4.3. para los aliviaderos, depende de las características del flujo - velocidad y calado, que en este caso corresponden a aguas abajo de la compuerta en la zona contraída de la lámina (V_c y d_c) -, de la longitud (L_c) del chorro y de la presión (Δp) existente en la cavidad. En este sentido, Rabben et al. (1983) proponen determinar la demanda mediante la expresión:

$$\beta = 0,0066 + 0,32 L_c / d_c ; \beta = Q_2 / Q_w \quad (17)$$

válida para : $L_c/d_c \leq 20$ y $4 \leq F_c \leq 18$. Otras formulaciones mas detalladas figuran en Sinniger y Hager (1989: 407-408).

El dimensionamiento del conducto de aireación se realiza de igual manera a como se ha indicado para los aliviaderos, debiendo considerarse la demanda máxima de aire que pueda requerir el flujo (suma de la correspondiente a la aireación directa de las compuertas y del aireador en solera o cajeros, en su caso). La depresión máxima admisible será de 1,5 metros de columna de agua (1,5 m.c.a.) y a velocidad del aire no debe exceder de 45 m/s, valor que puede aumentarse a 90-100 m/s en la aireación de las compuertas o válvulas de seguridad, debiendo calcularse en tales casos las pérdidas de carga y las depresiones en el conducto de aireación de forma muy detallada.

3.4. Aireadores

La solución de diseñar la solera aguas abajo de las compuertas con perfiles hidrodinámicos que aseguren el no despegue de la lámina presenta dificultades importantes. Por ello en la actualidad es práctica habitual facilitar claramente dicho despegue, aireando la lámina en todo su contorno. A tal fin se disponen aireadores en la solera y a veces también en los cajeros. Estos dispositivos, al igual que en los aliviaderos, están constituidos por ranuras, rampas y escalones, dispuestos independientemente o lo que es más frecuente de forma

combinada, siendo de aplicación muchas de las consideraciones expuestas en el caso de los aliviaderos.

Las ranuras son usuales en obras de reparación y reformas, mientras que los escalones se utilizan principalmente en obras de nueva planta. Las rampas suelen combinarse tanto con las ranuras como con los escalones y además de alargar el alcance de la lámina pueden disponerse con formas que eviten el choque de los chorros provenientes de las compuertas cuando ambas desaguan conjuntamente en un único conducto, de manera que no se forme un penacho y pueda taponarse el desagüe. Para ello también pueden disponerse las compuertas a diferente altura.

En general, las dimensiones de todos estos elementos son algo más reducidas que en el caso de los aliviaderos. Es frecuente diseñar expansiones bruscas en el desagüe inmediatamente aguas abajo del aireador al objeto de que la lámina quede ventilada en todo su contorno, con lo que se evitan las transiciones al conducto de desagüe.

Además de los aireadores que se disponen inmediatamente detrás de los órganos de cierre, cuando a lo largo de la galería de desagüe existan riesgos de cavitación ($\sigma < 0,2$ y $C_o < 7-8\%$), se colocarán otros adicionales, dotando, por supuesto, a la galería del suficiente resguardo para que nunca pueda entrar en carga.

La trayectoria de la lámina puede calcularse a partir de las condiciones del flujo aguas abajo de la compuerta - calado y velocidad - mediante alguna de las formulaciones citadas en 2.3.4.1. para los aireadores en aliviaderos, o bien mediante la que Sinniger y Hager (1989: 405-407) proponen específicamente para el caso de desagües.

3.5. Recomendaciones de diseño

Al igual que se ha hecho en el caso de los aliviaderos, se exponen a continuación algunas recomendaciones prácticas para el diseño de la aireación en los desagües profundos, las cuales se concretan en los siguientes aspectos:

- El dimensionamiento de la aireación debe ser holgado. La previsión en proyecto de conductos de aducción de aire generosos no provoca incrementos de costes significativos.
- La máxima demanda de aire usualmente se alcanza para aperturas de los órganos de control próximas al 80%, siendo este el valor a considerar en el diseño de los conductos de aireación. Para aperturas pequeñas ($\simeq 5\%$) se presenta otro máximo que suele ser relativo, pero es recomendable calcular la demanda de aire también para este valor, e incluso en algunos casos para apertura total.
- Los conductos de aducción de aire deben proyectarse, en general, para que este elemento no circule a mas de unos 45 m/s, pudiendo llegar a admitirse, en algunos casos, hasta 100

- m/s. en la aireación de las compuertas o válvulas de seguridad. En cualquier caso la depresión máxima admisible será de 1,50 m.c.a.
- Los conductos de aireación, en los casos de funcionamiento en lámina libre del desagüe, en general, deben ser independientes de los accesos.
 - Las tomas de aire de los conductos de aireación conviene situarlas en zonas de difícil acceso, han de diseñarse con la suficiente superficie para que no se puedan producir succiones de personas, animales o cosas y deben disponer de rejillas de protección.
 - La salida de los conductos de aireación aguas abajo de las válvulas o compuertas debe proporcionar una buena distribución del aire en el agua, a cuyo efecto puede ser necesario adoptar varios orificios de salida que uniformicen la aireación del flujo.
 - La sustitución de los conductos de aducción de aire por ventosas situadas en la cámara de accionamiento de los órganos de control puede ser admisible, aunque no recomendable, para la aireación de las compuertas o válvulas de seguridad pero no para las de regulación como procedimiento general.

En relación con el diseño de los aireadores, en una primera aproximación y con las oportunas trasposiciones de dimensiones al caso español, pueden seguirse las recomendaciones propuestas por Beichley y King (1975: 845-846) y por Falvey (1990), que en resumen son:

a) Ranuras

- Dimensiones mínimas 300 x 300 mm. Secciones aproximadamente cuadradas.
- Deben disponer de un escalón o retallo en la parte de aguas abajo entre 25-30 mm. para evitar choques de la corriente, así como del adecuado drenaje. (fig. 8).
- Cuando la sección del desagüe en la zona de compuertas sea menor que la de aguas abajo deben disponerse expansiones bruscas o lo que es menos frecuente transiciones.

b) Rampas

Para velocidades entre 30 y 34 m/s., las alturas de rampa utilizadas en presas del USBR (Falvey, 1990) oscilan entre 64 y 59 mm. y sus pendientes entre 1:12 y 1:9 (4,76° y 6,34°).

c) Escalones

Suelen disponerse inmediatamente aguas abajo de las compuertas. Alturas usuales son:

- Soleras: 1/6 ancho hueco compuerta.
- Muros: 1/22 ancho hueco compuerta y mayor que 100 mm.

No obstante todas estas recomendaciones, en la gran mayoría de los casos, para los diseños definitivos debe recurrirse a la comprobación en modelo reducido, especialmente cuando los órganos de cierre desemboquen en un conducto único, las formas de

dicho conducto se separen de las rectangulares o las características del desagüe difieran de las estudiadas para casos similares.

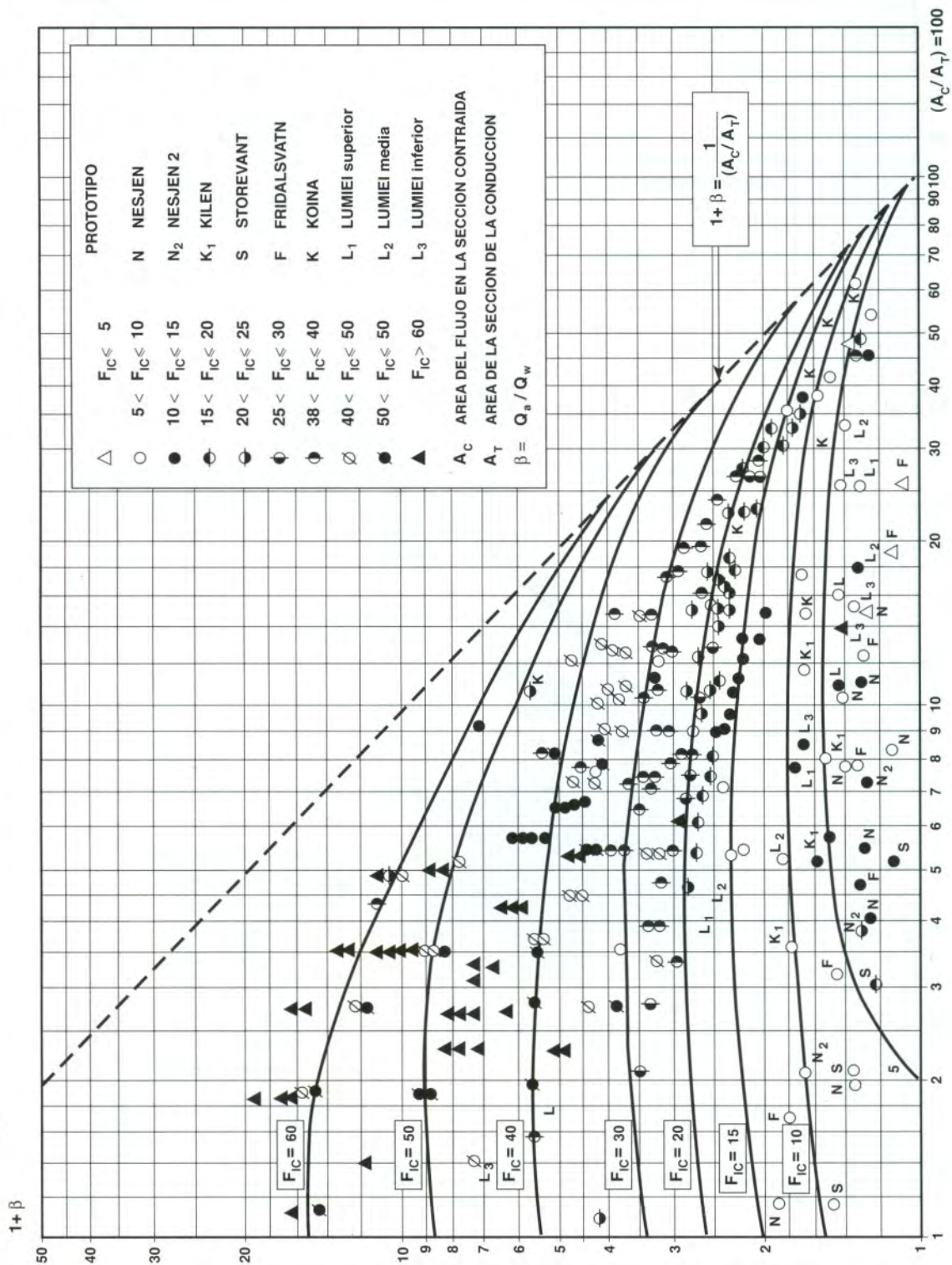


Fig. 15 DESAGÜES. DEMANDA DE AIRE. FLUJO CON RESALTO (SHARMA, 1976)

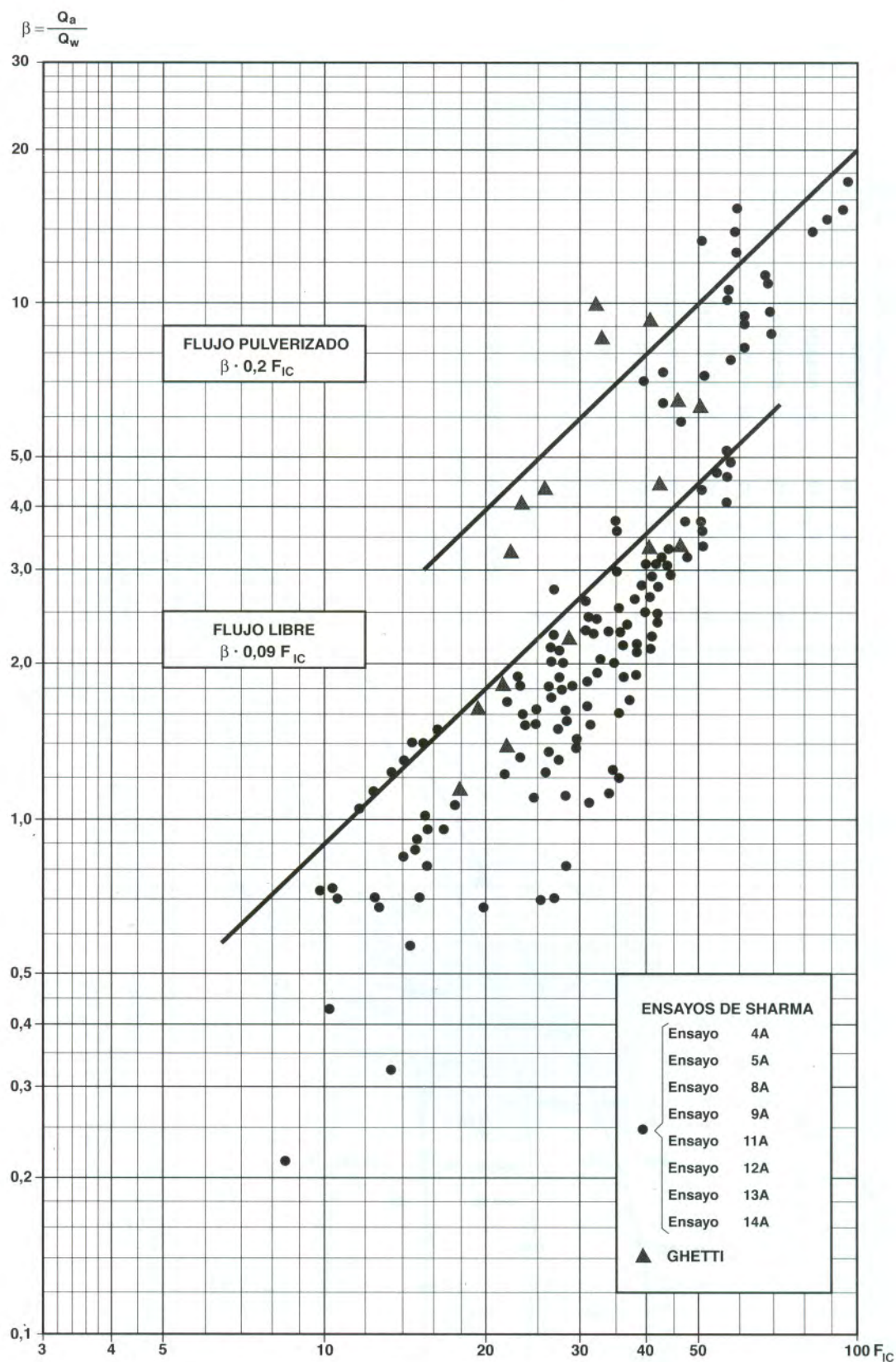


Fig. 16 DESAGÜES. DEMANDA DE AIRE. FLUJO SIN RESALTO (SHARMA, 1976)

BIBLIOGRAFIA

Nota.- Las referencias indicadas con un asterisco se destacan por su mayor interés.

Beichley, G.L. y King, D.L. (1975). Cavitation control by aeration of high-velocity jets. ASCE, Journal of Hydraulic Division, Vol. 101, HY7, julio, pp. 829-846.

* **Chanson, H.** (1992 b). Entrainment d'air dans le écoulements à surface libre: application aux évacuateurs de crues de barrage. La Houille Blanche Nº 4, abril 1992, pp. 277-286.

* **Chanson, H.** (1993 a). Self-aerated flows on chutes and spillways. ASCE, Journal of Hydraulic Division, vol. 119, HY2, febrero, pp. 220-243.

CEDEX (1993). Curso sobre órganos de disipación de energía hidráulica. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. MOPTMA. Madrid.

Douma, J.H. (1943). Discussion of Hall (1943). Transaction ASCE, vol. 108, pp. 146201-1473.

Ehrenberger, R. (1926). Wasserbewegung in steilen Rinnen mit besonderer Berücksichtigung der Selbstbelüftung. Österreichischer Ingenieur und Architektenverein 78 (15/16), 155-160 (17/18), 175-179. (Movimiento de agua en rápidas con grandes pendientes teniendo en cuenta el arrastre de aire).

* **Falvey, H.T.** (1980 b). Air-Water flow in hydraulic structures Engineering monograph nº 41., Water and Power Resources Service (U.S. Bureau of Reclamation), Denver, EEUU.

* **Falvey, H.T.** (1990). Cavitation in chutes and spillways. Engineering monograph Nº 42. Bureau of Reclamation. Denver, EEUU.

Galperin, R., Semenov, V., Tsedrov, G., Cocharov, L. y Razakov, R. (1971). Hydraulic structures operation under cavitation conditions. XIV Congreso IAHR, París, Vol. 5, pp. 45-48.

Gangadharaiah, T., Lakshmana Rao, N.S. y Seetharamiah, K. (1970). Inception and entrainment in self-aerated flows. ASCE, Journal of Hydraulic Division, Vol. 96, HY7, julio 1970, pp. 1549-1565.

Gutiérrez Serret, R. (1994). Aireación en las estructuras hidráulicas de las presas: aplicación a los aliviaderos y desagües con funcionamiento en lámina libre. Tesis doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. U.P.M. Madrid.

* **Gutiérrez Serret R. y Palma Villalón, A.** (1994). Aireación en las estructuras hidráulicas de las presas: aliviaderos y desagües profundos. Premio José Torán. Comité Español de Grandes Presas. Madrid.

Hager, W. (1991). Uniform aerated chute flow. ASCE, Journal of Hydraulic Division, vol. 117. HY4, abril, pp. 528-533.

Hager, W.H. (1992). Energy dissipators and hydraulic jump. Water Science and Technology Library, Vol. 8, Kluwer Academic Publishers, The Netherlands.

Hall, L.S. (1943). Open channel flow at high velocities. Transactions ASCE, Vol. 108, pp. 1394-1434.

Henderson, F.M. (1966). Open channel flow. Macmillan Company Ltd., New York. Secc. 6,7, pp. 225-226 y 232.

* **ICOLD** (1988). Aliviaderos. Boletín Nº 58. Traducción M.O.P.T. Centro de Publicaciones. Madrid.

* **ICOLD** (1992). Spillways. Shockwaves and air entrainment. Boletín Nº 81. París.

* **Jansen, R.B.** (Ed.) (1988). Advances Dam Engineering for design, construction and rehabilitation. Van Nostrand Reinhold, New York.

Kalinske, A.A. y Roberston, J.M. (1943). Closed conduit flow. Transactions of the Symposium on Entrainment for Air in Flowing Water, ASCE, Vol. 108, Paper Nº 2205, pp. 1435 - 1447.

Keller, R.J. y Rastogi, A.K. (1977). Design chart for predicting critical point on spillways. ASCE, Journal of the Hydraulic Division, HY11 y HY12, noviembre y diciembre, pp. 1417-1429.

Kenn, M.J. Y Garrod, M.D. (1987). Cavitation damage and the Tarbela Tunnel collapse of 1974,. Part I. Proceedings of Institute of Civil Engineers, Imperial College of Science and Technology, United Kingdom, febrero 1981, pp. 65-89.

Killen, J.M. y Anderson A.G. (1969). A study of air entrained flow in open channels. XIII Congreso IAHR, Kyoto, Japón, Vol. 2, pp.339-347.

* **Knauss, J. (Ed.)** (1987). Swirling flow problems at intakes. IAHR, Hydraulic Structures, Design Manual nº 1. A.A. Balkema, Rotterdam.

* **Lencastre, A.** (1985). Etat des connaissances sur le dimensionnement des évacuateurs de crue des barrages. La Houille Blanche Nº 1/1985, pp. 19-52.

Mateos, C. (1987). Aireación y cavitación en obras de desagüe. Curso sobre comportamiento hidráulico de las estructuras de desagüe de las presas, CEDEX, MOPT. Madrid.

- * **May, R.W.P.** (1987). Cavitation in hydraulic structures: occurrence and prevention. Report research SR79, Hydraulic Research Wallingford. Oxfordshire OX10 8 BA. United Kingdom.

PGOH-MOPT (1989). Pliego de prescripciones técnicas generales para la ejecución de obras hidráulicas (PGOH). Parte 3ª, Cap. 32, secc.2, art 32.49 y Cap. 39, secc. 2, art. 2.12. (Inédito).

Novak, P. (Ed.) (1984). Developments in hydraulic engineering. Volumen 2. Elsevier ed. Applied Science Publishers L.T.D., New York.

Peterka, A.J. (1953). The effect of entrained air on cavitation pitting. Joint Meeting Paper, IAMR/ASCE, Minneapolis, Minnesota, agosto, pp. 507-578.

Pinto, N.L. de S., Neidert, S.H. y Ota, J.J. (1982). Aeration at high velocity flows. Water Power and Dam Construction, febrero y marzo, pp. 34-38 y 42-44.

Pinto, N.L. (1989). Designing aerators for high velocity flow. Water Power and Dam Construction, julio, pp. 44-48.

Pinto, N.L. (1991). Air entrainment in free surface flows. Design Manual Nº 4, IAHR, A.A. Balkema Published, Rotterdam, Netherlands. Cap. 5. Prototype aerator measurements, pp. 115-131.

Rabben, L. et al. (1983). Investigation of flow aeration at offsets downstream of high - head control structures. IAHR. XX Congreso. Moscú. Vol 7, pp. 354 - 360.

Rajaratnam, N. (1967). Hydraulics jumps. Advances in Hydrosience, Ven Te Chow (Ed.) Academic Press, London, vol 4, pp. 197-289.

Riera, J. (1988). Soluciones técnicas en los órganos de desagüe de la presa de Canales (Granada). Segundas jornadas españolas de presas. Comité Nacional Español de Grandes Presas. MOPU. DGOH. Tomo II. p. 194-215. Sevilla.

Russel, S.O. y Sheenan G.J. (1974). Effect of entrained air on cavitation damage. Canadian Journal of Civil Engineering. Vol. 1.

Rutschmann, P. y Hager, W. (1990). Air entrainment by spillway aerators. ASCE, Journal of Hydraulic Division, vol. 116. HY7, junio, pp. 765-782.

- * **Sharma, H.R.** (1976). Air-entrainment in high head gated conduits. ASCE Journal of Hydraulic Division, Vol. 102, HY11, noviembre, pp. 1629-1646. Vol. 103, HY10, octubre (1977) pp. 1254 y 1255. Vol. 103, HY11, noviembre (1977) pp. 1365-1367. Vol. 103, Hy12, diciembre (1977), pp. 1486-1493. Vol. 104, HY8, agosto (1978) pp. 1200-1203.

- * **Sharma, H.R.** (1979). Problems at high head gates in outlet conduits. XIII Congreso ICOLD, New Delhi Vol. III, Q50, R 47, pp. 803 - 813.
- * **Sinniger, R.O. y Hager, W.H.** (1989). Constructions hydrauliques. Ecoulements stationnaires. Traité de Génie Civil, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, vol. 15, Ed. Presses Polytechniques Romandes.
- Straub, L.G. y Anderson A.G.** (1960). Self-aerated flow in open channels. Transactions ASCE, Vol. 121, pp. 30-44.
- * **U.S. Army** (1970). Hydraulic Desing Criteria. Vol 1. Spillways -100, 111-18 a 111-1815; Air demand regulated outlet works, 050-1, 050-1/1, 050-2; y otros. Department of the Army, Corps of Engineers, Office of the Chief Engineers, Washington.
- U.S.B.R.** (1977). Design of small dams. Bureau of Reclamation, Denver, EEUU.
- * **Volkart, P. y Rutschmann, P.** (1991). Air entrainment in free surface flows. Design Manual N° 4, IAHR, A.A. Balkema Published, Rotterdam, Netherlands, Cap 4, Aerators on spillways, pp 85-113.
- Volkart, P.** (1982). Self-aerated flow in steep partially filled pipes. ASCE, Journal of Hydraulic Division, Vol. 108, HY9, septiembre, pp. 1029-1046.
- * **Wood, I.R., (ed.)** (1991). Air entrainment in free-surface flows. Design Manual N° 4, IAHR, A.A. Balkema. Published, Rotterdam, Netherlands. Cap. 3.- Free surface air entrainment on spillways, pp: 55-84.

ANEXO N° 3.

ONDAS DE CHOQUE

INDICE

	<u>Página</u>
1. COMENTARIOS PRELIMINARES	1
2. CASO BASICO ELEMENTAL: CAJERO EN ANGULO	2
3. ABOCINAMIENTOS	5
4. CURVAS EN PLANTA: TEORIA Y EXPERIENCIAS	12
5. CURVAS EN PLANTA: COMENTARIOS PRACTICOS	17
REFERENCIAS CITADAS	21

1. COMENTARIOS PRELIMINARES

En el régimen supracrítico que se adopta en la conducción libre de un aliviadero cualquier obstáculo genera una onda de choque que sólo se transmite hacia agua abajo y lateralmente, pero no hacia agua arriba. Esas ondas se reflejan e interfieren entre sí y dan lugar a unas crestas que exigen una sobreelevación de los cajeros y a una desigual distribución transversal del flujo en todo el resto de la conducción, con el consiguiente efecto desfavorable en el funcionamiento del cuenco o trampolín final. Es, pues, de gran interés conocer y cuantificar esos fenómenos, y tratar de reducir en lo posible sus efectos.

Los fenómenos que se producen son complejos y diversos, pues dependen de varios parámetros, por lo que el proyecto definitivo sólo puede basarse en los resultados en un modelo reducido. No obstante, los experimentos de varios investigadores proporcionan ciertas reglas para un proyecto preliminar que ahorre ensayos de tanteo, orientando los modelos a la comprobación o ajuste de lo proyectado. Aquí se expondrá un resumen de los conceptos básicos y casos típicos que pueden presentarse en el proyecto de un aliviadero. Otros más complejos y detalles de experiencias pueden consultarse en las referencias que se citan en este texto* y principalmente en el Boletín nº 81 de ICOLD (2) y en Chow (1). Las fórmulas y figuras que aquí se dan -salvo la 2- proceden de esas publicaciones. Por nuestra parte se han añadido otros importantes comentarios y precisiones que aclaran los límites de la teoría, sobre todo en lo que puede afectar a su aplicación concreta a los aliviaderos, no incluidos o insuficientemente explicados o matizados en aquéllas, o procedentes de otras experiencias posteriores (3).

Las leyes y fórmulas propuestas por diversos experimentadores tienen una base teórica relativamente simple y reducida, y sus aplicaciones analíticas se limitan a casos geométricos simplificados; como las experiencias se basan en ensayos concretos, las fórmulas obtenidas tienen a veces un cierto empirismo y un campo de aplicación restringido. Esos ensayos abarcan problemas variados de canales, en general, y aquí se recogen sólo los aplicables a los aliviaderos, en el campo de valores de los parámetros más frecuentes en ellos.

Aunque en lo que sigue se precisa más este punto, se advierte ya que su empleo se ciñe casi exclusivamente a los aliviaderos laterales con pendientes moderadas.

La aplicación a las formas reales de los resultados obtenidos con formas simplificadas que pueden analizarse teóricamente, aunque discutible, puede ser útil, pues en fenómenos tan complejos y difíciles de predecir por pura intuición, más vale una ruda aproximación que nada. Como criterio común se insiste en que lo que se pretende con la exposición que sigue -y es el motivo para incluir este Anejo en la Guía nº 5- es presentar una exposición resumida y comentada sobre el estado de los conocimientos en este tema, y proporcionar unas normas y fórmulas de preproyecto para aproximarse en el grado posible a las formas óptimas y ahorrar modelos previos y el consiguiente tiempo y coste.

* Los experimentadores se van citando con sus experimentos. Las referencias de sus trabajos originales pueden verse en la amplia bibliografía de (2).

2. CASO BASICO ELEMENTAL: CAJERO EN ANGULO

Sea una corriente en régimen uniforme supracrítico de velocidad v_1 (nº de Froude F_1) y calado y_1 que en cierto punto O se encuentra con un quiebro brusco de ángulo q del cajero izquierdo que la desvía hacia la derecha (fig. 1). Se supone indefinido el semiespacio derecho, de forma que sólo el cajero izquierdo influye en el cambio de dirección y en sus consecuencias. Este caso no responde a ninguna situación real de un aliviadero, pero sirve de base para tratar el resto de las aplicaciones prácticas.

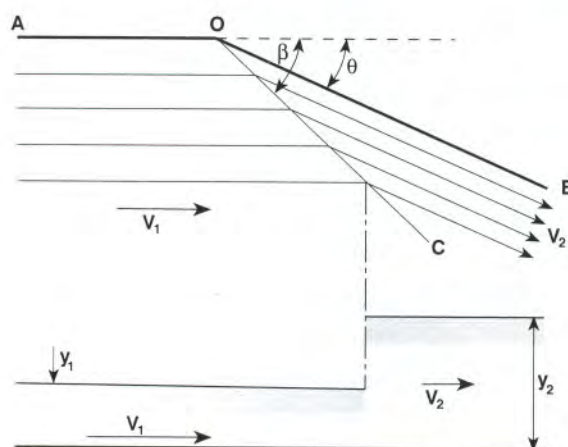


Fig. 1

El choque con la pared OB da lugar a unas ondas que tienden a propagarse con celeridad $c_1 = v_1/F_1$, pero cuya propagación se encuentra arrastrada hacia abajo por la corriente 1 de velocidad $v_1 > c_1$. Como resultado de esta interferencia las ondas tienen un límite de propagación definido por línea OC que forma un ángulo β con la pared AO y que constituye un *frente de onda* detrás del cual se forma un nuevo régimen 2 paralelo a la pared PB, con calado mayor, y velocidad y número de Froude menores que los de la corriente 1.

En la parte inferior de la figura 1 se ve el perfil de la lámina antes y después de la deflexión. Se supone la solera plana y horizontal, o con las pendientes adecuadas, antes y después de la línea OC, para que ambos regímenes sean uniformes.

Formulando la conservación de la cantidad de movimiento en la desviación y la continuidad del flujo en sus dos componentes normal y transversal al frente de onda, se obtiene un sistema de tres ecuaciones entre las variables y parámetros en juego (Chow, 1959, (1)):

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[(1 + 8 F_1^2 \sin^2 \beta)^{1/2} - 1 \right]$$

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} (\beta - \theta)} \quad (1)$$

$$F_2^2 = \frac{y_1}{y_2} \left[F_1^2 - \frac{y_1}{2y_2} \left(\frac{y_2}{y_1} - 1 \right) \left(\frac{y_2}{y_1} + 1 \right)^2 \right]$$

Este sistema no tiene soluciones explícitas, pero para $q < 45^\circ$ y $F_1 \sin \beta > 1$, que es lo más frecuente, resultan las tres incógnitas en forma explícita y con error de b menor que 2° (Hager y Bretz, 1987-89):

$$\frac{y_2}{y_1} = \sqrt{2} \cdot F_1 \sin \beta - \frac{1}{2}$$

$$\beta = \theta + \frac{3}{2\sqrt{2}} \cdot F_1^{-1} \quad (2)$$

$$F_2^2 = \frac{F_1 \cdot \cos^2 \beta}{\sqrt{2} \cdot (\sin \beta) [1 - (2\sqrt{2} \cdot F_1 \sin \beta)^{-1}]}$$

Como era de predecir, dada la forma de generarse la interferencia de las ondas, tanto β como el nuevo calado son función de F_1 .

Cuando el ángulo θ es de cierta entidad, el calado y_2 puede ser tal que $F_2 < 1$, en cuyo caso se produciría un resalto oblicuo con cambio de régimen. Normalmente, en los aliviaderos se procura que los cambios de dirección no existan o sean mínimos, para evitar ondas de choque excesivas. Sólo en los trampolines se provoca deliberadamente un fuerte choque para dispersar la lámina o darle la forma adecuada para su caída en el cauce (cap. 9 del texto), pero éste no es el caso aquí tratado.

La onda producida por la desviación convergente analizada produce una *contracción* de la lámina y se califica de *positiva* ($\theta > 0$). Un cajero *divergente* ($\theta < 0$) daría lugar a una *expansión lateral* (onda *negativa*), a la que no son aplicables las fórmulas (1) (2), pues en ese caso darían como resultado un incremento de la energía (disminución de la entropía)*. (Obsérvese que en las fórmulas (2) pueden resultar calados negativos con $\theta < 0$). El fenómeno es más complejo que el de la desviación convergente, y da lugar a una serie de perturbaciones en forma de frentes de onda radiales en el vértice O, como luego se comenta en el §3 y se ve en la fig. 5. Solo teniendo en cuenta esto puede obtenerse el valor de β con $\theta < 0$.

* Este resultado es paralelo al que se da en el paso de velocidad de un lado a otro de la crítica: la energía se conserva al acelerarse la corriente, y disminuye al decelerarse (resalto).

Estas fórmulas y la forma de producirse el tránsito de una a otra corriente sólo son válidas para las condiciones señaladas: conservación de la energía y soleras planas **con régimen uniforme en los estados inicial y final**. Obviamente, el rozamiento consumirá energía, pero puede suponerse que esa pérdida es poco significativa en el corto espacio de la transformación, o porque las soleras tienen la pendiente adecuada en la dirección de cada corriente para mantener el régimen uniforme en ambas.

Si en vez de ello, la solera 1 tuviera una fuerte inclinación hacia la derecha, la velocidad en un punto C_2 sería superior a la del O (fig. 2a) y, por consiguiente, la velocidad de arrastre en ese punto también sería superior, y el frente de onda sería curvo (OD_2 , fig.2b), y no recto. Por lo tanto, las fórmulas (1)(2) **presuponen que el flujo sólo varía por efecto de las formas de los contornos con los que choca la corriente, y no a causa de las pendientes**, que deben ser o nulas o lo estrictamente indispensables para mantener la energía específica en cada sección. Por tanto, su campo de aplicación se limita a ciertas zonas con **pendientes moderadas en los aliviaderos independientes de la presa** en los que se sitúan curvas, abocinamientos, etc, y **no a las rápidas de gran pendiente, como son los paramentos de las presas vertedero, que generan una fuerte aceleración**. Ya se verá que, además, las zonas de posible ubicación de obras de este tipo han de estar poco por debajo de la embocadura (§5).

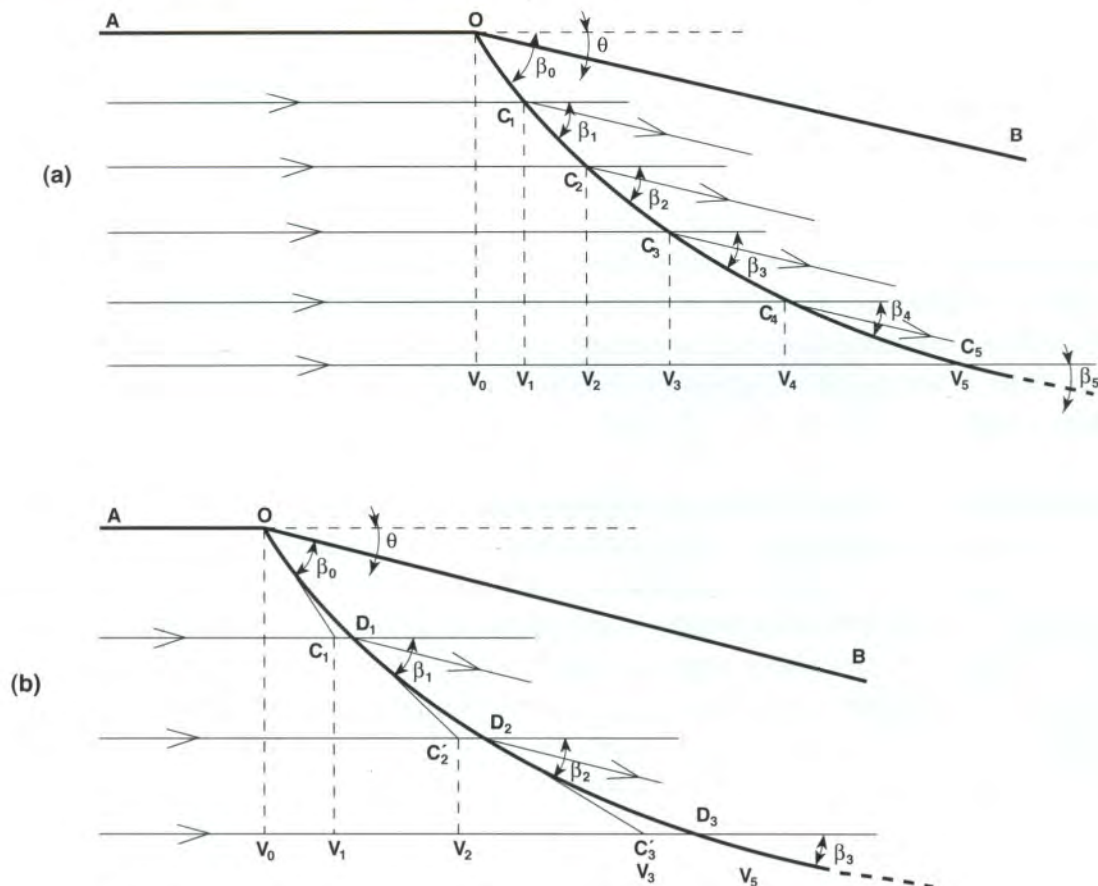


Fig. 2

Pero aunque las fórmulas (1)(2) sólo son aplicables en las condiciones dichas, cabe utilizarlas para dibujar aproximadamente el frente de onda con movimiento acelerado por medio de una sucesión de tramos finitos (fig.2a). Si la pendiente de la solera hacia la derecha fuera notable, o incluso si la solera fuera una superficie curva, se halla β_0 para F_0 en el punto O y se mantiene ese frente hasta un punto C_1 ; con el F_1 en éste se obtiene b_2 y el nuevo frente, y así sucesivamente, con lo que queda definido el conjunto de éste por la poligonal $OC_1C_2...$. Más correcto es (fig. 2b) constituir los tramos por arcos curvos $OD_1, D_1D_2, D_2D_3,...$ cuyas tangentes en $D_1, D_2,...$ sean los ángulos β correspondientes a los puntos $C_1, C'_2, C'_3,...$ situados aguas arriba en las mismas líneas de corriente que los $D_1, D_2,...$, con lo que queda mejor definido el frente curvo. En cada tramo elemental pueden obtenerse también los calados $y_1, y_2,...$ por las fórmulas (1) (2). Los arcos parciales pueden dibujarse a estima, o bien, utilizar arcos definibles analíticamente, como círculos o parábolas, en un programa para ordenador. Conforme van alejándose los puntos C del O, el crecimiento de la oblicuidad puede aconsejar el uso de un intervalo variable.

Obsérvese que al aumentar la velocidad aumenta F y disminuye el calado, luego al propio tiempo que crece la velocidad de arrastre disminuye la celeridad de las ondas, por lo que β decrece por doble concepto y puede llegar a ser casi igual a θ , esto es, el frente sensiblemente paralelo al cajero OB, en cuyo punto cesaría el cálculo. En general esto se consigue después de tres o cuatro tramos, por lo que es fácil dibujar directamente el frente curvo a estima con los valores de β calculados.

La curvatura del frente de onda produce una concentración hacia él de las líneas de corriente paralelas a OB, con la consiguiente desigualdad transversal de los calados.

Este método es una extrapolación de los resultados en las condiciones básicas normales y, por ello, una primera aproximación, sólo aceptable si se conserva la distribución hidrostática de las velocidades con la profundidad, lo que no ocurriría si la solera tuviera una curvatura notable (sobre todo si fuera convexa). Salvo en esos casos, el método puede ser útil, siempre con la reserva de su confirmación en modelo.

Es de hacer notar que las capas límite, y en menor medida el rozamiento, suavizan y restan nitidez a las formas teóricas obtenidas. Por ello, las definitivas, como se dijo, sólo pueden definirse en modelo, y con mayor motivo si la corriente es acelerada.

Partiendo de los resultados de este caso teórico elemental se pueden obtener otros más reales con dos cajeros, como convergencias, codos, etc, que se analizan en los apartados siguientes.

3. ABOCINAMIENTOS

En los aliviaderos, los abocinamientos se usan principalmente en las embocaduras, para hacer la transición entre el ancho que suele exigir el vertedero y la sección más estrecha que normalmente tiene la conducción. Es raro disponerlos entre dos secciones de una rápida.

Las formas del abocinamiento son fundamentalmente tres (fig.3):

- Con cajeros rectos oblicuos a las secciones de entrada y salida (abocinamiento trapecial)(a).
- Suavizando los ángulos de (a) con arcos de acuerdo de curvatura contraria (b). **El radio de los acuerdos aguas abajo debe ser mayor que el de aguas arriba para facilitar la convergencia y minimizar las ondas negativas.**
- En abanico (c), con la sección de entrada MN en curva, con lo que hay una sola curva de acuerdo. Es la forma usada predominantemente en las embocaduras, con un vertedero con cresta AB.

Las rectas de trazos marcan una posible analogía con la forma (a).

En la mayor parte de los casos el abocinamiento se hace con fuerte pendiente para generar una aceleración y alcanzar cuanto antes la sección normal. Por lo tanto, está fuera de los supuestos de las fórmulas (1) (2) y los frentes de onda sólo pueden definirse aproximadamente por tramos finitos. Cuando la caída es grande (como en las presas vertedero), los frentes de onda pueden llegar a ser sensiblemente paralelos a los cajeros, como se dijo. Al propio tiempo, las trayectorias dejan de ser rectas, y se incurvan hacia el cajero oblicuo, provocando en él una concentración en forma de intumescencia, que puede ser considerable, y sólo posible de concretar y cuantificar en un modelo.

Aunque más raramente, a veces se dispone un abocinamiento al pie del vertedero, con el exclusivo objeto de reducir el ancho de la sección, sin acelerar el agua. Con este ancho reducido, la sección puede permanecer constante hasta el final del aliviadero en régimen uniforme, manteniéndose la conducción en un nivel alto en todo su recorrido (fig.4a) o acelerándose después en algún punto por medio de una rápida de fuerte pendiente(b), lo que puede hacerse sin provocar ondas de choque, si se mantiene el ancho y sólo varía el calado; en todo caso, si no fuera así, las ondas que se formasen serían otro problema independiente de la embocadura.

Se analizará primero el abocinamiento trapecial, en el supuesto de su ubicación al pie de un vertedero recto, con solera plana de suave pendiente (aceleración nula o poco sensible), único caso susceptible de tratamiento directo analítico.

Abocinamiento trapecial

La fig. 5 muestra las ondas de choque y sus interferencias. En el ángulo A se produce una contracción y, por lo tanto, una onda positiva con un frente ABC' de ángulo β . En el D se produce una expansión (onda negativa) que, como se dijo (§2), da lugar a una serie de perturbaciones radiales que, al interferir con la onda ABC', la incurva en la zona próxima. Esta onda incide en el cajero de enfrente en un punto C' y se refleja en él, y luego en el opuesto, y así sucesivamente.

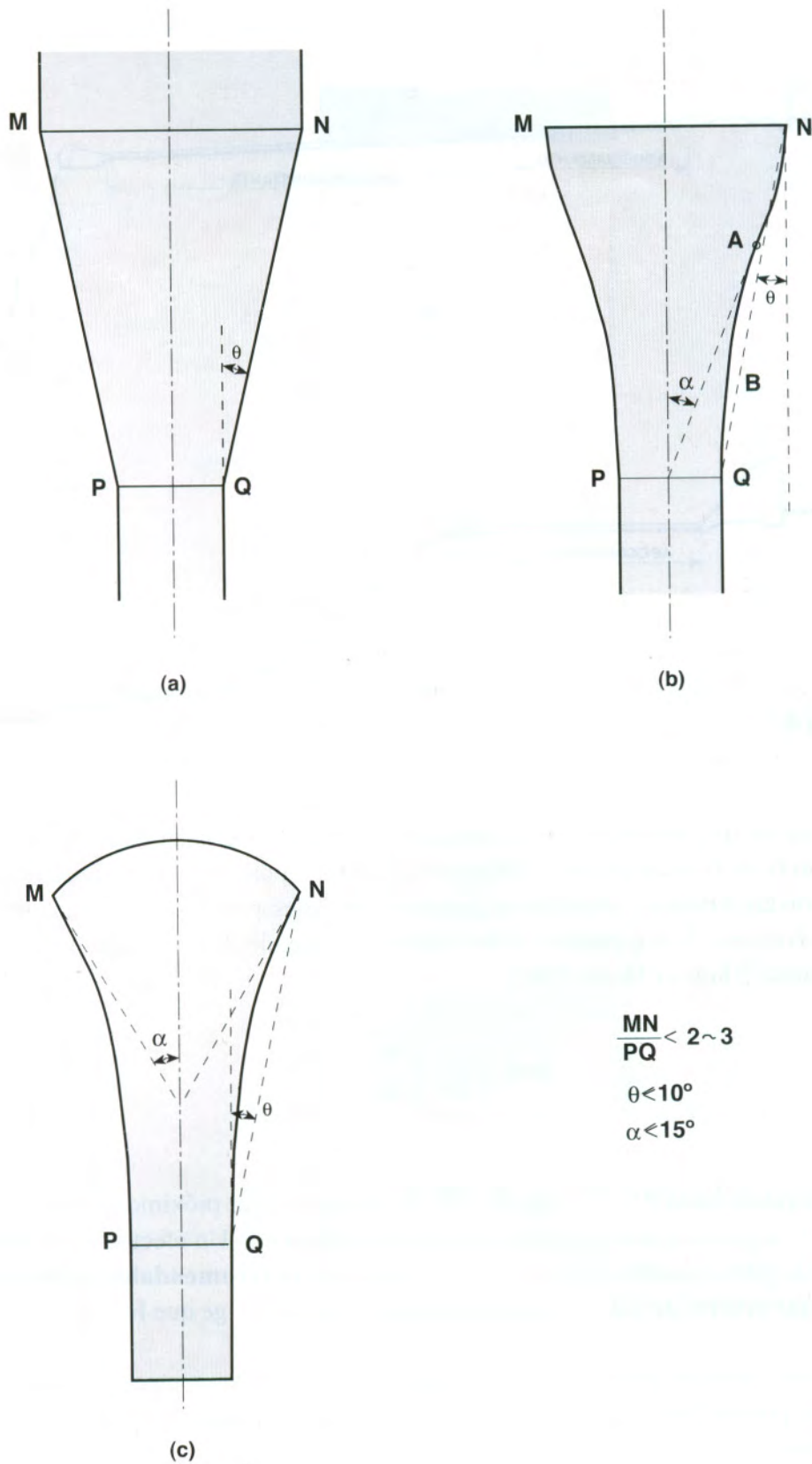


Fig. 3

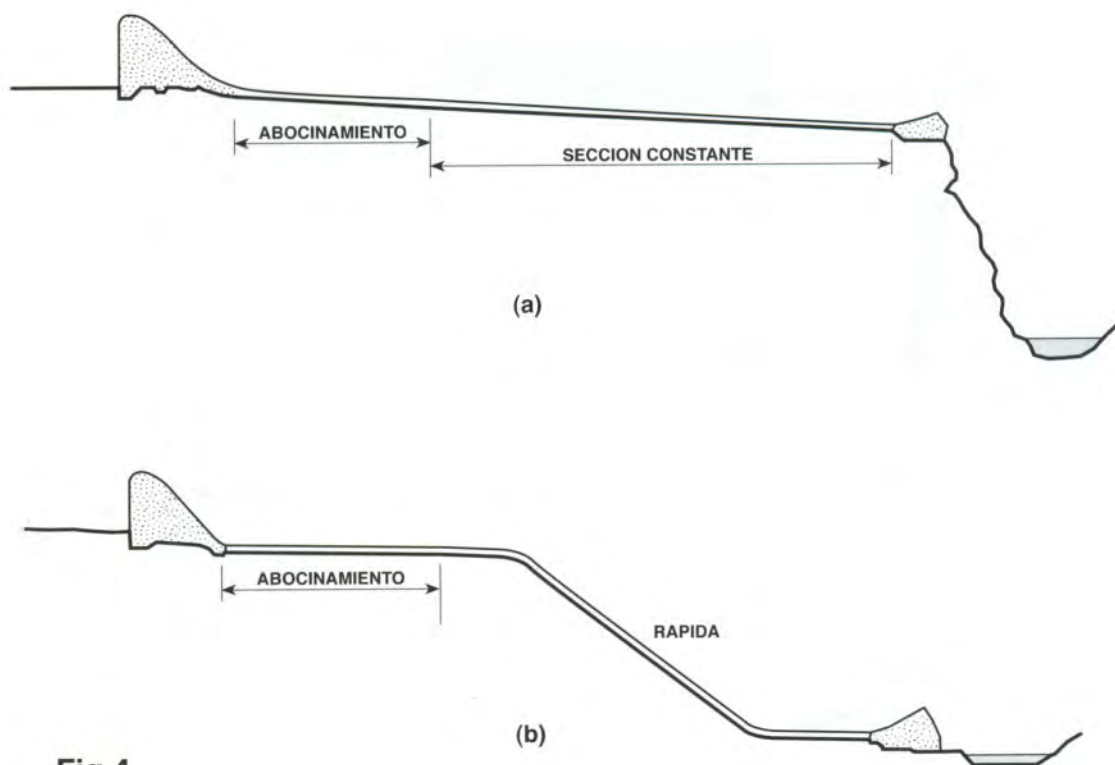


Fig 4

En la fig. 6 se ve una notable mejora conseguible con una adecuada elección del ángulo de abocinamiento θ . Si la onda positiva AB se dirige hacia el punto D', coinciden los puntos C' y D', y las dos ondas positiva y negativa se contrarrestan, y desaparece la distorsión en ese punto. Desde el, la corriente 3 iría paralela a los cajeros. El ángulo q que consigue ese efecto es, aproximadamente (Hages y Bretz, 1987).

