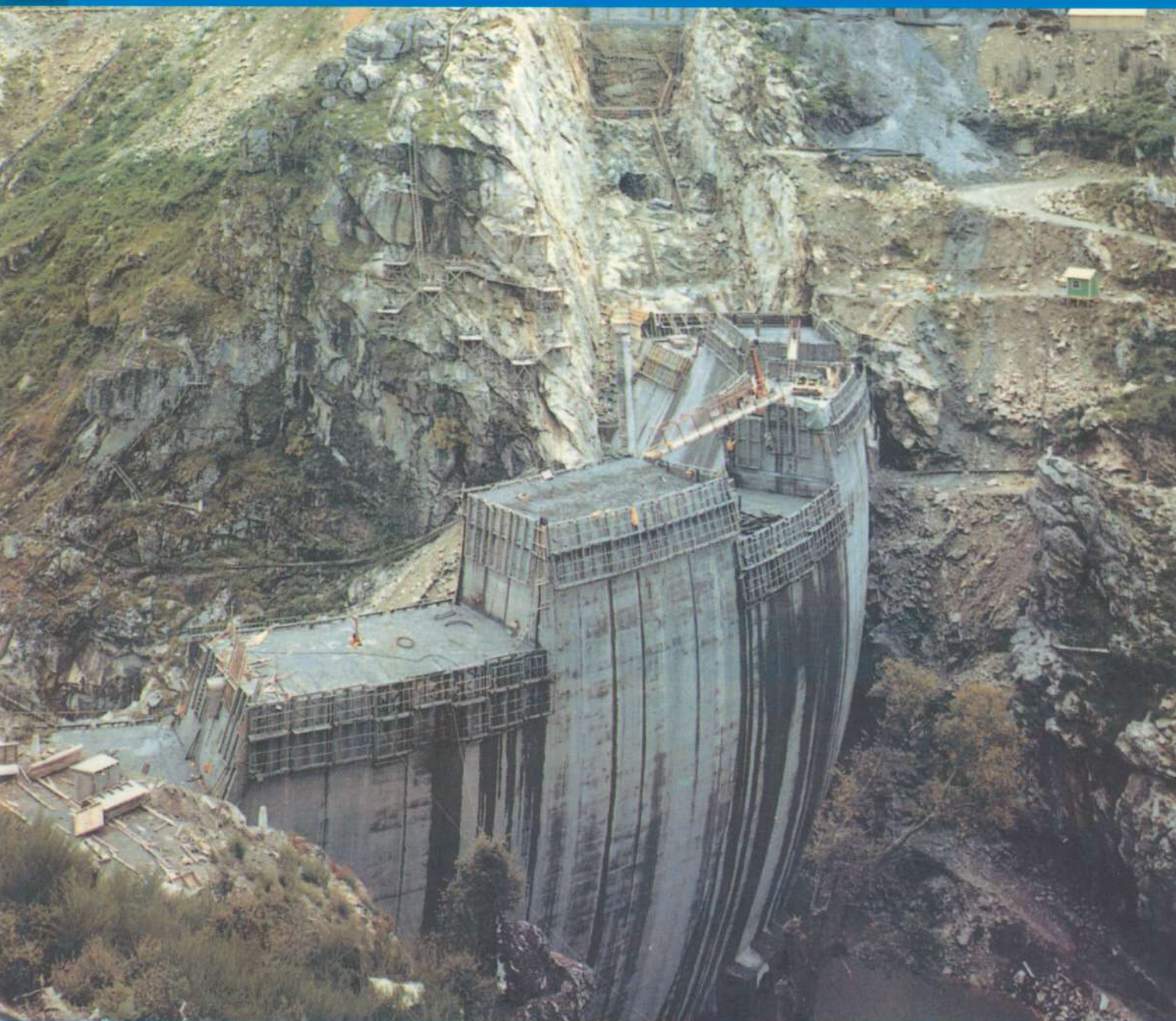


GUÍAS TÉCNICAS DE SEGURIDAD DE PRESAS

CONSTRUCCIÓN DE PRESAS Y CONTROL DE CALIDAD

P-6



COLEGIO DE INGENIEROS DE
CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE
GRANDES PRESAS



**COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE
GRANDES PRESAS**

GUIAS TECNICAS DE SEGURIDAD DE PRESAS

GUIA Nº 6 CONSTRUCCIÓN DE PRESAS Y CONTROL DE CALIDAD



GUÍAS TÉCNICAS DE SEGURIDAD DE PRESAS

CONSTRUCCIÓN DE PRESAS Y CONTROL DE CALIDAD
Guía N.º 8

Foto portada: Presa de Albarellos

Edita: Comité Nacional Español de Grandes Presas

I.S.B.N.: 84-89567-10-7

Depósito Legal: M-32297-1999

Imprime: *Gráficas Rito*

Arroyo Bueno, 2 - 28021 Madrid

PRESENTACIÓN

Después de casi treinta años de vigencia de la “Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de grandes presas” de 1967, con la que se proyectaron y construyeron más de la mitad de las grandes presas españolas, el Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente aprobó en el año 1996 el “Reglamento Técnico sobre Seguridad de presas y embalses”, con el que se ponían al día los conceptos y criterios sobre seguridad de presas, que habían evolucionado de manera muy significativa desde el inicio de la década de los años setenta.

Este nuevo Reglamento, de aplicación aún parcial pero progresiva, presenta un enfoque global de la seguridad, y tiene un carácter más general y abierto que la anterior Instrucción, incidiendo más específicamente en los temas relativos a la gestión de la seguridad y a la vigilancia e inspección de las presas. Por ello es necesario el fijar los aspectos más técnicos relativos a la seguridad estructural, hidrológica, sísmica, y los referentes a las distintas fases de puesta en carga, construcción y explotación, en otro tipo de publicaciones, como son estas Guías Técnicas que produce el Comité Nacional Español de Grandes Presas, y que son un complemento esencial y necesario del Reglamento.

En cada una de las Guías Técnicas se presenta el estado del arte en diversos aspectos relativos a la seguridad de las presas, y se dan unas recomendaciones para la evaluación y consecución de los objetivos de seguridad.

Ahora publicamos la Guía nº 6, Construcción de Presas y Control de Calidad, que ha sido elaborada por el Comité de Tecnología y Coste en la Construcción de presas, bajo la presidencia de D. Rodrigo del Hoyo Fernández-Gago, al que, al igual que a sus colaboradores, el Comité Español le agradece el esfuerzo y entusiasmo que ha dedicado en su redacción.