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{1}{2F_1} \left(\frac{b_1}{b_3} - 1 \right) \quad (3)$$

La fórmula es válida hasta $\theta = 10^\circ$; para $\theta > 10^\circ$, F_3 puede resultar próximo a 1 (régimen crítico, a proscribir), y se produciría un resalto parcial en la contracción. Un efecto similar puede darse si la relación de estrechamiento $DD'/AA' < 1/3$, por lo que **es recomendable no llegar a ella, y mejor, no bajar mucho de 1/2**. El esquema, para ser efectivo, exige que $F_1 > F_3 > 2$.

El abocinamiento se suele proyectar para el caudal máximo, pero es preciso comprobarlo para otros menores, porque para algunos podría no ser aplicable la ecuación o resultar más desfavorables los efectos.

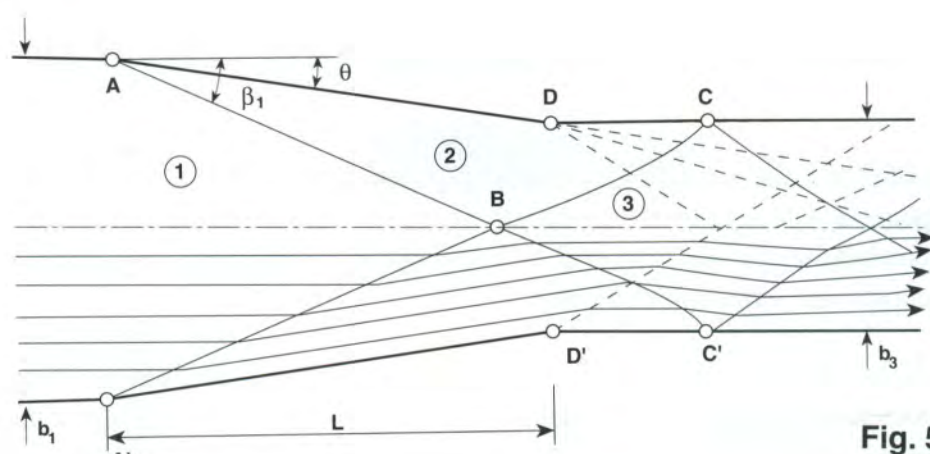
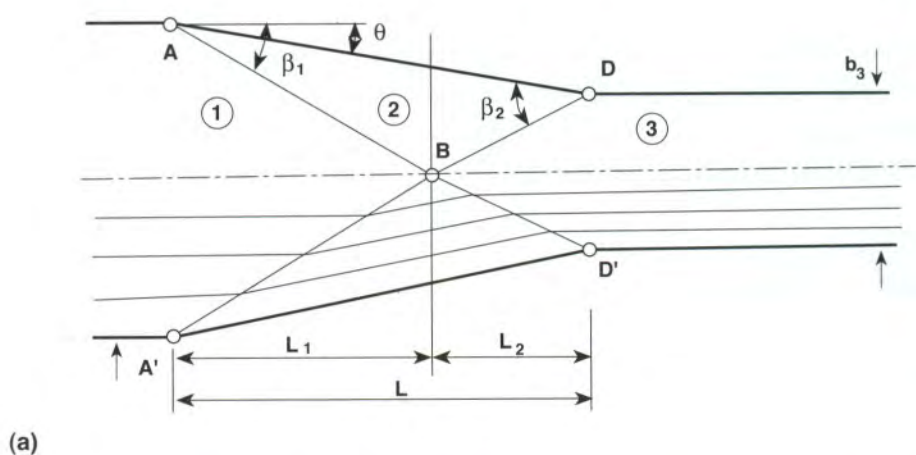


Fig. 5



(a)



(b)

Fig. 6

Con este abocinamiento puede lograrse, como se ve, localizar la perturbación entre A y B con un flujo uniforme y paralelo a los cajeros a partir de B, lo que es muy conveniente. Como ya se advirtió, el rozamiento y las capas límite distorsionan este esquema teórico, lo que obliga al ensayo en modelo, pero en cualquier caso puede lograrse una aceptable aproximación a tal uniformidad. Por ello, este abocinamiento, a pesar de los ángulos bruscos en A y B, se usa a veces.

Embocadura en abanico

Este tipo proporciona una transición entre un vertedero en curva y la sección de la conducción o rápida gracias a unos cajeros de curvatura continua y suave, sin los ángulos o cambios contrarios de curvatura de las otras dos formas. En la mayor parte de los casos se une la convergencia con la aceleración, para alcanzar cuanto antes una sección reducida; la solera de la transición se puede hacer con una superficie de acuerdo tangente arriba al perfil del vertedero en

un arco de círculo paralelo a la cresta de aquel y abajo a la solera plana o curva de la sección final.

También posible, aunque menos usual, es disponer a poca altura, más abajo del vertedero curvo, una solera plana de poca pendiente limitada por cajeros curvos abocinados, con lo que se cumplirían las condiciones de aplicabilidad de las fórmulas de las ondas. La intersección con el paramento cónico del vertedero sería elíptica.

Sea este o el otro el caso, y aunque la convergencia genérica parecería prever lo contrario, este tipo de embocadura da lugar a unas ondas negativas, pues los cajeros se abren e incurvan hacia afuera de los radios extremos de la coronación, que son líneas de corriente iniciales.

En la fig. 7 se ve la forma de producirse la convergencia en un ensayo con solera plana de suave inclinación (2). Hay una tendencia del flujo a concentrarse hacia el eje, lo que puede llegar a producir zonas vacías como las DGE. La figura es puramente ilustrativa, pues los resultados varían según el abocinamiento, la pendiente, etc.

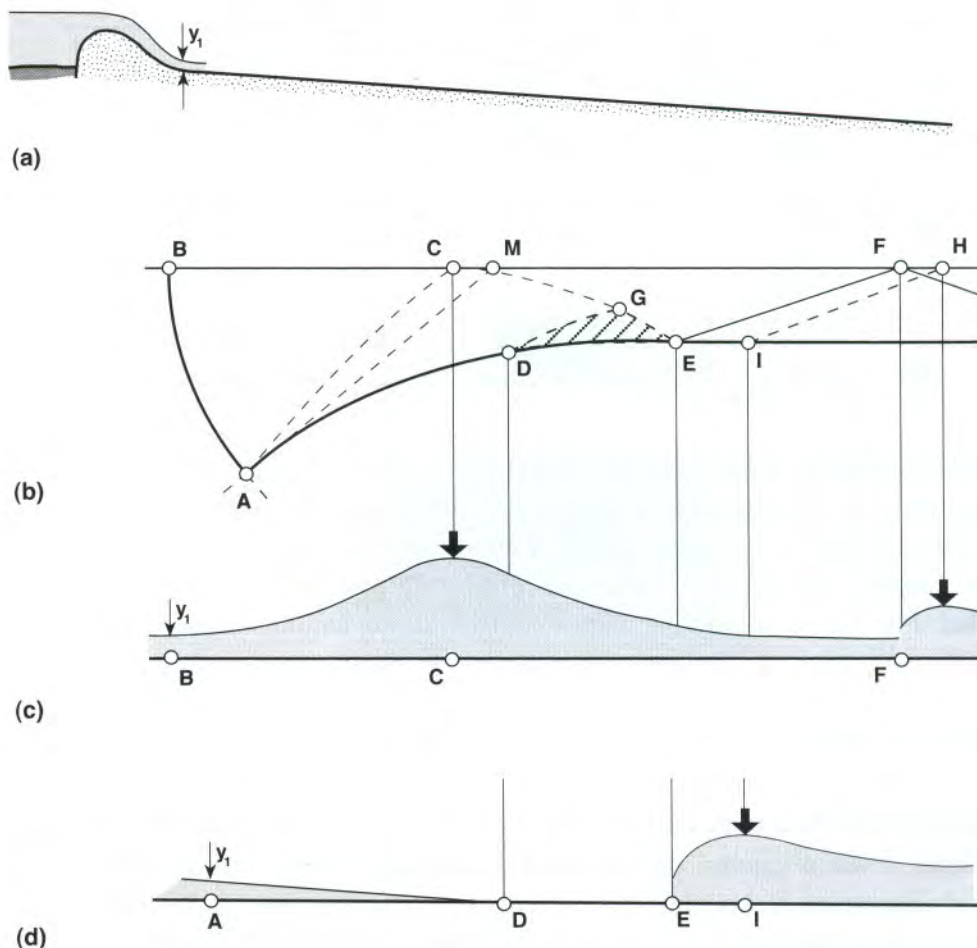


Fig 7

La convergencia hacia el eje de las líneas de corriente, se puede contrarrestar dando a la solera una pendiente transversal que compense la fuerza centrífuga (fig. 8). Una solución aproximada es hacer que la curvatura transversal de la solera en planta varíe linealmente a lo largo de una curva normal a las líneas de corriente; esto es, para un punto P,

$$\frac{R}{R_i} = \frac{b_i}{n} \quad (4)$$

Si z es la cota de la solera en el punto P, la pendiente transversal en ese punto viene definida por (Anastasi, 1982),

$$\frac{dz}{dn} = \frac{v^2}{gR} - I \cdot \operatorname{sen} \left(\frac{n}{R_i} \right) \quad (5)$$

I es la pendiente longitudinal de la línea de corriente en P, R_i el radio de curvatura del cajero en esa sección transversal, y R el radio de curvatura de la línea de corriente en P.

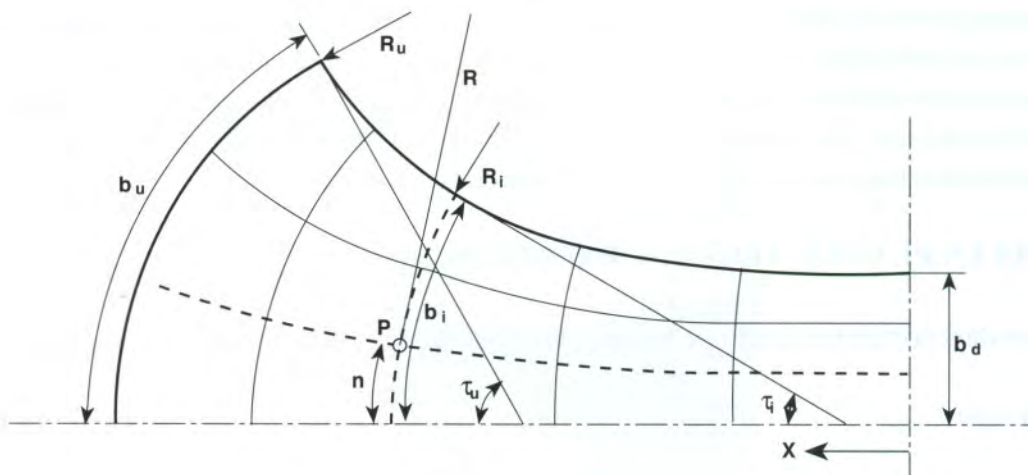


Fig 8

La forma de la solera resultante puede verse en la perspectiva de la fig. 9. La pendiente transversal creciente hacia los cajeros tiende a desviar el flujo lateralmente, contraponiéndose a la concentración axial, uniformando la lámina y reduciendo notablemente las ondas y sus reflexiones. La mayor complicación constructiva podría venir compensada por el mejor funcionamiento hidráulico y por el ahorro debido a la menor altura de los cajeros respecto a la que exigiría la fuerte concentración de las ondas en ellos con una solera plana. La realidad es que esta disposición es poco usada; más frecuente es el uso de peraltes planos.

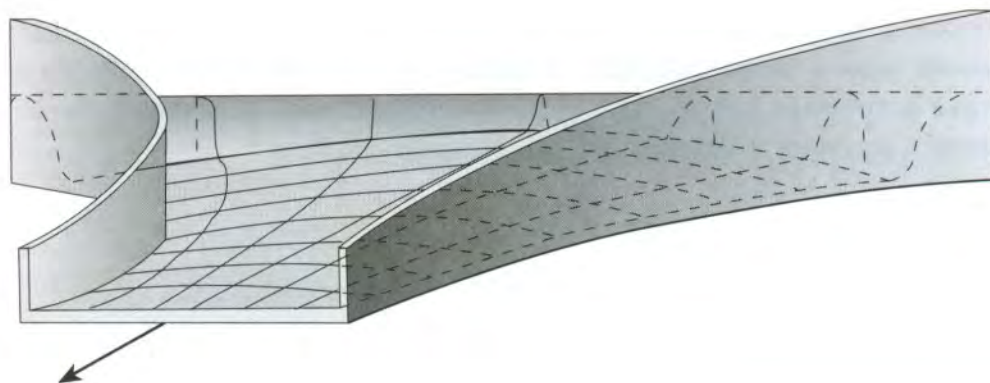


Fig 9

Tanto si se dispone un peralte curvo como si la solera es plana, **es aconsejable que la planta del cajero tenga un radio creciente desde el origen hasta el punto de unión con el cajero definitivo** (por ejemplo, una clotoide).

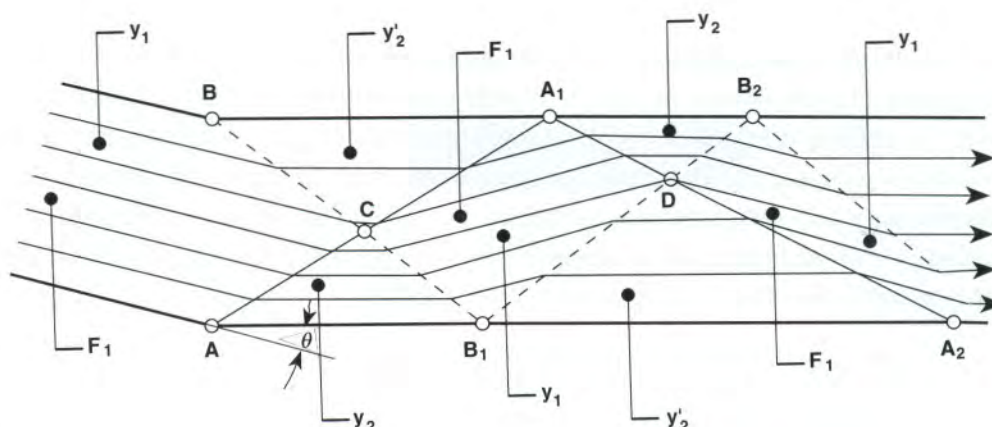
Aunque el funcionamiento de la embocadura en abanico difiere del de una de planta trapezoidal, pueden adoptarse en principio las normas de ángulo de convergencia y relación de estrechamiento dadas por esta última. Lo mismo podría decirse para el abocinamiento en forma de tolva (fig. 3b). A estos efectos, los ángulos equivalentes son los señalados en dicha figura. A esas condiciones debería añadirse que el ángulo $\alpha < 15^\circ$. Debe quedar claro que estas recomendaciones no son absolutas, sino tendenciales, pues en tramos de aceleración podrían ser aceptables estrechamientos mayores, a pesar de las fuertes ondas que produzcan, si los resultados del modelo avalan que las secciones y altura de los cajeros resultan más convenientes que con estrechamientos más suaves, dadas las circunstancias del terreno.

4. CURVAS EN PLANTA: TEORIA Y EXPERIENCIAS

Analizaremos primero el efecto de un codo brusco y luego el más normal de una curva circular.

Codo brusco

En este caso se producen dos tipos de ondas por el efecto de ambos cajeros, según muestra la fig. 10. La onda ACA_1 es positiva (de contracción), como la fig. 1, y se refleja sucesivamente en $A_1, A_2, \dots$. En B, el ángulo q es negativo, y lo mismo la onda (de expansión), que se refleja en $B_1, B_2, \dots$. Hasta el doble frente de onda ACB la corriente es la original 1; en la zona ACB_1 es paralela al cajero AB_1 y concentrada (calado mayor), mientras que en la BCA_1 es también paralela al cajero, pero expansionada (calado menor). En la CA_1BD_1 la velocidad y el calado son los mismos que en 1, pero la corriente es oblicua con ángulo θ simétrico respecto al original antes de A; en A_1DB_2 y B_1DA_2 las corrientes son similares a las de ACB_1 y BCA_1 , respectivamente. A partir de aquí se vuelven a reproducir alternativamente las condiciones de paralelismo y oblicuidad con los cajeros, hasta el final de la conducción.

**Fig 10**

Obsérvese que el codo consigue la desviación de la corriente, pero no con un flujo continuamente paralelo a los nuevos cajeros, sino con un trazo sinuoso. La corriente se dirige oblicua y alternativamente hacia uno y otro cajero, y solo en las zonas de cambio de dirección (AB_1 , A_1B_2 ,...) el flujo es circunstancialmente paralelo a los bordes; el cambio de dirección produce una acumulación de la corriente junto al borde que produce la reflexión, y una depresión en el opuesto. En las zonas oblicuas la corriente es similar en calado y velocidad a la primitiva aguas arriba, y de dirección alternativamente paralela a ella o reflejada.

Esta forma genérica requiere importantes matizaciones:

- En primer lugar, la zona deprimida ACA_1 viene acompañada, como es sabido, de una pérdida de energía -pequeña, si θ lo es, pero existente-, luego el número de Froude en CA_1DB_1 será algo menor que F_1 , y con mayor razón en A_2DB_2 .
- Por otra parte, a causa de la desigualdad de los ángulos β en los quiebras positivo y negativo, el cuadrilátero CA_1DB_1 no es un rombo, y aún menos los siguientes. En la misma fig. 10 se ve que la siguiente zona con número de Froude $= F$, la A_2DB_2 , es casi un triángulo. Esto es, que a partir de dos o más reflexiones los frentes de ondas pueden cruzarse antes de alcanzar la pared siguiente, distorsionando el esquema descrito.
- Además de todo ello está el efecto de las capas límite y del rozamiento, así como el dispersivo de las ondas negativas.

Una forma de evitar la prolongación del fenómeno al resto del aliviadero podría ser una compensación de calados (2) por medio de dos escalones inmediatamente aguas abajo de ACB , uno en AC cayendo $y_2 - y_1$, y otro en BC subiendo $y_1 - y'_2$, con lo que la superficie del agua sería teóricamente uniforme, y como en esa zona el flujo es paralelo a los nuevos cajeros, el resto del canal tendría un movimiento sin ondas, aunque con una solera partida por un escalón de altura $y_2 + y'_2$ de borde paralelo a los cajeros y partiendo de C . Aunque esta solución ha dado resultado en algunos casos, sus efectos pueden ser no tan efectivos como podría parecer. En primer lugar,

el escalón produce un resalto oblicuo invertido (de expansión) en el que, como se advirtió, no valen las fórmulas (1) (2): obsérvese que la distribución de presiones hidrostáticas después del escalón no es la misma que en el frente de onda positivo (fig. 11), por lo que la altura del escalón no debería ser igual a la del frente escarpado. Además, la transición con escalón se sitúa de forma imprecisa y con una superficie ondulada que podría aminorar el efecto de la compensación de calados. Por otra parte, tal compensación solo sería efectiva para un caudal dado; para otros, al ser el escalón fijo, su efecto relativo es muy variable.

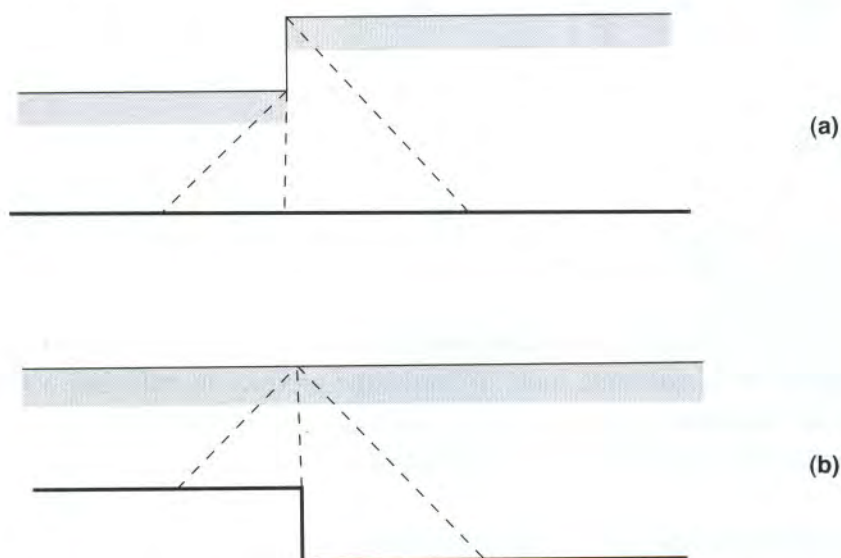


Fig 11

Más efectivo -si fuera posible- puede ser un desplazamiento relativo de los vértices A y B de forma que confluyan o se aproximen los puntos B y A₁ o A y B₁, para compensar las ondas negativas, de forma similar a lo que se hace en la fig. 5. O bien, un peralte.

Curvas circulares

En régimen infracrítico, los cajeros de la curva guían la corriente dando lugar a un cambio de dirección continuo, sin más alteración que el peralte superficial generado por la fuerza centrífuga. En uno supracrítico tal guiado continuo no puede darse, porque ello presupone la deformación anticipada del flujo por efecto de las ondas emitidas hacia agua arriba por la deformación de la corriente, lo que no es posible en régimen torrencial. En éste, la corriente se encuentra bruscamente con el obstáculo que representan los cajeros de la curva y forma unas ondas de choque, positiva en el exterior y negativa en el interior, que se van reflejando después sucesiva y alternativamente en uno y otro cajeros, de forma similar a lo se vió con el codo brusco, aunque con menos intensidad por la continuidad del cambio de dirección, que en la curva se produce por sucesivos choques infinitesimales de ángulo $d\theta$. *Karman* fué el primero que estudió el fenómeno haciendo la integración a lo largo de la curva y llegó a una ecuación que da la relación entre el ángulo θ en una sección radial dada y el número de Froude en esa sección. Aquí se darán otras expresiones aproximadas más simples y útiles, derivadas de aquélla y de otros experimentadores.

Al iniciarse la curva en AA' (fig. 12), el choque infinitesimal inicia dos frentes de onda, uno positivo AB y otro negativo A'B, con ángulos $+\beta$ y $-\beta$, respectivamente. Este ángulo es distinto del obtenido en la ecuación (1), porque aquí se trata de una sucesión de choques infinitesimales a lo largo de una pared curva, y se obtiene componiendo la velocidad de arrastre de la corriente con la celeridad transversal $c = \sqrt{gh}$, resultando (1):

$$\text{sen } \beta = \frac{1}{F_0} \quad (6)$$

F_0 es el número de Froude a la entrada en la curva.

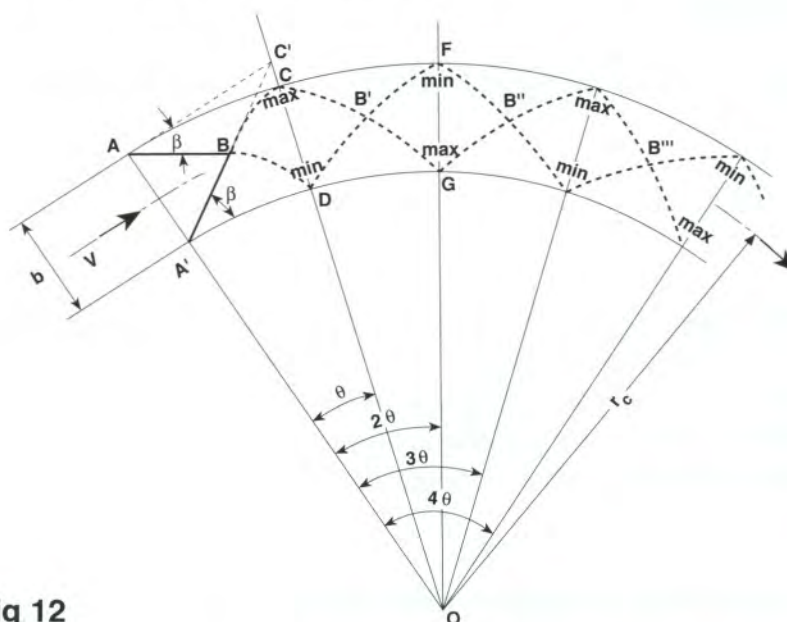


Fig 12

Desde AA' las dos ondas siguen una trayectoria recta hasta su interferencia en B; las líneas de corriente siguen rectas y paralelas hasta su intersección con ABA'. A partir de entonces los frentes de onda empiezan a influirse mutuamente (ya que son opuestos), y se incurvan; las líneas de corriente se densifican hacia el exterior y se rarifican hacia el interior de la curva. Al incidir los frentes en C y D alcanzan un máximo y un mínimo de altura, respectivamente, y ambas ondas se reflejan en los cajeros y prosiguen con trayectorias curvas, cambiando de signo la variación de sus alturas. Al incidir nuevamente en los cajeros en F y G se forma un mínimo en F y un máximo en G, se reflejan ambas y continúa reproduciéndose la alternativa de máximos y mínimos en los cajeros de las secciones radiales espaciadas un cierto ángulo θ tal que

$$\text{tg } \theta = \frac{b/R}{(1+b/2R) \text{ tg } \beta} \quad (7)$$

En realidad, los máximos y mínimos no se producen exactamente en el mismo radio sino ligeramente antes el máximo y poco después el mínimo, pero la desviación es pequeña y no hay error apreciable en suponer la coincidencia en cada semiperiodo de onda θ .

Los calados máximos y mínimos, que son idénticos en los radios de ángulos θ , 2θ , etc, aunque alternados, se obtienen de la expresión:

$$\frac{y}{y_0} = F_0^2 \cdot \sin^2 \left(\beta \pm \frac{\theta}{2} \right) \quad (8)$$

El signo (+) corresponde al máximo calado (y_+), y el (-) al mínimo (y_-)*.

Admitiendo que $BC' = AB$, la longitud de la onda exterior es aproximadamente

$$2AC' = 2b/\operatorname{tg}\beta \quad (9)$$

Al terminar el tramo curvo, las ondas continúan transmitiéndose hacia agua abajo, reflejándose en las paredes rectas e interfiriendo entre sí. Teóricamente, para minimizar estos efectos convendría que el tramo curvo ocupase un espacio angular $(n+1/2)\theta$, para que la sección de salida de la curva esté en una como la B' entre dos de máximo-mínimo, con lo que el flujo y el calado serán casi uniformes transversalmente en la sección, y las ondas en el resto de la conducción, amortiguadas.

Todo el esquema descrito es una simplificación de lo que realmente ocurre y sólo sirve como una previa orientación. En primer lugar, al ser los choques infinitesimales y sucesivos a lo largo de los cajeros, lo que se produce es una serie de frentes, que se van reforzando a medida que la corriente avanza por la curva. Como consecuencia, los frentes procedentes del mismo lado podrían llegar a cortarse antes de alcanzar el lado opuesto, con lo que el esquema se distorsionaría de forma importante. A este efecto se añade la dispersión propia de los frentes negativos en la parte interior de la curva. Por ello, la situación ideal de la sección de salida podría resultar muy distinta de la teórica antes citada. Una vez más se insiste en que la teoría solo proporciona una orientación previa, pero el modelo es imprescindible para conocer la realidad y, entre otros efectos, para señalar la sección óptima de salida.

* En la referencia (2) se dan otras fórmulas además de las (6) y (7), pero la simplificada que sustituye a la (6) sólo tiene validez para muy altos valores de F_0 (del orden de 10 o más), y la del mismo objeto que la (7) (deducida de la simplificada) da valores excesivos para y_+ dentro del campo usual en aliviaderos, por lo que se han adoptado aquí las que parecen más adecuadas.

5. CURVAS EN PLANTA: COMENTARIOS PRACTICOS

Lo anterior se refiere a canales, en general, pero los de los aliviaderos tienen singularidades que hay que tener en cuenta en la aplicación de las teorías y fórmulas expuestas.

En el Cuadro 1 se exponen, como orientación -con las reservas apuntadas- los resultados de los diversos parámetros para distintos valores del número de Froude F_0 en la entrada a la curva y para cuatro valores de la curvatura relativa $b/R = \rho$ entre el ancho b del canal y el radio medio R . Los parámetros más importantes obtenidos, que se resumen en el Cuadro nº 1, son:

- En ángulo θ del semiperíodo de las ondas. Es útil porque su comparación con el ángulo central ω de la curva determina cuantas ondas o semiondas pueden formarse en ella.
- El calado máximo y_+ que fija la altura de los cajeros. Este y los restantes calados del cuadro son valores relativos al calado de entrada y_0 .
- El número de Froude F en las secciones de máximo-mínimo, para juzgar si la sobreelevación media y hace que el régimen se aproxime al crítico.

A título informativo de referencia se dan en el cuadro los peraltes teóricos a que daría lugar la fuerza centrífuga (igual a $F_0 b/R$), aunque, como se ha dicho, en régimen torrencial no actúa esta fuerza, sino la concentrada de choque. Obsérvese que ese peralte es prácticamente igual al generado por el choque hasta $F_0 = 1.5$, porque éste es débil; a partir de ese valor, el peralte del choque va superando con rapidez al centrífugo.

Si se limita la sobreelevación y_+ al doble de la altura de la lámina de entrada, en el Cuadro nº 1, se marcan los límites de F_0 razonablemente admisibles, y se ve que para fuertes curvaturas ($\rho = 0.4$) no puede sobrepasarse $F_0 = 2$, que puede subir a 2.5 para $\rho = 0.2$, y a 3 para $\rho = 0.1$. Se ve, asimismo, que para $F_0 > 3$ con $\rho = 0.4$, $F_m < 1.5$, con el riesgo de formarse fenómenos oscilatorios e inestabilidad en las ondas; solo para $\rho = 0.1$ ese límite $F_m < 1.5$ se da para $F > 4$.

Para interpretar las consecuencias prácticas de estos resultados conviene acotar el campo de valores más frecuentes de los parámetros. Parece razonable considerar un caudal específico tope $q < 50 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, que corresponde a una lámina vertiente de más de 8 m. Esas alturas límite solo se dan en aliviaderos sobre presas, no en los independientes, que son los que pueden tener curvas en planta.

Si H es la altura de caída del agua desde el embalse hasta la entrada en la curva, el Cuadro nº 2 muestra la relación entre H , F_0 , q y el calado y_0 en dicha sección de entrada. En principio, un límite razonable es $y_0 < 5 \text{ m}$, puesto que las ondas de choque van a duplicar o más esa altura, como se ha visto. Con ese límite, se marca en el cuadro el campo de aplicación con un trazo; los resultados fuera de ese campo se ponen como información.

CUADRO 1
CALADOS MAXIMOS Y MINIMOS (Fórmula 6)

$$y_+ \text{ calado máximo } \Delta y = y_+ - y_-$$

$$y_- \text{ calado mínimo } y_m = \frac{1}{2} (y_+ + y_-)$$

F_o = nº Froude inicial, F_m = nº Froude en sección θ , 2θ , etc

Se supone un calado inicial $y_o = 1$ y ancho $b = 1$

$$\Delta y \text{ debida a fuerza centrífuga} = \frac{v_o^2 b}{g R} = F_o^2 y_o \left(\frac{b}{R} \right)$$

b/R = 0,4

F_o	β	θ	y_+	y_-	y_m	F_m	Δy	$0,4 F_o^2$
1,5	41.81	20.45	1.40	0.62	1.01	1.49	0.78	0,9
2	30.00	30.00	2.00	0.27	1.13	1.76	1.73	1,6
2.5	23.58	37.34	2.83	0.05	1.44	1.74	2.78	2,5
3	19.47	43.27	3.89	0.01	1.95	1.54	3.88	3,6
4	14.48	52.60	6.78	0.65	3.71	1.08	6.12	6,4

b/R = 0,2

F_o	β	θ	y_+	y_-	y_m	F_m	Δy	$0,2 F_o^2$
1,5	41.81	11.47	1.23	0.78	1.00	1.50	0.45	0,45
2	30.00	17.48	1.57	0.53	1.05	1.91	1.04	0,80
2.5	23.58	22.59	2.04	0.28	1.16	2.15	1.76	1,25
3	19.47	27.06	2.68	0.09	1.39	2.16	2.59	1,80
4	14.48	35.11	4.51	0.05	2.28	1.76	4.46	3,20

b/R = 0,1

F_o	β	θ	y_+	y_-	y_m	F_m	Δy	$0,1 F_o^2$
1,5	41.81	6.05	1.12	0.88	1.00	1.50	0.24	0,22
2	30.00	9.37	1.30	0.73	1.02	1.96	0.57	0,40
2.5	23.58	12.30	1.54	0.56	1.05	2.38	0.98	0,62
3	19.47	15.06	1.86	0.38	1.12	2.68	1.47	0,90
4	14.48	20.20	2.77	0.09	1.43	2.79	2.68	1,60

Unidos estos resultados a los del Cuadro nº 1, resultan las siguientes conclusiones genéricas:

- Para los caudales más frecuentes (hasta $25 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, con una lámina vertiente poco superior a 5 m), la curva no debe situarse por debajo de 7,5 m respecto al nivel máximo del embalse ($1,5 < F < 2$). Solo con caudales superiores podrá llegarse a los 15 m, con $F < 3$, lo que exigiría $\rho > 0,1$. Como se ve, el campo vertical de ubicación de la curva es muy restringido, como intuitivamente podía prececirse, y las fórmulas permiten cuantificar los órdenes de magnitud de esa limitación.
- Otra consecuencia importante es que los valores más frecuentes de q estarán comprendidos entre 20° y 30° para $r = 0,4$, 11° y 22° para $\rho = 0,2$, y 6 y 15 para $\rho = 0,1$. Por lo tanto, solo para F_0 alrededor de 1,5 podrá producirse una onda completa dentro de la curva, si el ángulo ω de ésta es $< 45^\circ$ (como suele ser lo más frecuente), y media longitud de onda para $F_0 = 2$. Con valores de F_0 superiores puede no llegar a producirse el primer máximo en el recorrido de la curva. De esto se deduce que si se pretende cumplir la condición de que la sección de salida coincida con $\theta/2 + \text{múltiplo de } \theta$, hay que combinar la posición vertical de la curva y su curvatura para obtener bajos valores de F_0 y θ . Si el ángulo $\omega < 40^\circ$, como es frecuente, puede ser difícil de cumplir esa condición.

Una consecuencia global de todo ello es que **deben evitarse en lo posible las curvas en planta en los aliviaderos en lámina libre**. Pero si no lo es, **ha de procurarse minimizar sus efectos situándolas poco por debajo del vertedero y con curvaturas amplias**.

Cuando no pueda cumplirse la condición citada para la sección de salida, un paliativo usado - incluso cumpliéndose dicha condición- es dar una pendiente transversal a la solera que contrarrestre el peralte debido a las ondas, similar al explicado para el abocinamiento en abanico, aunque en el caso de la curva en el canal, al ser la sección constante, las curvas generatrices serían arcos circulares. Si en la curva hubiera además un estrechamiento gradual, la superficie peraltada sería como un sector de la fig. 9, sin llegar hasta el eje. Para simplificar la construcción, pueden sustituirse las superficies curvas por planos con la pendiente media de la superficie a la que sustituye.

Otro recurso es dividir el canal en dos por medio de un tabique transversal, pues así se reduce a la mitad la sobreelevación en cada uno. Su oportunidad depende de si la economía conseguida en los cajeros (que deben arrancar desde el vertedero, para no añadir un choque más con velocidad supracrítica) compensa o no el encarecimiento debido al tabique.

CUADRO 2CALADOS (y), CAUDALES ESPECIFICOS (q) Y N^{OS} DE FROUDE (F)

EN FUNCION DE LA ALTURA DE CAIDA NETA H

$$v = \sqrt{2gH} \quad F = \frac{v}{\sqrt{gy}} \quad y = \frac{v^2}{gF^2} = \frac{2H}{F^2}$$

$$q = yv = \frac{2H}{F^2} (2gH)^{1/2} = 8,8994 \frac{H^{1,5}}{F^2}$$

		H = 5	10	20	30
F = 1,5	q	44,2	125,1	-	-
	y	4,44	8,89	-	-
F = 2	q	24,9	70,4	199,0	-
	y	2,50	5,00	10,00	-
F = 2,5	q	15,9	45,0	127,4	-
	y	1,60	3,20	6,40	-
F = 3	q	11,1	31,3	88,4	162,5
	y	1,11	2,22	4,44	6,67
F = 4	q	6,2	17,6	49,7	91,4
	y	0,62	1,25	2,50	3,75

En general, se proyecta el tramo en curva ajustándolo al caudal de proyecto, pero es preciso comprobarlo para otros parciales, por si pudieran ser más desfavorables.

Todo lo anterior se refiere a las curvas en el primer tramo de una rápida de un aliviadero independiente de la presa, único lugar en que se usan y pueden ser admisibles. En el final del aliviadero, con números de Froude superiores, ya se ha visto que las sobreelevaciones resultarían exageradas, pero pueden ser convenientes para provocar un abarquillamiento de la lámina en el trampolín de lanzamiento; aunque en este caso no se trata propiamente de una curva en la rápida.

Otros casos más complejos de curvas con un estrechamiento simultáneo pueden verse en (2).

REFERENCIAS CITADAS

- (1) Chow, V.T.- Open Channel Hydraulics. Mc Graw-Hill, New York.
Hidráulica de los canales abiertos (trad. esp.).
Ed. Diana, Mexico (1983)
- (2) ICOLD, Bol. 81.- Spillways, shockwaves and Air Entrainment, 1992.
- (3) Mateos, C.- Celeridades y Frentes de Onda en Aliviaderos con Cajeros
Convergentes. Aceptado para publicación en la revista Ingeniería Civil (1996)

Amplia bibliografía en (2).

ANEXO N° 4.

ALIVIADEROS ESCALONADOS

INDICE

	<u>Página</u>
1. INTRODUCCIÓN	1
2. RÉGIMEN HIDRAULICO	1
3. RÉGIMEN EN CAÍDAS SUCESIVAS	2
3.1. Caracterización	2
3.2. Formulación	2
3.3. Variantes	3
3.4. Caudal límite	5
3.5. Disipación de energía	5
4. RÉGIMEN DESARROLLADO	6
4.1. Variantes	6
4.2. Aireación	9
4.2.1. Determinación del punto crítico	9
4.2.2. Concentración media	10
4.3. Calados	10
4.4. Pérdidas de energía	12
5. DISCONTINUIDAD CORONACIÓN. PRIMEROS ESCALONES	13
6. FORMA Y DIMENSIONES DE LOS ESCALONES	15
7. CAUDALES MÁXIMOS	16
BIBLIOGRAFÍA	17

1. INTRODUCCIÓN

El empleo de escalones en paramentos de presa o en canales de conducción de agua no es una técnica reciente. Según Chanson, las más antiguas construcciones de este tipo son dos presas en el río Khosr, en Irak, construidas en torno al 694 a C por el rey asirio Senaquerib. Generalmente el escalonado aguas abajo responde a necesidades estructurales, mayor anchura de presa en su base, pero la evacuación de caudales de avenida sobre la coronación y a lo largo del paramento escalonado hacen que participen del carácter de presas vertedero. Asimismo, el empleo de escalones en los canales de conducción de aguas para riego o abastecimiento de poblaciones es relativamente frecuente tanto en la tradición constructiva que arranca del Medio Oriente, pasa por Roma y el Islam, y se continúa a través de España hacia Europa y el Nuevo Mundo, como en las culturas precolombinas americanas.

Las investigaciones realizadas en torno a la disipación de energía mediante resalto hidráulico a comienzos del presente siglo, el desarrollo de cuencos amortiguadores estandarizados y los estudios posteriores sobre lanzamientos mediante trampolines, condujeron a un escaso interés por los aliviaderos escalonados hasta fechas relativamente recientes.

El empleo de hormigón compactado con rodillo en la construcción de presas ha renovado el interés por tal tipo de paramentos de aliviadero, siendo en estos casos el escalonado una consecuencia del método constructivo y el mantenerlo en el paramento una simplificación en la construcción de la obra al no requerir adaptaciones o modificaciones posteriores para transformarlo en una superficie lisa.

El empleo de aliviaderos escalonados no está condicionado por el tipo de presa o de material de construcción pudiendo utilizarse tanto en presas de hormigón convencional, en presas de hormigón para compactar con rodillo o en pequeñas presas de gaviones, si bien en este caso se suele limitar la velocidad a valores menores de 4 m/s, según Stephenson, o el caudal unitario por debajo de 3 a 4 m²/s, según Peyras et al.

También se han empleado paramentos escalonados constituidos por bloques de hormigón prefabricados colocados sobre presas de materiales sueltos, protegiendo el paramento aguas abajo frente a erosiones por vertidos sobre la coronación.

Asimismo se han utilizado paramentos escalonados en canales de conducción, tanto en régimen lento como en régimen rápido, en aliviaderos laterales y en rápidas construidas para aireación y reoxigenación de caudales con bajo contenido de oxígeno.

2. RÉGIMEN HIDRAULICO

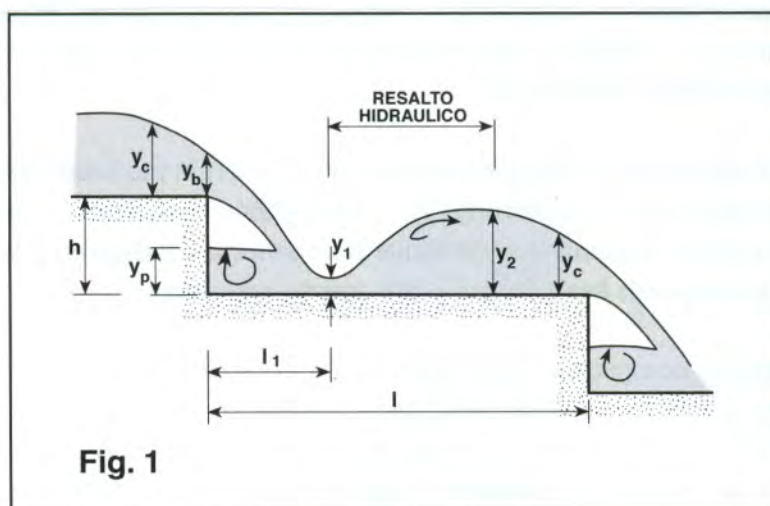
Suelen distinguirse dos tipos principales de régimen de funcionamiento, con algunas variantes de menor importancia, que pueden denominarse en caída o cascada sucesiva y en régimen

totalmente desarrollado. Los tipos de régimen son función del caudal evacuado, del talud del paramento y de la geometría de los escalones.

3. RÉGIMEN EN CAÍDAS SUCESIVAS

3.1. Caracterización.

Este tipo de régimen se produce para caudales muy pequeños, o láminas muy delgadas en comparación con la altura de los escalones, fig. 1.



La lámina cae de escalón en escalón sucesivamente. En cada uno de ellos se produce un pequeño resalto hidráulico, completo o incompleto, responsable de una importante pérdida de energía. La corriente se vuelve a acelerar hacia el borde del escalón, cayendo al siguiente en donde se reproduce el fenómeno descrito.

Entre la lámina vertiente y la pared vertical de cada escalón se forman remolinos de eje horizontal que ocupan parte del espacio libre, dejando una bolsa superior llena de aire. Si la ventilación de esta zona por debajo de la lámina es insuficiente, la bolsa de aire mencionada disminuye de tamaño, pudiendo llegar a desaparecer y obligando a la lámina a adherirse a la pared vertical. Este funcionamiento es muy inestable y cualquier irregularidad en el escalón da lugar a una nueva formación del embolsamiento de aire.

3.2. Formulación

Los parámetros hidráulicos que definen las características de una lámina cayendo desde un escalón fueron estudiados por Rand para el caso de escalón único. Peyras, Royer y Degoutte comprobaron la validez de las fórmulas de Rand para un paramento escalonado, y señalan el valor de $1.5 \text{ m}^2/\text{s}$ como límite máximo del caudal para este tipo de régimen en aliviaderos de pendiente suave.

Las fórmulas, referidas a la notación de la fig. 1, son las siguientes:

$$\begin{aligned}
 \frac{y_1}{h} &= 0,54 \left(\frac{q^2}{gh^3} \right)^{0,425} & \frac{y_1}{h} &= 0,54 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{1,275} \\
 \frac{y_2}{h} &= 0,66 \left(\frac{q^2}{gh^3} \right)^{0,27} & \frac{y_2}{h} &= 0,66 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{0,81} \\
 \frac{y_p}{h} &= 1,00 \left(\frac{q^2}{gh^3} \right)^{0,22} & \frac{y_p}{h} &= 0,54 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{0,66} \\
 \frac{I_1}{h} &= 4,30 \left(\frac{q^2}{gh^3} \right)^{0,27} & \frac{I_1}{h} &= 4,30 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{0,81}
 \end{aligned}$$

El segundo grupo de fórmulas se deduce del primero siendo

$$q^2 = gy_c^3$$

También se puede obtener el calado sobre la arista del escalón, considerando, según Rouse,

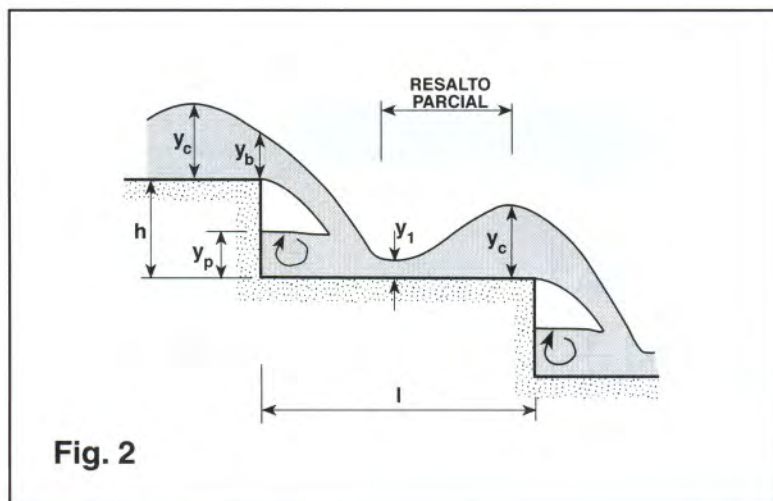
$$y_b = 0,715y_c$$

La longitud de la huella del escalón ha de ser suficiente para mantener el resalto dentro del mismo, por lo que puede obtenerse su valor mínimo sumando la distancia desde la pared vertical hasta el punto de impacto de la lámina más la longitud del resalto hidráulico. Chanson obtiene la expresión siguiente, adimensionalizando valores mediante la altura de escalón, h

$$\frac{y_c}{h} \leq 0,0916 \left(\frac{h}{l} \right)^{-1,276}$$

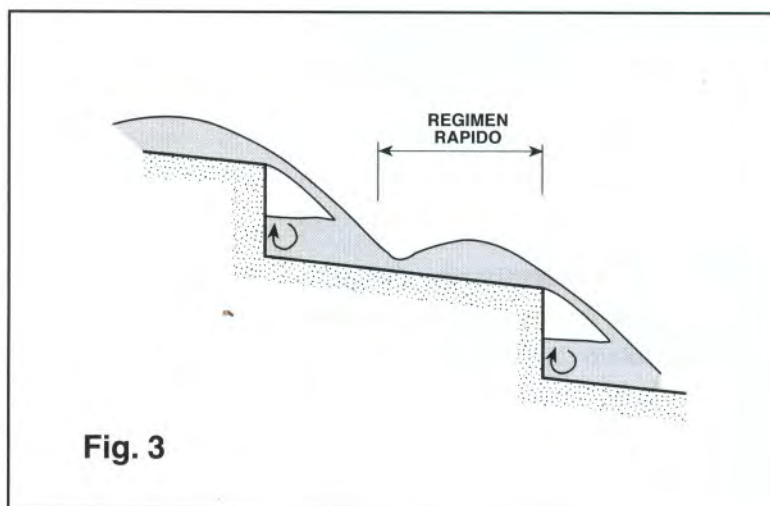
3.3. Variantes

Longitudes menores que la determinada mediante la fórmula anterior o mayores valores del calado crítico, y_c , que corresponden a caudales mayores, provocan el comienzo del barrido del resalto hidráulico dando lugar a una variante de este tipo de régimen, fig. 2, con desarrollo parcial de dicho resalto y régimen crítico cercano a la arista del escalón. La disipación de energía es del mismo orden de magnitud de la que se produce con resalto plenamente desarrollado, por lo que los resultados obtenidos aplicando las anteriores ecuaciones son suficientemente aproximados.



Una tercera variante de funcionamiento aparece cuando se mantiene régimen rápido sobre la totalidad del escalón, frenándose la corriente al recorrer la longitud de su huella pero sin que llegue a aparecer el régimen crítico, y llegando al lanzamiento desde la arista e impactos sucesivos sobre los escalones inferiores. El régimen rápido inicial puede ser consecuencia de un desagüe bajo compuerta, o de la existencia de un canal previo con pendiente rápida; el mantenimiento de este tipo de régimen está favorecido por la propia pendiente de la huella del escalón, fig. 3, en caso de que exista.. Chanson obtiene el valor del calado y_1 según la siguiente fórmula:

$$\frac{y_1}{y_c} = \frac{2 Fr^{2/3}}{1 + \frac{2}{Fr^2} + \sqrt{1 + \frac{2}{Fr^2} \left(1 + \frac{h}{y_c} Fr^{2/3} \right)}}$$



3.4. Caudal límite

Los diferentes tipos de funcionamiento descritos tienen un límite superior representado por el paso a régimen desarrollado. Tal paso se produce, según Rajaratnam, para valores $y_c/h \geq 0,8$, que opera como límite de validez de las anteriores expresiones.

No obstante, debe señalarse que no existe una frontera clara de separación entre los dos tipos principales de régimen, sino una franja o zona en la que irregularidades en los escalones o pequeñas variaciones en el caudal de paso pueden forzar el cambio del modo de funcionamiento.

3.5. Disipación de energía

En general, resulta más apropiado referirse a energía residual al pie de un aliviadero escalonado que a porcentaje de energía disipada en relación con la altura total de presa o de energía. La razón de ello es que, si se alcanza un régimen prácticamente uniforme, la energía residual es un valor constante, mientras que su relación con la altura total dependerá del valor de ésta.

De las formulaciones propuestas cabe destacar las debidas a Chanson y a Chamani y Rajaratnam. Considera el primero que, alcanzado un régimen uniforme, la pérdida de energía en cada escalón es igual a su altura, h , por lo que la energía residual corresponde a la existente al pie del escalón más bajo. Aplicando las fórmulas de Rand se llega a la expresión:

$$\frac{\Delta E}{E_0} = 1 - \frac{0,54 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{0,275} + 1,715 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{-0,55}}{\frac{3}{2} + \frac{H}{y_c}}$$

en donde H es la altura total de la presa considerada.

Pueden establecerse ciertos refinamientos a la formulación anterior: si los escalones son iguales, en número total N , la altura total es $H = N h$. Por otra parte, si no existe régimen crítico en las proximidades del primer escalón, sino un régimen rápido de energía H_0 , el sumando $3/2$ del denominador debe sustituirse por el valor H_0/y_c .

La formulación de Chamani y Rajaratnam parte de la base de una anulación parcial de la energía en cada escalón y supone que el coeficiente de reducción, a , es igual para todos ellos. Esta hipótesis conduce al resultado

$$\frac{\Delta E}{E_0} = 1 - \frac{(1 - \alpha)^N \left[1 + 1,5 \left(\frac{y_c}{h} \right) \right] + \sum_{i=1}^{N-1} (1 - \alpha)^i}{N + 1,5 \left(\frac{y_c}{h} \right)}$$

El coeficiente α es función de la pendiente del aliviadero y del caudal unitario, según se deduce basándose en los experimentos de Esery y Horner, y de la contrapendiente que pueda haberse establecido dentro de cada escalón. Las expresiones dadas por Chamani y Rajaratnam son:

$$\alpha = a - b \log \frac{y_c}{h} \quad a = 0,30 - 0,35 \frac{h}{l} \quad b = 0,54 + 0,27 \frac{h}{l}$$

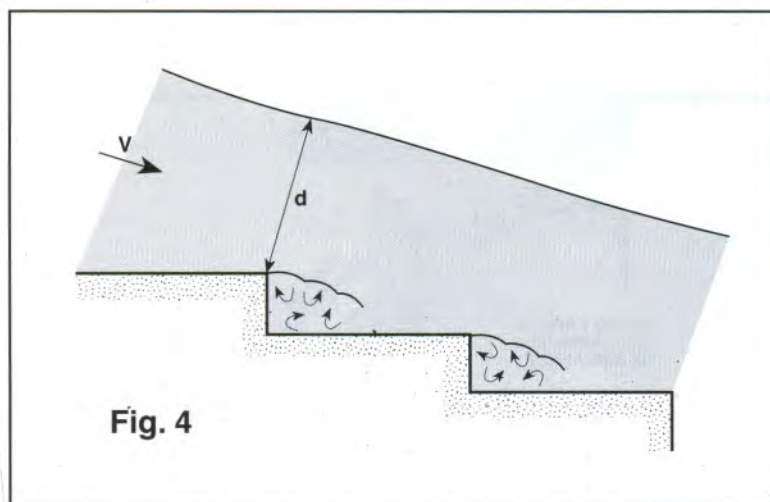
La influencia de la contrapendiente del escalón ha sido estudiada por Chamani, si bien únicamente para un valor de la misma, por lo que los resultados obtenidos deben ser objeto de mayor análisis.

4. RÉGIMEN DESARROLLADO

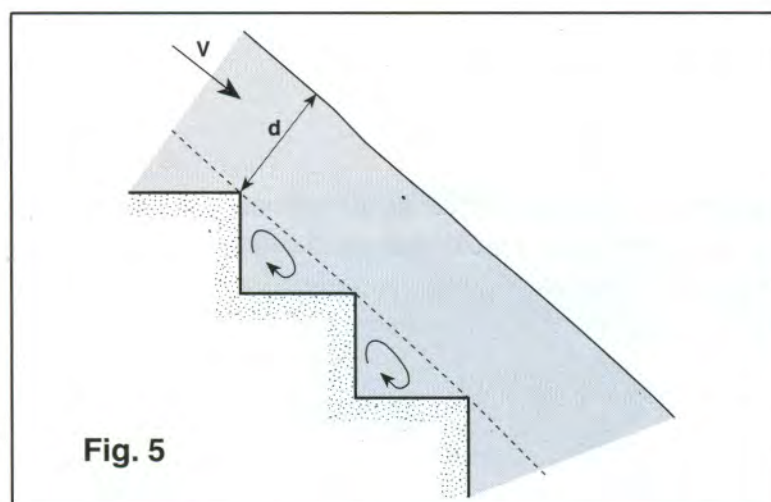
4.1. Variantes

Al aumentar los caudales, el embolsamiento de aire situado en el ángulo del escalón y por debajo de la lámina vertiente desaparece completamente y su lugar es ocupado por el remolino principal que se forma en dicho lugar, a veces acompañado de remolinos secundarios. Dependiendo de la pendiente longitudinal pueden distinguirse dos variantes de funcionamiento que se diferencian parcialmente en el mecanismo de disipación de energía.

Para pequeñas pendientes, la parte inferior de la lámina que pasa sobre un escalón dado choca con la huella del siguiente escalón, fig 4. Bajo ella se desarrollan varios remolinos responsables de una alta disipación de energía. El fenómeno muestra cierta semejanza con la disipación de energía provocada por obstáculos de altura h separados una longitud l en una corriente, en que a partir del valor $h/l = 0,4$ se produce recirculación estable a la “sombra” del obstáculo. Según Chanson, el valor anterior debe corresponder al valor límite de la pendiente en esta variante de régimen, equivalente a un ángulo aproximado de 27° con la horizontal.



Para pendientes fuertes, los remolinos que se forman en el ángulo del escalón se reducen prácticamente a uno solo, estable y de eje horizontal, que ocupa todo el espacio bajo la lámina y cuya velocidad de giro aumenta con el valor del caudal. Los sucesivos remolinos en los escalones crean una pseudosolera sobre la que discurre el caudal vertiente.



El arrastre de aire y emulsiónamiento de la lámina comienza aguas abajo de coronación, a partir de cierto punto crítico, y rápidamente alcanza su total desarrollo. La superficie libre muestra un aspecto rugoso pero uniforme, y de ella se desprenden gruesas gotas que se reincorporan al flujo en escalones inferiores. Una vez desarrollado completamente el proceso de aireación y emulsiónamiento de la lámina las variaciones de calado son mínimas, por lo que puede considerarse que existe régimen uniforme, fig 6.

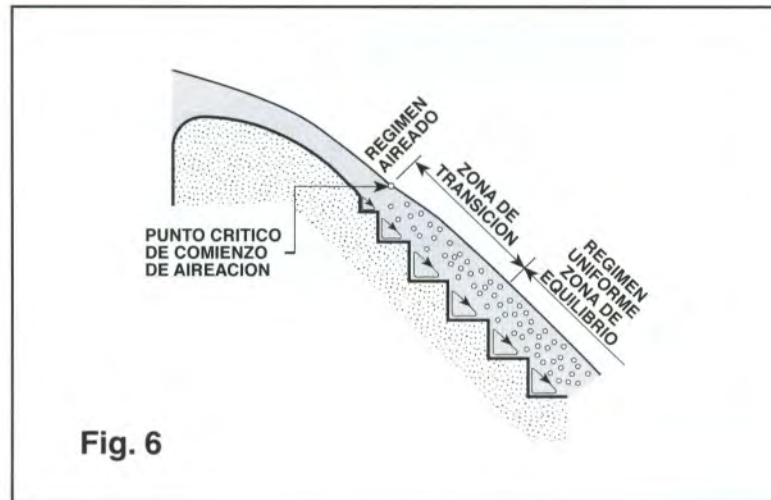


Fig. 6

De los gráficos de Stephenson, que utiliza los valores de Esery y Horner, puede deducirse un criterio para el caudal límite que separa el régimen desarrollado del régimen en caída sucesiva. Dicho criterio puede expresarse mediante la relación, debida a Chanson,

$$\frac{d_c}{h} = 1,06 - 0,465 \frac{h}{l}$$

La expresión anterior no tiene en cuenta las diferencias en el tipo de datos en que se basa, ya que parte de ellos se refieren a escalonado realizado con gaviones, en que es importante el efecto de filtración, mientras que otros se refieren a escalones impermeables. Por ello, Mondardo y Fabiani proponen las expresiones,

$$\frac{d_c}{h} = 1,195 - 0,595 \frac{h}{l} \quad \text{para escalones impermeables}$$

$$\frac{d_c}{h} = 0,781 - 0,177 \frac{h}{l} \quad \text{para escalones en gaviones}$$

Debe señalarse que la separación entre régimen en caída sucesiva y régimen desarrollado no se establece como una frontera precisa y definida, sino como una zona de la que el caudal obtenido por las expresiones anteriores, o la correspondiente profundidad crítica d_c , es un valor representativo.

4.2. Aireación

4.2.1. Determinación del punto crítico

El fenómeno de aireación en aliviaderos escalonados es semejante al que se produce en un aliviadero de paramento liso, con la diferencia del alto valor de rugosidad relativa que corresponde a los escalones.

Considerando como altura de rugosidad la distancia entre la arista del escalón y la línea base que une los vértices de los ángulos internos del escalonado, es decir, la altura perpendicular a la dirección del flujo,

$$k_s = h \cos \alpha$$

podrían aplicarse las formulaciones generales obtenidas en aliviaderos con paramento liso. Sin embargo, la extrapolación directa de dichas formulaciones conduce a resultados desajustados que minusvaloran la influencia de la rugosidad, dando lugar a distancias del punto crítico más alejadas y calados menores que los realmente observados mediante experimentación en modelos. Los resultados obtenidos permiten un cierto ajuste de las formulaciones para aliviaderos con paramento liso. Chanson propone las expresiones:

$$\frac{l_i}{k_s} = 9,8 (\sin \theta)^{0,08} (F_s)^{0,71}$$

$$\frac{d_i}{k_s} = 0,4 (\sin \theta)^{0,04} (F_s)^{0,64}$$

$$F_s = \frac{q}{\sqrt{g k_s^3 \sin \theta}}$$

en donde l_i es la distancia a la que comienza la aireación, medida desde coronación, d_i la profundidad de agua en dicho punto y θ el ángulo del paramento de aliviadero con la horizontal.

Tozzi, por su parte, ajusta a paramentos escalonados la expresión de Campbell para paramentos lisos, obteniendo

$$\frac{d_i}{l_i} = 0,08 \left(\frac{l_i}{k_s} \right) - 0,233$$

Aguas abajo del punto anterior existe una zona de transición en donde tiene lugar la aireación completa de la lámina hasta llegar a la zona de régimen totalmente desarrollado, con calados prácticamente uniformes.

4.2.2. Concentración media

Son numerosas las fórmulas propuestas para calcular la concentración media de aire, que, en general, muestran una cierta dispersión de resultados, posiblemente debida tanto al empleo de distintos métodos de determinación de los valores como a considerar diferentes calados de referencia. Cabe citar la fórmula de Hager,

$$C_e = 0,75 (\text{sen } \theta)^{0,75}$$

Resultados muy parecidos se obtienen empleando la expresión siguiente, que se ajusta a los resultados obtenidos por Straub y Anderson.

$$C_e = 0,9 \text{ sen } \theta$$

También puede mencionarse la fórmula propuesta por ASCE,

$$C_e = 0,743 \log (i/q^{1/5}) + 0,876$$

Los resultados obtenidos por Hartung y Scheuerlein para fuertes pendientes y alta rugosidad natural, analizados por Knauss, muestran valores superiores en más del 50% a los deducidos mediante las fórmulas anteriores, correspondiendo a la expresión

$$C_e = 1,44 \text{ sen } \alpha - 0,08$$

4.3. Calados

Los resultados obtenidos por diferentes investigadores muestran una cierta coherencia interna en cada caso, pero una apreciable dispersión si se comparan entre sí. Ello es debido a varias causas, entre las que se pueden señalar

- Insuficiencia del modelo utilizado para alcanzar el régimen uniforme.

- Efectos escala importantes consecuencia del empleo de escalas muy pequeñas.
- Diferencias en la definición del calado de referencia.
- Diferencias en la determinación de calados
- Importancia de las imprecisiones de medida
- Diferencias en la forma de tener en cuenta los efectos de aireación y emulsiónamiento de la lámina.

Para pendientes suaves, Chanson obtiene la ecuación que sigue, basada en datos de modelo y prototipo, que muestran una buena correlación:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,42 \ln \left(\frac{D_h}{k_s} \right) - 1,25$$

$$D_h = 4R_h$$

siendo D_h el diámetro hidráulico y R_h el radio hidráulico correspondiente.

La dispersión de resultados para pendientes fuertes no permite la deducción de una fórmula ajustada en el estado actual de las investigaciones, ya que la dispersión de resultados es bastante grande. Chanson recomienda utilizar el valor $f = 1$ como orden de magnitud para ángulos entre 50 y 55°.

La influencia del emulsiónamiento en el rozamiento se tiene en cuenta en el coeficiente de fricción, f_e , mediante la fórmula siguiente, debida a Wood

$$\frac{f_e}{f} = \frac{1}{1 + 10 C_e^4}$$

o bien la propuesta por Chanson,

$$\frac{f_e}{f} = 0,5 \left(1 + \operatorname{th} \frac{0,323 - 0,628 C_e}{C_e (1 - C_e)} \right)$$

El calado correspondiente a una concentración local del 90% de aire, que puede utilizarse como indicativo de la zona ocupada por la corriente emulsionada, es

$$\frac{y_{90}}{y_c} = \left[\frac{f_e}{8 \operatorname{sen} \theta (1 - C_e)^3} \right]^{1/3}$$

4.4. Pérdidas de energía

Las pérdidas de energía son notablemente mayores que las que se producen para un aliviadero de paramento liso, fundamentalmente debidas a los remolinos de fondo de cada escalón y al fuerte emulsionamiento de la lámina que conduce a calados notoriamente superiores, así como al choque de la lámina con los sucesivos escalones en el caso de pendientes suaves.

Existe una gran disparidad de criterios en lo que hace referencia a las consideraciones sobre disipación de energía:

- Una primera dirección en las investigaciones sobre el tema considera como término de referencia la altura total de la presa más la correspondiente a la lámina de agua vertiendo sobre ella. Presenta el inconveniente de que si se alcanza una velocidad límite, la energía residual es constante e independiente de la altura de la presa, mientras que la relación entre energía residual y altura total seguiría disminuyendo al aumentar la altura de referencia.
- Para obviar el inconveniente mencionado se toma como término de referencia la energía residual en un aliviadero liso de características semejantes al escalonado. El inconveniente, en este caso, es que tal valor de energía residual en aliviadero liso suele estar basado en experiencias en modelo, pero escasamente contrastado con datos de prototipos construidos, por lo que su fiabilidad es cuestionable.
- Una última dirección hace hincapié en la consideración de la energía residual al pié del paramento escalonado como valor absoluto a considerar. Ciertamente, será dicho valor el que condicionará el dimensionamiento de los órganos de disipación de energía que se hayan de proyectar. Pero para adimensionalizar dicho valor se recurre a la altura de la presa, H , o a la altura total de energía, $H + (3/2) y_c$, que, en definitiva devuelve el problema al primer caso mencionado.

Stephenson obtiene la siguiente expresión para la energía residual, suponiendo que se ha alcanzado el régimen uniforme:

$$\frac{E_r}{H} = 1 - \left(1 + \frac{4i}{f} \right) \left(\frac{f}{8i} \right)^{1/2} \left(\frac{y_c}{H} \right)$$

Chanson llega a la expresión, para las mismas condiciones,

$$\frac{\Delta H}{H} = 1 - \frac{\left(\frac{f}{8 \sin \theta}\right)^{1/3} \cos \theta + \alpha_c \left(\frac{f}{8 \sin \theta}\right)^{2/3}}{\frac{H}{d_c}}$$

siendo

α_c = coeficiente de Coriolis.

H = Máxima altura de energía

= $H_{\text{presa}} + H_0$ para vertido bajo compuerta.

= $H_{\text{presa}} + 3/2 y_c$ para vertido libre sobre coronación.

Rajaratnam compara los resultados de Sorensen, en modelo reducido, con los correspondientes a un aliviadero de paramento liso, llegando a la expresión:

$$\frac{\Delta H}{H'} = \frac{(1 - A) + \frac{F_o^2}{2} \frac{(A^2 - 1)}{A^2}}{1 + \frac{F_o^2}{2}} ; \quad A = \left(\frac{f}{f'}\right)^{1/3}$$

Los valores H' , f' y $F_o'^2$ corresponden a un aliviadero de paramento liso de características semejantes al escalonado en estudio.

5. DISCONTINUIDAD CORONACIÓN. PRIMEROS ESCALONES

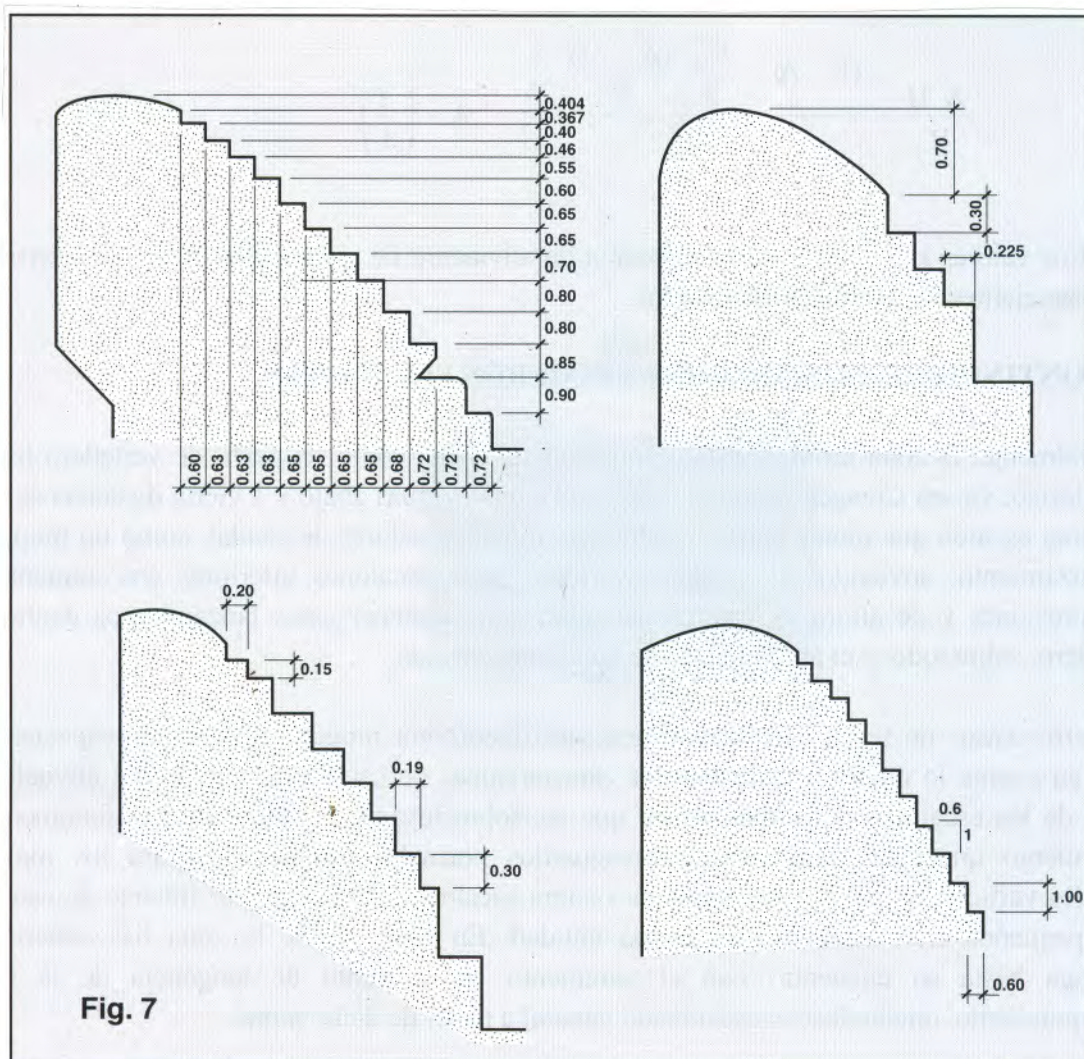
Generalmente, la zona próxima a la coronación se diseña como un perfil de vertedero liso de tipo clásico, ya sea Creager, Scimemi, WES o Bureau. Aguas abajo y a cierta distancia se sitúa el primer escalón que tiende a actuar, para determinados valores de caudal, como un trampolín de lanzamiento, enviando los caudales vertidos hacia escalones inferiores con aumento de sobrepresiones y de altura de cajeros necesaria para contener estos lanzamientos dentro del vertedero, sobre todo si el aliviadero es de pendiente elevada.

En ciertos casos no se ha considerado necesario incorporar ninguna disposición especial para tener en cuenta lo anterior, dado que las características de caudal, pendiente del aliviadero y altura de los escalones permitían pensar que las sobreelevaciones derivadas del fenómeno de lanzamiento quedaban dentro de los resguardos normales establecidos para los mayores caudales vertidos, y que las sobrepresiones sobre escalones inferiores, por tratarse de caudales muy pequeños eran asimismo de escasa entidad. En estos casos, la zona lisa superior se prolonga hasta su encuentro con el paramento en el punto de tangencia de la curva correspondiente, iniciándose el escalonado general a partir de dicho punto.

En otros casos, sin embargo, se ha tratado de paliar el problema construyendo la primera zona del escalonado con forma específica y diferente al general del aliviadero. En general se ha recurrido a:

- Dimensionar los primeros escalones con altura variable y progresivamente creciente. La zona lisa suele emplearse en los primeros 0,30-0,50 m de altura desde coronación. El número de escalones en la zona de transición oscila en torno a 10, y la altura del primero se sitúa entre 0,15 y 0,40 m. Las aristas exteriores de los escalones coinciden con puntos de la curva teórica del vertedero liso, hasta el punto de tangencia con el paramento aguas abajo.
- Emplear escalones en la zona de transición de altura constante, pero menor que la del escalonado general. Se mencionan diseños con tres escalones de 0,30 m de altura y bordes biselados a 45°, o con dos escalones de 0,15 m de altura seguidos de otros seis de 0,30 m y el escalonado general de 1,20 m.

En la figura 7 se muestran algunas soluciones adoptadas.



6. FORMA Y DIMENSIONES DE LOS ESCALONES

La forma más frecuente de los escalones es la más sencilla, de huella horizontal y contrahuella vertical. Son posibles otras formas, tendentes a conseguir diversas mejoras de funcionamiento, tal como se indica en la figura 8.

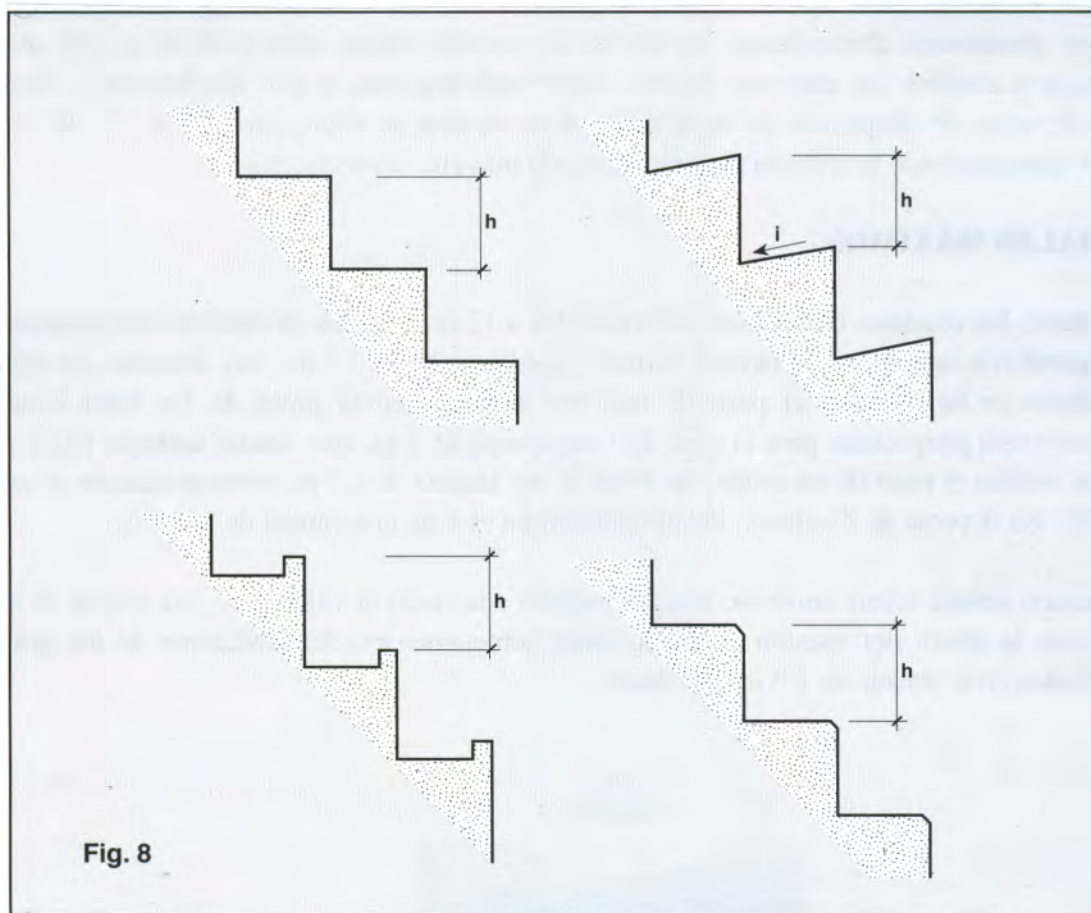


Fig. 8

Se han estudiado escalones con la huella en contrapendiente, de valor entre el 5% y el 15%, con objeto de estabilizar el pequeño resalto hidráulico que se forma sobre cada uno para caudales bajos. Su utilización es mucho más eficaz en aliviaderos de poca pendiente y tiende a aumentar el valor de caudal para el que se sigue manteniendo el régimen en caídas sucesivas.

Otra disposición empleada crea un pequeño cuenco amortiguador en cada escalón, con el mismo objetivo anterior. Tal solución plantea problemas en la construcción del labio final, que está sometido al impacto de los caudales después del choque con la solera del escalón y necesita una cierta solidez. Por otra parte, las mejoras con respecto a los escalones rectangulares simples son escasas salvo en el caso de pendientes muy suaves, 1/5 o menores.

Las dificultades de compactación con rodillo de la zona próxima a la arista de un escalón rectangular hace de ella una zona débil, siendo precisamente la más solicitada hidráulicamente.

Se ha recurrido en algún caso a biselar dicha arista exterior, en una longitud aproximada de 5 cm mediante plano a 45°.

La altura de cada escalón es función, en general, del talud de la solución estructural adoptada y de las posibilidades constructivas en cada caso. Sin embargo, existe una tendencia a aumentar la altura de escalones para facilitar el proceso constructivo. En aliviaderos de pendiente fuerte y régimen plenamente desarrollado, las alturas de escalón varían entre 0,30 m y 1,50 m, con tendencia a emplear los mayores valores. Debe indicarse que, según Stephenson y desde el punto de vista de disipación de energía, la altura óptima se sitúa entre 1/2 a 1/3 del calado crítico, disminuyendo la eficacia para escalones de mayores dimensiones.

7. CAUDALES MÁXIMOS

En general, los caudales empleados son inferiores a 12 m²/s en los aliviaderos construidos, que corresponden a una altura de lámina vertiente aproximada de 3,3 m.. No obstante, en algunos aliviaderos se ha previsto el paso de mayores láminas: en la presa de De Mist Kraal, el aliviadero está proyectado para el paso de una lámina de 3 m, con caudal unitario 10,27 m²/s, pero se analiza el paso de un caudal de 29 m²/s con lámina de 5,7 m, correspondiente al caudal de RMF. En la presa de Zaaihoek, la lámina máxima es 4 m, con caudal de 16 m²/s.

Stephenson señala como límite de funcionamiento adecuado el valor de y_c no mayor de dos a tres veces la altura del escalón y conclusiones semejantes pueden deducirse de los gráficos presentados en el trabajo de Elviro y Mateos.

BIBLIOGRAFÍA

- Bayat, H.O.** Stepped spillway feasibility investigation. XVII ICOLD Congress, vol III, Q66, R98; Viena, 1992.
- Bindo M., Gautier J., Lacroix F.** The stepped spillway of M'Bali dam. International Water Power and Dam Construction, vol. 45, nº 1, 1993.
- Chamani, M.R., Rajaratnam, N.** Jet flow on stepped spillways. Journal of ASCE, vol 20, nº HY2, 1994.
- Chanson, H.** Stepped spillway flows and air entrainment. Can. Jl. of Civil Engineering, vol 20. nº 3, jun 1993.
- Chanson, H.** Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways. Pergamon, 1994.
- Christodoulou, G.C.** Energy dissipation on stepped spillways. Journal ASCE, vol 119, nº 5, 1993.
- Collet, K.O.** Unusual surfaces for large spillways. ANCOLD Bulletin, nº 42, jul, 1975.
- Díez-Cascón, J., Blanco, J.L., Revilla, J., García, R.** Studies on the hydraulic behaviour of stepped spillways. Water Power, set, 1991.
- Elviro, V., Mateos, C.** Disipación de energía en aliviaderos escalonados. Ingeniería Civil, nº 97, 1992.
- Essery, I.T.S., Horner, M.N.** The hydraulic design of stepped spillways. Ciria Report nº 33; Londres, 1978.
- Essery, I.T.S., Tebbutt, T.H.Y., Rajaratnam, S.K.** Design of spillways for reaeration of polluted waters. CIRIA report nº 72, Londres, 1978.
- Frizell, K.H.** Hydraulics of stepped spillways for RCC dams and dam rehabilitations. Proc. 3 Specialty Conference on RCC. ASCE, San Diego, California, 1992.
- Goubet, A.** Evacuateurs de crues en marches d'escalier. Houille Blanche, nº 2/3, 1992.
- Horner, M.W.** An analysis of flow on cascades of steps. Ph. D. Thesis, Univ. of Birmingham.
- Houston, K.L., Richardson, A.T.** Energy dissipation characteristics of a stepped spillway for a RCC dam, Proc. Int. Symp. on Hydraulics for Large Dams, IAHR, Beijing, China, 1988.

Lejeune, A., Lejeune, M. Some considerations on the hydraulic behaviour of stepped spillways. Proc. Int. Conf Modelling, Testing and Monitoring for Hydro Powerplants, UNESCO-IAHR, Budapest, jul. 1994.

Mateos, C., Elviro, V. The use of stepped spillways in energy dissipation, 60th ICOLD Meeting, Granada, 1992.

Mateos, C., Elviro, V. Regularidad del flujo en aliviaderos escalonados. XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Chile, 1994.

Peyras, L., Royet, P., Degoutte, G. Ecoulement et dissipation sur les déversoirs en gradin de gabions. La Houille Blanche, nº 1, 1991.

Peyras, L., Royet, P., Degoutte, G. Skimming flow in stepped spillways. Discussion. ASCE, vol 118, HY1, 1992.

Pravdivets, Y.P., Bramley, M.E. Stepped protection blocks for dam spillways. Water Power, vol. 41, nº 7, jul, 1989.

Rajaratnam, N. Skimming flow in stepped spillways. ASCE, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 116, nº HY42, 1990.

Rand, W. Flow geometry at straight drop spillway. Proceedings ASCE paper 791, 1955.

Stephenson, D. Gabion energy dissipators. ICOLD, New Delhi, Q50, R3, 1979.

Stephenson, D. Energy dissipation down stepped spillways. Water Power, set 1991.

Sorensen, R.M. Stepped spillway hydraulic investigation. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 111, nº HY12, 1985.

ANEXO N° 5.

CUENCOS AMORTIGUADORES

INDICE

	<u>Página</u>
1. INTRODUCCION	1
2. CUENCOS SIMPLES	2
3. CUENCOS COMPLEJOS. DIENTES. DEFLECTORES	12
4. DIENTES DE AMORTIGUACION	17
5. CONTRAPENDIENTES DE SALIDA	20
6. RESALTOS DE TRANSICIÓN. CUENCOS USBR TIPO IV	21
7. CUENCOS CON SOLERA INCLINADA	22
8. CUENCOS CILINDRICOS	26
BIBLIOGRAFIA	33
APENDICE 1. LONGITUD DEL RESALTO HIDRAULICO	34

1. INTRODUCCION

Los diferentes tipos de aliviaderos empleados para la evacuación de los caudales de avenida tratan de resolver el problema de la reintegración de dichos caudales al cauce del río sin que se produzcan daños que usualmente se manifiestan en forma de erosiones en el cauce o laderas. Ello implica reducir la energía de la corriente hasta valores próximos a los existentes antes de la construcción de la presa, disipando el exceso mediante rozamiento externo contra las paredes de la conducción o con el aire, o mediante turbulencias internas y transformación en calor.

En los aliviaderos de alta rugosidad o en los paramentos escalonados se consigue una apreciable disipación de energía en el recorrido a lo largo de la conducción o del paramento de vertido, disipación muy importante en algunos casos. Queda una cierta energía residual, que puede requerir un dispositivo disipador adicional o permitir la reintegración directa al cauce.

En otros casos se produce un fraccionamiento de la altura de caída a salvar provocando disipaciones parciales en cada escalón; pero ello no conduce a un tipo diferente de aliviadero, ya que cada escalón puede considerarse como un aliviadero independiente.

En la mayor parte de los casos, el aliviadero ha de producir la disipación del exceso de energía en una determinada zona muy localizada. Se diferencian fundamentalmente dos tipos de dispositivos: trampolines de lanzamiento y cuencos amortiguadores.

En los trampolines se provoca el lanzamiento de los caudales hacia una zona aguas abajo alejada del pie de la presa. En esa zona se admiten inicialmente altas velocidades de la corriente, que erosionan el cauce y dan lugar a la formación de un cuenco natural en el que tendrá lugar posteriormente la disipación de energía. Se permite, por tanto, la erosión del cauce en una zona localizada y manteniéndola dentro de magnitudes controlables. Incluso puede facilitarse mediante la construcción de un cuenco preexcavado. En el anejo correspondiente se facilitan datos sobre este tipo de disipadores de energía.

En los cuencos amortiguadores se construye un elemento específico para contener, dentro de él, la mayor parte de los fenómenos de disipación de energía. Los caudales se conducen hasta el cuenco, en él se produce la formación de un resalto hidráulico pasando el agua a régimen lento, y de dicho cuenco salen los caudales con energía específica comparable a la que tendrían en el cauce natural en ausencia de la presa: la velocidad y el calado finales se ajustan a los del régimen natural del tramo considerado.

Responden los cuencos amortiguadores, por tanto, a la idea de un control riguroso del proceso de disipación de energía. Las altas velocidades de los caudales a la entrada del cuenco provocarían fuertes erosiones en el cauce natural, originando daños en estructuras próximas: por ello se prepara una zona especialmente protegida para que en ella tenga lugar dicho proceso, devolviendo a continuación los caudales al cauce natural.

De ello se deduce la importancia de conocer las características del resalto y la localización del mismo, a efectos de dimensionamiento del cuenco.

La tipología de cuencos amortiguadores es relativamente variada, aunque tal variación se refiere no tanto al cuenco en sí mismo cuanto a elementos adicionales para modificar o mejorar alguna característica del resalto: estabilidad, disminución de su longitud o adaptación a los niveles en cauce aguas abajo. Son principalmente razones económicas las que determinan la elección de un determinado tipo de cuenco o de los elementos adicionales incluidos en él.

2. CUENCOS SIMPLES

El tipo más sencillo de cuenco es rectangular, de solera horizontal y con paredes laterales verticales. Dentro de tal cuenco tiene lugar la formación del resalto hidráulico, con pérdida de una parte importante del exceso de energía de la corriente.

Las características del flujo de entrada al cuenco vienen determinadas por:

v_1 = velocidad

y_1 = calado.

B = anchura del cuenco.

En función de los anteriores parámetros se pueden determinar:

q = caudal unitario

$Q = q B$ = caudal total

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g y_1}} = N^{\circ} \text{ de Froude} \quad \text{Eq. 2.1}$$

En función del nº de Froude aguas arriba, F_1 , pueden caracterizarse diferentes tipos de resalto hidráulico. La figura 1 corresponde a la clasificación dada por Peterka, Bureau of Reclamation.

Valores de F_1 menores de 1,7 dan lugar a resalto ondulado, caracterizado por una serie de ondas superficiales que no constituyen un verdadero resalto hidráulico. La disipación de energía es escasa.

El tipo A corresponde a $1,7 < F_1 < 2,5$. Se trata de un resalto de débil intensidad con disipación de energía menor del 20% y con superficie libre relativamente suave.

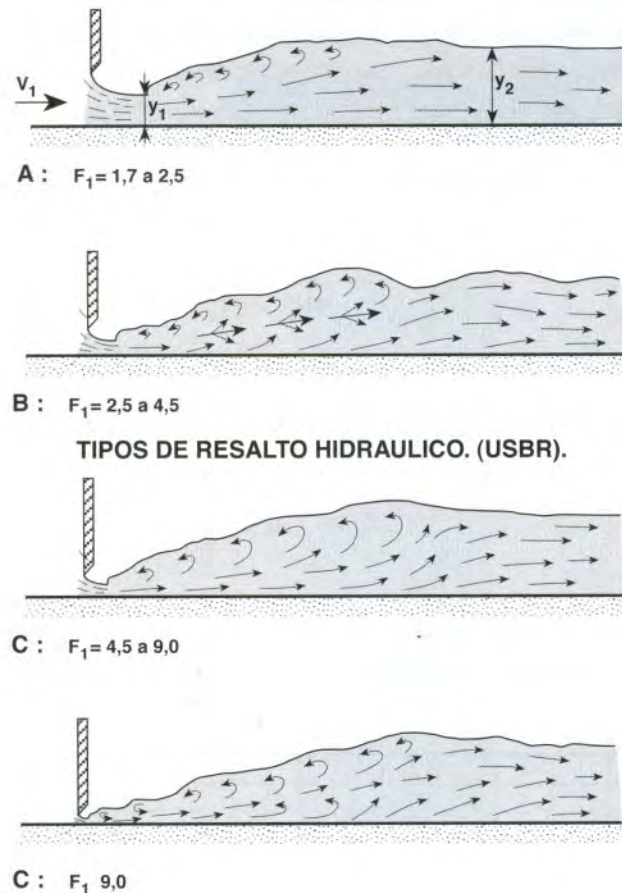


Fig. 1

El tipo B, $2,5 < F_1 < 4,5$, corresponde a un resalto de transición. El chorro de alta velocidad que entra en el cuenco alterna su posición entre una próxima a la solera del cuenco y otra cercana a la superficie libre, sin que tal oscilación muestre una periodicidad concreta. El cambio de posición da lugar a la aparición de ondas superficiales intensas, que se transmiten hacia aguas abajo dando lugar a problemas de erosión en laderas.

El tipo C, $4,5 < F_1 < 9$, da lugar a resaltos hidráulicos bien desarrollados y estables. La pérdida de energía alcanza entre el 45% y el 70%. El final del resalto está bien definido, correspondiendo tanto al punto en que se produce el final del rodillo superficial como a aquél en que el chorro de alta velocidad que entra al cuenco tiende a abandonar la solera del mismo.

El tipo D, $9 < F_1$, corresponde a muy altas velocidades de entrada. Da lugar a resaltos con superficie libre muy inestable y rugosa, con masas de agua del rodillo de retorno que caen sobre el chorro de alta velocidad dando lugar a ondas superficiales intensas. Las pérdidas de energía pueden alcanzar el 85%. Resulta difícil determinar con exactitud el punto final del resalto.