Igualmente quiero agradecer al Comité de Guías los trabajos dedicados a la revisión y coordinación, que han dado lugar a esta versión final, aprobada por el Pleno del Comité Nacional Español de Grandes Presas. Con el esfuerzo de todos hemos conseguido sacar otra Guía hacia delante, y así cumplir con nuestro objetivo de mejorar la tecnología española en el campo de las presas.

Finalmente mi agradecimiento a la Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas del Ministerio de Medio Ambiente por su colaboración en esta tarea común de completar el Reglamento con unas Guías Técnicas.

L. Berga
Presidente del Comité Nacional
Español de Grandes Presas

El Comité de Guías del Comité Nacional Español de Grandes Presas está formado por los miembros siguientes:

Manuel Alonso Franco

Luis Berga Casafont

Alejandro del Campo Aguilera

Rodrigo del Hoyo Fernández-Gago

Carlos Duelo Topete

Julián García Roselló

José Alberto Herreras Espino

Eugenio Vallarino Cánovas del Castillo

Jesús Yagüe Cordova

PRÓLOGO

La Guía Técnica nº 6 "CONSTRUCCIÓN DE PRESAS Y CONTROL DE CALIDAD" tiene como objetivo, lo mismo que las restantes Guías Técnicas publicadas por el Comité Español de Grandes Presas, complementar al Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses.

Este Reglamento, vigente desde 1996, no nació con la intención de ser lo que generalmente se conoce como una Norma Técnica, es decir, como lo que era la antigua Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas.

En la redacción del Reglamento se ha tenido especial cuidado en evitar el pronunciarse sobre el COMO proyectar, construir o explotar las presas, sino que se ha centrado en el QUE tipo de estudios, reconocimientos, comprobaciones y análisis hay que efectuar para conocer como se va a comportar la presa ante las acciones a que va a estar sometida, y poder juzgar con suficiente garantía sobre su seguridad.

De esta forma se evita lo que tantas veces se ha criticado a las normas de obligado cumplimiento: por un lado que son un freno para el avance de la técnica, y por otro que, cumpliendo mal que bien lo que en ella se indica, el ingeniero proyectista, constructor o explotador puede tener la impresión de que la presa es segura y su responsabilidad está cubierta. La realidad es que por muy amplia y completa que sea una norma nunca puede abarcar todas las situaciones que en una presa pueden darse, y siempre se podrán presentar, en casos especiales, lagunas por las que se filtre su seguridad.

Las Guías Técnicas publicadas por el Comité Nacional Español de Grandes Presas incluyen una serie de recomendaciones y sugerencias, en ningún caso de obligado cumplimiento, que además de constituir un complemento del Reglamento, pretenden ser útiles al ingeniero que tenga algún tipo de responsabilidad sobre la presa, proporcionándole una información que facilite su labor.