Los límites indicados para un tipo u otro de resalto no son valores estrictos, sino órdenes de magnitud para los que se producen los cambios mencionados.

Desde el punto de vista de funcionamiento de los cuencos amortiguadores, los resaltos del tipo B tienen el inconveniente indicado de la inestabilidad superficial que genera ondas que se transmiten hacia aguas abajo. Para evitar este inconveniente pueden emplearse supresores de onda o variar las características del aliviadero para intentar obtener un resalto del tipo C.

Los calados conjugados, con subíndice 2 en la notación que sigue, se obtienen empleando la fórmula de Bélanger,

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad \text{Eq 2.2}$$

que puede aproximarse, para valores de $F_1 > 2$, por la fórmula simplificada,

$$\frac{y_2}{y_1} = \sqrt{2} F_1 - 0,5 \quad \text{Eq 2.3}$$

que muestra la práctica dependencia lineal del cociente de calados con relación al nº de Froude a la entrada al cuenco, F_1 . La figura 2 muestra la representación gráfica de la curva anterior, en función de F_1 .

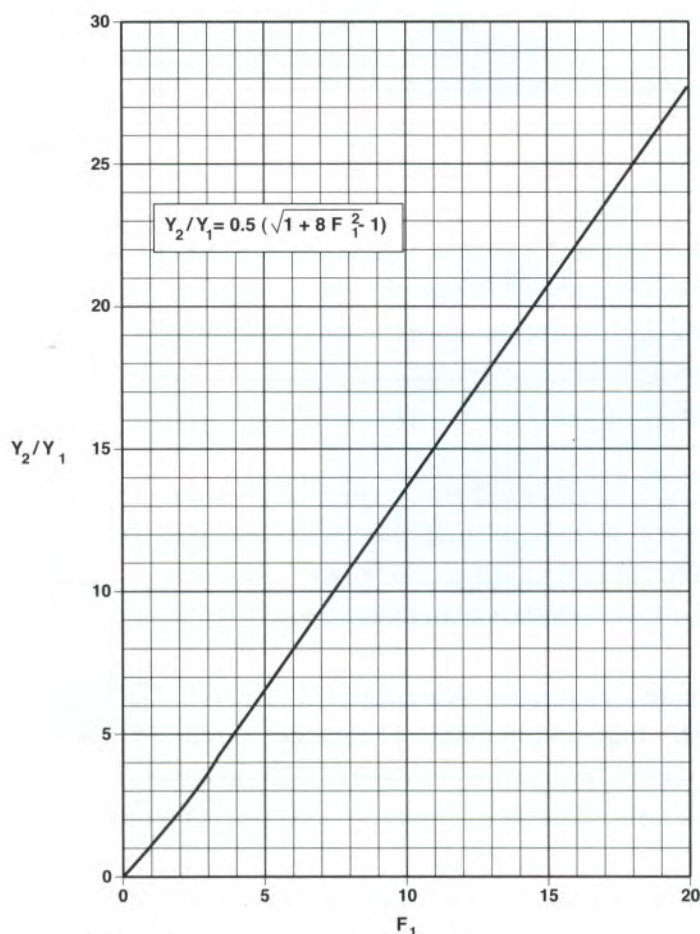


Fig. 2 CALADOS CONJUGADOS

El calado así obtenido corresponde al valor medio de la superficie libre del resalto. Tal superficie libre está sometida a fuertes fluctuaciones de posición, que conviene tener en cuenta a fin de evitar que ocasionalmente una sobreelevación de la misma pudiera dar lugar a insuficiencia del calado aguas abajo y provocar el barrido del resalto fuera del cuenco amortiguador, con lo que se trasladaría este a zona no protegida con el riesgo evidente de daños indeseados. Las fluctuaciones de la superficie libre en torno a su posición media pueden alcanzar, según Bretz, el valor,

$$\Delta y_2 \approx 0,2 (y_2 - y_1) \quad \text{Eq. 2.4}$$

La pérdida de energía en el resalto en canal rectangular se obtiene mediante

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_2y_1} \quad \text{Eq. 2.5}$$

que puede escribirse en forma adimensional como

$$\frac{E_1 - E_2}{E_1} = \frac{(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 3)^3}{8(2 + F_1^2)(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1)} \quad \text{Eq. 2.6}$$

En la fig. 3 se muestran los resultados que se obtienen aplicando la ecuación anterior.

La longitud del cuenco ha de ser la suficiente para que el resalto esté completamente contenido dentro de él. Su valor se ha determinado experimentalmente mediante modelos reducidos, pero los resultados dados por diferentes investigadores presentan diferencias notables debidas, en unos casos, a las reducidas dimensiones de los modelos empleados, en los que es importante la influencia de la rugosidad o, en otros casos, a criterios distintos sobre cuál deba considerarse el punto final del resalto. Como punto de comienzo del mismo se suele tomar aquél en que aparece una discontinuidad superficial brusca en la lámina en régimen rápido, que prácticamente coincide con el punto en que tal corriente rápida comienza a separarse apreciablemente de la dirección de la solera del cuenco. La determinación del punto final es más complicada, siguiendo criterios tales como hacerlo coincidir con el final del rulo o remolino superficial, o como punto en el que cesan las corrientes de retorno, identificado como aquél en que un objeto flotante permanece inmóvil.

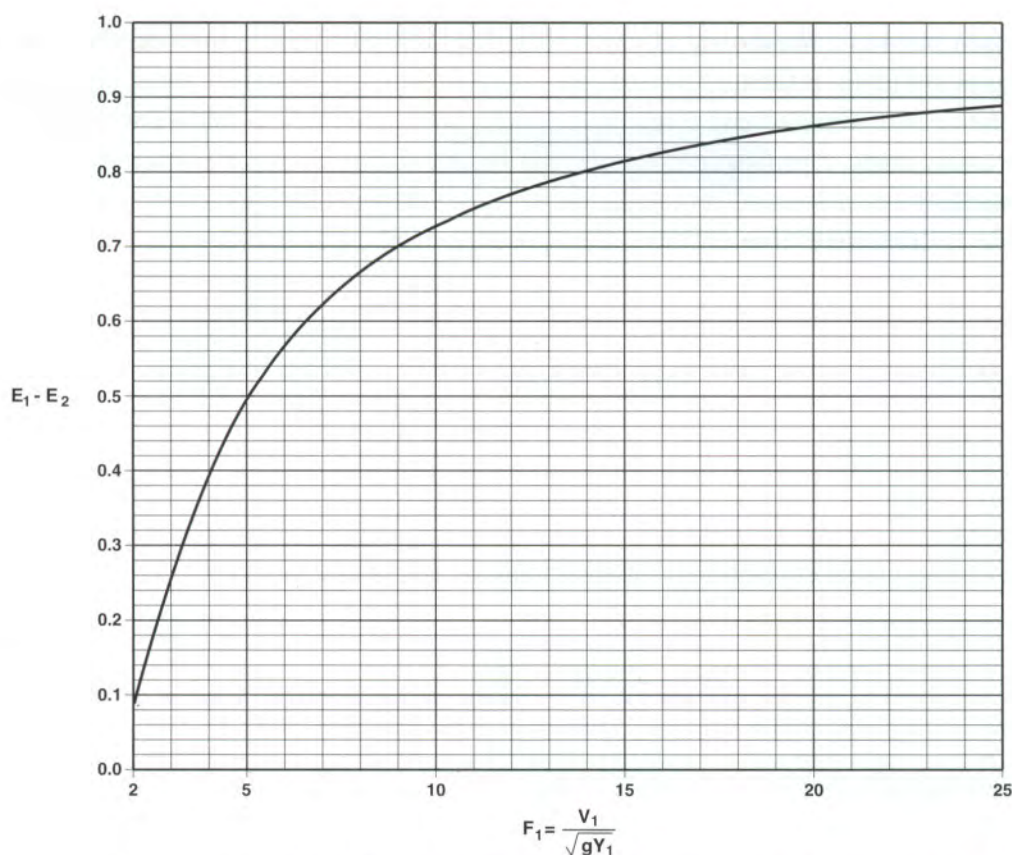


Fig. 3 DISIPACION DE ENERGIA EN RESALTO EN CANAL RECTANGULAR

Hager distingue entre longitud del rulo o remolino superficial, L_r , y longitud del resalto, L_j , entendiéndola ésta como la distancia que, en la práctica, se debe emplear para proteger la solera del cuenco frente a erosiones. Los criterios para determinar el punto hasta donde ha de extenderse esta longitud adolecen de la misma imprecisión ya mencionada, pudiendo señalarse entre otros

- punto en que la superficie libre es prácticamente horizontal.
- punto en el que disminuye drásticamente la alta turbulencia del resalto.
- lugar en que se observa la desaireación mediante grandes burbujas.
- punto en el que reaparecen las condiciones hidráulicas correspondientes al régimen variado que sigue aguas abajo.

La serie de medidas realizadas por el Bureau of Reclamation en 1954 condujeron a la curva que se representa en la fig 4, en la que el criterio dominante en cuanto a la longitud fue elegir el punto que mejor representase el final de los muros laterales de un cuenco amortiguador conteniendo completamente el resalto. Para valores $5 < F_1 < 14$ puede aproximarse por la fórmula,

$$L_j \approx 6,1 y_2$$

Eq 2.7

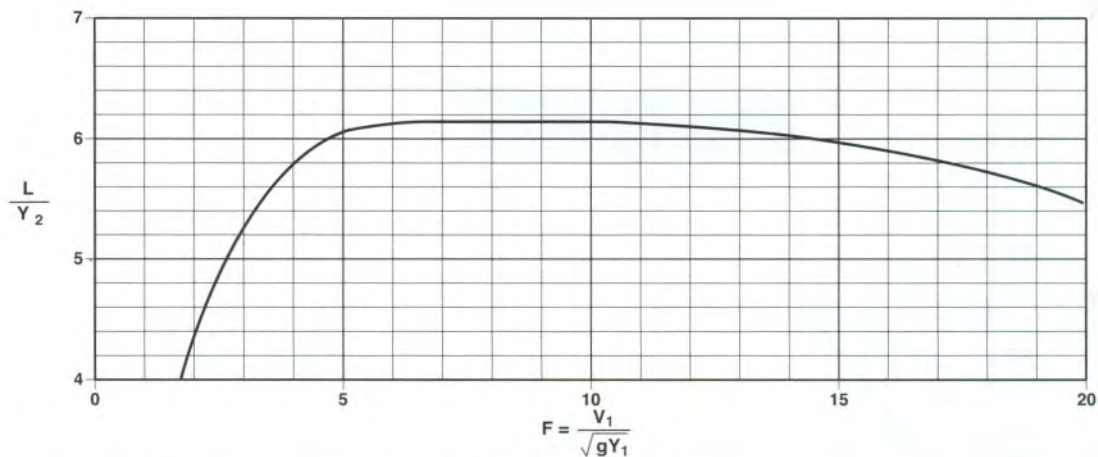


Fig. 4 LONGITUD DEL RESALTO HIDRAULICO. (USBR)

La forma del resalto es importante para la determinación de las presiones sobre solera. De manera general puede escribirse:

$$\rho = \bar{\rho} + \rho' \quad \text{Eq 2.8}$$

siendo $\bar{\rho}$ la presión hidrostática media en el punto considerado y ρ' la fluctuación de presión, obtenida como valor medio cuadrático

$$\bar{\rho} = \sqrt{\rho'^2} \quad \text{Eq 2.9}$$

La presión hidrostática corresponde prácticamente a la deducida de la curva de la superficie libre. Hager reanaliza los resultados experimentales de Bakhmetef y Matzke, junto con los obtenidos por él mismo, encontrando la siguiente expresión para la superficie libre,

$$\bar{Y} = \text{th} (1,5 \bar{X}) \quad ; \quad \bar{Y} = \frac{y - y_1}{y_2 - y_1} \quad ; \quad \bar{X} = \frac{x}{L_r} \quad \text{Eq 2.10}$$

en donde L_r es la longitud del rulo o remolino superficial, para la que Hager da las expresiones,

$$L_r = y_1 \left[-12 + 160 \text{th} \left(\frac{F_1}{20} \right) \right] \quad \frac{y_1}{b} < 0,1 \quad \text{Eq 2.11}$$

$$L_r = y_1 \left[-12 + 100 \text{th} \left(\frac{F_1}{12,5} \right) \right] \quad 0,1 < \frac{y_1}{b} < 0,7 \quad \text{Eq 2.12}$$

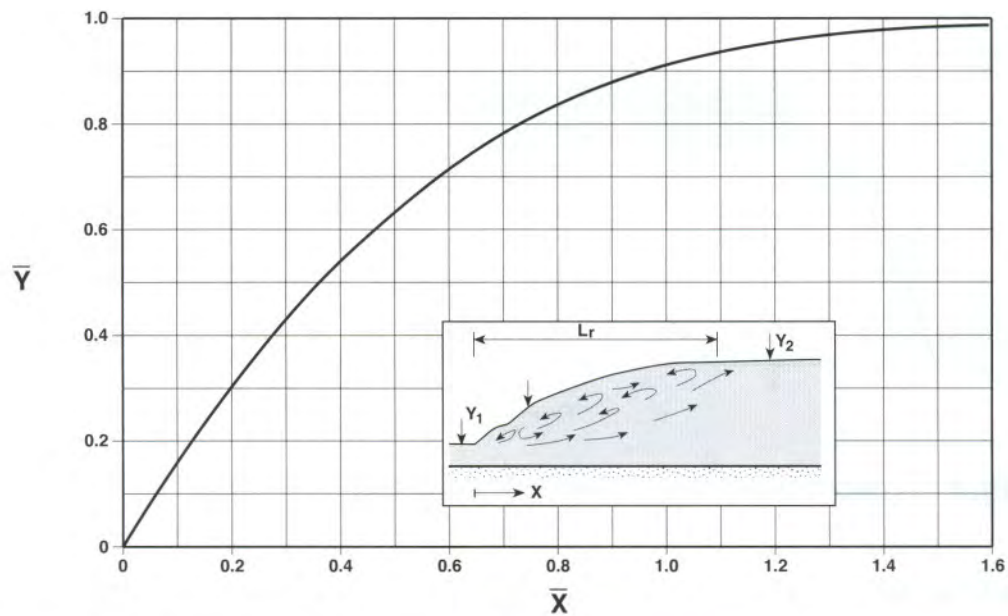


Fig. 5 SUPERFICIE LIBRE EN RESALTO EN CANAL RECTANGULAR HORIZONTAL. (HAGER).

En cuanto a las fluctuaciones de presión, Ramos las representa en la curva que se muestra en la figura 6, en la que x es la distancia hasta el inicio del resalto.

$$y_c = \sqrt[3]{q^2/g} \quad \eta_1 = E_1/y_c \quad \text{Eq 2.13}$$

La máxima fluctuación de presión en cada punto es, según Ramos.

$$p_{\text{máx}} = 3 \sqrt{p^2} \quad \text{Eq 2.14}$$

Adimensionalizando el valor, introduciendo el parámetro

$$P = \frac{\sqrt{p^2}}{\rho \frac{v_1^2}{2}} \quad \text{Eq 2.15}$$

los resultados de Abdul Khader y Elango son los que se muestran en la fig 7, a los que Hager ajusta la expresión, válida para $4 < F_1 < 11$

$$\frac{P}{P_m} = [3X e^{(2.3X)}]^2 \quad \text{Eq 2.16}$$

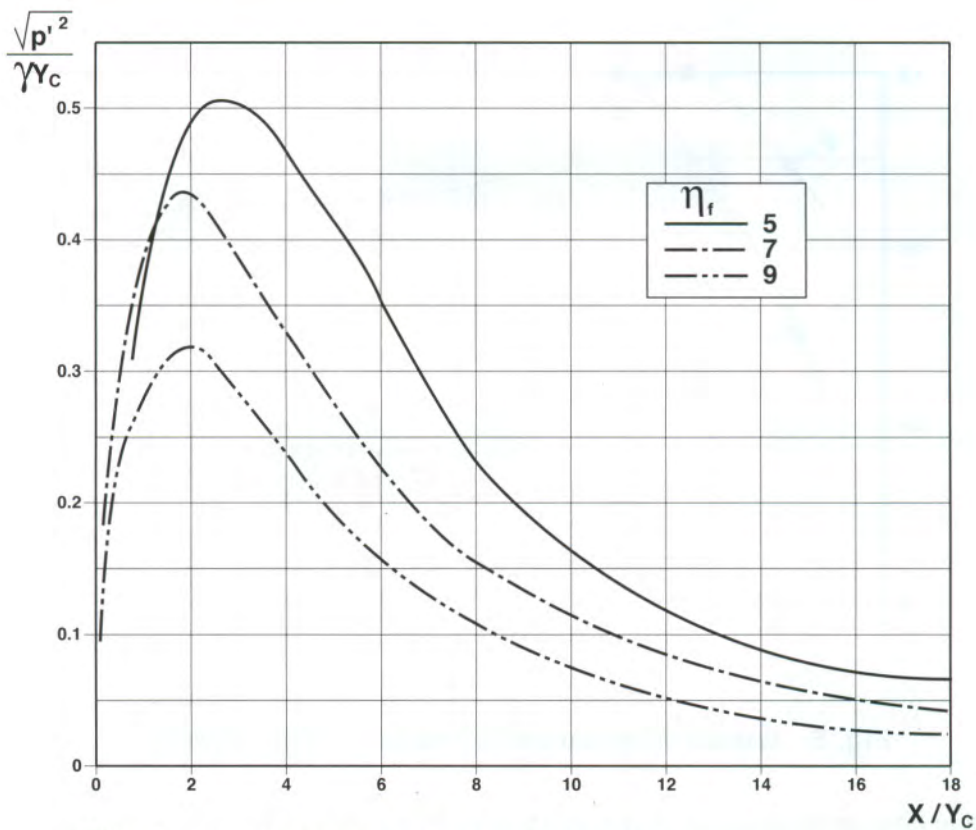


Fig. 6 FLUCTUACIONES DE PRESION (RAMOS).

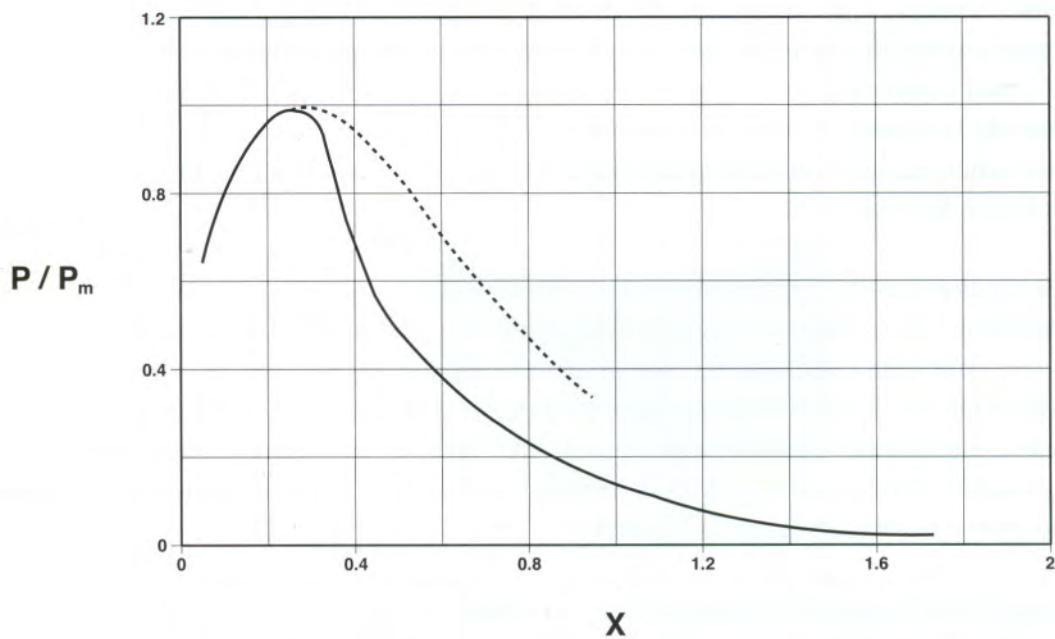


Fig. 7 FLUCTUACIONES DE PRESION. (ABDUL KHADER, ELANGO, AKBARI).

El valor de la máxima fluctuación de presión, P_m , depende del nº de Froude, F_f , y de las condiciones de flujo a la entrada al cuenco, ya sea completamente desarrollado o no. Los resultados obtenidos por Toso y Bowers se presentan en la fig 8.

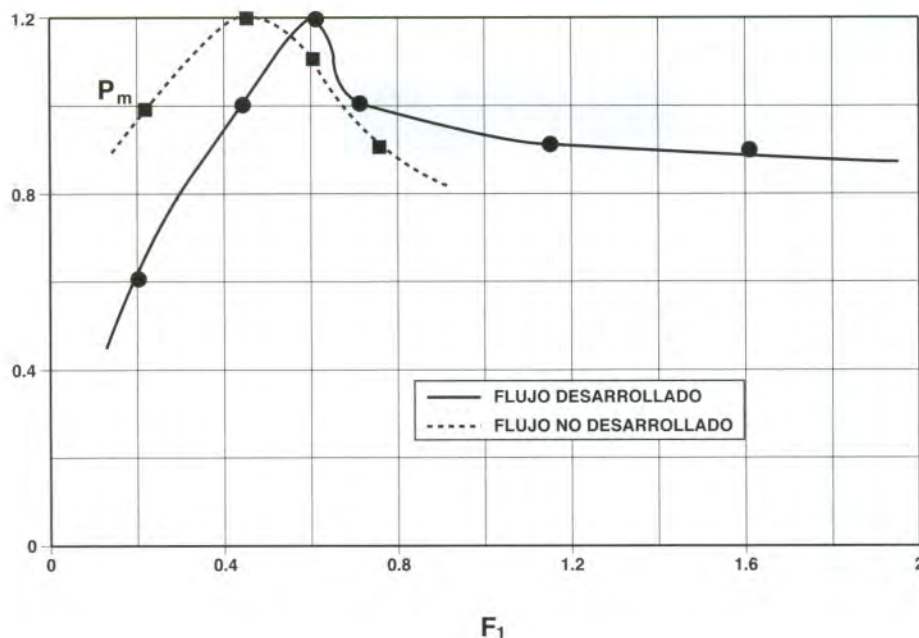


Fig. 8 MAXIMA FLUCTUACION DE PRESION. (TOSO, BOWERS).

La superficie libre en los grandes resaltos hidráulicos es sumamente inestable oscilando en torno a su posición media, tal como anteriormente se ha señalado. Por otra parte, el resalto hidráulico clásico es muy sensible a las variaciones de nivel aguas abajo, de manera que la disminución de este nivel puede permitir el barrido del resalto fuera del cuenco amortiguador. Por ello se suele mayorar el calado deducido por medio de un resguardo, generalmente del orden de $0,1 y_2$. Las fluctuaciones de la superficie libre se tienen en cuenta mediante los valores de la Eq. 2.4, o con un resguardo adicional aproximadamente igual a $0,15 y_2$, con lo que la altura final de los cajeros laterales debe ser de 1,1 a $1,25 y_2$.

Los niveles citados han de estar garantizados por el nivel que alcance la superficie libre en el cauce aguas abajo, que depende de sus características y geometría. La situación ideal sería aquella en que para cada caudal de funcionamiento se igualan los valores de calado, o su valor mayorado, con los niveles correspondientes en cauce. En la práctica, sin embargo, tal situación no suele darse, siendo más frecuente que existan diferencias entre ambos valores. Representando por D el calado correspondiente al nivel en cauce, Leliavski agrupa las diferentes situaciones en las cinco que se esquematizan en la figura 9.

El caso A representa la completa igualdad entre los calados conjugados requeridos y los niveles que aparecen en el cauce para cada caudal. Es la situación teórica deseable.

En el caso B, los niveles en cauce son siempre menores que los teóricamente necesarios para la formación y estabilidad del resalto. Ello significa que el resalto no se formará dentro del cuenco proyectado, sino que será barrido hacia aguas abajo para cualquier caudal de funcionamiento. Para evitarlo pueden emplearse dos mecanismos diferentes:

- Construir una contrapendiente o muro al final del cuenco, de la altura necesaria para compensar la falta de calado.
- Rebajar el nivel de la solera, en la medida necesaria.

Es claro que puede emplearse una solución mixta, que, generalmente, será más adecuada.

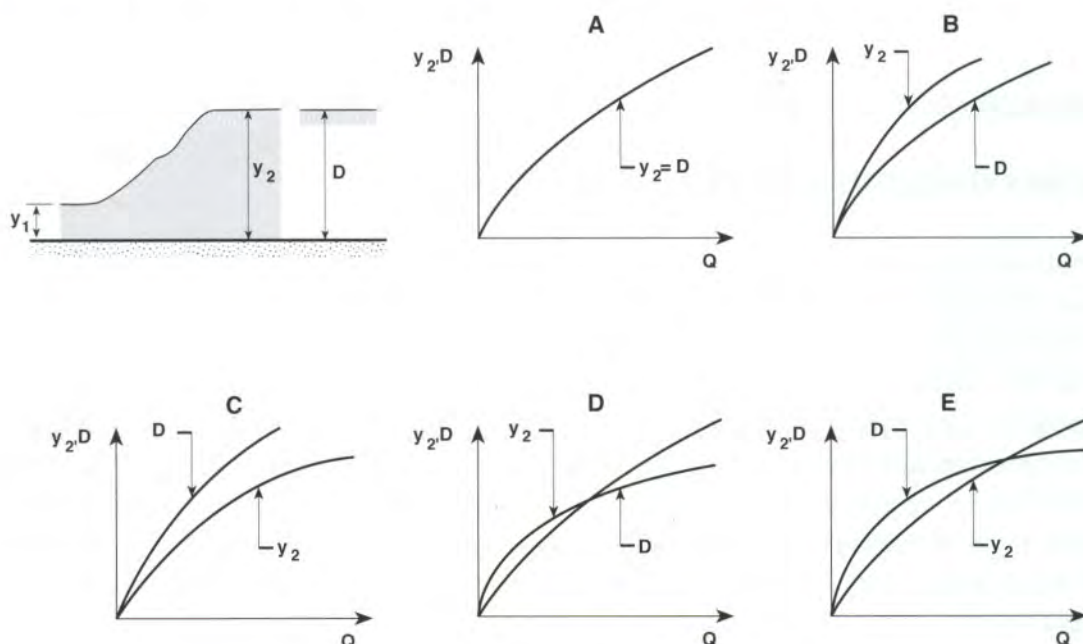


Fig. 9 NIVELES EN CAUCE EN RELACION CON CALADOS CONJUGADOS DEL RESALTO. (LELIAVSKI).

En el caso C sucede justamente lo contrario del caso anterior: los niveles en cauce son siempre superiores a los requeridos por el resalto. Ello provoca la formación de un resalto anegado, pudiendo en caso extremo ser completamente sumergido o desaparecer. La posición del resalto es claramente fijada, pero la eficacia como disipador de energía disminuye. Puede elevarse la solera del cuenco, emplearse una solera en pendiente en lugar de horizontal, o ajustar convenientemente la unión de cuenco a cauce para acercar las dos curvas.

El caso D muestra una insuficiencia de los niveles en cauce para pequeños caudales, mientras que sí son suficientes para los mayores caudales de funcionamiento. En el caso E ocurre justamente lo contrario. Tanto en uno como en otro caso ha de asegurarse el nivel suficiente para toda la gama de caudales, lo que podrá conseguirse con alguna de las soluciones anteriormente mencionadas o variando la anchura de cuenco que, al cambiar el caudal unitario, modifica asimismo los calados correspondientes.

Resulta conveniente suprimir la arista viva que se produce en la intersección del paramento aguas arriba con la solera del cuenco, sustituyéndola por un acuerdo circular. Como valor del radio del acuerdo puede tomarse:

$$R \geq 4 y_1 \quad (\text{USBR})$$

$$\log R \geq \frac{v_1 + 4,54 H - 5,2}{3,6 H + 19,5} \quad (\text{Ven-Te-Chow}) \quad \text{Eq 2.17}$$

$$R \geq 2,2 \sqrt{F_1} \quad (\text{Hager})$$

siendo H la altura total de aliviadero.

3. CUENCOS COMPLEJOS. DIENTES. DEFLECTORES

Los problemas de estabilidad del resalto y su localización en una determinada zona pueden atenuarse mediante el empleo de dientes de dispersión o deflectores, bloques en el cuenco o muros transversales. Tales elementos permiten, asimismo, una cierta reducción en la longitud necesaria de cuenco o en las exigencias de nivel aguas abajo. Sin embargo, pueden ser erosionados por cavitación, en el caso de velocidades suficientemente altas, o por abrasión, si las aguas arrastran materiales capaces de producirla, e incluso cabe la posibilidad de impacto directo de troncos de árboles arrastrados por la corriente. La desaparición de dichos elementos podría dar lugar al barrido del resalto hidráulico fuera del cuenco, con graves problemas de erosión aguas abajo, por lo que en cada caso habrá de tenerse en cuenta la posibilidad de que ello ocurra.

Los ensayos realizados por el USBR han dado como resultado la sistematización del diseño de cuencos amortiguadores con elementos del tipo reseñado en algunos casos. En general, su uso está limitado a ciertos valores de altura de presa o velocidad de entrada al cuenco.

Para presas de menos de 60 m de altura y caudales unitarios menores de $45 \text{ m}^3/\text{s.m.}$, el USBR recomienda su **cuenco tipo II**, cuyos elementos de diseño se muestran en la figura 10. Permite una apreciable reducción de la longitud del cuenco a aproximadamente el 70% de la que correspondería a un cuenco simple.

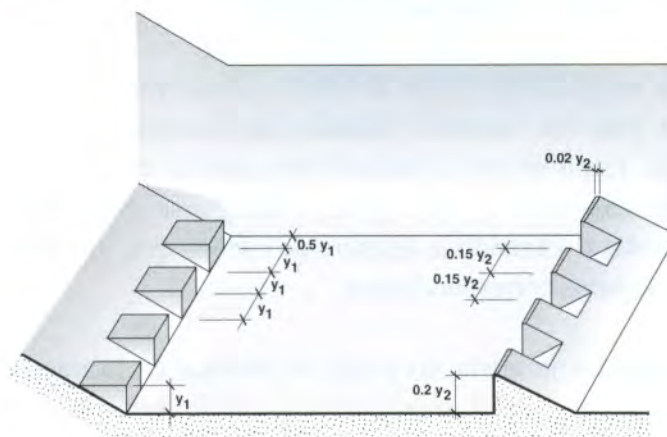


Fig. 10 CUENCO TIPO II. (USBR).

No resulta recomendable este tipo de cuenco para valores de F_1 entre 2,5 y 4,5, debido a las ondas que se producen y transmiten hacia aguas abajo. El USBR recomienda la utilización de pantallas superficiales supresoras de onda en caso de tener que utilizar este diseño en las referidas condiciones.

Los dientes situados al comienzo del cuenco tienen como misión dispersar el chorro entrante, lo que no resulta factible si los caudales unitarios son excesivamente grandes o el calado inicial es muy superior a la altura de diente: ello justifica el criterio adoptado de igualar la altura del diente al calado y_1 . Por otra parte, dadas las altas velocidades que puede alcanzar la corriente inicial, no resulta recomendable incluir dientes de choque en el interior del cuenco.

La contrapendiente dentada final contribuye a la protección del cauce aguas abajo. Por una parte, los chorros entre dientes tienen una componente de velocidad en sentido ascendente que fuerza la aparición de un remolino de retorno bajo la corriente de salida, remolino aporcadador protector de la arista de salida. Por otra parte, estos chorros chocan con los que pasan sobre dientes, contribuyendo a la disipación del posible exceso de energía final.

El resalto es barrido del cuenco si el nivel aguas abajo desciende por debajo del valor $0,97 y_2$. Resulta conveniente tomar un cierto margen de seguridad para evitar que ocasionalmente pudieran producirse las condiciones de barrido, que el USBR recomienda sea $0,05 y_2$. Por otra parte, los cajeros laterales deben evitar desbordamientos ocasionales producidos por las oscilaciones de la superficie libre, por lo que su altura debería ser próxima a $1,15 y_2$.

La longitud requerida se deduce del gráfico de la figura 11, en el que puede observarse la reducción de longitud en comparación con un cuenco simple.

En cuanto a las presiones sobre solera, la presión media puede tomarse igual a la hidrostática. La superficie libre se aproxima a un perfil triangular, cuyo ángulo con la horizontal se representa en la figura 12. Las fluctuaciones de presión siguen, según Camargo, la ley dibujada en la figura 13, siendo

x = distancia desde el comienzo del resalto.

$$y_c = \sqrt[3]{q^2/g} \quad \text{Eq 3.1}$$

La fluctuación máxima en cada punto es, según Camargo,

$$p'_{\max} = 3 \sqrt{p'^2} \quad \text{Eq 3.2}$$

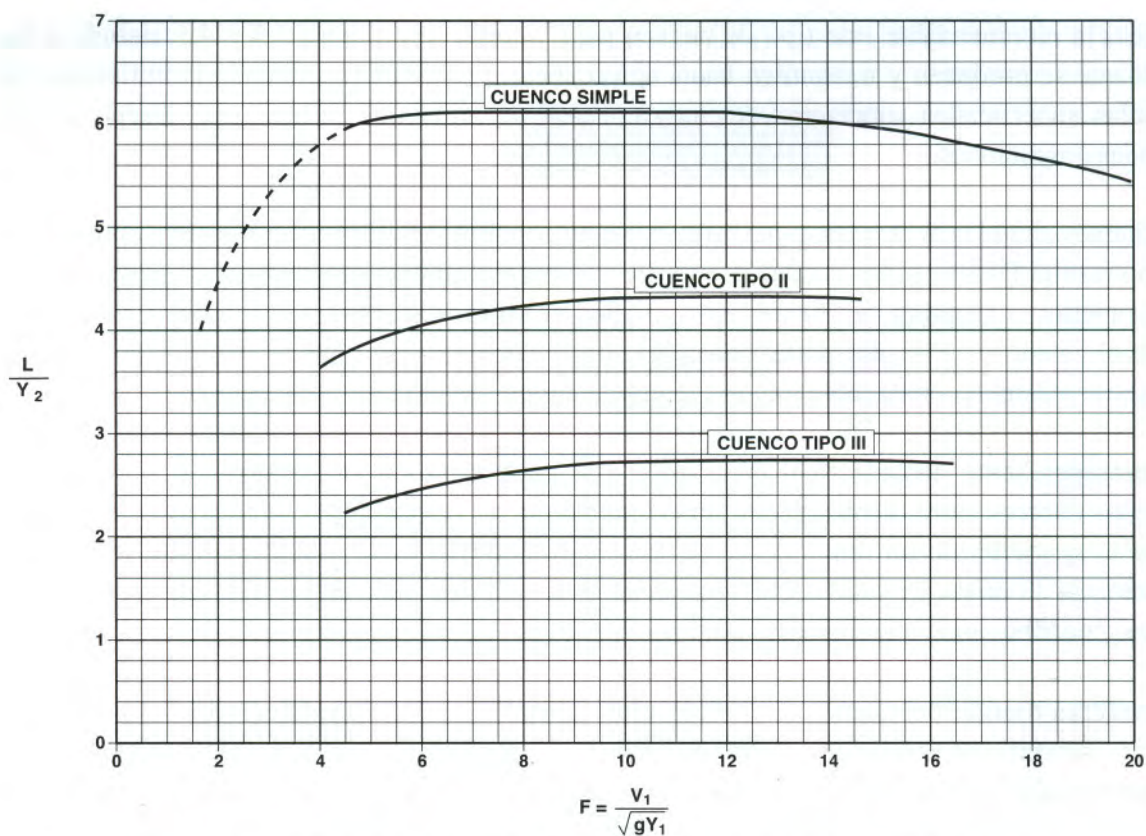


Fig. 11 LONGITUD DEL RESALTO. CUENCO SIMPLE, TIPO II Y TIPO III. (USBR)

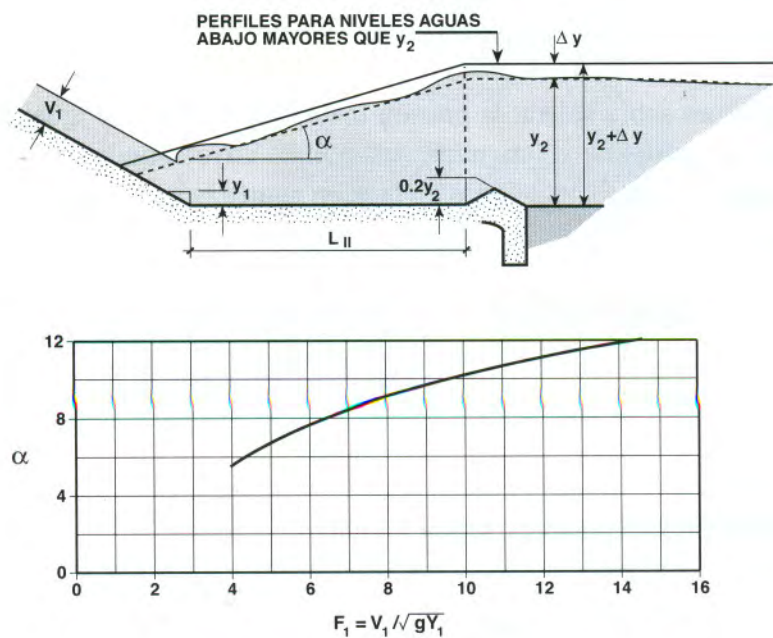


Fig. 12 CUENCO TIPO II. SUPERFICIE LIBRE. (USBR).

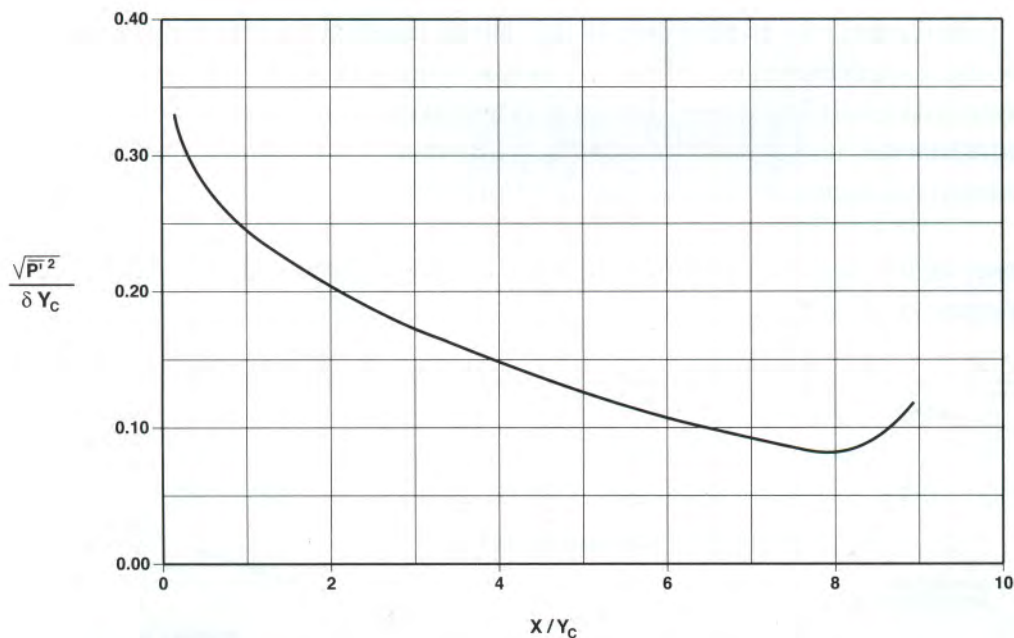


Fig. 13 FLUCTUACIONES DE PRESION.(CAMARGO).

Para velocidades iniciales menores de 18 m/s y caudales unitarios menores de 18 m³/s.m, el USBR recomienda el **cuenco tipo III**, cuyas características se resumen en la figura 14. Se trata de pequeñas estructuras de escasa altura, con poca aplicación en grandes presas, y más propias de canales.

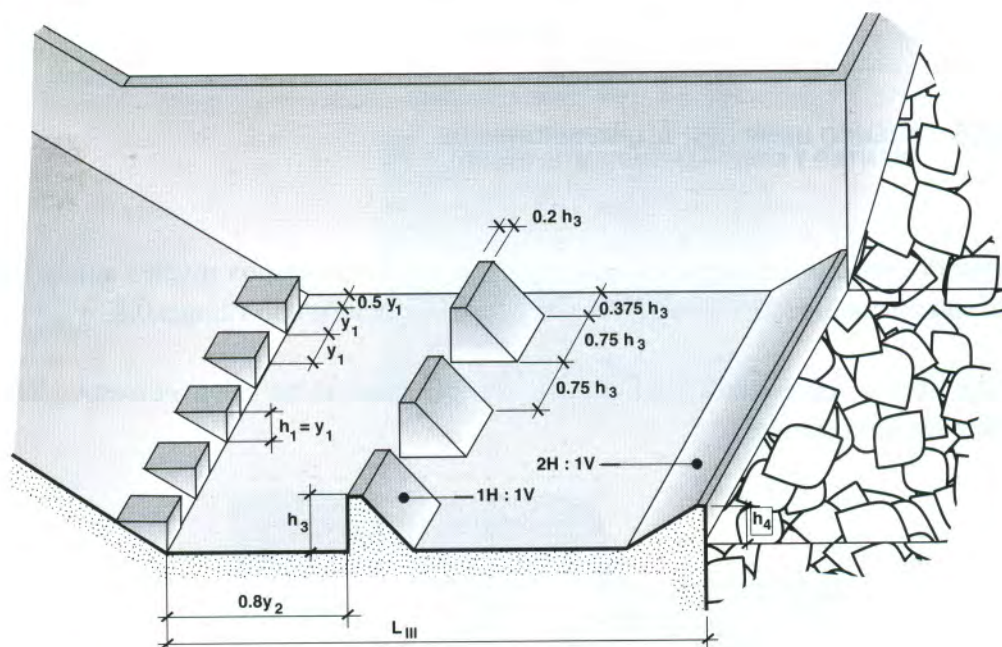


Fig. 14 CUENCO USBR TIPO III. DIMENSIONES. (USBR).

En esencia, el funcionamiento es semejante al del cuenco anterior, sustituyendo la solera dentada final por una contrapendiente continua y añadiendo una fila de dientes de amortiguación que contribuyen a la estabilización del resalto y disminuyen la longitud de cuenco necesaria hasta, aproximadamente, un 45% de la de un cuenco normal. En la figura 11 se representa la longitud de cuenco recomendada para este tipo de estructuras.

Las dimensiones de los dientes de amortiguamiento o de choque intermedios recomendadas son las que aparecen en la figura 15.

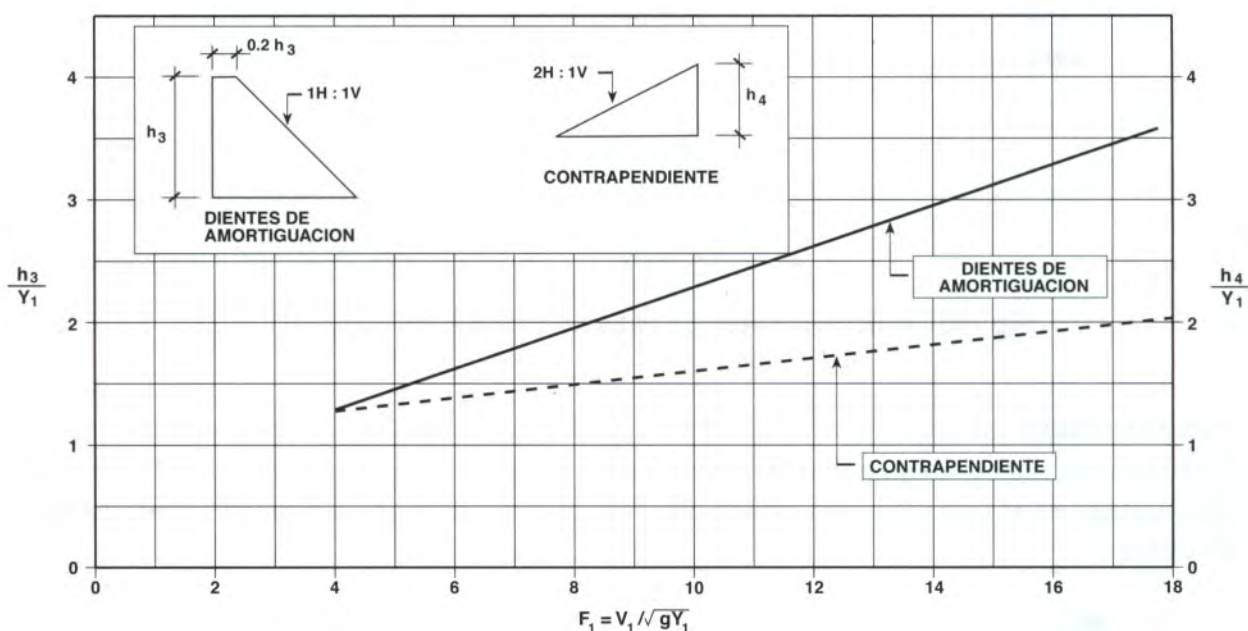


Fig. 15 CUENCO USBR TIPO III. DIMENSIONES DE DIENTES Y CONTRAPENDIENTE. (USBR).

No es necesario, en este caso, prever un margen de seguridad en los niveles aguas abajo con respecto al calado conjugado, ya que el resalto es estable incluso con valores $0.83 y_2$.

La superficie libre se representa en la figura 16. Las presiones sobre solera corresponden aproximadamente a las hidrostáticas.

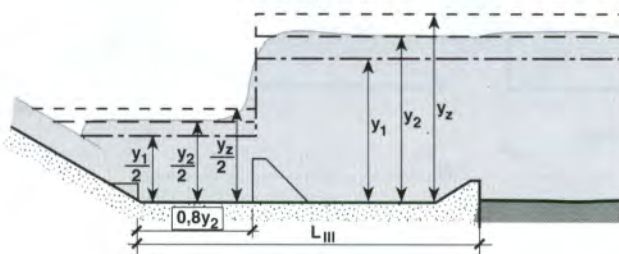


Fig. 16 CUENCO USBR TIPO III. SUPERFICIE LIBRE. (USBR).

4. DIENTES DE AMORTIGUACION

Los bloques o dientes de amortiguación dentro del cuenco se usan con las finalidades principales de estabilizar el resalto dentro de él y de reducir su longitud.

No existe una regla precisa de dimensionamiento, por lo que los construidos responden a formas muy diversas. En la fig 17 se representan algunos empleados en estructuras existentes.

Ciertas consideraciones de tipo general pueden orientar sobre su dimensionamiento. En primer lugar, deben estar bien espaciados en anchura, permitiendo el paso de caudal suficiente entre ellos. Blaisdell recomienda ocupar entre el 40% y el 55% de la anchura del cuenco. Si se supera el porcentaje anterior, tienden a actuar como un muro transversal. El USBR recomienda que la distancia entre dientes sea igual a su anchura, y ésta, a su vez, igual al 75% de su altura. No se recomienda colocar dientes a distancia del cajero lateral menor de $0,375 y_1$.

La distancia longitudinal desde el comienzo del resalto hasta el lugar de implantación de los dientes debe estar, según ensayos del MIT, entre 10 y 20 veces la altura del diente para conseguir una apreciable reducción del calado aguas abajo. El USBR recomienda, para su cuenco tipo III, la distancia de $0,8 y_2$. Blaisdell recomienda un tercio de la longitud total del cuenco. Una distancia muy corta provoca el impacto directo del chorro de alta velocidad que entra al cuenco, con riesgo de cavitación si las velocidades son suficientemente elevadas. Al contrario, si la distancia es excesivamente larga, las velocidades se han reducido en gran medida y el efecto de los dientes es mínimo.

Rand, empleando una fila de dientes con espacio entre ellos igual a la anchura de cada uno obtiene la expresión, en función del parámetro k

$$k = \frac{L_d - L_{min}}{L_{max} - L_{min}} \quad \text{Eq 4.1}$$

$$\frac{L_d}{y_1} = 8 + (0,4 + 11k) (F_1 - 1) \quad \text{Eq 4.2}$$

siendo L_{min} y L_{max} las posiciones mínima y máxima del resalto.

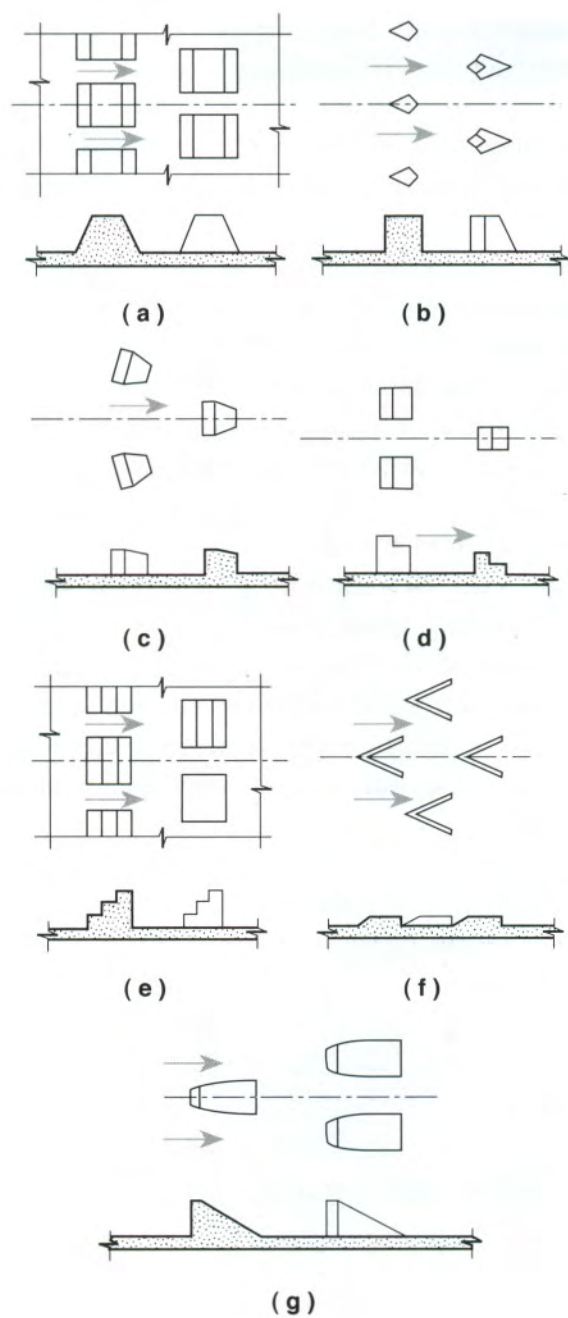


Fig. 17 DIENTES DE AMORTIGUACION. (ELEVATORSKI).

La altura de dientes suele ser entre 1 y 2,5 veces el calado entrante, y_1 . Setharamaiah y Murthy consideran como altura óptima

$$h = 1,5 y_1 \quad \text{Eq 4.3}$$

Basco deduce los siguientes valores para la altura y distancia óptimas de una fila de dientes

$$s = 1 + 0,025 (F_1^2 - 2) \quad \text{Eq 4.4}$$

$$\frac{L_d}{h_2} = 1,6 + \frac{7,5}{F_1^2} \quad \text{Eq 4.5}$$

Si se emplean dos filas, conviene que la segunda tenga los dientes enfrentados a los huecos de la primera, para mejorar la eficacia del esquema. Las investigaciones de Basco, sin embargo, muestran que los resultados producidos por tal segunda fila son escasos en comparación con fila única.

Para disminuir el riesgo de cavitación se ha intentado darle a los dientes una forma adecuada: un ejemplo lo constituyen los empleados en la presa Chief Joseph o el dimensionamiento propuesto por Oliveira Lemos, que se reproduce en la figura 18. No obstante, es de señalar que el redondeo de las aristas para evitar cavitación está en contradicción con la finalidad asignada de aumentar la turbulencia y, consecuentemente, la disipación de energía, que se consigue mucho más eficazmente con aristas vivas.

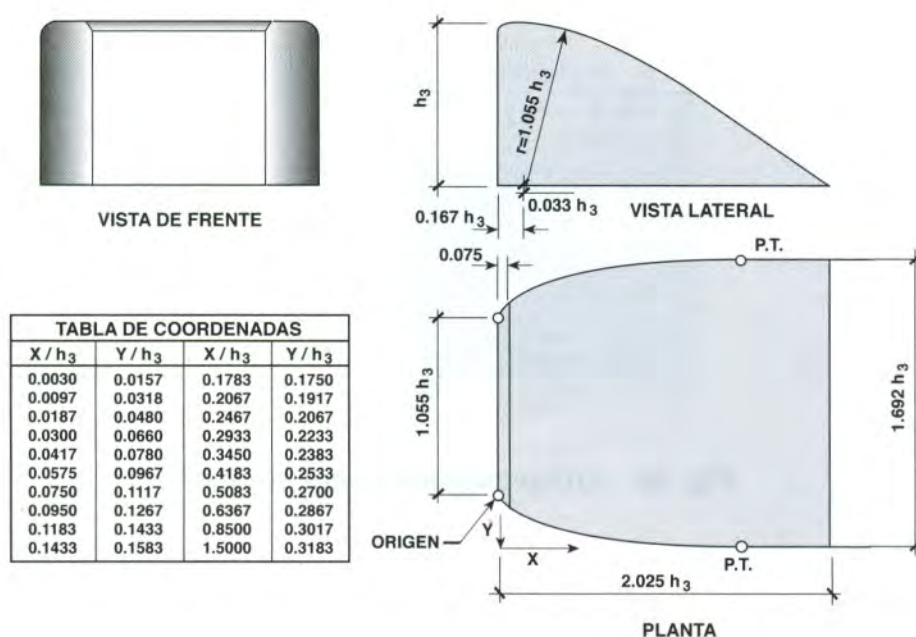


Fig. 18 DIENTES DE AMORTIGUACION. (OLIVEIRA LEMOS).

5. CONTRAPENDIENTES DE SALIDA

El cuenco amortiguador suele terminar en una contrapendiente de salida. En unos casos, la construcción de la contrapendiente obedece a la necesidad de ajustar el calado conjugado del resalto a los niveles existentes en cauce. En otros se diseña para estabilizar el resalto y para actuar a modo de deflector, levantando el chorro de salida y provocando la aparición de un remolino de sentido contrario bajo él, remolino aporreador, que protege el lecho contra erosión.

Se han empleado formas simples, como muros verticales o en contrapendiente, o complejas, como muros escalonados o contrapendientes dentadas. En la figura 19 se muestran esquemáticamente algunos ejemplos. En general, la altura empleada suele ser próxima a $0,2 y_2$. Hager y Li, basándose en resultados obtenidos para dientes amortiguadores por Basco, proponen como altura óptima,

$$h_d = 1 + 0,005 F_1^{2,5} \quad \text{Eq 5.1}$$

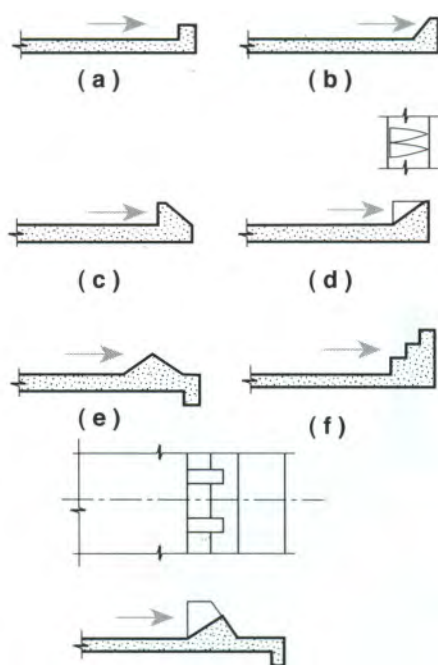


Fig. 19 COTRAPENDIENTES. (ELEVATORSKI).

Bretz obtiene el valor máximo por encima del cuál la contrapendiente funciona como un vertedero.

$$h_d \leq \frac{1}{6} F_1^{5/3} \quad \text{Eq 5.2}$$

6. RESALTOS DE TRANSICIÓN. CUENCOS USBR TIPO IV

Este tipo de cuenco ha sido desarrollado para números de Froude de la corriente de entrada entre 2,5 y 4,5, que corresponden a los resaltos de transición en los que se presenta el problema de la transmisión hacia aguas abajo de ondas superficiales producidas por la oscilación de la superficie libre. Suelen presentarse en pequeñas presas o en canales.

En la figura 20 se muestran las características del diseño. El USBR recomienda una anchura de diente igual a $0,75 y_1$, manteniendo la relación 2,5 entre el espacio entre dientes y la anchura de diente. El nivel aguas abajo debe ser ligeramente superior al calado conjugado, para garantizar la estabilidad del resalto dentro del cuenco: 1.05 a 1.10 y_2 . La longitud del cuenco es la que corresponde al resalto en cuenco simple.

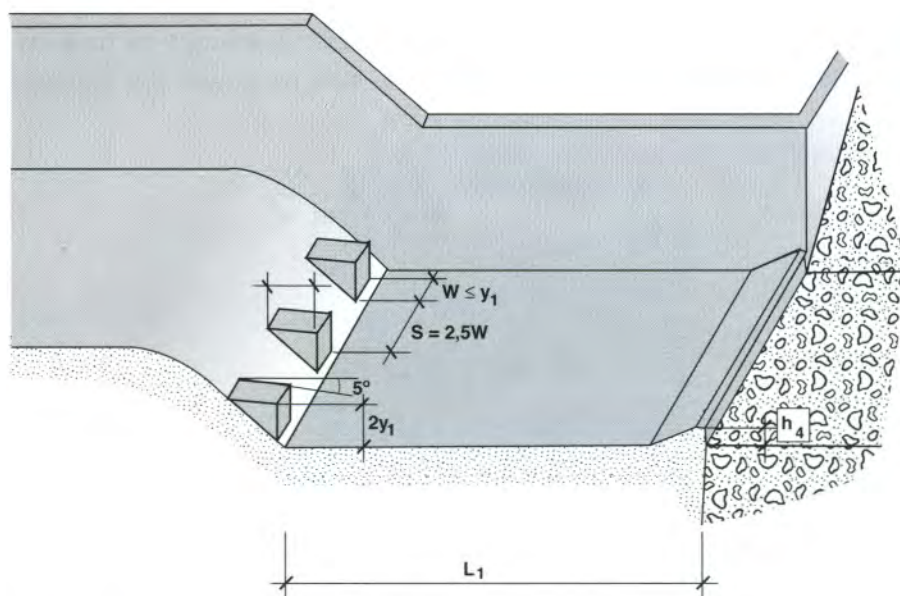


Fig 20 CUENCO USBR TIPO IV

No se recomienda el empleo de dientes de amortiguación en el cuenco por las dimensiones relativamente pequeñas de este, que hacen que cualquier elemento adicional plantee problemas de remanso hacia aguas arriba y, en consecuencia, mayor altura de cajeros.

7. CUENCOS CON SOLERA INCLINADA

Razones económicas son, en general, las que motivan el empleo de soleras con fondo inclinado, ya que permiten una mejor adaptación a la topografía del terreno disminuyendo las excavaciones necesarias.

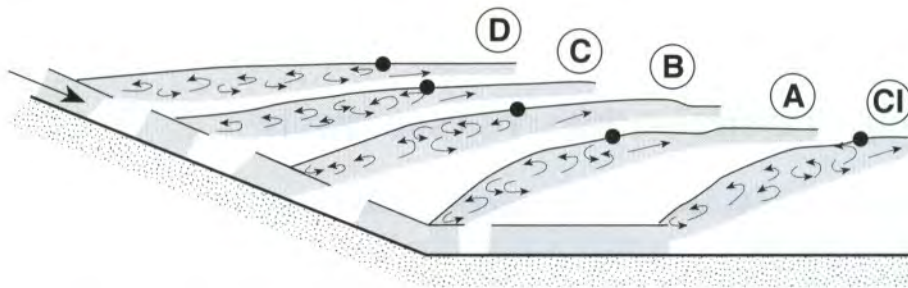


Fig. 21 RESALTOS EN CUENCO CON SOLERA INCLINADA.

En función del nivel al final del cuenco, la situación del resalto tiene lugar en una de las posiciones de la figura 21, según la clasificación de Hager. La posición A corresponde a resalto comenzando al final de la solera inclinada, que se diferencia de un resalto clásico únicamente en que la entrada corresponde a la parte inclinada. Las características principales de este tipo de resaltos pueden asimilarse a las del resalto clásico.

El resalto tipo B tiene su comienzo en la parte inclinada de la solera y su final en la parte horizontal. Para soleras con ángulos de 30° y de 45° ha sido estudiado por Kawagoshi y Hager, obteniendo

$$\frac{y_2}{y_1} = 3,75 E^{-\operatorname{tg} \alpha} + \frac{\sqrt{2} (F_1 - 3)}{\operatorname{th} (3,5 \cos \alpha)} \quad \text{Eq 7.1}$$

siendo,

$$h_1 = d_1 \cos \alpha \quad ; \quad E = \frac{h_2 - z_1}{h_2} \quad \text{Eq 7.2}$$

y tomando para z_1 la distancia vertical desde la solera hasta el punto de comienzo del resalto.

La longitud del resalto es mayor que la que corresponde a un resalto clásico. Hager obtiene la expresión,

$$\frac{L_r}{h_2} = \frac{7}{3} (2 + B) - 0,05 (1 + 5B) (F_1 - 2) \quad ; \quad \alpha = 30^\circ \quad \text{Eq 7.3}$$

$$B = 6 E e^{(1-6E)}$$

La localización de un resalto tipo B puede determinarse siguiendo el método propuesto por USBR. Se parte de la determinación del calado conjugado, y_2 , que correspondería a un resalto clásico en cuenco horizontal. En la figura 26 se muestran los valores H/y_2 , cociente entre el nivel aguas abajo y el calado conjugado, medidos sobre la solera horizontal. En abscisas figuran los valores L_i/y_2 , siendo L_i la longitud del resalto sobre la zona inclinada.

El resalto tipo C tiene su comienzo en la parte inclinada de la solera y su final coincidiendo con el punto de intersección con la solera horizontal. Constituye la posición límite del resalto tipo D, formado completamente sobre la solera inclinada.

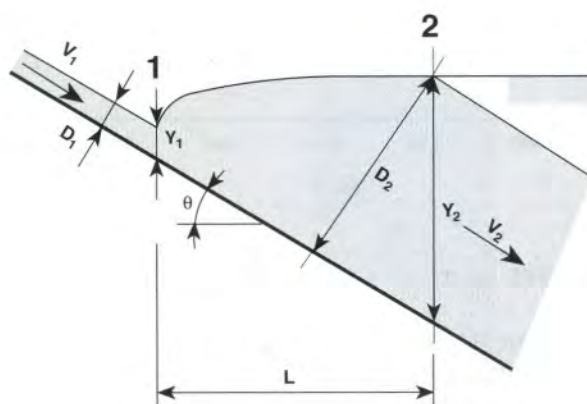


Fig. 22 RESALTO EN SOLERA INCLINADA INDEFINIDA. DEFINICION

En el análisis teórico de las características del resalto tipo D, es necesario tener en cuenta el peso del agua dentro del propio resalto. Siguiendo el planteamiento hecho por Elevatorski, y con la nomenclatura de la figura 20, se llega a:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2 \cos \alpha} \left(\sqrt{1 + \frac{8 F_1^2 \cos^3 \alpha}{1 - 2K \operatorname{tg} \alpha}} - 1 \right) \quad \text{Eq 7.4}$$

en donde K es un coeficiente que depende del número de Froude y de la pendiente de la solera y tiene en cuenta la forma del resalto. Experimentalmente se deduce que K varía poco en función de F_1 . Su valor puede deducirse del gráfico de la figura 23.

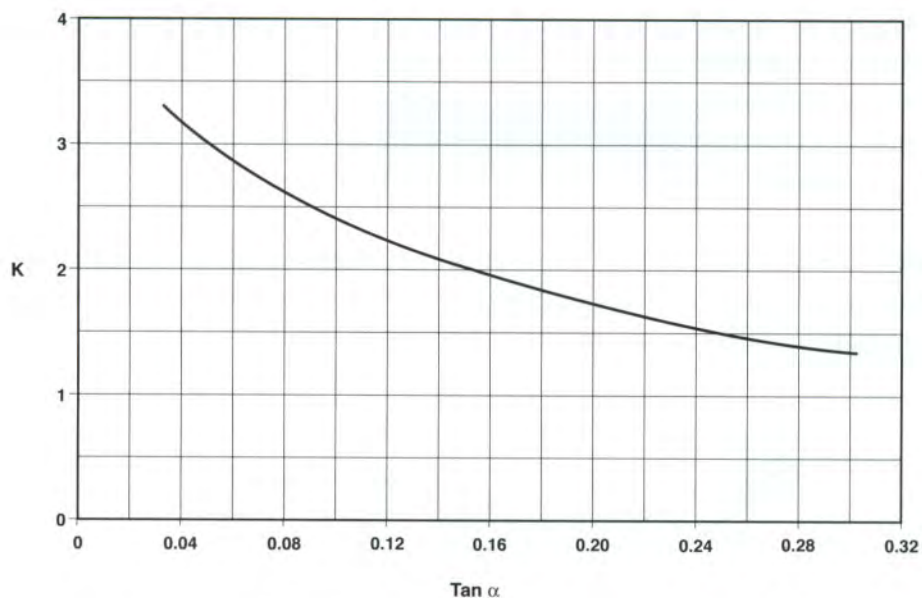


Fig. 23 VALORES DE K

De los resultados de la experimentación llevada a cabo por Bakmeteef, Matzke, Hickox, Kindsvater y el USBR, se deduce el gráfico de la figura 24, en el que se determinan los calados conjugados en función del número de Froude y de la pendiente de la solera, para el caso de solera inclinada indefinida.

La longitud del resalto, determinada experimentalmente, puede deducirse del gráfico de la figura 25.

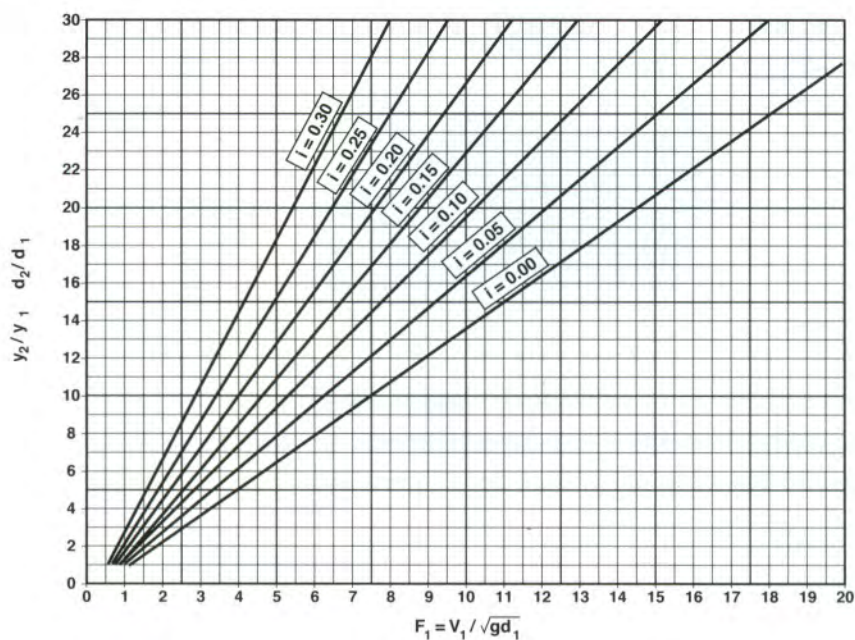


Fig. 24 CALADOS CONJUGADOS. RESALTO CON SOLERA INCLINADA INDEFINIDA. (USBR)

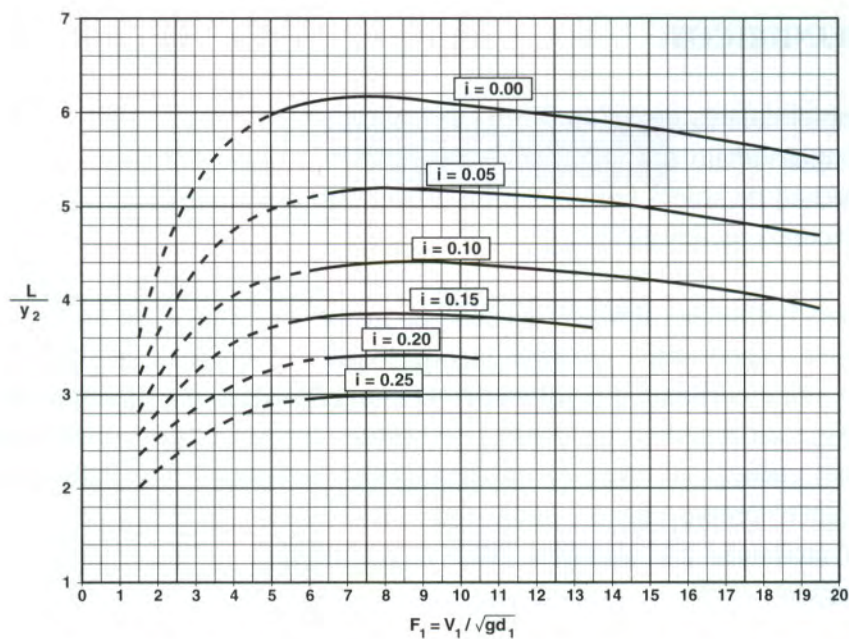


Fig. 25 LONGITUD DEL RESALTO CON SOLERA INCLINADA INDEFINIDA. (USBR)

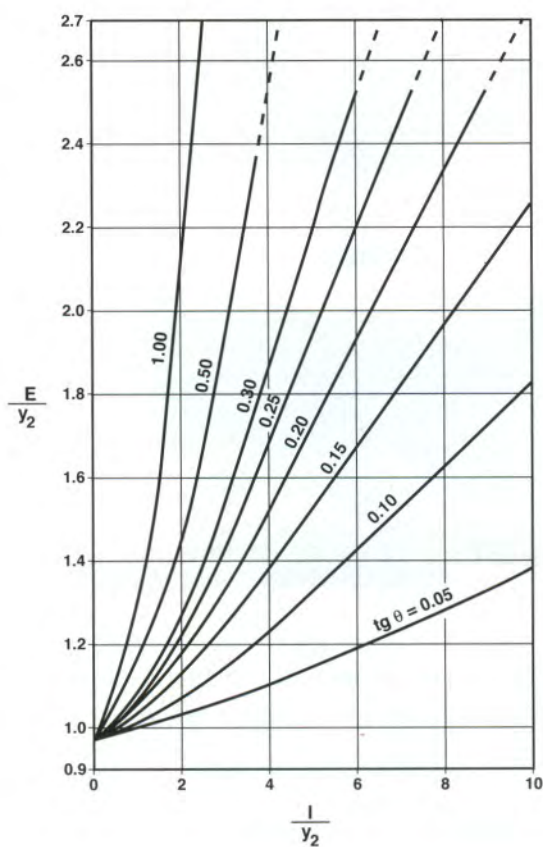


Fig. 26 RESALTO PARCIAL EN SOLERA INCLINADA

8. CUENCOS CILINDRICOS

Los cuencos semicirculares tienen su campo de aplicación más importante en los casos en los que los niveles aguas abajo son notoriamente superiores a las alturas conjugadas de un resalto hidráulico en cuenco de solera horizontal. Se diferencian dos tipos distintos: cuenco simple y cuenco con deflectores incorporados.

El funcionamiento hidráulico depende del tipo de cuenco utilizado y de los niveles existentes aguas abajo. En un cuenco simple, en funcionamiento normal, se forma un gran remolino dentro del cuenco y un fuerte borbotón a la salida del mismo, provocado por el chorro de salida. Bajo este chorro aparece un remolino de fondo, de sentido contrario, que arrastra material sólido hacia la arista del cuenco, tal como se esquematiza en la figura 27 A. Parte de este material puede penetrar en el propio cuenco, sobre todo en los casos de funcionamiento asimétrico, dando origen a erosiones por abrasión, para a continuación ser incorporado a la corriente principal y arrastrado por ella hacia aguas abajo.

En cuencos con dientes deflectores, el caudal que pasa entre dientes impide, en funcionamiento normal, la penetración de material sólido dentro del cuenco y disminuye la intensidad y tamaño del remolino de fondo, figura 27 B.

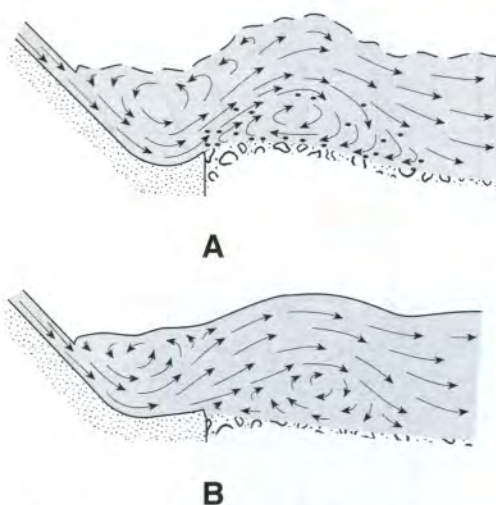


Fig. 27 CUENCOS CILINDRICOS.
FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

Si el nivel aguas abajo desciende por debajo de un cierto valor se produce el barrido del remolino del cuenco y el lanzamiento de los caudales hacia aguas abajo, actuando el cuenco como un trampolín.

Si los niveles aguas abajo aumentan de manera notable, en los cuencos con deflectores el chorro de salida se orienta hacia el fondo, erosionándolo, y desaparece el remolino de fondo. Alcanzada una profundidad de erosión suficiente, vuelve el chorro a ser orientado hacia la superficie,

aparece de nuevo el remolino de fondo y arrastra material al pozo de erosión hasta que la profundidad de este vuelve a ser insuficiente y se reinicia un nuevo ciclo, tal como se esquematiza en la figura 28.

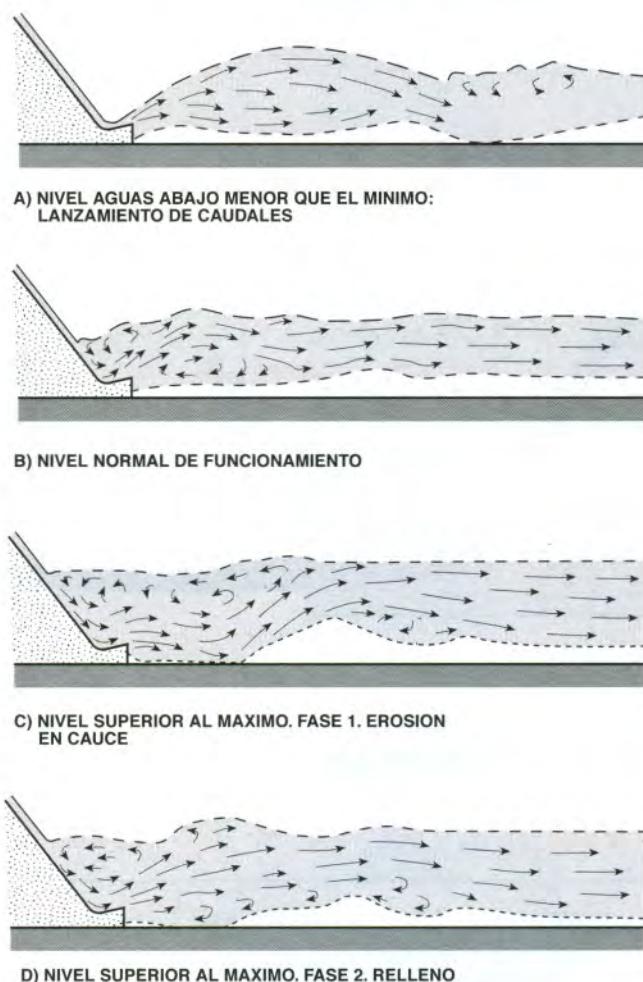


Fig. 28 INFLUENCIA DE LOS NIVELES AGUAS ABAJO

Como criterios de dimensionamiento, y con la nomenclatura de la figura 29, se citan los expresados por el USBR y los de Rajan y Rao.

El radio mínimo, el nivel mínimo admisible, el nivel máximo y el nivel para el que se produce lanzamiento, según USBR, son los que se muestran en las curvas de las figuras 30, 31, 32 y 33.

Rajan y Rao proponen la expresión que se cita para el valor del radio del cuenco. Asimismo recomiendan ángulo de salida de 30° si $F_r < 0,03$, ángulo de 45° para valores de F_r comprendidos entre 0,3 y 0,8 y ángulo entre 30° y 40° para valores de F_r mayores. El cuenco se posiciona de manera que los calados sobre el fondo del mismo sean 1,3 a 1,4 y_2 , siendo y_2 el calado conjugado del resalto hidráulico.

$$\frac{R}{E_1} = 8,26 \cdot 10^{-2} + 2,07 F_r + 14 F_r^2$$

$$F_r = q/\sqrt{g} E_1^{1.5}$$

Eq 8.1

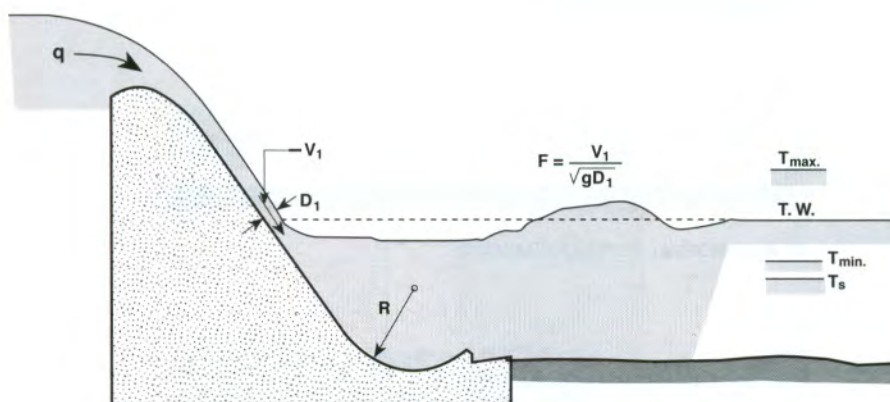


Fig. 29 CUENCO SEMICIRCULAR

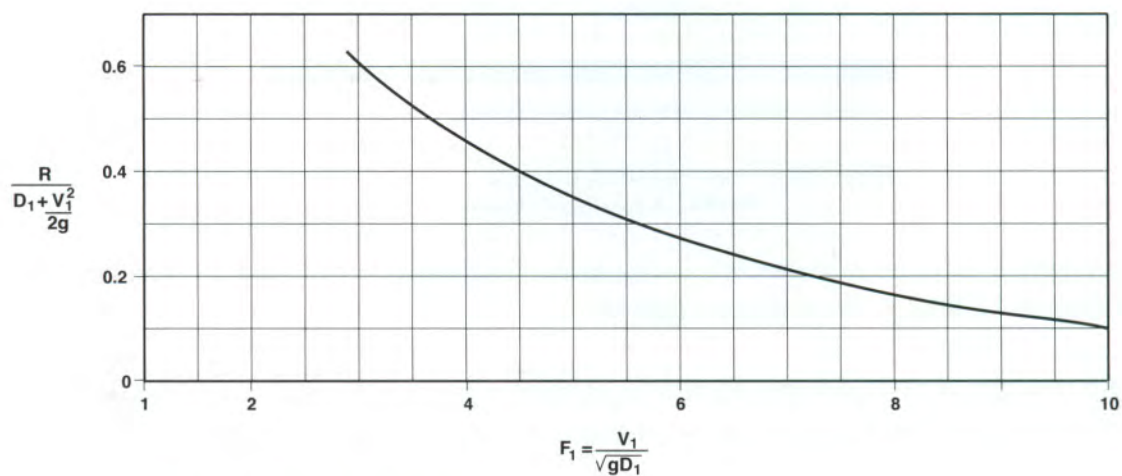


Fig. 30 RADIO MINIMO

Tal como anteriormente se ha señalado, un riesgo importante en este tipo de cuencos es la penetración de material sólido arrastrado al interior del mismo, que provoca daños por abrasión. Por ello debe evitarse el funcionamiento con aperturas de compuerta distintas, que dan lugar a disimetrías de flujo y aumentan de forma notable tales arrastres.

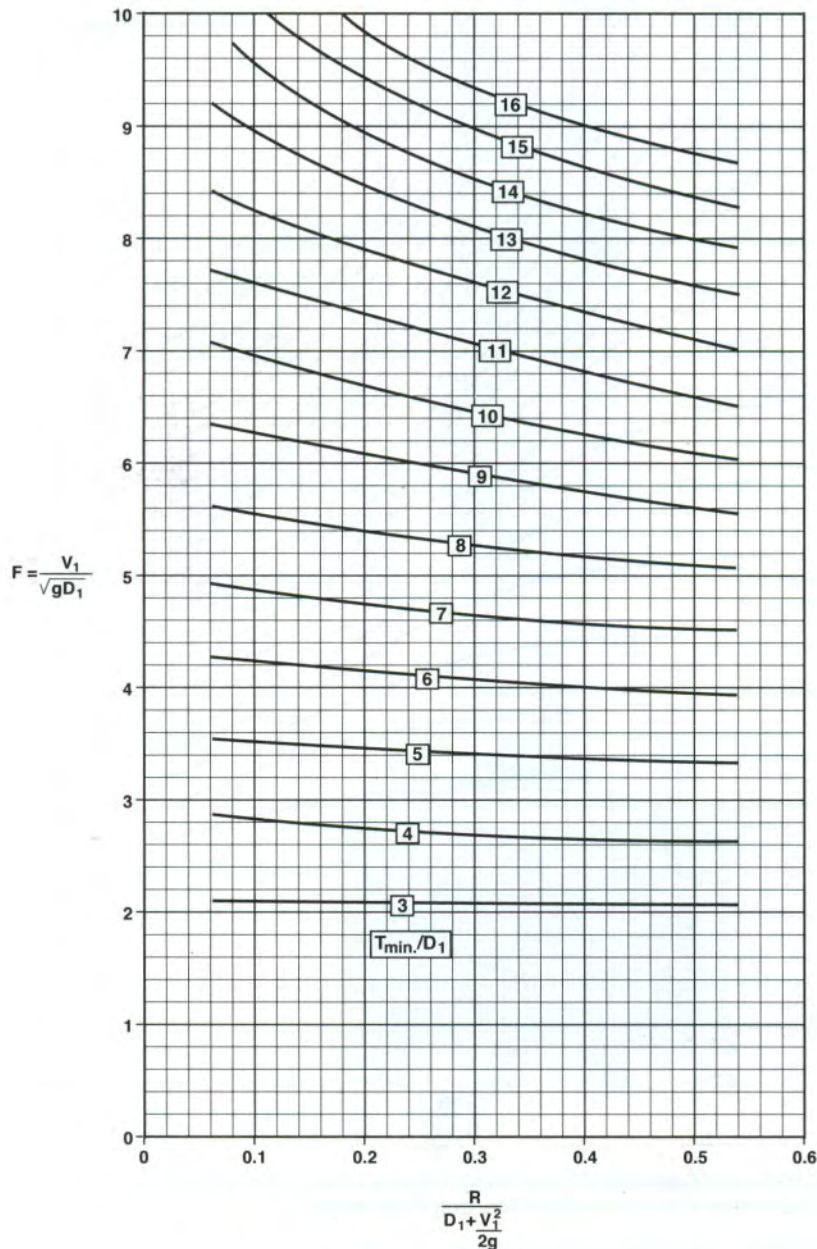


Fig. 31 NIVELES MINIMOS AGUAS ABAJO PARA FUNCIONAMIENTO NORMAL

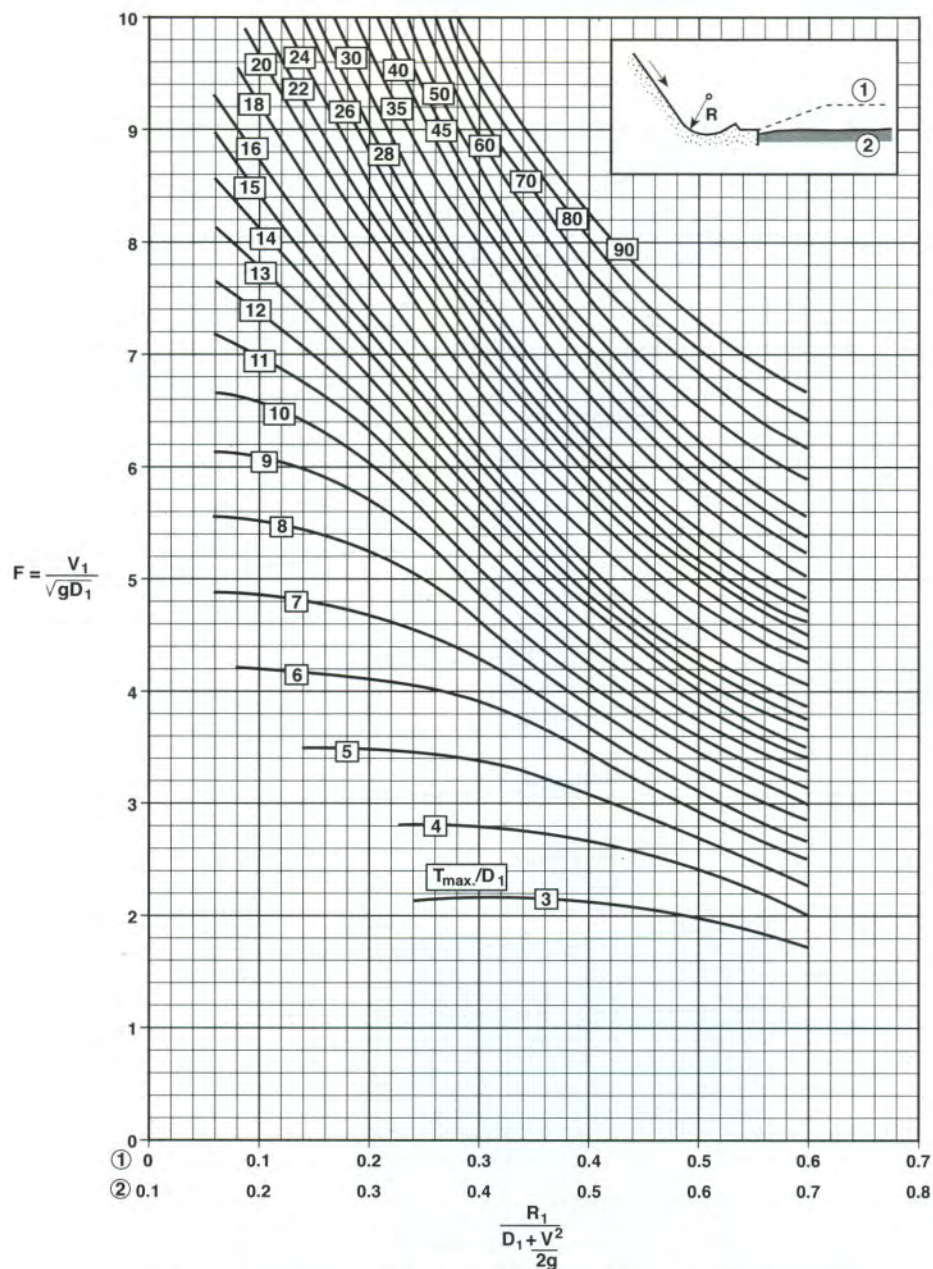


Fig. 32 NIVELES MAXIMOS AGUAS ABAJO PARA FUNCIONAMIENTO NORMAL

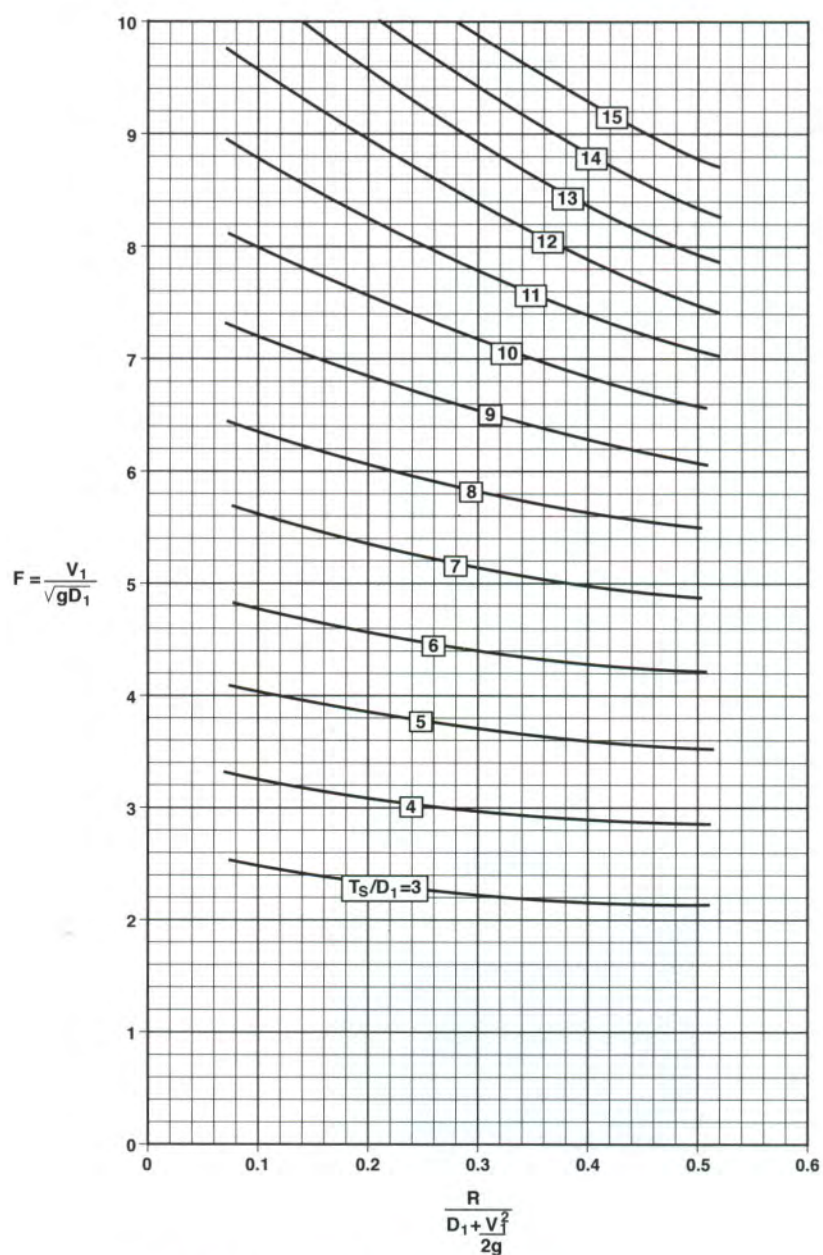


Fig. 33 NIVELES DE LANZAMIENTO

BIBLIOGRAFIA

- **Abdul Khader, M.H.; Elango, K.** Turbulent pressure field beneath a hydraulic jump, Journal of Hydraulic Research, vol 12, nº 4. 1974.
- **Akbari, M.E., Mittal, M.K., Pande, P.K.** Pressure fluctuations on the floor of free and forced hydraulic jumps. Int. Conference on Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures. Coventry, 1982.
- **Basco, D.R.; Adams, J.R.** Drag forces on baffle blocks in hydraulic jumps. XIV IAHR Congress, Paris, 1971
- **Camargo, S.** Macroturbulência de pressão em estruturas de dissipação de energia por ressalto hidráulico. LNEC, Lisboa, 1979.
- **Elevatorski, E. A.** Hydraulic energy dissipators. Mac Graw Hill, 1959.
- **Hager, W.H.** Energy dissipators and hydraulic jump. Kluwer Academic Publishers, 1992.
- **Hager, W.H.; Bremen, R.; Kawagoshi, N.** Classical hydraulic jump: length of the roller. Journal of Hydraulic Research, vol 28, nº 5, 1990.
- **Henderson, F.M.** Open Channel Flow. Mac Millan, 1966.
- **ICOLD.** Boletín nº 58. Aliviaderos, 1987.
- **Kawagoshi, N.; Hager, W.H.** B.Jump in sloping channel. Journal of Hydraulic Research, vol 28, nº 4. Journal of Hydraulic Research, vol 28, nº 4.
- **Oliveira Lemos.** Dissipação de energia. LNEC, Lisboa 1994.
- **Peterka, A.J.** Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators. USBR Engineering Monograph nº 25. 1964.
- **Ramos, C.** Macroturbulência dos escoamentos cruzados em estruturas de dissipação de energia. LNEC, Lisboa, 1978
- **Rand, W.-** Flow over a dentated sill in an open channel. ASCE, vol 92, HY5, 1966.
- **Rand, W.-** Flow over a vertical sill in an open channel. ASCE, vol 91, HY4, 1965.
- **Snell, E.F.A.-** Energy dissipation in stilling basins and roller buckets. 1994.
- **Seetharamaiah, V.; Rama Murthy, A.S.** Hydraulic jump stabilisation. Journal of Institution Engineers, vol 42, vol 44, 1961.
- **Toso, J.W., Bowers, C.E.-** Extreme pressures in hydraulic jump stilling basins. ASCE, vol 114, nº 8, 1988.
- **Vallarino, E.-** Tratado básico de presas. Colegio de Ingenieros de Caminos, 3ª edic. Madrid. 1995.
- **Ven Te Chow.** Open Channel Hydraulics. Mac Graw Hill, 1959.
- **Vischer, D.L., Hager, W.H.-** Energy dissipators. IAHR Manual nº9, Balkema, 1995

APENDICE. LONGITUD DE RESALTO. FORMULACION**Riegel, Beebe, (1917)**

$$L \approx 5 (y_2 - y_1) \quad A1.1$$

Safranez, (1927)

$$L = 5,2 y_2 \quad A1.2$$

Knapp, (1932)

$$L = \left(62,5 \frac{y_1}{E_1} + 11,3 \right) \left[\frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} - (E_1 - E_2) \right] \quad A1.3$$

Bakhmeteff, Matzke, (1932-33)

$$L = 5 (y_2 - y_1) \quad A1.4$$

Einwachter, (1933)

$$L = \left(15,2 + 0,241 \frac{y_2}{y_1} \right) \left[\left(\frac{y_2}{y_1} - 1 \right) - \frac{v_1^2 (y_2/y_1 - 1)}{(y_2/y_1)^2 g} \right] \quad A1.5$$

Smetana, (1934)

$$L \approx 6 (y_2 - y_1) \quad A1.6$$

Woycicki, (1934)

$$L = (y_2 - y_1) \left(8 + 0,05 \frac{y_2}{y_1} \right) \quad A1.7$$

Ludin, (1934)

$$L = y_2 \left(4,5 + \frac{v_1}{v_c} \right) \quad A1.8$$

Douma, (1934)

$$L = 3 y_2 \quad A1.9$$

Kinney, (1935)

$$L = 6,02 (y_2 - y_1) \quad A1.10$$

Chertusov, (1935)

$$L = 10,3 y_1 (F_1 - 1)^{0,81} \quad A1.11$$

Page, (1935)

$$L \approx 5,6 y_2 \quad A1.12$$

Aravin, (1935)

$$L \approx 5,4 (y_2 - y_1) \quad A1.13$$

Ivanchenko, (1936)

$$L = 10,6 (F_1^2)^{-0,185} (y_2 - y_1) \quad A1.14$$

Posey, (1941)

$$L = (4,5 \text{ a } 7) (y_2 - y_1) \quad A1.15$$

Wu, (1949)

$$L = 10 (y_2 - y_1) F_1^{-0,16} \quad A1.16$$

Elevatorski, (1959)

$$L = 6,9 (y_2 - y_1) \quad A1.17$$

Hager, (1990)

$$L_r = y_1 \left[-12 + 160 \operatorname{th} \left(\frac{F_1}{20} \right) \right] \quad \frac{y_1}{b} < 0,1 \quad A1.18$$

$$L_r = y_1 \left[-12 + 100 \operatorname{th} \left(\frac{F_1}{12,5} \right) \right] \quad 0,1 < \frac{y_1}{b} < 0,7 \quad A1.19$$

$$L_j = L_r = y_1 \left[220 \operatorname{th} \left(\frac{F_1 - 1}{22} \right) \right] \quad A1.20$$

ANEXO N° 6.