En esta Guía, dedicada a la Construcción y Control de Calidad y en la que también se trata de la primera puesta en carga, se incluyen muchos temas de sobra conocidos por los ingenieros experimentados, pero que no lo son tanto para aquellos que inicien su actividad profesional en el mundo de las presas. Se le puede atribuir una cierta vocación didáctica, ya que en ella se exponen una serie de procedimientos constructivos y métodos generales para llevar a cabo el control de calidad de la obra, sancionados como buenos por la experiencia.

La redacción de esta Guía, en la que se han tenido muy en cuenta los comentarios y sugerencias del Comité de Guías, a quien se agradece su colaboración, ha sido realizado por un equipo constituido por los siguientes ingenieros:

- | | |
|--|--|
| - Guillermo Bravo Guillén (Cap. 7) | - Luis Casamayor Lizarralde (Cap. 2 y 4) |
| - Joaquín Díez-Cascón Sagrado (Cap. 6) | - Félix Fernández Martín (Cap. 8) |
| - Rodrigo del Hoyo Fdez.-Gago (Cap. 1, 3 y 11) | - José Antonio Marsellá Andía (Cap. 7) |
| - Felipe Mendaña Saavedra (Cap. 7) | - Julio Osende Cotta (Cap. 5) |
| - Manuel Serrano Tovar (Cap. 9 y 10) | |

La coordinación del equipo ha estado a cargo del ingeniero que suscribe.

Antes de que esta Guía haya sido publicada ha fallecido de forma repentina D. Manuel Serrano Tovar, que tanto en esta Guía como en toda su actividad profesional ha prestado grandes servicios a la Técnica española en presas.

Este equipo de redacción le dedica al Dr. Serrano Tovar esta Guía, como un pequeño homenaje al compañero y amigo.

Rodrigo del Hoyo Fernández-Gago
Presidente del Comité de Tecnología y Coste
en la Construcción de Presas

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	11
1.1. Antecedentes de la Normativa Española relacionada con la construcción de presas	11
1.2. Reglamento Técnico sobre seguridad de Presas y Embalses	12
1.3. Artículos del Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses relacionados con esta Guía.	12
1.4. Objeto de esta Guía	19
2. PLANIFICACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN	23
2.0. Generalidades	23
2.1. Estudio de la zona y del emplazamiento de la obra	23
2.1.1. Condiciones naturales	23
2.1.2. Infraestructura y recursos disponibles	24
2.2. Planificación general	24
2.2.1. Objetivos de la planificación	24
2.2.2. Selección de los sistemas constructivos	24
2.2.3. Dimensionamiento general	25
2.2.4. Organización general	25
2.3. Planificación de detalle	27
2.3.1. Instalaciones generales	27
2.3.2. Instalaciones Específicas	28
2.3.3. Desviación del río	30
2.3.4. Excavaciones	30
2.3.5. Cuerpo de presa	31
2.3.6. Aliviaderos y Desagües	34
2.3.7. Obras complementarias	34
2.3.8. Retirada de obra, reposición del paisaje	34
2.3.9. Metodología del programa general	34
2.3.10. Estimación de costes	35
2.4. Seguimiento de la planificación	35
2.4.1. Controles	35
2.4.2. Revisión del plan	35
2.4.3. Actualización del Plan General	36
2.5. Accesos y telecomunicaciones	36
2.5.1. Accesos	36
2.5.2. Telecomunicaciones	36
3. DESVÍO DEL RÍO	41
3.0. Generalidades	41
3.1. Dimensionamiento del desvío.	41
3.2. Esquemas de desvío y cierre del cauce	44
3.2.1. Derivación en una sola fase	44
3.2.2. Derivación en varias fases	45
3.2.3. Cierre del río	45
3.3. Ataguías	48
3.4. Conducciones	49
3.5. Desvío sobre o a través de obras permanentes	50
3.6. Cierre de las obras de desviación	51