TRAMPOLINES

INDICE

	<u>Página</u>
1. INTRODUCCION	1
2. CLASIFICACIÓN	1
3. OBJETIVOS BÁSICOS	5
4. CARACTERÍSTICAS GENERALES. TRAMPOLINES SIMPLES	5
4.1. Alcance del lanzamiento	5
4.2. Expansión lateral de la lámina	8
4.3. Angulo de lanzamiento	9
4.4. Radio de acuerdo entre paramento y contrapendiente	9
4.5. Presiones sobre el trampolín	10
4.6. Caudal mínimo de lanzamiento	11
4.7. Zona de impacto de caudales	12
4.8. Dispersión de chorros, aireación	13
4.9. Erosión en el cauce	15
4.10. Cuencos preexcavados	18
4.11. Barras de sedimentación	19
5. LANZAMIENTOS SOBRE CORONACIÓN	20
6. DESAGÜES DE MEDIO FONDO Y FONDO	23
7. MODELOS REDUCIDOS	23
BIBLIOGRAFÍA	25
APENDICES	27
APENDICE A. ALIVIADERO DE LA PRESA DE ALDEADAVILA	29
APENDICE B. ALIVIADERO DE LA PRESA DE ALMENDRA	35

1. INTRODUCCION

Con la denominación “trampolines de lanzamiento” se designan los elementos de un tipo de aliviadero que provoca el lanzamiento de caudales hacia el cauce del río aguas abajo. Parte del recorrido de la lámina vertiente, por lo tanto, se realiza totalmente en el aire, lo que da lugar a una mayor o menor dispersión del chorro lanzado, dependiendo de su velocidad, dimensiones y longitud recorrida.

En esencia, este tipo de aliviaderos pretende evacuar los caudales lanzándolos a un punto suficientemente alejado de la presa de manera que las erosiones que previsiblemente se producirán no afecten a la seguridad y estabilidad de las estructuras construidas. La disipación de energía en el cauce se produce en el cuenco natural que los propios caudales lanzados van progresivamente formando, o bien dentro de un cuenco artificialmente excavado y dimensional para que en él tengan lugar dichos fenómenos de disipación.

La denominación “trampolines de lanzamiento” adolece de cierta imprecisión, ya que sirve tanto para denominar al conjunto completo del aliviadero como al elemento lanzador propiamente dicho. También suele designarse a dicho elemento como “deflector”, “boquilla de lanzamiento” o simplemente “lanzador”. El conjunto del aliviadero también recibe el nombre de “aliviadero en salto de esquí”, mucho más frecuente en las literaturas técnicas francesa e inglesa.

Aunque existen aliviaderos con trampolín de lanzamiento anteriores a 1940, el gran impulsor de la idea fue André Coyne, que utilizó por primera vez este esquema en la presa de Marèges, 1935, y posteriormente en Saint-Etienne, L'Aigle, Chastang y Bort les Orgues. Su utilización se generaliza en la década de los 50 y pasa a ser, posteriormente, el tipo más utilizado. Ello posiblemente fue debido, por una parte, a los problemas de anómalos funcionamientos de los cuencos amortiguadores mediante resalto hidráulico para grandes caudales y velocidades y, por otra, a razones de economía al eliminar el costo de dicho cuenco amortiguador necesario para la disipación de energía.

2. CLASIFICACIÓN

Las características de este tipo de aliviaderos son muy variables, ya que se adaptan perfectamente a la topografía del emplazamiento de la presa y al caudal a evacuar, y presentando una gran diversidad en cuanto a forma y dimensiones. Se pueden establecer diferentes criterios de clasificación, entre los que los más empleados son los que se citan a continuación:

- Posición en relación con la presa,
 - Aliviaderos independientes de la presa, fig 1, 2.
 - Con canal de conducción único.
 - Con varios canales en la misma ladera.
 - Con canales de conducción sobre las dos laderas.

- Aliviaderos sobre la propia presa:
 - Aliviaderos de superficie.
 - Con conducción sobre paramento de presa, fig 3, 5.
 - Lanzamientos directos sobre coronación, fig 4.
 - Desagües de medio fondo, fig 2, 5.
 - Orificios independientes.
 - Orificios múltiples interrelacionados.
 - Desagües de fondo con trampolín lanzador.
- Dimensiones relativas del lanzador,
 - Trampolines estrechos o boquillas de lanzamiento, predominando la dimensión vertical, fig 2.
 - Trampolines anchos o deflectores, predominando la anchura, generalmente mucho mayor que el calado, fig 1.
- Forma del lanzador,
- Trampolines simples, de sección transversal prácticamente uniforme, fig 1.
- Trampolines complejos, de geometría variable, fig 3.
- Caudales evacuados:
 - Trampolines para caudales pequeños y medios, generalmente inferiores a $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$.
 - Trampolines para caudales muy elevados.

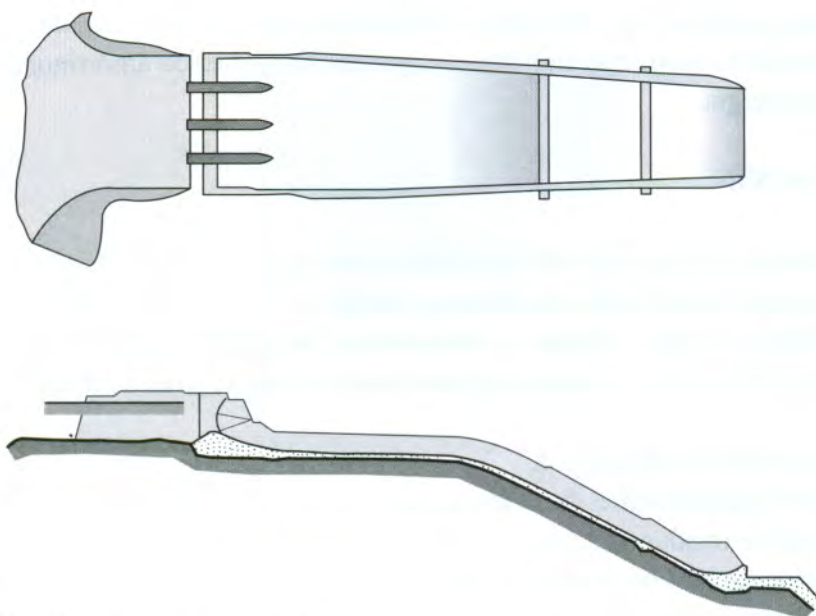


Fig. 1 PRESA COLBURN

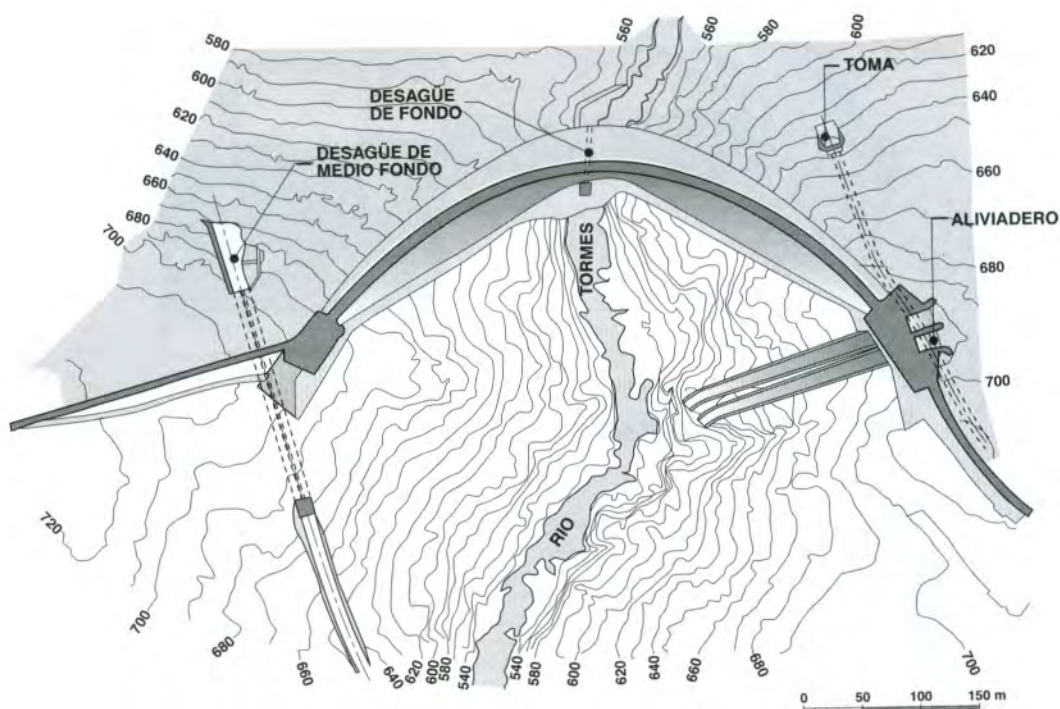


Fig. 2 PRESA DE ALMENDRA

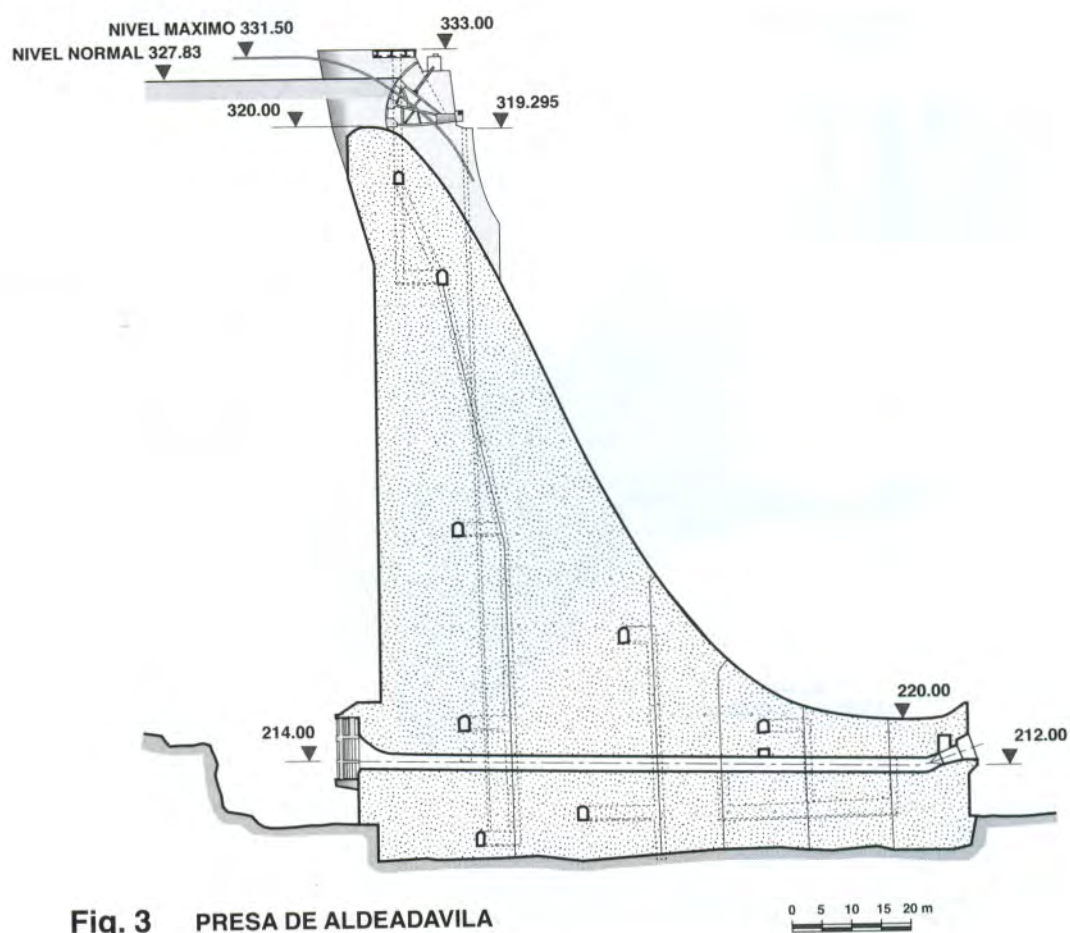


Fig. 3 PRESA DE ALDEAVILA

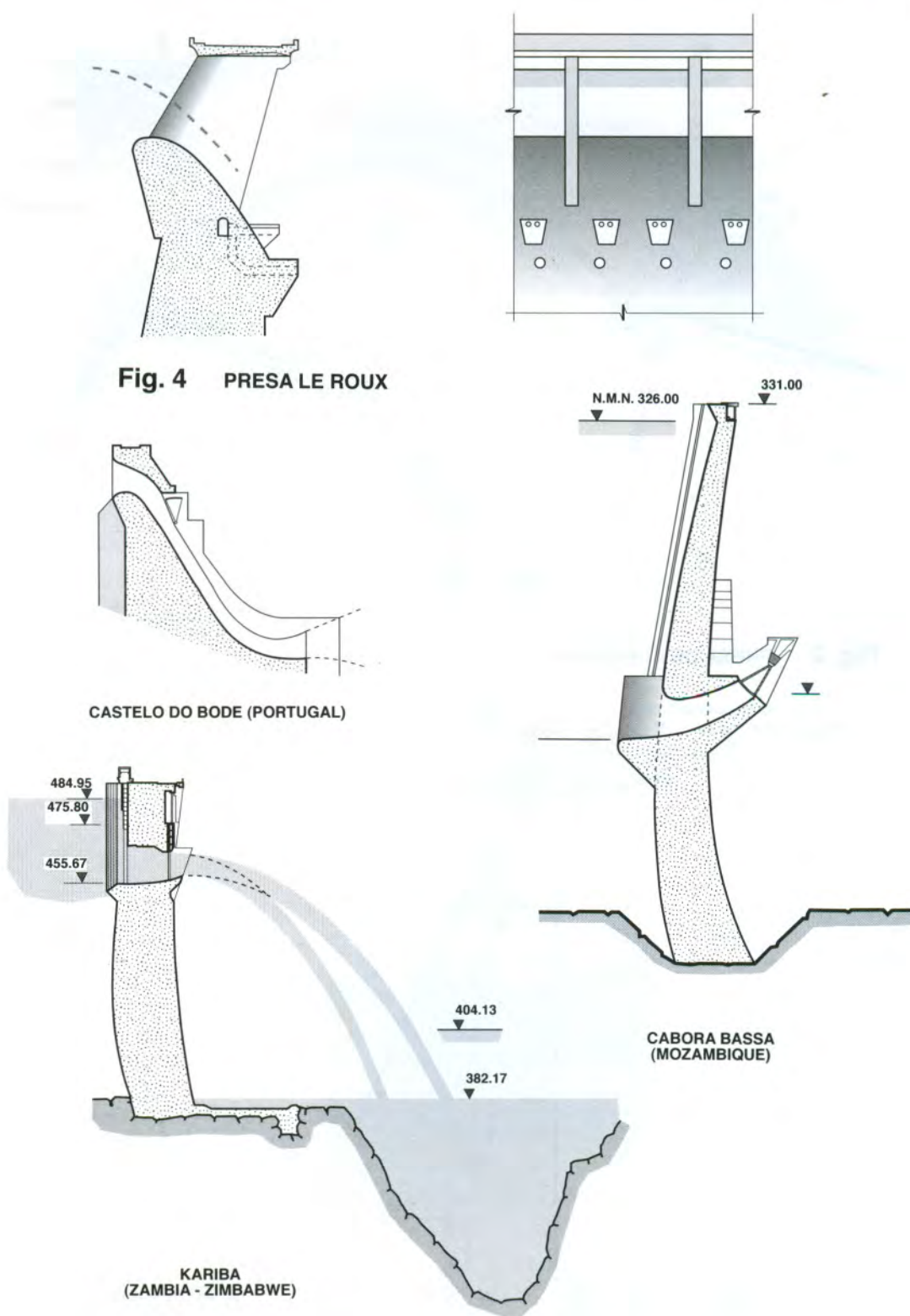


Fig. 5 PRESAS CASTELO DO BODE, KARIBA, CABORA BASSA

3. OBJETIVOS BÁSICOS

Los primeros trampolines de lanzamiento respondían, tal como se ha dicho, al interés económico que se deriva de no necesitar una estructura especialmente diseñada para realizar dentro de ella la disipación de energía y permitir que sean los propios caudales evacuados los que, al erosionar el cauce, construyan su propio cuenco amortiguador. Tal erosión debería producirse suficientemente aguas abajo de la presa para no afectar a su seguridad ni a la de las obras anejas y, además, habría de ser controlable, mínima y no regresiva.

Los objetivos que actualmente se persiguen son esencialmente los mismos, si bien, en algunos casos, se excava el cuenco amortiguador para disipación de energía con objeto de evitar erosiones posteriores incontroladas o en zonas no deseadas. Tales objetivos pueden esquematizarse en el lanzamiento de caudales a la zona óptima dentro del cauce para conseguir la minimización de las erosiones que se produzcan y, en todo caso, su control para que no den lugar a daños en estructuras anejas e interfieran lo menos posible en el funcionamiento de otras instalaciones. Ello conlleva,

- Lanzamiento a la zona óptima del cauce:
 - Elección de la zona de impacto que pueda responder mejor frente a erosión, generalmente centrada en el cauce.
 - Alejamiento suficiente del pie de las estructuras, frecuentemente relacionado con el alcance máximo.
 - Evitar impactos sobre laderas, tanto de los chorros principales como de las posibles corrientes secundarias.
 - Impedir erosiones regresivas.
- Mejorar la disipación de energía:
 - Adecuado ángulo de impacto sobre cauce.
 - Lanzamiento en la dirección más conveniente, generalmente próxima a la marcada por el eje del río.
 - Aumentar la zona de impacto, evitando concentraciones de caudal.
 - Favorecer la disipación de energía en el aire, y para ello,
 - Empleo de trayectorias largas.
 - Utilización de láminas delgadas.
 - Láminas bien ventiladas y aireadas.
 - Empleo de choque entre láminas.

4. CARACTERÍSTICAS GENERALES. TRAMPOLINES SIMPLES

4.1. Alcance del lanzamiento

Para el cálculo aproximado del alcance de los chorros puede hacerse uso de las ecuaciones de movimiento parabólico, aunque tales ecuaciones no tienen en cuenta ni el emulsiona-

miento de la lámina ni su frenado en el aire en el caso de láminas delgadas, y su aplicabilidad es reducida si se producen choques entre láminas.

Llamando, fig 6,

α = Ángulo de lanzamiento sobre la horizontal.

v = Velocidad del chorro lanzado, en la dirección del lanzamiento.

d_0 = Altura de agua en el trampolín.

h = Altura del trampolín sobre cauce.

z = Coordenada vertical, medida sobre la arista de lanzamiento.

x = Coordenada horizontal, medida desde el punto de lanzamiento.

y_t = Calado en el punto más bajo del trampolín.

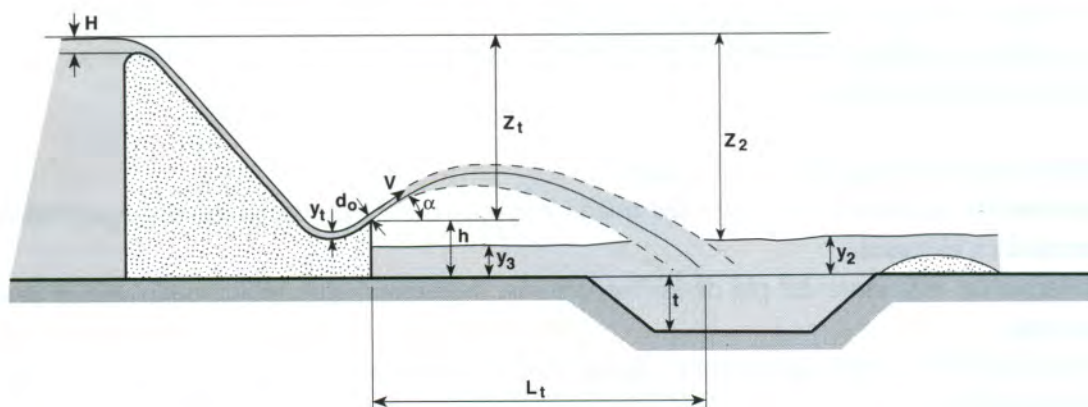


Fig. 6 NOTACION

La ecuación de la trayectoria parabólica teórica es:

$$z = h + x \operatorname{tg} \alpha - \frac{g x^2}{2 v^2 \cos^2 \alpha} \quad 4.1.1.$$

o bien:

$$z = h + x \operatorname{tg} \alpha - (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha) \frac{g x^2}{2 v^2} \quad 4.1.2.$$

Haciendo $z = 0$ en la ecuación anterior se obtiene la distancia desde el punto de lanzamiento al de impacto, dado por la ecuación:

$$(1 + \operatorname{tg}^2 \alpha) L_t^2 - \frac{2v^2}{g} (\operatorname{tg} \alpha) L_t - \frac{2 v^2 h}{g} = 0 \quad 4.1.3.$$

La ecuación anterior puede adimensionalizarse, llamando:

$$H_t = \frac{v^2}{2g} \quad 4.1.4.$$

con lo que el alcance del chorro resulta, operando:

$$L_t = 2 \operatorname{sen} 2\alpha \left(1 + \sqrt{1 + \frac{h}{H_t \operatorname{sen}^2 \alpha}} \right) \quad 4.1.5.$$

Las desviaciones de los valores experimentales frente a la anterior expresión teórica son mínimas si $v^2/2gd_0 < 10$. No obstante, la dispersión del chorro en el aire provoca una pérdida de energía que da como resultado un alcance menor del deducido mediante la expresión 4.1.5. Para tener en cuenta el efecto de dispersión algunos autores recomiendan aplicar un coeficiente reductor C_v a la velocidad del chorro, con valor medio $C_v = 0,85$, sustituyendo el valor v en las fórmulas anteriores por la expresión $C_v v$.

Gunko y Taraimovich deducen experimentalmente la expresión siguiente para el efecto de la dispersión sobre el alcance del chorro,

$$L_j = L_t \exp (- 0,12 (F_t - F_{\min})) \quad 4.1.6.$$

donde,

$$F_t^2 = \frac{v^2}{gd_0} \quad 4.1.7.$$

L_j = Alcance real de la lámina.

L_t = Alcance teórico.

y el valor de $F_{\min}$ es 5,5 según los resultados de Gulko, mientras que Taraimovich recomienda el valor $F_{\min} = 7$.

Debe tenerse en cuenta que el ángulo de lanzamiento puede ser distinto de la contrapendiente del lanzador si el radio del acuerdo circular es pequeño. Orlov deduce la relación que se muestra en la figura 7 entre el ángulo de lanzamiento, el ángulo del acuerdo circular, el calado en el trampolín y el radio del acuerdo.

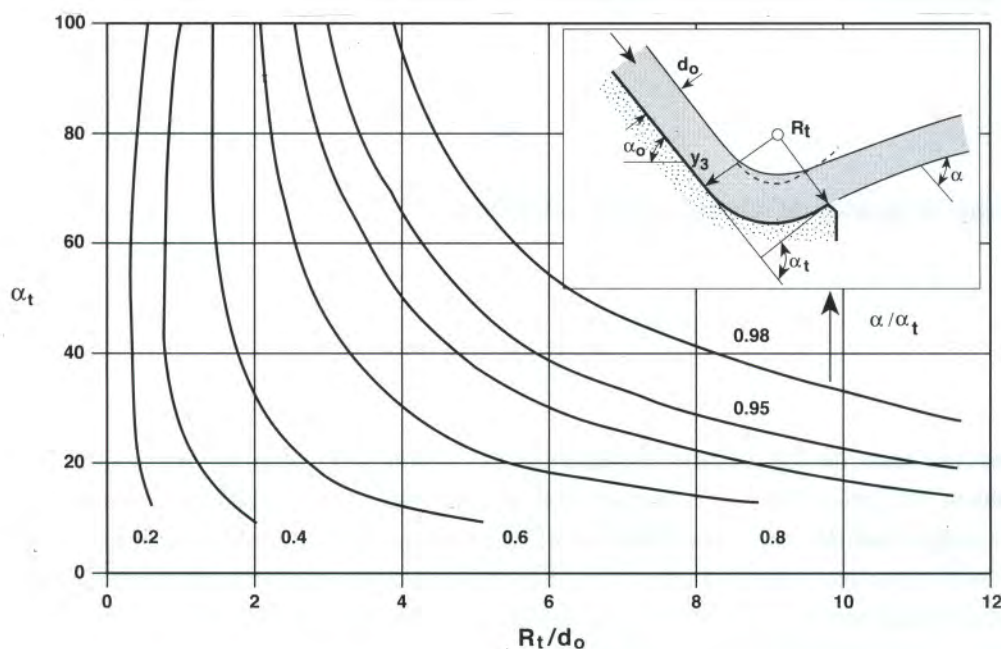


Fig. 7 ANGULO DE LANZAMIENTO. ORLOV

4.2. Expansión lateral de la lámina

La lámina lanzada tiende a expandirse lateralmente durante su recorrido en el aire, lo que puede resultar un inconveniente en valles muy estrechos o en presencia de otras estructuras. Para corregir este efecto puede recurrirse a una ligera contracción lateral de los cajeros, del orden de 5°, o al diseño de trampolines de lanzamiento complejos estudiados en modelo reducido.

Hager, basándose en resultados de Gulko, propone la expresión siguiente, fig 6:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{1,05 \sqrt{y_t / z_t}}{\operatorname{th} (6\bar{q}^{1/3})} ; \bar{q} = \frac{q}{\sqrt{g} L_s^3} \quad 4.2.1.$$

donde,

β = Ángulo formado por la dirección de la lámina lateral con respecto a la dirección del eje de lanzamiento.

z_t = Altura total del lanzamiento, diferencia entre cota de embalse y cota del trampolín.

L_s = Longitud del vertedero.

q = Caudal unitario, m^2/s .

y_t = Calado en la sección más baja del trampolín.

4.3. Angulo de lanzamiento

Una determinada zona de impacto, a menor distancia que la de alcance máximo, puede conseguirse con dos contrapendientes diferentes, deducidas de la ecuación 4.1.3., sustituyendo L_t por el valor del alcance que se considere. En la elección de la contrapendiente a emplear debe tenerse en cuenta que:

- El empleo de una contrapendiente fuerte obliga a disminuir el radio del acuerdo circular entre el canal de conducción y el trampolín propiamente dicho. Radios muy pequeños producen separaciones de flujo en la parte inferior del trampolín y pueden no ser admisibles si llegan a provocar cavitaciones, o si el funcionamiento del trampolín es notablemente irregular.
- Contrapendientes fuertes conducen a láminas cuya incidencia en la zona de impacto se aproxima a la vertical. Ello aumenta presiones, y fluctuaciones de presión sobre fondo, y como consecuencia las erosiones que se producen.
- Por el contrario, ángulos de lanzamiento muy pequeños y a escasa altura sobre el cauce dan lugar a corrientes de alta velocidad moviéndose en superficie que llegan a impactar contra laderas dando lugar a erosiones. Las altas velocidades superficiales pueden propagarse a gran distancia aguas abajo.

En general, se tiende a utilizar ángulos de contrapendiente menores de 45° , siendo frecuentes los comprendidos entre 15° y 40° . Los valores más usuales se sitúan entre 30° y 35° .

4.4. Radio de acuerdo entre paramento y contrapendiente

Un radio de acuerdo pequeño entre paramento y contrapendiente reduce la longitud del trampolín y, en consecuencia, su costo. Sin embargo, una reducción excesiva del radio del acuerdo provoca separaciones de flujo en la parte baja del trampolín, que pueden dar lugar a inestabilidad en el lanzamiento, vibraciones y depresiones, tal como se ha mencionado en el apartado anterior.

Diferentes investigadores proponen distintas formulaciones para acotar el valor mínimo de dicho radio. Ven Te Chow sugiere la expresión siguiente, traducida a unidades métricas:

$$\log R_1 \geq \frac{v_t - 4,5z - 5,2}{3,6z + 19,5} \quad 4.4.1.$$

en donde,

v_t = velocidad en el trampolín.

R_1 = Radio del acuerdo circular.

Mason sugiere valores

$$R_1 \geq 5y_t \quad 4.4.2.$$

comparables con los mencionados por Peterka para el acuerdo en cuencos amortiguadores, para el que señala el valor mínimo $4y_t$.

Varshney y Bajaj basándose en el funcionamiento de diferentes geometrías utilizadas en la India, proponen:

$$R_1 \geq 17(\sqrt{F_t} - 2) y_t \quad ; \quad F_t = \frac{q}{\sqrt{g y_t^3}} \quad 4.4.3.$$

4.5. Presiones sobre el trampolín

La presión sobre la parte baja del trampolín puede obtenerse como suma de la presión hidrostática y la dinámica generada por la curvatura de la superficie. En la hipótesis de líneas de corriente concéntricas con el radio del trampolín, puede escribirse:

$$\frac{P_t}{\gamma} = \left(1 + \frac{k}{R_1} F_t^2 \right) y_t \quad 4.5.1.$$

en donde k es un coeficiente corrector, cuyo valor, determinado experimentalmente, se aproxima a 1,03.

Henderson considera que para valores del radio del acuerdo $R_1 > 6 y_t$, la superficie libre es aproximadamente circular y las presiones pueden calcularse de forma suficientemente aproximada mediante la expresión anterior, 4.5.1., con coeficiente $k = 1$. El punto de máxima presión se sitúa ligeramente aguas arriba de la tangencia horizontal.

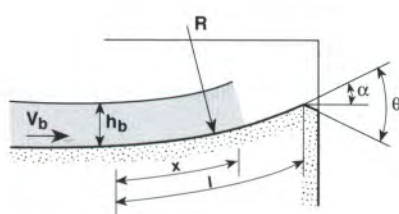
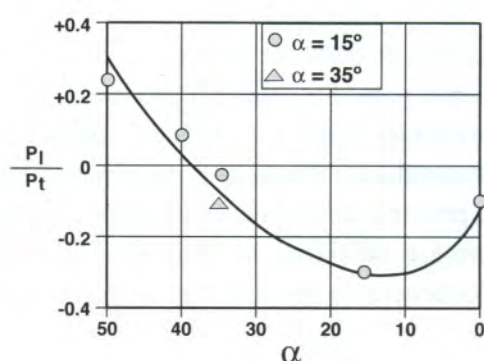
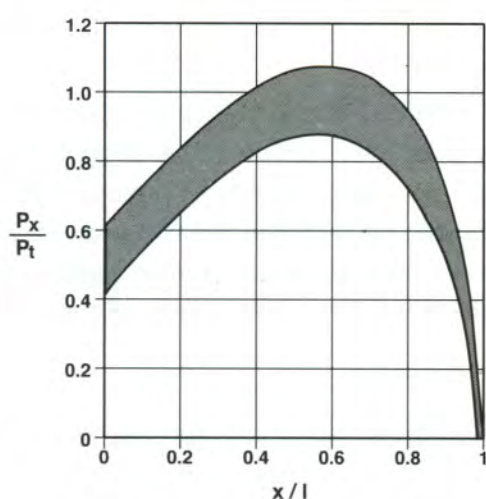
Resulta interesante, asimismo, conocer la variación de presiones a lo largo del trampolín hasta su arista de lanzamiento. Mason adapta las curvas propuestas por Peterka y WES, con los resultados que se muestran en la fig 8, en donde:

P_t = Presión máxima, según eq. 4.5.1.

P_x = Presión a la distancia x del punto de tangencia horizontal.

P_l = Presión sobre la arista de lanzamiento.

θ = Ángulo en la arista de lanzamiento.



P_t = PRESION TEORICA MAXIMA
 P_x = PRESION A DISTANCIA x
 P_l = PRESION EN ARISTA DE SALIDA
 x = DISTANCIA A PUNTO DE TANGENCIA INFERIOR
 l = LONGITUD TOTAL DEL LANZADOR

Fig. 8 PRESIONES SOBRE EL TRAMPOLIN

4.6. Caudal mínimo de lanzamiento

En trampolines de forma simple, con contrapendiente de valor constante en toda la anchura, el talud de vertido, el radio de acuerdo y la propia contrapendiente forman un pequeño cuenco que, para bajos caudales, provoca la aparición de un resalto hidráulico dentro del trampolín. Al aumentar el caudal se barre tal resalto y comienza el lanzamiento de caudales.

En algunos casos se ha utilizado esta característica para diseñar cuencos mixtos en cauces erosionables. Los pequeños caudales de avenida disipan su energía en el resalto formado

dentro del trampolín, y se vierten al cauce protegido en la zona próxima. Los caudales altos son lanzados aguas abajo, lejos del pie del trampolín, permitiendo la erosión del cauce en esta zona alejada. El ajuste de caudales a los valores convenientes se consigue mediante elevación de la arista de salida y cambio en la contrapendiente.

En otros casos, la posición del trampolín con respecto al cauce se ajusta en relación con los niveles aguas abajo para cada caudal, de manera que se produzca una disipación de energía dentro del cuenco cilíndrico formado por el trampolín y forzado por dichos niveles, para pequeños caudales, y permitiendo el lanzamiento para los valores superiores al barrer el resalto. Ello sólo es posible si se conoce con precisión la curva clave del río que relaciona los caudales con los niveles correspondientes.

En la mayor parte de los casos, sin embargo, el principal interés radica en disminuir los caudales para los que se produce el resalto y conseguir rápidamente el régimen de lanzamiento. Para ello pueden emplearse trampolines de geometría compleja, con una contrapendiente diseñada para la parte central del mismo y reducida, del orden de 5° , en la zona próxima a los cajeros laterales. Esta disposición, en trampolines no muy anchos, tiene la ventaja adicional de aumentar la longitud de la zona de impacto y disminuir, en consecuencia, la profundidad de las erosiones.

Los caudales del resalto caen directamente al cauce al pie del trampolín, por lo que será necesario proteger adecuadamente el terreno en dicha zona, bien mediante escollera de tamaño suficiente para evitar la erosión, o mediante losa de hormigón rígida. Para definir el tipo de protección más conveniente habrá de tenerse en cuenta la calidad de la roca subyacente, la energía total del impacto de estos caudales, el valor de dicho caudal y la frecuencia con que pueden aparecer estas situaciones de vertido. En ocasiones, el establecimiento de normas de explotación convenientes es suficiente para minimizar los efectos negativos de este tipo de funcionamiento.

4.7. Zona de impacto de caudales

La práctica totalidad de aliviaderos en salto de esquí utilizan el propio cauce del río como zona a la que se deben dirigir los impactos de los chorros lanzados y, fundamentalmente, la zona central de dicho cauce. Los lanzamientos contra laderas presentan el peligro de desmoronamiento de éstas por erosión de su pie, dando lugar a barras de sedimentos aguas abajo de dimensiones mucho mayores.

En cauces anchos puede conseguirse con relativa facilidad evitar que los chorros lanzados incidan directamente contra la ladera. Por el contrario, en cauces estrechos puede ser necesario ajustar mucho más las láminas vertientes, llegando al empleo de trampolines de dispersión vertical, en los que predomina la dimensión calado sobre la anchura.

Resulta también conveniente orientar los lanzamientos en la dirección del eje del río. En boquillas de lanzamiento estrechas puede conseguirse una reorientación parcial de la dirección del lanzamiento curvando la boquilla en planta, a costa de aumentar los calados sobre el cajero exterior.

Un fenómeno importante que debe ser tenido en cuenta es la aparición corrientes secundarias de retorno en el cauce. La determinación y características de las mismas resulta difícil de abordar mediante planteamientos teóricos, debiendo recurrir al estudio en modelo reducido. Tal estudio permitirá conocer las zonas de cauce o las estructuras que necesitan ser protegidas frente a una eventual acción erosiva de dichas corrientes secundarias.

4.8. Dispersión de chorros, aireación

Aumentar el recorrido de los caudales en el aire significa aumentar la disipación de energía antes del impacto sobre cauce. Por una parte se frena la lámina por rozamiento con el aire, mientras que por otra se favorece el emulsionamiento y la rotura de la propia lámina lanzada. El aumento de longitud de la trayectoria se obtiene mediante el adecuado dimensionamiento de la contrapendiente de lanzamiento y elevando el trampolín sobre la cota de cauce, que simultáneamente evita que los niveles alcanzados en éste al aumentar el caudal puedan convertir el lanzamiento libre en uno sumergido, cuya mecánica de disipación de energía es diferente y, en algunos casos, inconveniente.

Se puede aumentar la dispersión y disminuir el espesor de lámina mediante el empleo de trampolines complejos, incluso acompañados de dientes dentro del propio trampolín, que alargan el desarrollo de la lámina en anchura. Puede no ser conveniente este aumento de anchura de la zona de impacto debido a la proximidad de laderas, en cuyo caso se deberá recurrir a la dispersión del chorro en sentido vertical. En general, el dimensionamiento final exige el estudio en modelo reducido y el ajuste de los distintos parámetros en juego.

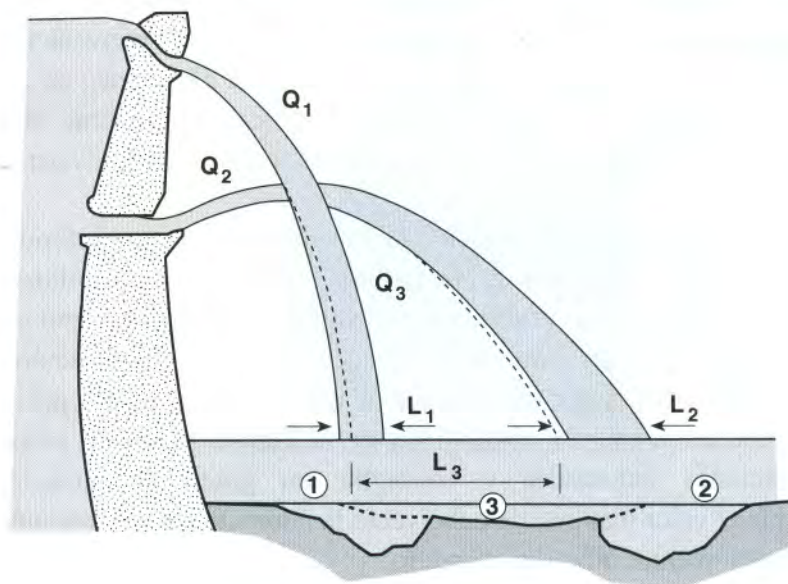
Otro aspecto a considerar es la aireación de la lámina por su cara inferior. La falta de aireación puede originar vibración de la lámina e incluso la posibilidad de aparición de cavitaciones. En general, será suficiente con situar los trampolines por encima del máximo nivel que puedan las aguas alcanzar en el cauce, con lo que la aireación de la lámina tiene lugar desde los laterales y por debajo de la misma. En lanzamientos próximos a coronación puede ser preciso romper la continuidad de la lámina mediante pilas intermedias para evitar vibraciones indeseadas y conseguir un grado de aireación suficiente. Es recomendable el valor máximo de ocho veces la altura de lámina, con un máximo de 15 m, para la separación entre pilas de aliviadero.

También, en lanzamientos próximos a coronación, se han empleado dientes para aumentar la dispersión de la lámina lanzada, fig 4. En algunos casos podrá ser necesario asegurar una buena aireación de las caras aguas abajo de los dientes o trampolines mediante la construcción de conductos de aireación apropiados.

La aireación de la cara inferior de la lámina vertiente en contacto con el canal de conducción suele ser necesaria en aliviaderos de grandes caudales o grandes alturas, para prevenir el riesgo de aparición de cavitaciones.

Puede conseguirse una disipación adicional de energía mediante choque de las láminas en el aire, que produce un aumento de la dispersión del caudal evacuado, pérdidas de energía en el choque y mejora el reparto sobre la zona de impacto con la consiguiente reducción de la erosión. Pueden distinguirse dos casos: choque de láminas a aproximadamente igual altura o choque entre una lámina superior y otra inferior.

El choque entre una lámina superior y otra inferior, fig 9, fue estudiado por Lencastre para el caso de una lámina evacuada por vertedero sobre coronación y chorro inferior procedente de un desagüe intermedio, deduciendo una considerable reducción del cuenco necesario para un caudal dado o, en otra forma, con posibilidad de aumentar el caudal vertido sobre un cuenco de amortiguación de dimensiones dadas, debido al fuerte aumento de la disipación de energía por choque. La particularización de las características de los dispositivos evacuadores y la optimización del reparto de caudales debe conseguirse mediante estudio en modelo reducido. Un funcionamiento correcto del esquema puede requerir una determinada combinación de caudales a evacuar por cada uno de los dispositivos lo que obligará a disponer de los medios de bloqueo adecuados para obtenerlo, o a analizar el funcionamiento independiente en ausencia de interacción entre chorros y proyectarlos como aliviaderos independientes si no puede garantizarse el cumplimiento de las condiciones exigidas para el funcionamiento conjunto.



- ① EROSION CON VERTIDO UNICO SOBRE CORONACION
- ② EROSION CON VERTIDO UNICO POR DESAGÜE INTERMEDIO
- ③ EROSION CON INTERACCION ENTRE AMBOS VERTIDOS

Fig. 9 INTERACCION ENTRE CHORROS, LENCASTRE

Los choques laterales a aproximadamente igual altura producen pérdidas de energía y, simultáneamente, contribuyen a conseguir una mayor dispersión de los caudales y la extensión de la zona de impacto. La mejor disposición teórica de los chorros es el choque frontal entre ellos sobre el eje del cauce, para lo que podría construirse un trampolín de lanzamiento en cada ladera. Sin embargo, tal disposición necesita contar con una cerrada relativamente estrecha, para que el choque entre láminas tenga lugar, y tiene unas exigencias de simetría altas para evitar que irregularidades de funcionamiento pueden dar lugar a que parte del caudal no choque con el correspondiente del lanzador opuesto, sino que llegue a impactar sobre la ladera con riesgo de erosiones importantes.

En otros casos, la elección de contrapendientes diferentes para trampolines distintos de un mismo aliviadero, junto con el choque entre las láminas lanzadas por cada uno de ellos, dan lugar a un mejor reparto de los caudales vertientes sobre la zona de impacto y a una disminución considerable de la erosión.

Un problema que se presenta muy frecuentemente en este tipo de aliviaderos es el arrastre de partículas de agua en suspensión por las corrientes de aire, lo que se traduce en una lluvia intensa en las zonas próximas al trampolín cuando funciona el aliviadero. Este efecto puede producir arrastres superficiales en las laderas, incidir sobre el aislamiento de líneas eléctricas próximas o sobre el tráfico de vías de comunicación inmediatas, por lo que habrán de tomarse las medidas correctoras oportunas en cada caso.