3.7.	Resumen y Conclusiones	51
4.	EXCAVACIONES	61
4.0.	Generalidades	61
4.1.	Trabajos preliminares	62
4.2.	Agotamientos	62
4.3.	Excavaciones a cielo abierto	63
4.3.1.	Presas de hormigón	63
4.3.2.	Presas de materiales sueltos	65
4.4.	Excavaciones subterráneas	67
4.4.1.	Excavación en galerías	67
4.4.2.	Excavaciones en pozos	68
4.5.	Control y vigilancia de la ejecución	69
4.5.1.	Controles de ejecución	70
4.6.	Sostenimiento y tratamiento del terreno	72
4.6.1.	Sostenimiento y tratamientos de los taludes	73
4.6.2.	Sostenimiento y tratamiento de la caja de la cimentación y de la ladera en las inmediaciones de la excavación	74
4.6.3.	Sostenimiento de las obras subterráneas	75
5.	TRATAMIENTOS DE LA CIMENTACIÓN	77
5.0.	Generalidades	77
5.0.1.	El terreno de cimentación	78
5.1.	Tipo de tratamiento y su justificación	79
5.1.0.	Generalidades	79
5.1.1.	Tratamientos mediante inyecciones	79
5.1.2.	Tratamientos de consolidación	85
5.1.3.	Tratamientos de impermeabilización	88
5.1.4.	Sistemas de drenaje	90
5.2.	Tratamientos en macizos rocosos	90
5.2.0.	Generalidades	90
5.2.1.	Terrenos formados por rocas kársticas	91
5.2.2.	Terrenos formados por rocas no kársticas	96
5.3.	Tratamientos en suelos y aluviones	104
5.4.	Pantallas continuas, pilotes y otros sistemas	109
5.4.0.	Introducción	109
5.4.1.	Pilotes	110
5.4.2.	Pantallas continuas	110
5.4.3.	Jet Grouting	111
5.4.4.	Anclajes	111
6.	CONSTRUCCIÓN DE PRESAS DE HORMIGÓN	113
6.1.	Hormigón Convencional	113
6.1.1.	Producción de áridos	113
6.1.2.	Cemento, puzolanas y aditivos	124
6.1.3.	Características y composición del hormigón	127
6.1.4.	Fabricación del hormigón	137
6.1.5.	Transporte del hormigón	140
6.1.6.	Colocación y curado del hormigón	145
6.1.7.	Tratamientos térmicos del hormigón	160

6.1.8.	El control de calidad del hormigón de grandes presas	166
6.1.9.	Ensayos y medios de control de calidad en obra	167
6.2.	Hormigón compactado con rodillo	173
6.2.1.	Introducción	173
6.2.2.	Materiales y proporciones de la mezcla	174
6.2.3.	Propiedades	176
6.2.4.	Construcción	178
6.2.5.	Ensayos de laboratorio y control de campo	190
6.3.	Normas UNE de aplicación al control del hormigón y sus componentes	194
7.	CONSTRUCCIÓN DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS	197
7.1.	Materiales	197
7.1.1.	Materiales para núcleos impermeables	197
7.1.2.	Control de calidad de los materiales para la construcción de núcleos	205
7.1.3.	Materiales para filtros y drenes	207
7.1.4.	Materiales para cuerpo de presa, espaldones y escolleras	211
7.1.5.	Control de calidad de los materiales de construcción de los espaldones	225
7.1.6.	Materiales para pantallas asfálticas	229
7.1.7.	Materiales para pantallas de hormigón armado	233
7.2.	Construcción	237
7.2.1.	Construcción de núcleos	237
7.2.2.	Construcción de filtros y drenes	245
7.2.3.	Construcción del cuerpo de presa: espaldones y escolleras	247
7.2.4.	Construcción de pantallas asfálticas	251
7.2.5.	Construcción de pantallas de hormigón hidráulico	257
8.	MONTAJE Y PRUEBAS DE LAS INSTALACIONES Y EQUIPOS PERMANENTES	265
8.0.	Generalidades	265
8.1.	Tipos de cierres. Clasificación y definición de las instalaciones	265
8.2.	Montaje en fábrica, inspección y pruebas	266
8.2.1.	Control de materiales	266
8.2.2.	Control de la fabricación	268
8.3.	Transporte a obra y almacenamiento	269
8.4.	Montaje en obra y pruebas	270
8.4.1.	Generalidades	270
8.4.2.	Soldadura	270
8.4.3.	Comprobaciones previas al hormigonado de elementos fijos	270
8.4.4.	Montaje en obra	270
8.4.5.	Recopilación de documentación	271
8.4.6.	Pruebas en obra	271
9.	INSTALACIÓN DE APARATOS Y EQUIPOS DE AUSCULTACIÓN	273
9.0.	Generalidades	273
9.1.	Equipos y Personal	274
9.1.1.	Tipos de sensores y equipos de auscultación	274
9.1.2.	Fases de los montajes de auscultación	274
9.1.3.	Personal y medios necesarios para realizar los montajes de auscultación y su mantenimiento	274