4.9. Erosión en el cauce

La profundidad del cuenco de erosión producido por el lanzamiento de caudales ha sido estudiada en modelo reducido y contrastada con resultados de prototipo por distintos investigadores. Las expresiones más conocidas, en unidades métricas, se relacionan en la tabla siguiente, con la notación de la figura 6.

NOMBRE	EXPRESION	OBSERVACIONES
Chian Min Wu (4.9.1.)	$t + y_2 = 1,18 \, q^{0,51} z_2^{0,235}$	
Damle (4.9.2.)	$t + y_2 = 0,55 \, q^{0,5} z_2^{0,5}$	
Jaeger (4.9.3.)	$t + y_2 = 0,6 \, q^{0,50} z_2^{0,25} (y^2/d_{90})$	

NOMBRE	EXPRESION	OBSERVACIONES
Kotoulas (4.9.4.)	$t + y_2 = 0,78 \frac{1}{d_{90}^{0,4}} q^{0,7} z_2^{0,35}$	
Lopardo (4.9.5.)	$t + y_2 = 2,5 \sqrt{\frac{q}{gh}}$	
Machado - A (4.9.6.)	$t + y_2 = 1,35 \frac{C_v^{0,5}}{d_{90}^{0,0645}} q^{0,5} z_2^{0,3145}$	d_{90} en m C_v Coeficiente de aireación
Machado - B (4.9.7.)	$t + y_2 = 2,98 q^{0,5} z_2^{0,25}$	
Martins - A (4.9.8.)	$t = 0,14 N + 0,7 y_2 - \frac{0,73 y_2^2}{N}$	$N = \left(\frac{Q^3 z_2^{3/2}}{d^2} \right)^{1/7}$
Martins - B (4.9.9.)	$t + y_2 = 1,5 q^{0,6} z_1^{0,1}$	
Mason - I (4.9.10.)	$t + y_2 = k_1 \frac{q^a z_2^b y_2^{0,15}}{g^{0,30} d_m^{0,10}}$	$k_1 = 6,42 - 3,10 z_2^{0,10}$ $a = 0,6 - z_2/300$ $b = 0,15 - z_2/200$ d_m = Tamaño medio del sedimento del lecho = 0,25 m a falta de datos
Mason - II (4.9.11.)	$t + y_2 = 3,39 \frac{q^{0,60} (1 + \beta)^{0,30} y_2^{0,16}}{g^{0,30} d_m^{0,10}}$	β = Cociente volumétrico aire/agua d_m = Tamaño medio de sedimentos del lecho = 0,25 a falta de datos v = Velocidad de impacto v_e = Vel. mínima de arrastre de aire = 1,1 m/s b = Espesor del chorro en el impacto
	$\beta = 0,13 (1 - v_e / v) (z_2/b)^{0,446} \quad (\text{Ervine})$	

NOMBRE	EXPRESION	OBSERVACIONES
Mikhalev (4.9.12.)	$t + y_2 = \frac{1,804 \, q \, \text{sen } \alpha}{(1 - 0,215 \, \cot \alpha)} \left(\frac{1}{d_{90}^{0,33} y_2^{0,50}} - \frac{1,126}{z_2} \right)$	
Mpiri (4.9.13.)	$t + y_2 = 0,355 \left(\frac{z_3 + y_2}{g \, d_{50}^2} \right)^{0,25} q^{0,5} z_2^{0,5}$	
Rubinstein (4.9.14.)	$\frac{t}{y_2} = 3,7 \, \epsilon \left(\phi \frac{(z_2 + y_2)}{D} \right)^{3/4} \times$ $\times \frac{1}{Fr_b^{2,4}} \left[\phi^2 \frac{z_1}{y_2} - (1 - \phi^2) \right]^{4/3}$	$\epsilon =$ Coef. pérdidas de carga; $\epsilon \approx 0,8$
Taraimovitch (4.9.15.)	$t + y_2 = 0,633 \, q^{0,67} z_2^{0,25}$	
Tschopp-Bisaz (4.9.16.)	$t + y_2 = 2,756 \, q^{0,5} z_2^{0,25} - 7,125 \, d_{90}$	
Veronese (4.9.17.)	$t + y_2 = 1,9 \, q^{0,54} z_2^{0,225}$	

Generalmente se considera que las dimensiones del pozo de erosión final sólo dependen de factores activos tales como la altura del lanzamiento, que condiciona la velocidad del chorro, el caudal unitario, la desintegración de la lámina lanzada o su aireación, y los niveles en cauce en la zona del impacto. Factores pasivos como el tipo de roca en cauce o los tamaños del material de lecho no suelen ser tenidos en cuenta, al considerar que afectan fundamentalmente al tiempo necesario para el desarrollo completo de la erosión, pero no a los valores finales que se alcancen.

Las distintas formulaciones propuestas se basan en resultados obtenidos en modelo y, en algunos casos, comparaciones con valores de prototipo. Yildiz y Üzücek comparan los resultados obtenidos por la aplicación de distintas fórmulas con los valores de erosión en las presas de Keban, Kiliçkaya y Karakaya, obteniendo buenas aproximaciones con las fórmulas de Martins-B y Mason.

La evolución temporal de la erosión ha sido analizada por Whittaker, que introduce el parámetro de tiempo

$$T = \frac{d_{90}^{0,0217} t^{0,1718}}{q^{0,0543} Z_2^{0,0261}} \quad 4.9.18.$$

con lo que la profundidad de erosión se obtiene de la expresión,

$$\frac{t + y_2}{(t + y_2)_\infty} = 1 - e^{-0,6T} \quad 4.9.19.$$

Para la localización del punto de máxima erosión, Mason propone prolongar la tangente a la trayectoria media del chorro en su intersección con el nivel aguas abajo hasta alcanzar la profundidad definida por las fórmulas anteriores.

4.10 Cuencos preexcavados

En ocasiones resulta necesario mantener un control eficaz del proceso de disipación de energía y de la formación y desarrollo del cuenco de erosión. Ello puede conseguirse excavando un cuenco durante la fase de construcción, cuyo volumen y configuración correspondan aproximadamente a los necesarios para la disipación de energía. Este tipo de soluciones encuentran su mayor interés cuando,

- la geología del emplazamiento es compleja, con variación de resistencia a la erosión en distintas zonas del cuenco, lo que hace difícil la determinación de las formas de erosión futuras.
- puede emplearse el material excavado del cuenco para otras finalidades durante la construcción de la presa
- el volumen de material erosionado puede dar lugar a la formación de barras de sedimentos de considerables dimensiones, que perturben el funcionamiento de una central hidroeléctrica de pie de presa, de otros órganos de evacuación de caudales o den lugar a fuertes corrientes de retorno que erosionen o socaven estructuras anejas.

El cuenco preexcavado debe ser suficiente para contener el proceso de disipación de energía en su interior. Las fórmulas del apartado anterior permiten predecir la profundidad

máxima de la erosión, y la construcción de Mason su localización en planta. Las pendientes aguas arriba y aguas abajo del punto de máxima erosión han sido estudiadas por Taraimovich. Sus resultados pueden aproximarse por las expresiones (en grados sexagesimales):

$$\theta_1 = 0,30\alpha + 10,5 \quad 4.9.20.$$

$$\theta_2 = 0,68\alpha + 5,8 \quad 4.9.21.$$

siendo θ_1 y θ_2 los ángulos del terreno erosionado con la horizontal, aguas arriba y abajo del punto de máxima erosión, y α el ángulo del lanzamiento.

En cuanto a la anchura del pozo de erosión, Mason supone pozo aproximadamente elíptico y utiliza la expresión de Blaisdell y Anderson para chorro circular, obteniendo

$$B = (t + y_2) \left(3 + \frac{0,3Q}{g^{0,5} \phi^{2,5}} \right) \quad 4.9.22.$$

$$\phi = \frac{\sqrt{4b_t y_t}}{\pi}$$

4.11 Barras de sedimentación

La formación de barras de sedimentación aguas abajo es consecuencia del proceso de erosión. Los problemas que puede plantear la localización y dimensiones de estas barras derivan de las sobreelevaciones a que dan lugar, que pueden afectar al funcionamiento de órganos de desagüe situados aguas arriba, anegamiento de desagües de fondo, o bien al aprovechamiento económico de presa y embalse reduciendo el salto de aprovechamiento hidroeléctrico o llegando a inundar la central. En algún caso pueden llegar a constituir verdaderas presas, cuya rotura extemporánea puede ser causa potencial de daños aguas abajo.

El estudio en modelo reducido suministra información sobre la evolución de la erosión y la formación de barras de sedimentación, y la construcción de un cuenco preexcavado puede resultar necesaria para controlar y reducir sus dimensiones.

5. LANZAMIENTOS SOBRE CORONACIÓN

Se emplean en presas bóveda lanzamientos directos desde coronación, ya sea cortando el perfil de vertido aguas abajo de la coronación o estableciendo trampolines de lanzamiento en la parte alta de la presa, generalmente en aquellos casos en que el caudal no es excesivamente grande, la roca es de muy buena calidad y la posible erosión no afecta a estructuras próximas. También se emplean como aliviaderos de emergencia para evacuar caudales superiores al de la avenida de proyecto, conjuntamente con el aliviadero principal.

Los lanzamientos con el trampolín muy próximo a coronación son posibles cuando el paramento aguas abajo es vertical o está en desplome. Suelen emplearse láminas muy delgadas, menores de 5 m, facilitando su dispersión en el aire. En algunos casos el perfil de vertido se termina en un trampolín de lanzamiento muy corto con objeto de alejar el punto de impacto del pie de la estructura de presa. La dispersión de la lámina puede mejorarse mediante el empleo de dientes de lanzamiento en este trampolín, fig 4.

Generalmente es necesario disponer un cuenco amortiguador ya que la proximidad al pie de la estructura obliga a asegurar la correcta disipación de energía sin que se produzcan daños a la misma, por lo que habrán de atenuarse las presiones de impacto y las erosiones a que pueden dar lugar. Puede ser un cuenco preexcavado y específicamente diseñado a este fin o estar constituido por el propio cauce si la roca es de buena calidad y consiguiendo un colchón amortiguador suficiente mediante la construcción de una ataguía aguas abajo. En cualquier caso, el colchón amortiguador debe tener unas dimensiones mínimas para considerarlo eficaz a efectos de reducción de las presiones de impacto.

La necesidad de revestir el pozo de amortiguación depende de la calidad de la roca, el costo del revestimiento, y la posibilidad de incrementar la altura del colchón aumentando las dimensiones de un azud vertedero final. Puede resultar preferible una solución sin revestimiento, adecuadamente diseñada, si las fluctuaciones de presión dinámica son muy altas, si existe dificultad para conseguir un drenaje adecuado o si hay riesgo de recirculación de material sólido atrapado dentro del cuenco.

El diseño final de este tipo de disipadores exige generalmente su estudio en modelo reducido con lecho erosionable, sobre todo en los casos de caudales altos o aliviaderos de utilización muy frecuente.

La caída libre inmediata al lanzamiento origina una lámina aireada cayendo sobre el cauce y dando lugar a un chorro prácticamente vertical. Las presiones en la zona de impacto, en ausencia de colchón amortiguador, pueden ser comparables a la altura total del lanzamiento, disminuyendo al alejarse del punto central del mismo.

Se han propuesto diferentes formulaciones para el cálculo de las presiones de impacto sobre el fondo del cuenco. Armengou, bajo ciertas hipótesis simplificadoras, las unifica reduciéndolas a la forma

$$\frac{\bar{p}_s}{\gamma} = k_1 \frac{z^2}{y_3} \frac{q}{\sqrt{2 g z_2}} \quad 5.1.1.$$

en la que,

$\bar{p}_s$ = presión media en el punto de estancamiento.

γ = peso específico del agua.

k_1 = coeficiente.

y_3 = espesor del colchón de agua en el cuenco.

z_2 = diferencia de cotas entre embalse y nivel en cuenco aguas abajo del impacto.

q = caudal unitario.

La presión en puntos alejados del de estancamiento responde a la fórmula general, inicialmente debida a Cola,

$$\frac{\bar{p}_x}{\bar{p}_s} = \exp \left(-k_2 \left(\frac{x}{y_3} \right)^2 \right) \quad 5.1.2.$$

siendo,

$\bar{p}_s$ = presión dinámica media a distancia x del punto de estancamiento.

k_2 = coeficiente.

Los valores de k_1 y k_2 son:

FORMULA	k_1	k_2
Aki	5,06	12,56
Armengou	3,19	25,00
Beltaos	8,00	42,01
Cola	7,18	40,51
Cui Guang Tao	6,35	12,56
Hartung, Hausler	5,00	19,60
Puertas	3,88	--

Puertas, por su parte, considera que la distribución longitudinal de presiones responde mejor a la expresión,

$$\frac{\overline{p_x}}{p_s} = \exp \left(-2 \left| \frac{x}{y_3} \right|^{0.5} \right) \quad 5.1.3.$$

Las expresiones anteriores permiten deducir los valores de presión en distintos puntos de la solera de un cuenco amortiguador sometido a impacto de una lámina vertiente. Cabe señalar que los resultados han sido deducidos de ensayos en modelo reducido, realizados bajo diferentes condiciones de estudio, particularmente en lo que se refiere a aireación de la lámina, lo que explica las diferencias observadas en los valores que se obtienen. Los valores son válidos si existe colchón amortiguador suficiente, cuyo espesor mínimo es,

- Hartung y Hausler emplean $y_3 > 5 B$, siendo B el espesor del chorro incidente.
- Cui Guang Tao considera el valor del calado conjugado del resalto hidráulico.
- Puertas y Dolz, utilizando una contrapresa de altura l para crear el colchón, deducen la expresión del valor del colchón eficaz como

$$\frac{l^2 \sqrt{2g}}{q \sqrt{z_2}} \geq 0,6 \quad 5.1.4.$$

En lo que se refiere a la fluctuación de las presiones, los principales resultados son los siguientes,

- Para Lencastre, los máximos de fluctuación se dan para una relación entre espesor de colchón y espesor de chorro, $y_3/a < 11,4$ llegando a valer 2,8 veces el valor de la presión media. Se reducen notablemente para valores $21,1 < y_3/a < 30,2$ y desaparecen prácticamente para colchones de espesor superior.
- Cui Guang Tao y otros deducen la expresión,

$$\frac{P_{\max}}{\gamma z_2} = 0,68 \left(\frac{y_1}{y_k} \right)^{1.5} ; \quad \frac{2 A_m}{z_2} = 0,73 \left(\frac{y_1}{y_k} \right) \quad 5.1.5.$$

que expresan respectivamente el valor máximo en el punto de estancamiento y la amplitud máxima de las fluctuaciones, siendo y_k el valor del calado crítico correspondiente al caudal unitario,

$$y_k = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad 5.1.6.$$

- Armengou obtiene

$$\sqrt{\bar{p}'^2} = 0,74 \bar{p} \quad 5.1.7.$$

para cuencos con resalto anegado, siendo

$$p = \bar{p} + p'$$

6. DESAGÜES DE MEDIO FONDO Y FONDO

Cabe la posibilidad de emplear trampolines al final de un conducto en carga, bien esté situado atravesando la presa a altura intermedia o bien al final de un desagüe de fondo. La presencia de altas presiones permite evacuar caudales relativamente altos con dimensiones de compuerta reducidas. Las trayectorias de los chorros lanzados pueden ser determinadas con bastante precisión, por lo que la formación de un pozo de erosión, o la construcción de un pozo de amortiguación, puede localizarse con exactitud a distancia de la cimentación de la presa suficientemente segura.

La optimización del esquema de lanzamiento se obtiene reduciendo la energía por unidad de área en la zona de impacto. Puede conseguirse mediante modificaciones en el diseño de cada lanzador que aumenten la dispersión del chorro, bien en sentido transversal o en vertical, o utilizando varios orificios para conseguir un buen reparto de caudales. Si la cerrada es estrecha, cabe la posibilidad de alternar los orificios en vertical y provocar impactos extendidos sobre el eje del cauce. En valles anchos pueden situarse sobre una misma horizontal, reorientando las salidas para dispersar los distintos chorros sobre toda la anchura de cauce.

7. MODELOS REDUCIDOS

Anteriormente se ha mencionado en distintas ocasiones la necesidad del estudio en modelo reducido. Dado que los trampolines admiten una gran variedad de formas y dimensiones, el estudio en modelo permite el ajuste de las mismas para conseguir los efectos deseados, al igual que el choque entre diferentes láminas o la influencia de dientes permitiendo reducir notablemente las incertidumbres del cálculo. El modelo deberá ser una parte interactiva en el proceso de diseño, y no un fin en sí mismo.

También resulta imprescindible el modelo para la determinación de las corrientes de retorno en el cauce y de la erosión en el mismo. La principal dificultad de los estudios de erosión radica en la correcta modelización de las características del terreno. En cauces anchos, el empleo de materiales granulares permite una aproximación aceptable, que puede ser mejorada empleando morteros pobres o mezclas de baja cohesión para evitar los deslizamientos consecuencia del

talud natural de los materiales granulares utilizados. La granulometría, formas, densidad y características del material erosionable deben adaptarse en función del emplazamiento y del tipo de estudios a realizar, eligiendo las que mejor se adapten a cada caso particular.

En algunos casos existen datos suficientes de procesos erosivos anteriormente ocurridos que permiten la construcción de un modelo con lecho móvil, su tarado previo y el estudio de la evolución posterior.

La mayor dificultad radica en el análisis de cauces estrechos, en donde la erosión y desmoronamiento de laderas es un factor importante en la evolución de todo el proceso de formación del cuenco de amortiguación y de barras aguas abajo. En este caso los resultados que se obtienen en modelo son orientativos, en general, ya que no es posible simular completamente en modelo las características del macizo rocoso del prototipo, que, en muchas ocasiones sólo son conocidas parcialmente. No obstante, los estudios pueden indicar las corrientes secundarias que aparecen y su importancia, las tendencias evolutivas de la erosión y su carácter no regresivo y, si el tiempo de duración del ensayo es suficientemente largo, el orden de magnitud de las profundidades del pozo de erosión que se forme. Indudablemente, la precisión de los resultados se acentúa si puede calibrarse el modelo con los resultados de vertidos reales del prototipo.

Es necesario cuidar los contornos fijos en las proximidades de las zonas erosionables, prolongando el modelo suficientemente hacia aguas abajo. Una incorrecta disposición de los contornos fijos o la proximidad del final del modelo puede afectar significativamente a la forma y dimensiones del pozo de erosión que se obtenga.

Asímismo es importante el papel de los niveles en cauce aguas abajo, que deben ser correctamente representados en el modelo reducido. Si tales niveles no son conocidos con precisión, ha de valorarse su influencia sobre el estudio particular a realizar, y adoptar las precauciones necesarias para que los resultados finales se orienten del lado de la seguridad en todo caso.

En cualquier caso, lo que sí permite el modelo reducido es el análisis comparativo entre varias soluciones alternativas, constituyendo un instrumento básico en la toma de decisiones para la elección de una solución determinada.

BIBLIOGRAFÍA

- Armengou, J.-** Vertido libre por coronación en presas bóveda. Tesis doctoral, Barcelona, 1991.
- Aspuru, J.J., Blanco, J.L.-** Comparaison entre prototype et modèle réduit. Cas de l'évacuateur supérieur en saut de ski du barrage d'Almendra (Tormes), Espagne. XIII ICOLD Congress, C.15. New Delhi, 1979.
- Blaisdell, F.W., Anderson, C.L.-** Pipe plunge pool energy dissipator. ASCE, nº HY, mar 1991.
- Blanco, J.L.-** Discussion on Q.41. XI ICOLD Congress, Vol. V, p. 284. Madrid, 1973.
- Breusers, H.N.C. Raudkivi, A.J.-** Scouring. Balkema, Rotterdam, 1991
- Cajete, J., Blanco, J.L.-** Spillway dimensioning revision. XVI ICOLD Congress. Q.63, R.77. San Francisco, 1988
- Campo, A. del, Aspuru, J.J., Maroto, L.-** Dam outlet capacity and location. XI ICOLD Congress, Q.41, R.33. Madrid, 1973.
- Elevatorski, E.A.-** Hydraulic energy dissipators, Mc-Graw Hill, 1959.
- Ervine, D.A.-** The entrainment of air in water. Water Power, vol 28, nº 12, dic 1976.
- Guinea, P., Lucas, P., Aspuru, J.J.-** Selection of spillways and energy dissipators, XI ICOLD Congress, Q.41, R.66. Madrid, 1973.
- ICOLD.** Aliviaderos. Boletín 58. Traducción española, 1987.
- ICOLD.** Q.50. Desagües y aliviaderos de gran capacidad. New Delhi, 1979.
- ICOLD.** On energy dissipation for high head spillways with ski-jumps and flip-buckets. Ago, 1993.
- Lencastre, A.-** Descarregadores de lâmina livre. LNEC, Lisboa, 1961.
- Lowe, J., Chao, P.C., Luecker, A.R.-** Tarbela service spillway plunge pool development. Water Power, nov. 1979.
- Lucas, P.-** Aliviadero de superficie y desagüe de medio fondo del Salto de Villarino. Anales del ICAI, jul, 1969.
- Lucas, P.-** Ensayos hidráulicos en modelo reducido efectuados en el Laboratorio de Hidráulica instalado en el Salto de Ricobayo. Anales del ICAI, nov, 1965.
- Lucas, P.-** Aliviadero del Salto de Aldeadávila. Anales del ICAI, set, 1968.
- Lucas, P., Peironcelly, J.M., Maroto, L., Riera, J.-** Possibilities of sky-jump spillways. XI ICOLD Congress, C.8. Madrid, 1973.
- Martins, R.B.-** Scouring of rocky river beds by free jet spillways. Water Power, abril 1975.
- Mason, J.-** Energy dissipating crest splitters for concrete dams. Water Power, nov, 1983.
- Mason, J.-** Erosion of plunge pools downstream of dams due to the action of free-trajectory jets. Proc. ICE, part 1, vol. 76, may 1984.
- Peterka, A.J.-** Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators, USBR Monograph nº 25, 1964.
- Taraimovitch, I.I.-** Deformation of channels below high head spillways on rock formations. Hydrotechnical Construction, sep 1978.
- Vallarino, E.-** Tratado básico de presas, Madrid, 1995, 3ª ed.
- Ven Te Chow.-** Open channel hydraulics. Mc Graw Hill, 1959.
- Vischer, D.L.; Hager, W.H., (ed.)-** Energy dissipators, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, nº 9. Balkema, 1995

APENDICES

APENDICE A. ALIVIADERO DE LA PRESA DE ALDEADAVILA
APENDICE B. ALIVIADERO DE LA PRESA DE ALMENDRA

APENDICE A
ALIVIADERO DE LA PRESA DE ALDEADAVILA

El problema general de evacuación de crecidas en el salto de Aldeadávila se presenta con unas características que indican claramente la magnitud excepcional del mismo. Cabe destacar las siguientes:

- Caudal de 12 500 m³/s.
- Anchura de cauce menor de 70 m al pie de la presa.
- Presa curva y asimétrica en relación al eje del río.
- Desnivel de 127,50 m desde el nivel máximo de embalse a la cota de cauce aguas abajo de la presa.
- Calados prácticamente nulos al pie de la presa.
- Laderas aguas abajo casi verticales, de altura superior a 350 m.

La magnitud del problema hidráulico ha condicionado de forma decisiva la solución estructural adoptada. Se partió inicialmente de una solución con presa bóveda y vertido sobre coronación hasta 4 000 m³/s, completándose la capacidad de evacuación necesaria mediante tres túneles, de los que dos se situaban en margen derecha y uno en margen izquierda. Tal disposición complicaba la ubicación de la central subterránea, de la tubería forzada y de los desagües, y conducía a un plazo de ejecución comprometido en relación con soluciones de vertido total sobre coronación. Por otra parte, los caudales evacuados sobre la presa requerían la construcción de un cuenco amortiguador de dimensiones importantes.

Planteado ya el problema con presa vertedero en el cauce, fig. A-1, era necesario elegir el sistema de disipación de energía. La fuerte pendiente del río daba lugar a calados notoriamente insuficientes para el mantenimiento de un resalto hidráulico, por lo que resultaba necesaria la construcción de una contrapresa de altura importante. La alternativa era el empleo de trampolines de lanzamiento, que contaba a su favor con la excepcional calidad de la roca del emplazamiento.

En la solución final, que se alcanzó después de cuidadoso estudio en modelo reducido, el vertido se realiza por ocho vanos de 14 m de anchura cada uno, cerrados por compuertas Taintor de 8,317 m de altura. El perfil de coronación corresponde a una altura de lámina de proyecto de 8 m, $y = 0.085377 x^{1,85}$, figuras 3 y A.2. Cada dos vanos se unen en un canal de conducción común hasta llegar a los cuatro trampolines de lanzamiento finales. Los estudios en modelo permitieron comprobar que el funcionamiento con un solo vano de cada canal resultaba aceptable, aunque lo recomendable sea emplear los dos vanos y con la misma apertura en cada uno.

La influencia de la curvatura de la presa, que tiende a concentrar los caudales hacia el eje de la misma, se contrarresta peraltando cada canal hacia el exterior por medio de una superficie reglada apoyada en directrices sobre los ejes de cajeros. En la figura A.2 se recogen las directrices definitorias de la solera del canal central derecho.

Los canales de conducción se prolongan y curvan en planta hasta conseguir aproximar la dirección del lanzamiento al eje del cauce del río, con objeto de evitar impactos directos sobre laderas. Por otra parte, al no ser exactamente paralelos se favorece el choque lateral entre chorros de los

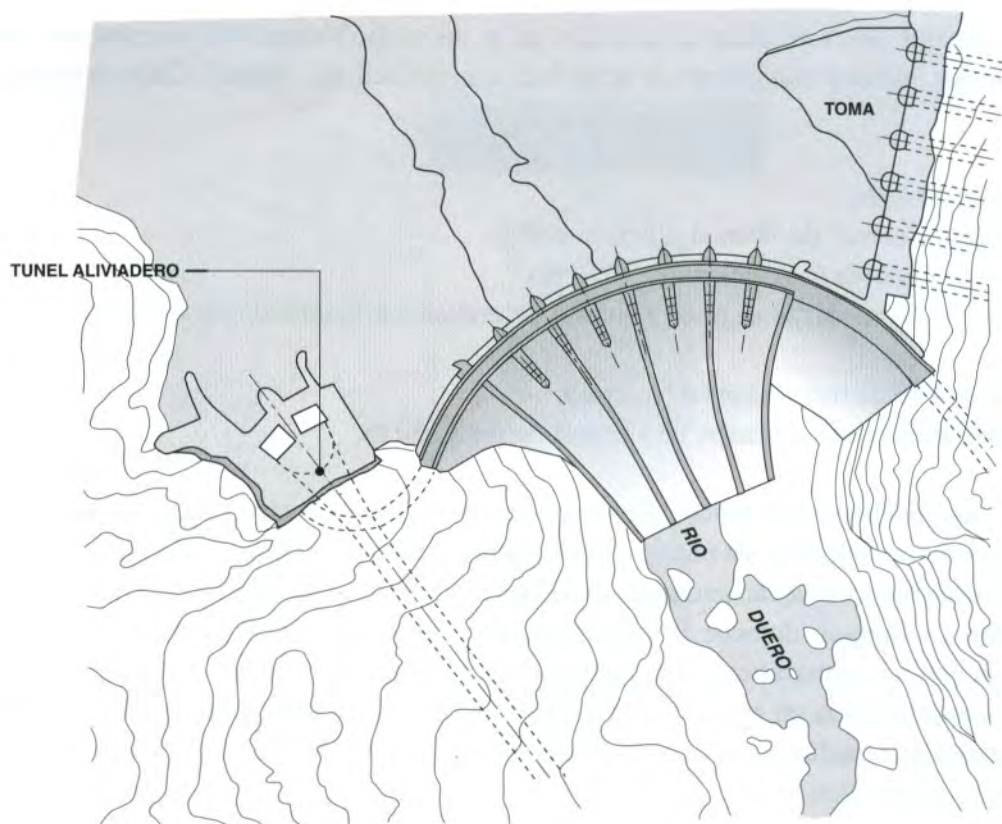


Fig. A.1 PRESA DE ALDEADAVILA. PLANTA

trampolines adyacentes, colaborando a la disipación de energía en el aire y a la dispersión de los caudales lanzados y mejorando las condiciones en que se realiza el impacto sobre cauce.

Los trampolines de lanzamiento son de geometría compleja, definida por la arista de vertido final. En sentido longitudinal están formados por un radio de acuerdo circular seguido de una contrapendiente hasta alcanzar la altura de la arista de lanzamiento. En la figura A.3 se esquematiza la definición.

En cada trampolín, la parte central está más elevada que las laterales y el valor del ángulo de contrapendiente es asimismo mayor. Con ello se consigue aumentar la longitud de la zona de impacto, que toma forma de herradura. Para caudal de 500 m³/s, la zona de impacto se inicia a 50 m del pié de la presa, con un alcance máximo de 170 m. El vertido por los cuatro trampolines distribuye los impactos por todo el cauce, como consecuencia de los choques laterales antes mencionados. Por otra parte, la escasa contrapendiente de las zonas laterales permite que tenga lugar el lanzamiento desde valores muy bajos de caudal, provocando rápidamente el barrido del resalto que se produce dentro del trampolín para tales pequeños caudales. La anchura de trampolines de lanzamiento es de 12,50 m en los centrales y de 11,50 en los dos laterales, por lo que el valor de caudal unitario evacuado es de 230 m²/s.

SALTO DE ALDEADAVILA

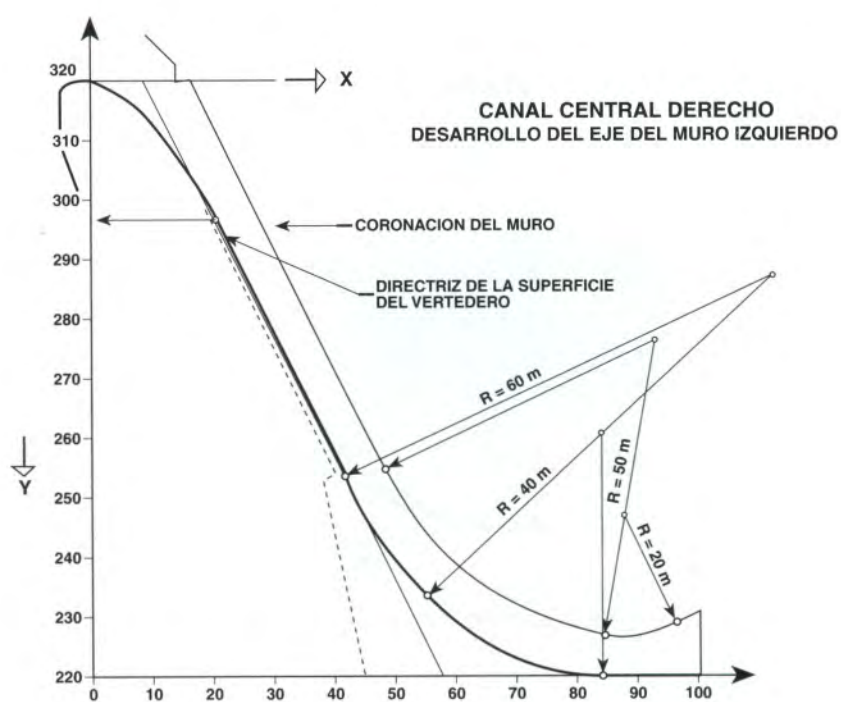
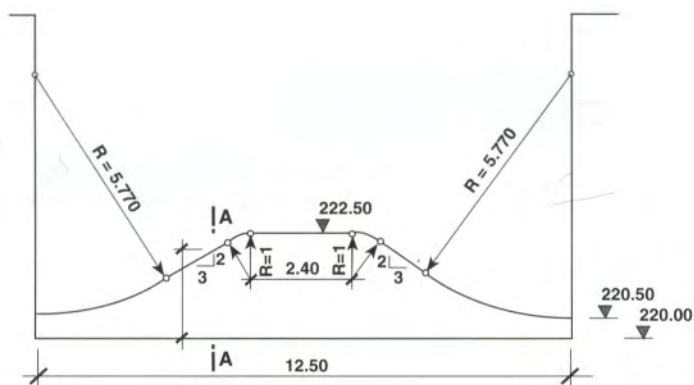
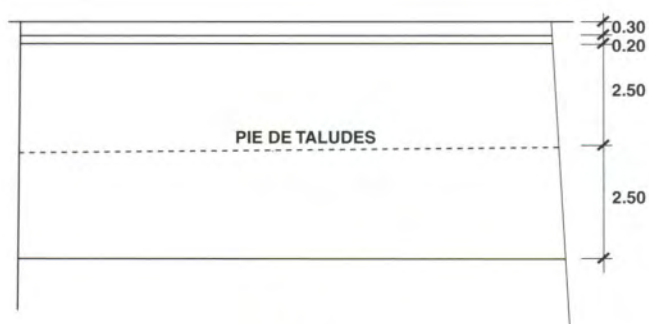


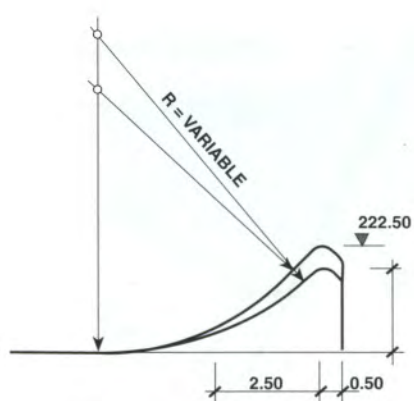
Fig. A.2 DIRECTRICES CANAL LATERAL DERECHO



ARISTA DE VERTIDO



PLANTA



SECCION TIPO " A - A "

Fig. A.3 DEFINICION DE TRAMPOLINES

APENDICE B

ALIVIADERO DE LA PRESA DE ALMENDRA

Para la evacuación de crecidas cuenta la presa de Almendra con aliviadero de superficie, desagües de medio fondo y desagües de fondo. La capacidad total de evacuación es de 4 000 m³/s. El conjunto de presa y desagües se muestra en las figuras 2 y B.1.

El aliviadero de superficie, con capacidad de 3 000 m³/s, se asienta sobre la ladera izquierda. Está formado por dos canales independientes, que atraviesan el estribo izquierdo de la presa, cerrados aguas arriba por compuertas de segmento de 15 m de anchura y 12,50 m de altura. Cada canal se adapta a la topografía de su propio emplazamiento, con pendientes variables en su longitud y con las boquillas finales de lanzamiento situadas a diferente cota, siendo la diferencia de 6,80 m. En planta, la anchura inicial se reduce hasta 5 m en una longitud de 189 m en el canal izquierdo y de 201 m en el canal derecho. A continuación se sitúan las boquillas de lanzamiento.

La zona de lanzamiento presenta un cauce muy estrecho, con laderas casi verticales, situada 165 m por debajo de los trampolines. Por otra parte, la dirección de los ejes de canales no coincide con el eje de cauce.

Las boquillas de lanzamiento persiguen dos objetivos principales, respondiendo a las características antedichas. Por una parte se trata de orientar el lanzamiento de manera que siga aproximadamente la dirección del eje de cauce, por lo que se curvan las boquillas en planta con ángulos de 20° en el canal izquierdo y 29,5° en el derecho. La diferencia obedece a la diferente situación en planta, ajustando la zona de impacto de cada uno y provocando el choque lateral entre las dos láminas, de manera que puedan funcionar independiente o conjuntamente, aunque resulta ventajoso el funcionamiento conjunto y con caudales distintos en cada canal desde el punto de vista de disipación de energía. Por otra parte, la expansión lateral de las láminas conduciría a lanzamientos sobre las laderas, por lo que se opta por desarrollarla en vertical, estrechando las boquillas de lanzamiento hasta 2,50 m de anchura. En las figuras se puede observar la disposición en planta y secciones de los principales elementos del aliviadero.

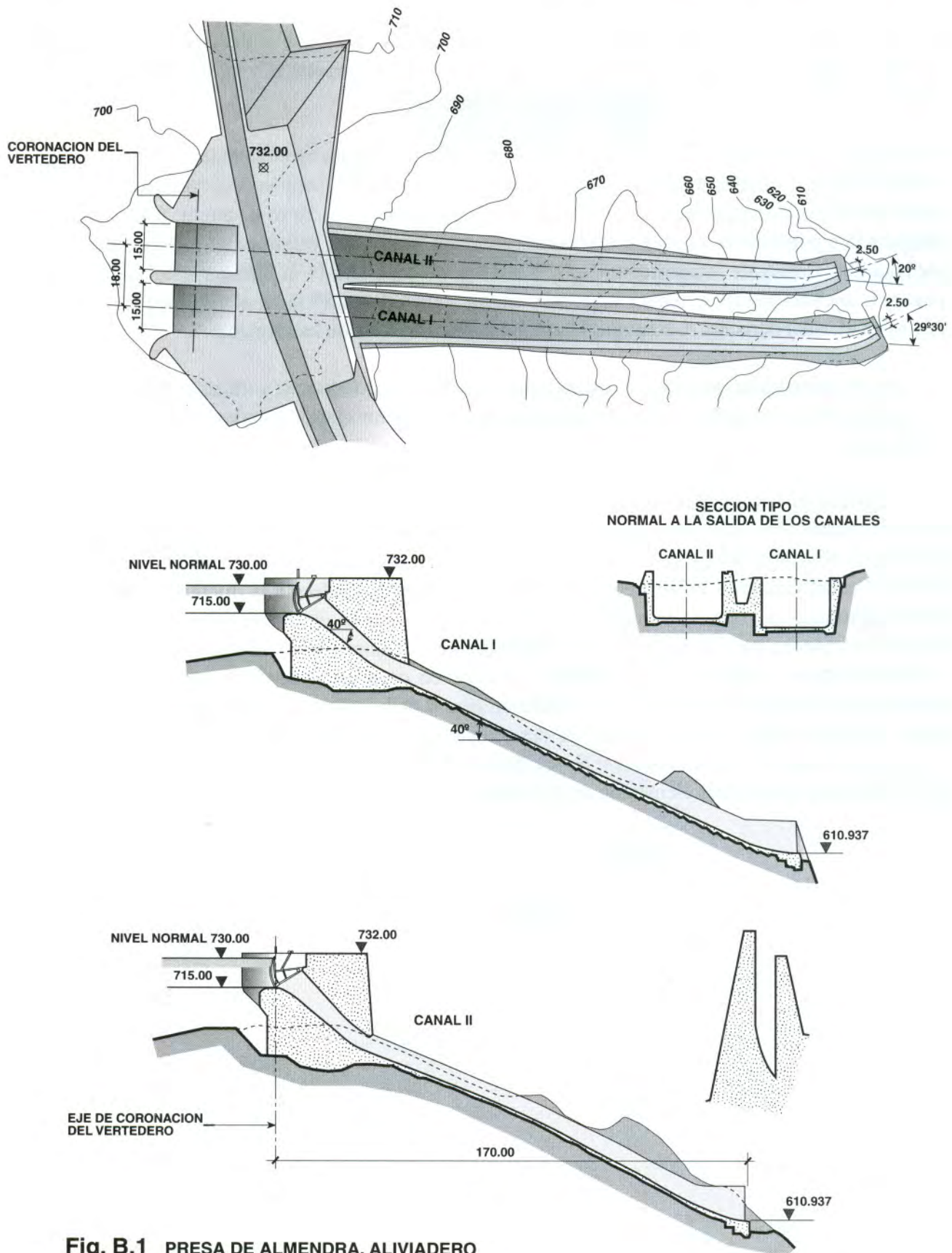


Fig. B.1 PRESA DE ALMENDRA. ALIVIADERO

ANEXO N° 7.

ALIVIADERO DEL ESLA

INDICE

	<u>Página</u>
1. CARACTERISTICAS GENERALES	1
2. DESCRIPCION DEL ALIVIADERO ORIGINAL	2
3. EROSIONES 1934-1939	4
4. CONSECUENCIAS DE LAS EROSIONES	6
5. REFORMA DEL ALIVIADERO	6
6. EROSIONES EN 1962 Y REFORMA DE LA ARISTA DE VERTIDO	9
7. COMENTARIOS DE SINTESIS	10
 BIBLIOGRAFIA	 27

1. CARACTERISTICAS GENERALES

La presa de Ricobayo está situada sobre el río Esla, afluente del Duero. Las características principales del aprovechamiento son las siguientes:

TABLA 1	
Superficie de cuenca	17.020 km ²
Capacidad útil del embalse	1.048 hm ³
Aportación en año medio	4.538 hm ³
Cota máximo nivel extraordinario	684,60
Altura de presa	93 m
Longitud de coronación	230 m
Cota de coronación	685
Aliviadero de superficie	4.650 m ³ /s
Túnel aliviadero	874 m ³ /s
Potencia instalada	133 Mw
Caudal nominal	240 m ³ /s

La construcción de la presa comenzó en 1929 y terminó en 1933. A partir de esta fecha se construyó la central hidroeléctrica, que entró en funcionamiento en 1935.

En la figura 1 se muestra la disposición general en planta del proyecto, que consta de presa de gravedad de planta curva cerrando el cauce del río, central de pie de presa desaguardo al cauce y aliviadero independiente próximo al estribo izquierdo de la presa.

La disposición adoptada fue consecuencia de una gran preocupación por la situación de la presa, motivada por los entonces recientes accidentes ocurridos en las de Gleno, Italia, 1923, y San Francisco, EEUU, 1928. Por el contrario, el buen funcionamiento de los aliviaderos de Tresp, 1914, y Camarasa, 1918, y la escasez de referencias en la literatura técnica de la época de problemas en el funcionamiento de los aliviaderos influyó directamente en la concepción del de la presa de Ricobayo.

2. DESCRIPCION DEL ALIVIADERO ORIGINAL.

Tal como puede observarse en la fig. 1, el aliviadero de superficie se construyó como estructura independiente de la presa, situado cerca del estribo izquierdo aprovechando las condiciones topográficas del emplazamiento.

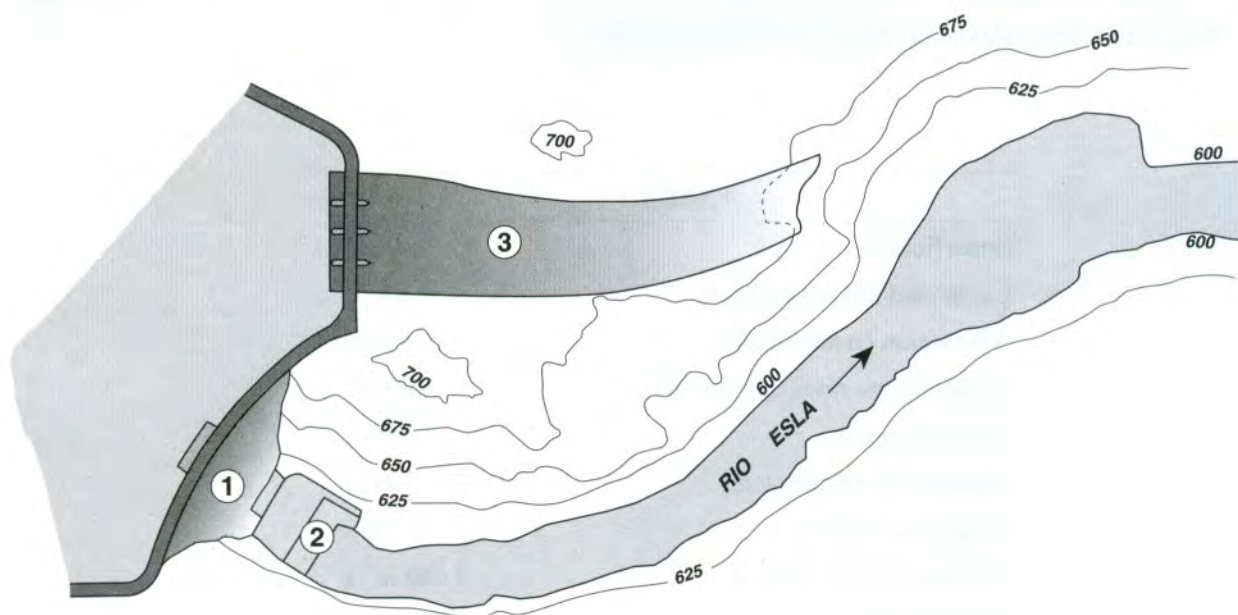


Fig. 1 PLANTA GENERAL, 1933

- ① PRESA
- ② CENTRAL HIDROELECTRICA
- ③ ALIVIADERO DE SUPERFICIE

En la fig 2 se muestra una sección longitudinal del aliviadero. Esencialmente estaba constituido por:

- Obra de embocadura, precedida de una plataforma excavada en el terreno natural a cota 670.
- Coronación y elemento de cierre, constituido por cuatro compuertas-vagón de 20,80 x 10,60 m, separadas por pilas intermedias de 3 m de ancho. El umbral de coronación está situado a cota 674.
- Canal de conducción, directamente excavado en la roca, de más de 400 m de longitud y con ligera pendiente longitudinal.
- Carecía de obra de restitución al río, vertiendo directamente los caudales sobre la ladera al final del canal de conducción.

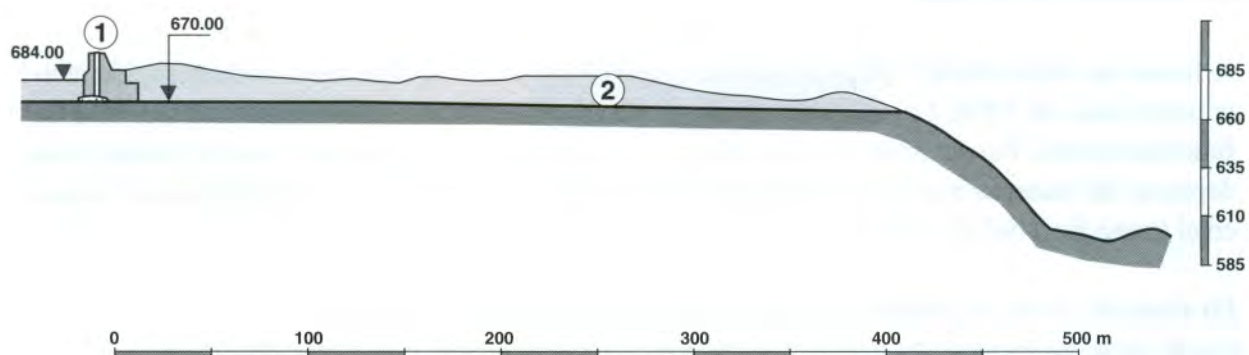


Fig. 2 SECCION LONGITUDINAL

- ① COMPUERTAS
- ② CANAL DE CONDUCCION DEL ALIVIADERO

Ciertas consideraciones pueden hacerse sobre el funcionamiento del aliviadero de Ricobayo, derivadas del régimen de caudales del río Esla, del estado del macizo granítico sobre el que se asentaba y de la utilización que del mismo debería hacerse como consecuencia de la construcción de la central hidroeléctrica.

En lo que se refiere al régimen de caudales del río Esla, es de destacar su gran irregularidad. Las puntas de avenida se producen generalmente a finales del invierno, al coincidir fuertes lluvias con una elevación de temperatura ambiente que provoca el deshielo de la nieve acumulada en la cabecera de cuenca. La relación entre caudal punta de la avenida 500 años, $6800 \text{ m}^3/\text{s}$, y caudal medio, $144 \text{ m}^3/\text{s}$, sobrepasa el valor de 48, en tanto que el caudal de estiaje llega a ser inferior a $5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se confiaba en que, dada la poca pendiente del canal de conducción y las no muy elevadas velocidades del agua al discurrir por él, la roca granítica sería capaz de soportar el paso de los caudales de crecidas, originando previsiblemente una limpieza de la capa superficial de la ladera sobre la que se vertían los caudales aguas abajo. Sin embargo, el macizo granítico de asiento se encontraba fuertemente fisurado con un doble sistema de grietas, rellenas de arcilla, formando un conjunto de bloques yuxtapuestos hasta profundidades considerables en su tramo final.

La construcción de la presa se hizo dejando un portillo central abierto cuyo cierre se realizó en 1933, permitiendo la construcción de la central al pie de la misma en tanto tenía lugar el llenado del embalse. Se preveía la utilización del aliviadero para la evacuación de los caudales de avenida que pudieran presentarse si el agua alcanzaba el nivel del umbral de compuertas, cosa que sucedió a finales del mismo año 1933.

3. EROSIONES 1934-1939

A finales de diciembre de 1933 comienza a verter el aliviadero continuando ininterrumpidamente hasta junio de 1934. La fotografía 1 corresponde al 27/12/1933, uno de los primeros días de funcionamiento. Puede observarse en ella el comienzo de la erosión del macizo rocoso, con depósito del material erosionado al pie del talud e inicio de formación de una garganta de salida en el tramo final del aliviadero.

En enero de 1934 se produce el primer gran desmoronamiento del macizo. En la fotografía 2 puede verse ya formada la garganta anteriormente mencionada, por donde fluyen los caudales evacuados. Es necesario señalar que el caudal durante este período no superó el valor de 1200 m³/s, muy inferior al máximo de vertido del aliviadero.

Asimismo debe indicarse que el proceso de erosión no tuvo un desarrollo más o menos continuo, sino que, por el contrario, se presentó con carácter fundamentalmente brusco y muy localizado en el tiempo, con grandes desprendimientos de duración muy corta, seguidos de fases de relativa estabilidad.

Dos factores tienen decisiva influencia en el fenómeno de erosión tal como se produjo: en primer lugar, la calidad del macizo rocoso, formado por grandes bloques yuxtapuestos con grietas rellenas de arcilla tal como anteriormente ha quedado señalado y, en segundo lugar, la continuidad de los vertidos por el aliviadero, que no sufrió interrupción en todo el período. El paso de caudales produce, por una parte, arrastre y lavado del material de relleno de las fisuras así como la erosión del pie de la ladera sobre la que vierten dichos caudales. En segundo lugar, se desarrollan presiones intersticiales entre bloques a medida que el paso del tiempo permite la penetración de agua en las grietas y su puesta en carga. La combinación de todos los factores genera una situación de desequilibrio, que se salda con desmoronamientos masivos.

A los desprendimientos de enero siguió una situación de aparente estabilidad hasta mediados del mes de marzo, en que tuvo lugar un nuevo desmoronamiento, tal como puede observarse en la fotografía 3, que corresponde al día 21 de dicho mes. La fotografía 4, del día 24/03/1934, muestra la magnitud de la garganta de salida y el frente de caída que se forma aproximadamente a la mitad de la longitud del canal de conducción del aliviadero. En la fotografía 5, del 26/03/1934, se refleja el estado de precaria estabilidad en que queda el cajero derecho del mismo. Terminados los vertidos en el mes de junio, se inician las primeras obras de reforma y consolidación, fotografías 6 y 7, que atienden a los cuatro aspectos siguientes:

- Modificación del cajero derecho del aliviadero, curvándolo hacia el interior del canal para evitar impactos sobre la pared derecha del pozo de erosión formado.
- Protección del pie de dicha pared, mediante un muro, para evitar su desmoronamiento.
- Protección del frente de caída, mediante revestimiento de hormigón.
- Construcción de una ataguía en la garganta de salida o emisario con objeto de crear un colchón amortiguador para protección del fondo del pozo.

Los vertidos por aliviadero comienzan nuevamente a finales de año, manteniéndose hasta junio de 1935. La fotografía 8, que corresponde al día 24/01/1935, es representativa del funcionamiento.

En marzo de 1935 se produce un nuevo episodio de erosión. Se inicia con la rotura de la ataguía que creaba el colchón amortiguador y afecta fundamentalmente a la ladera derecha y a la profundidad alcanzada en la garganta de salida, que aumenta notablemente, tal como puede verse en la fotografía 9, del día 5/03/1935. La punta de caudal registrada en la estación de Bretó, aguas arriba del emplazamiento de la presa, fue de $1900 \text{ m}^3/\text{s}$ el día 2 de marzo.

Durante el verano de 1935 se llevaron a cabo nuevas obras de reforma. Se acometieron, en particular:

- 1.-Modificación del labio de vertido, rebajando la cota de la arista de lanzamiento para separar del frente de caída la zona de impacto de los caudales sobre la solera del pozo. Puede verse en la fotografía 10.
- 2.-Encauzamiento aguas abajo de la garganta de salida, fotografía 11, con objeto de impedir la progresión de la barra de material suelto hacia el cauce de desagüe de la central, cuya entrada en servicio se había producido en noviembre de 1935.

Las dos medidas anteriores resultaron ineficaces. En 1936, los vertidos del mes de marzo dieron lugar a nuevas erosiones regresivas, destruyendo completamente la protección del frente de caída construida en 1934, aumentando la profundidad del pozo de erosión y haciendo desaparecer totalmente el muro de gaviones de encauzamiento aguas abajo del emisario, como muestran las fotografías 12 y 13.

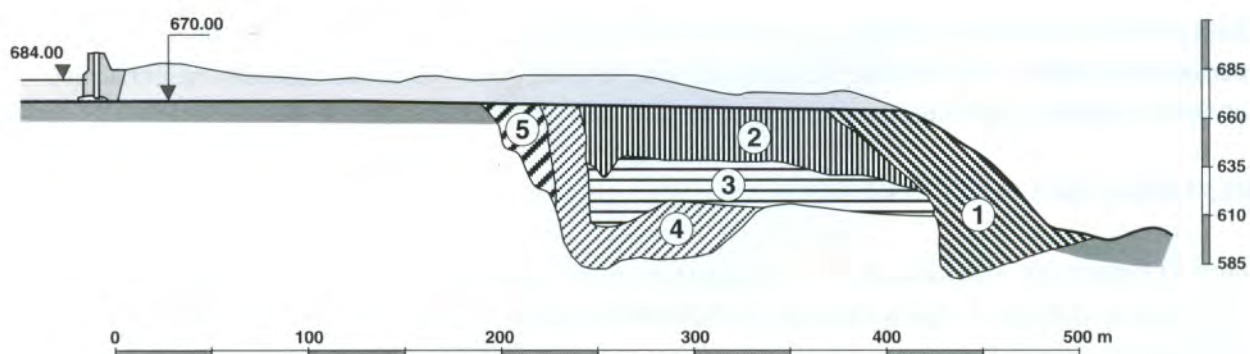


Fig. 3 EROSIONES, 1933-1939

- | | |
|--------------|--------------|
| ① ENERO 1934 | ④ MARZO 1936 |
| ② MARZO 1934 | ⑤ ENERO 1939 |
| ③ MARZO 1935 | |

La entrada en servicio de la central permitió, dentro de ciertos límites, regular los niveles de embalse estableciendo resguardos a fin de evitar los vertidos por aliviadero. En 1939 se produjo una nueva erosión regresiva en la zona correspondiente al labio de vertido, si bien de mucha menor entidad que las ocurridas en los años mencionados. En el gráfico de la figura 3 se esquematiza la evolución de la erosión durante este periodo.

4. CONSECUENCIAS DE LAS EROSIONES

Las consecuencias del proceso de erosión reseñado sobrepasan el ámbito estricto del mal funcionamiento del aliviadero, teniendo repercusión sobre el propio funcionamiento de la central hidroeléctrica y sobre las medidas necesarias para acometer las obras de reforma y consolidación del aliviadero.

En lo que se refiere a la central, el material depositado en el cauce produjo una notable sobreelevación de su cota que se tradujo en una significativa pérdida de altura de salto y en dificultades notorias de funcionamiento durante la evacuación de crecidas, al aumentar los niveles en tajamares. Este problema se resolvió construyendo un túnel de desagüe en margen derecha, localizando su embocadura aguas arriba de la barra de sedimentos formada y llevando la desembocadura 960 m aguas abajo a la zona no afectada por depósitos de material erosionado durante la evacuación de grandes crecidas.

Los problemas de sobreelevación de niveles y transmisión de ondas hacia la central se resolvieron construyendo una presa de defensa que, simultáneamente, impedía que un eventual movimiento de sedimentos tendiese a cerrar la embocadura del túnel. Al mismo tiempo, se construyó un muro de cierre en la zona de central abierta hacia aguas abajo, creando un recinto estanco en su interior.

Para poder acometer las obras de reforma del aliviadero era necesario, ante todo, disponer de un periodo de tiempo suficientemente largo sin que se produjesen vertidos. Para ello se construyó un túnel aliviadero auxiliar, con capacidad hasta $874 \text{ m}^3/\text{s}$.

5. REFORMA DEL ALIVIADERO

Para la reparación del aliviadero se analizaron cuatro alternativas diferentes, aunque la evolución de la erosión obligó a desechar rápidamente alguna de ellas debido a sus características particulares:

1. En las primeras fases de formación de la garganta de salida se pensó en la posibilidad de construir un canal en régimen rápido que reintegrase las aguas al mismo punto de vertido anterior.
2. Una segunda solución planteaba la disipación de energía mediante un resalto hidráulico que sustituiría al pozo de erosión. Las dificultades estribaban en la necesidad de construir

un canal de conducción para llevar los caudales desde la plataforma del canal superior hasta el nivel del cuenco amortiguador, la modificación de la geometría del pozo de erosión para convertirlo en cuenco de resalto y el acondicionamiento de la garganta de salida para la reintegración de caudales al cauce.

3. La tercera alternativa se refería a la construcción, en margen derecha, de dos túneles de capacidad superior a $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ cada uno, abandonando completamente el aliviadero de superficie.
4. La cuarta partía de la utilización del volumen de agua acumulada en el pozo de erosión, o cazuela, como colchón amortiguador de un lanzamiento libre desde el labio de vertido superior.

Económica y funcionalmente la cuarta solución era la más atractiva, ya que no requería una geometrización rígida, sino que permitía una adaptación a la topografía existente, con las modificaciones necesarias para la construcción del labio de vertido, acondicionamiento del pozo de erosión y construcción del emisario de salida. La figura 4 muestra la planta general modificada, y la figura 5 una sección longitudinal de esta solución.

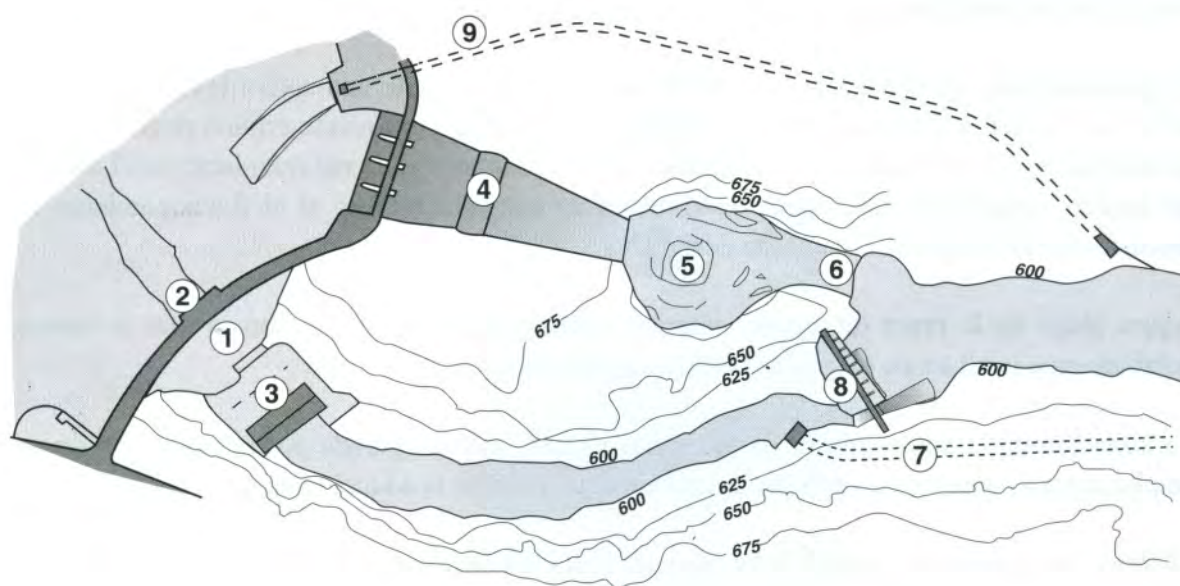


Fig. 4 PLANTA GENERAL MODIFICADA

- | | | |
|--------------------------|-------------------|-----------------------|
| ① PRESA | ④ ALIVIADERO | ⑦ TUNEL DE DESAGÜE |
| ② TOMA DE AGUAS | ⑤ POZO DE EROSION | ⑧ PRESA DE DEFENSA |
| ③ CENTRAL HIDROELECTRICA | ⑥ EMISARIO | ⑨ TUNEL DE ALIVIADERO |

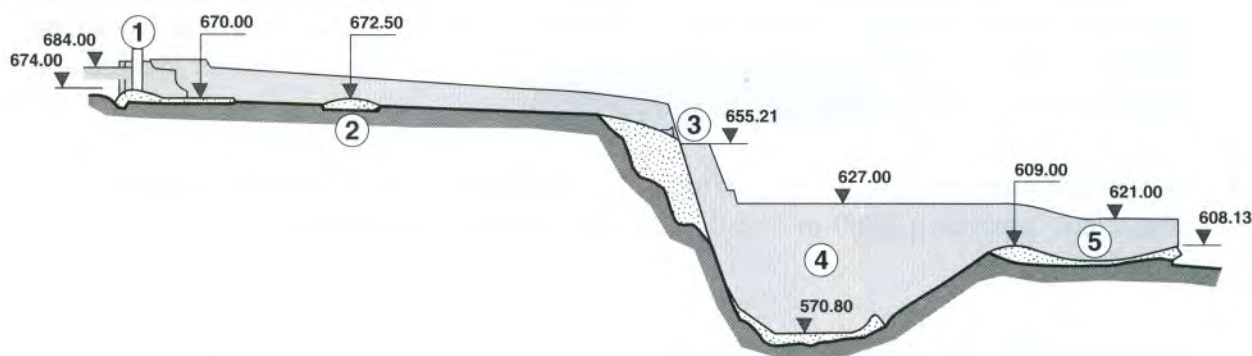


Fig. 5 SECCION LONGITUDINAL MODIFICADA

- | | |
|--------------------|-----------------------------|
| ① COMPUERTAS | ④ POZO DE EROSION O CAZUELA |
| ② PRESA DE REPARTO | ⑤ EMISARIO |
| ③ LABIO DE VERTIDO | |

Sobre el funcionamiento de la solución así definida cabe hacer varias precisiones:

- La primera zona del canal superior, de 92 m de longitud, tiene una solera horizontal a cota 670, a 4 m por debajo del umbral de cierre de compuertas, terminando en una pequeña presa de reparto de 2,5 m de altura. Se persigue con ello la formación de régimen lento en el cuenco así creado, asegurando una buena distribución de caudales incluso si el funcionamiento se produce con aperturas de compuesta desiguales.
- Aguas abajo de la presa de reparto anterior, aparece régimen rápido, con lo que se reduce notablemente la altura de cajeros necesaria en esta zona.
- La aireación de la parte inferior de la lámina lanzada está asegurada por la existencia de un amplio espacio abierto bajo ella hacia los lados que permite la aducción de aire.
- El frente de caída y las paredes de la cazuela, hasta la cota alcanzada por el agua, se protegen con revestimientos de hormigón, mayores en el frente de caída tanto por su gran irregularidad como por ser la zona más expuesta a la erosión.
- El aumento de la pendiente longitudinal del canal superior tiene como efecto incrementar la velocidad del agua en la zona próxima al labio de vertido, consiguiendo que el impacto sobre el fondo de la cazuela se produzca lejos del pie del talud frontal. Dicho fondo se protege con una solera de hormigón armado, de espesor variable entre 0,80 y 1,50 m y malla de $\phi 32$, 4pm.

- Se complementa la protección del frente de caída y laderas laterales evitando el impacto directo sobre ellos de corrientes de alta velocidad surgidas del choque de la lámina contra la solera de la cazuela. Para ello, se construyen muros deflectores en el fondo de la misma, reorientando y dirigiendo la corriente hacia el emisario.
- Se establece una sección control a la entrada del emisario, provocando la aparición de régimen rápido inmediatamente a continuación a fin de disminuir los calados necesarios y, por lo tanto, la altura de cajeros necesitada de protección de hormigón. La salida del emisario al río se establece en contrapendiente, lanzando los caudales lejos del apoyo de la estructura.

Las fotografías 14 y 15 muestran los muros deflectores contruidos en el fondo de la cazuela y el emisario de reintegración de caudales al cauce del río.

6. EROSIONES EN 1962 Y REFORMA DE LA ARISTA DE VERTIDO

El funcionamiento de la solución fue satisfactorio hasta 1962. Las revisiones periódicas realizadas no mostraron signo alguno de deterioro hasta dicha fecha, en que hubo de evacuarse una punta de caudal de magnitud inusual, próxima a $5000 \text{ m}^3/\text{s}$. La revisión posterior mostró que el paso de tal caudal había levantado completamente la losa del fondo de la cazuela, así como uno de los tramos de muro deflector.

Las causas de tal rotura hay que relacionarlas con tres aspectos del funcionamiento:

- A pesar del espesor del colchón amortiguador, las presiones de impacto son importantes para grandes caudales, no siendo suficiente el frenado de la lámina incidente en su recorrido dentro del agua para disminuirlas en forma eficaz.
- La zona de impacto es variable, tanto al modificarse el caudal como por variación de los remolinos internos en el volumen de agua del pozo.
- Fisuras o juntas abiertas en la losa transmiten al macizo subyacente prácticamente toda la presión de impacto en forma de subpresión.

Estas circunstancias hacen pensar en que la rotura de la losa fue causada por las altas presiones debidas al impacto directo de los caudales vertidos sobre ella, combinado con subpresiones muy altas en las zonas adyacentes a la de dicho impacto y agravado por las fluctuaciones en el valor de la presión y en la posición de la zona de choque.

La resolución del problema se abordó mediante ensayo en modelo reducido. Se optó finalmente por una solución consistente en la construcción de seis dientes deflectores en la arista de vertido, cuyos efectos son dividir la lámina inicial haciéndole perder su compacidad, obtener menor espesor en las láminas resultantes, aumentar el emulsionamiento y conseguir una mayor superficie de impacto sobre el colchón amortiguador. Todo ello aumenta el volumen de agua

implicado en los fenómenos de disipación de energía y atenúa notablemente las presiones sobre la solera. La implantación de los dientes se llevó a efecto durante el mismo año 1962. Desde entonces el aliviadero ha evacuado caudales en repetidas ocasiones, sobrepasando, en alguna de ellas, los 3000 m³/s sin que inspecciones posteriores del fondo del pozo hayan mostrado nuevas erosiones.

Las fotografías 16 a 22 muestran diferentes aspectos del funcionamiento del aliviadero en evacuación de crecidas, en su estado actual.

7. COMENTARIOS DE SINTESIS

El proceso erosivo del aliviadero de Ricobayo muestra un caso extraordinario de destrucción en solo unos pocos años que, a pesar de su carácter excepcional, permite extraer interesantes conclusiones prácticas sobre la estabilidad de los macizos rocosos y sobre el proceso geológico de formación de los cauces fluviales.

Como se ha explicado, la destrucción progresiva de la roca fue debida a dos causas principales: la erosión por impacto en el pie de caída del agua y la presión intersticial. La primera difícilmente hubiera llegado a producir por sí sola esa destrucción, o por lo menos habría requerido para ello mucho más tiempo, e incluso habría sido más controlable por medidas protectoras. Fue la presión intersticial la causa predominante en el proceso: al no tener revestimiento, el agua penetró por las diaclasas del granito y actuó de dos formas sobre los bloques interdiaclásicos: un empuje hacia el valle sobre las caras subverticales y una subpresión en las subhorizontales, esta última restando peso estabilizador frente al deslizamiento. Ambas componentes, reforzadas por un buzamiento hacia el valle del sistema subhorizontal de diaclasas, condujo al deslizamiento sucesivo de bloques hacia agua abajo, pues los bloques deslizados dejaban al descubierto a los adyacentes, en proceso de erosión progresiva. Buena prueba de que esta causa fue predominante es que la erosión no se produjo por hundimientos sucesivos de todo el frente -como habría sucedido con sola la erosión al pie- sino por deslizamientos de altura parcial progresando hacia agua arriba y de arriba a abajo.

La premura en comenzar el llenado del embalse para construir la central y la confianza en la calidad del granito llevaron a la decisión de utilizar el aliviadero antes de realizar el revestimiento, origen de la indefensión de la roca ante la penetración del agua y de la creación de las presiones intersticiales. No es de extrañar la decisión que entonces se tomó: solo después de éste y otros casos posteriores se llegó a una mejor comprensión de la estructura de los macizos rocosos, y al conocimiento de que su diaclasación o estratificación llevan a un comportamiento muy distinto de él de su elemento matriz. Recuérdese que los experimentos de Terzaghi y otros sobre la presión intersticial fueron simultáneos o posteriores a los hechos descritos, y aún precisaron de varios años más para complementarse y para su conocimiento y aceptación general.

La explicación anterior requiere un complemento sobre por qué ese proceso se detuvo a mitad de camino en su regresión. En este caso fue decisiva la existencia de una falla vertical caolinizada de unos 30 m de ancho, situada en la rama vertical de la zona 4 de la fig. 3, que dividía el macizo en dos sistemas diaclásicos de distinta orientación: el de aguas abajo, con buzamiento hacia el valle, y hacia el embalse el de aguas arriba. En este último, los bloques sometidos a las mismas presiones intersticiales gozaban de una estabilidad mayor, pues la contrapendiente impedía su deslizamiento hacia el valle, y el empuje hidrostático del embalse contrarrestaba la tendencia al deslizamiento hacia agua arriba, a pesar de la pendiente favorable. Por ello, al llegar la erosión a esa zona no siguió progresando hacia el embalse, pero la permanencia de la caída del agua en la misma zona intensificó la erosión al pie, generando una colosal *marmita de gigante* que, al ir aumentando sus dimensiones, contribuyó de forma creciente a un amortiguamiento de la energía de caída que, aunque imperfecto, contribuyó a una gradual estabilización del proceso destructivo o, al menos, a una notable minoración de su intensidad. Esta relativa estabilización, unida al mejor control de los caudales al ponerse en marcha la central y, sobre todo, al ponerse en explotación el túnel aliviadero complementario, permitió una mayor y más inmediata eficacia de las sucesivas consolidaciones y la solución final descrita.

De esta experiencia se deduce la importancia de prevenir la generación de presiones intersticiales en el sustrato del aliviadero. En la mayor parte de los casos la protección de la roca requiere un revestimiento, con lo que se corta la comunicación directa con la corriente de agua. Cuando la calidad y consistencia de la roca sean adecuadas, la supresión del revestimiento puede ser conveniente, no sólo por economía, sino también por el amortiguamiento gradual y lineal de energía que se consigue. Pero exige una seria consideración previa y, en todo caso, el oportuno tratamiento de la roca, con un sellado de las fisuras o grietas visibles, eventuales inyecciones complementarias y, si procede, un sistema de drenaje del macizo.

Es digna de reflexión la hipótesis de lo que podría haber sucedido sin la existencia de la citada discontinuidad geoestructural. De haber sido uniforme el buzamiento de todo el macizo hacia el valle, habría sido altamente probable que la erosión hubiera llegado hasta el embalse, con la consiguiente formación de un nuevo cauce paralelo del Esla, lo que habría exigido la erección de una nueva presa para recuperar aquél.

Otra consecuencia de interés es que el proceso descrito, generado por circunstancias artificiales, ilustra por excepción en un corto período histórico, sobre un modelo a escala natural y en tiempo real, sobre la forma en que la naturaleza opera en un largo proceso geológico de siglos para formar los cauces de los ríos. Estos no serían capaces, ni aún en tan largo período de lograrlo paso a paso con la erosión acumulativa debida a caudales normales, sino que si necesitan el transcurso de siglos es para que puedan darse avenidas de gran capacidad erosiva, y sobre todo con un caudal superior a la capacidad de desagüe del cauce preexistente. La doble acción de la erosión dinámica y de las fuerzas intersticiales destruyen la roca hasta lograr las dimensiones de cauce necesarias, y así hasta la ocurrencia de otra avenida de caudal todavía superior. El proceso de formación de los cauces no es, pues, continuo, lento y acumulativo, sino

espaciado, aleatorio y disruptivo. En el caso de Ricobayo el desequilibrio se produjo al derivar por un cauce artificial unos caudales superiores a los normales en unas circunstancias desfavorables que aceleraron la erosión. En el curso de contados años el Esla labró un nuevo cauce que pudo haber sido definitivo; pero a pesar de la detención relativa del proceso, la erosión adquirió unas proporciones desmesuradas, con profundidad máxima de más de un hectómetro, y un volumen arrastrado de casi un hm^3 , cuyo depósito elevó el cauce aguas abajo unos 10 m y cubrió casi un km de longitud.

FOTOGRAFÍAS

- FOTOGRAFIA 1. ALIVIADERO, 27/12/1933
FOTOGRAFIA 2. ALIVIADERO, 19/01/1934
FOTOGRAFIA 3. ALIVIADERO, 21/03/1934
FOTOGRAFIA 4. FRENTE DE CAIDA, 24/03/1934
FOTOGRAFIA 5. CAJERO DERECHO, 26/03/1934
FOTOGRAFIA 6. OBRAS DE REFORMA Y CONSOLIDACIÓN, 1934
FOTOGRAFIA 7. OBRAS DE REFORMA Y CONSOLIDACIÓN, 1934
FOTOGRAFIA 8. VERTIDOS POR ALIVIADERO, 24/01/1935
FOTOGRAFIA 9. VERTIDOS POR ALIVIADERO, 5/03/1935
FOTOGRAFIA 10. LABIO DE VERTIDO, 8/01/1936
FOTOGRAFIA 11. ENCAUZAMIENTO, 5/02/1936
FOTOGRAFIA 12. LABIO DE VERTIDO, 28/04/1936
FOTOGRAFIA 13. ESTADO DEL ALIVIADERO, 22/10/1936
FOTOGRAFIA 14. MUROS DEFLECTORES
FOTOGRAFIA 15. EMISARIO
FOTOGRAFIA 16. LABIO DE VERTIDO MODIFICADO
FOTOGRAFIA 17. DIENTES DEFLECTORES EN EL LABIO DE VERTIDO
FOTOGRAFIA 18. ALIVIADERO VERTIENDO
FOTOGRAFIA 19. ALIVIADERO Y PRESA DE DEFENSA
FOTOGRAFIA 20. ALIVIADERO VERTIENDO
FOTOGRAFIA 21. ALIVIADERO VERTIENDO
FOTOGRAFIA 22. ALIVIADERO VERTIENDO



Fotografía 1. ALIVIADERO, 27/12/1933



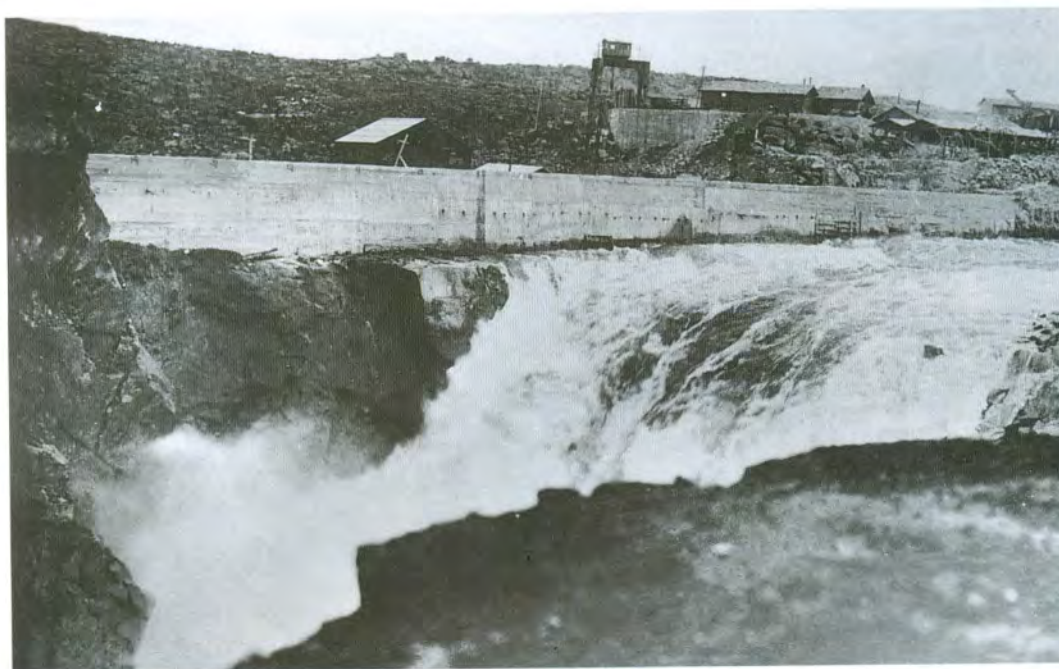
Fotografía 2. ALIVIADERO, 19/01/1934



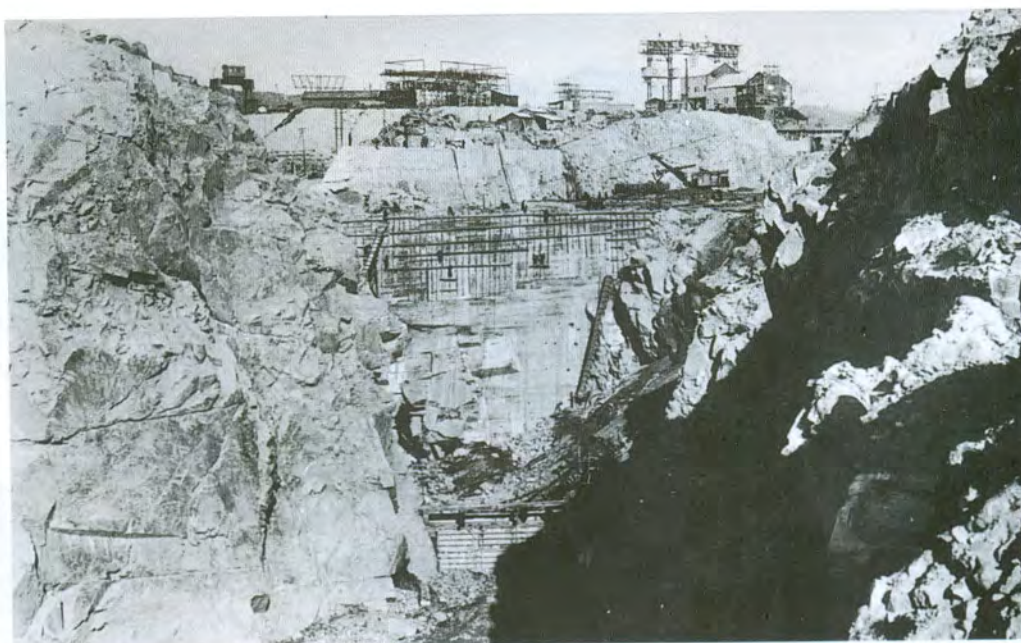
Fotografía 3. ALIVIADERO, 21/03/1934



Fotografía 4. FRENTA DE CAIDA, 24/03/1934



Fotografía 5. CAJERO DERECHO, 26/03/1934



Fotografía 6. OBRAS DE REFORMA Y CONSOLIDACION, 1934



Fotografía 7. OBRAS DE REFORMA Y CONSOLIDACION, 1934



Fotografía 8. VERTIDOS POR ALIVIADERO, 24/01/1935



Fotografía 9. VERTIDOS POR ALIVIADERO, 05/03/1935



Fotografía 10. LABIO DE VERTIDO, 08/01/1936



Fotografía 11. ENCAUZAMIENTO, 05/02/1936



Fotografía 12. LABIO DE VERTIDO, 28/04/1936



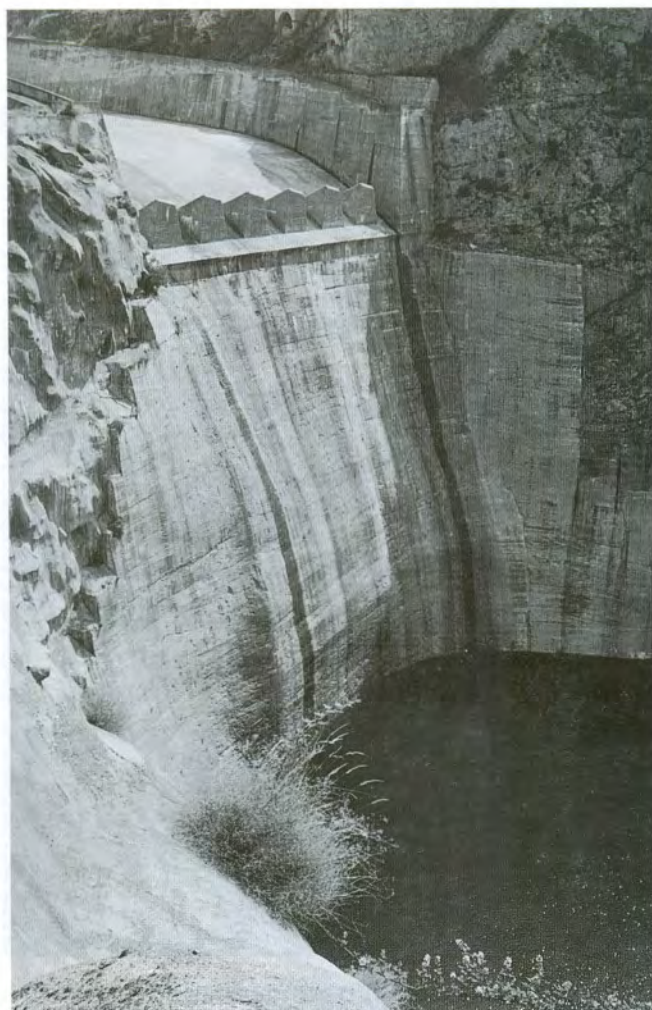
Fotografía 13. ESTADO DEL ALIVIADERO, 22/10/1936



Fotografía 14. MUROS DEFLECTORES



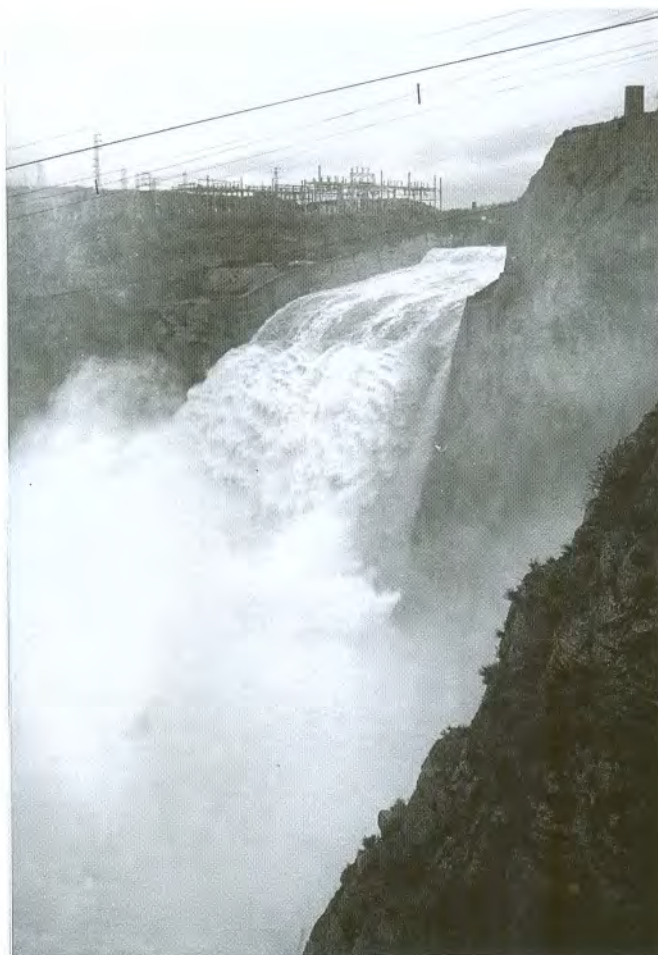
Fotografía 15. MUROS EMISARIO



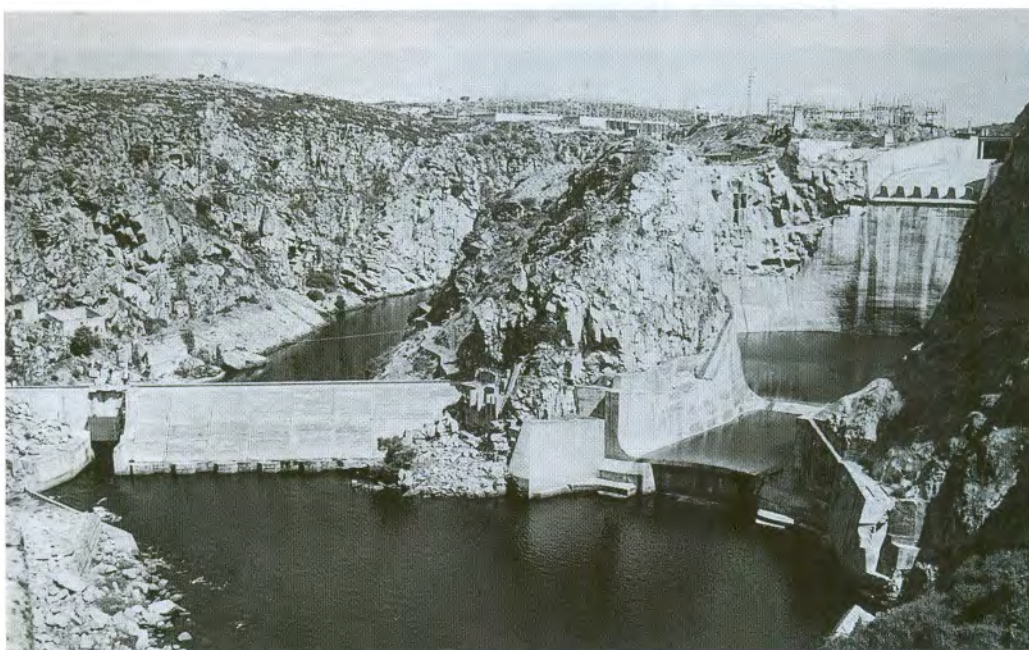
Fotografía 16. LABIO DEL VERTIDO MODIFICADO



Fotografía 17. DIENTES DEFLECTORES EN EL LABIO DE VERTIDO



Fotografía 18. ALIVIADERO VERTIENDO



Fotografía 19. ALIVIADERO Y PRESA DE DEFENSA



Fotografía 20. ALIVIADERO VERTIENDO



Fotografía 21. ALIVIADERO VERTIENDO



Fotografía 22. ALIVIADERO VERTIENDO

BIBLIOGRAFIA

Aguila Rada, A.- Algunas consideraciones sobre el régimen hidráulico al pie de presas y su aplicación a los ensayos del vertedero del Esla. Revista de Obras Públicas, ago-sep, 1933.

Del Campo, A.; Aspuru, J.J.; Maroto, L.- Dam outlets capacity and location. XI Congreso ICOLD, Q.41, R.33. Madrid, 1973.

Echanove, M.- El túnel del Esla. Revista de Obras Públicas, feb, 1942.

Gómez Laa, G.; Alonso Franco, M.; Romero Hernández, J.L.- XIII Congreso ICOLD, Q.42, R.47. New Delhi, 1978.

Guinea, P.M.; Lucas, P.; Aspuru, J.J.- Selection of spillways and energy dissipators. XI Congreso ICOLD, Q.41, R.66. Madrid, 1973.

Iberduero, S.A.- Proyecto reformado del de consolidación del aliviadero del Esla. Anexos 3, 4, 6 y 8. 1947.

Iberduero, S.A.- Grandes Presas. XI Congreso ICOLD. Madrid, 1973.

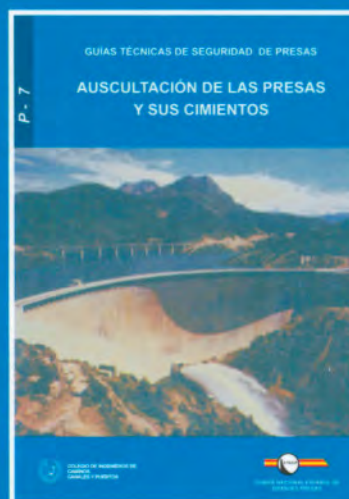
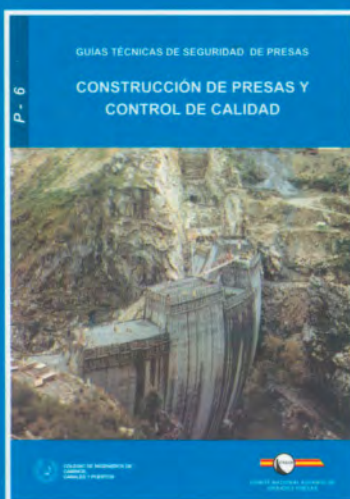
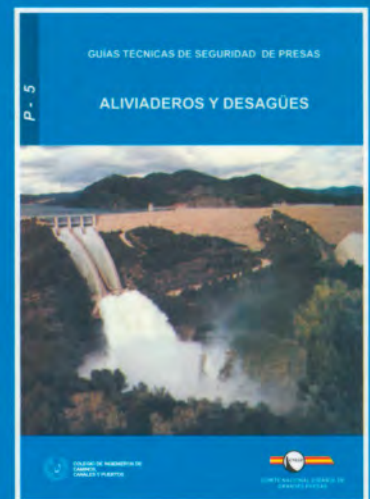
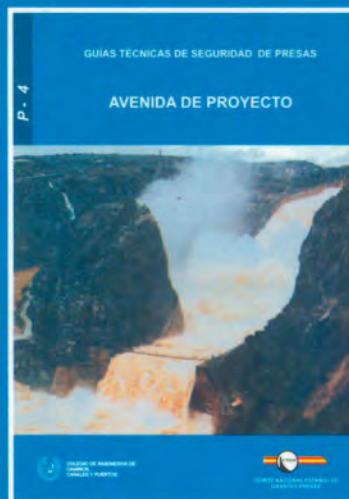
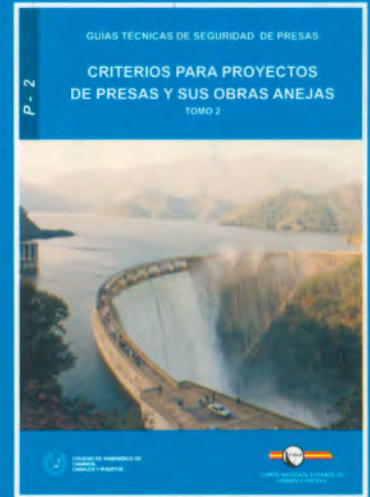
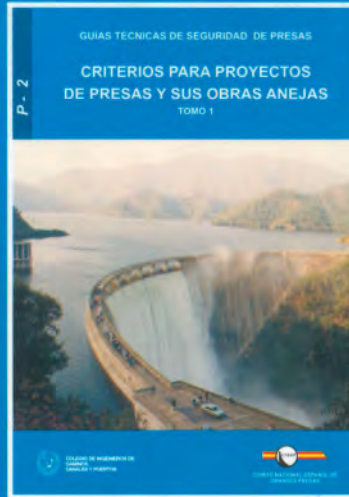
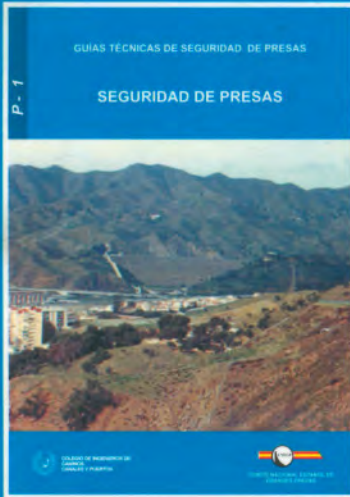
Lucas Palazuelo, P.- Ensayos hidráulicos en modelo reducido efectuados en el Laboratorio de Hidráulica instalado en el Salto de Ricobayo, (Zamora). Anales de Mecánica y Electricidad, nov-dic, 1965.

Martínez Artola, P.- El túnel aliviadero del Salto del Esla. Revista de Obras Públicas, oct, 1941.

Rubio, R.- El túnel aliviadero del Salto del Esla. Revista de Obras Públicas, sep, 1940.

GUÍAS TÉCNICAS DE SEGURIDAD DE PRESAS

VOLUMENES INCLUIDOS EN LA SERIE



COLEGIO DE INGENIEROS DE
CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE
GRANDES PRESAS