9.1.4.	Inspecciones a la recepción de los equipos de auscultación	275
9.2.	Prescripciones para la instalación, conservación y mantenimiento de los sistemas de auscultación	276
9.2.1.	Comprobaciones y trabajos previos a una instalación	276
9.2.2.	Instalaciones anteriores a la construcción de una presa	276
9.2.3.	Instalaciones en las presas de fábrica	276
9.2.4.	Instalaciones en las presas con núcleo impermeable	278
9.2.5.	Instalaciones en las presas de escollera con pantalla impermeable	280
9.2.6.	Instalaciones en presas ya construidas	280
9.2.7.	Instalación de sistemas automáticos de lectura	280
9.2.8.	Conservación y mantenimiento de los sistemas de auscultación	281
9.3.	Lecturas a realizar durante la construcción	281
9.3.1.	Recomendaciones generales	281
9.3.2.	Presas de fábrica	282
9.3.3.	Presas de materiales sueltos	282
10.	OTROS TIPOS DE PRESAS	285
10.0.	Generalidades	285
10.1.	Presas de materiales sueltos con núcleo asfáltico	286
10.1.1.	Introducción	286
10.1.2.	Características exigibles al núcleo asfáltico	286
10.1.3.	Datos medios de proyecto y construcción	286
10.1.4.	Control de calidad	287
10.2.	Presas de materiales sueltos con núcleo de pantalla flexible	289
10.2.1.	Introducción	289
10.2.2.	Distintas tipologías de pantallas flexibles	289
10.2.3.	Pantallas continuas con hidrofresa	290
10.3.	Presas de materiales sueltos con láminas aguas arriba	291
10.3.1.	Introducción	291
10.3.2.	Geomembranas	291
10.3.3.	Colocación	292
10.3.4.	Control de calidad	292
10.4.	Presas inflables	293
10.5.	Aliviaderos fusibles	294
11.	PUESTA EN CARGA	297
11.0.	Generalidades	297
11.1.	Programación general: Época del año en que se efectúa la puesta en carga	298
11.2.	Cierre del desvío provisional	299
11.3.	Disponibilidad de desagües profundos	299
11.4.	Auscultación y control de comportamiento	301
11.5.	Desarrollo de la puesta en carga	302
11.6.	Medios materiales y humanos presentes en obra	304
11.7.	Situaciones y presas excepcionales	304
11.8.	Equipo de puesta en carga	305
11.9.	Ejemplos	306
	BIBLIOGRAFÍA	315

1.

INTRODUCCION

1.1. Antecedentes de la Normativa Española relacionada con la construcción de presas.

Desde 1967 hasta la aprobación del "Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses" en 1996, estaba en vigor en España la Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas, aprobada por O.M. de 31 de marzo de 1967, que actualizaba y ponía al día la anterior Instrucción aprobada en 1962.

La Instrucción de 1967 se caracteriza por ser una norma técnica, es decir, está integrada por una serie de prescripciones de obligado cumplimiento basadas en el estado de la técnica en el momento de su redacción.

En la citada Instrucción, el Capítulo III titulado Normas para la Construcción de Presas, consta de 32 artículos, cada uno de ellos con varios subapartados, en los que se dan una serie de prescripciones sobre la forma de construir las presas y los procedimientos de construcción, prohibiendo incluso, salvo justificación especial, algunos métodos constructivos.

Esta Instrucción ha permitido entre los años 60 y 80 el gran desarrollo en la construcción de presas que ha habido en España, siendo un instrumento de gran utilidad tanto para los proyectistas y constructores, como para los técnicos de la Administración encargados de controlar que las presas se construyeran con unos criterios de Seguridad adecuados.

De todas formas, el avance tecnológico ha hecho que algunos de los artículos de esta Instrucción hayan quedado anticuados y, ya desde finales de los años setenta o principios de los ochenta, se ha visto la necesidad de actualizarla.

1.2. Reglamento Técnico sobre seguridad de Presas y Embalses

Al plantearse la revisión de la Instrucción de 1967 se podían seguir dos caminos: actualizar las normas en ella incluidas y añadir otras nuevas con objeto de ponerla al día de acuerdo con la tecnología vigente en este momento, o bien hacer un Reglamento que no establezca soluciones técnicas concretas aplicables a cada una de las etapas de la vida de la presa, sino que proceda a fijar los criterios de seguridad que han de tenerse en cuenta para prevenir y limitar social y ambientalmente los riesgos potenciales que estas infraestructuras puedan representar. En este segundo camino, que es el que se ha adoptado, se dejan las soluciones técnicas concretas al titular de la presa quien, en todo momento, debe poder demostrar que las que aplica son correctas.

Ante esta situación el Comité Español de Grandes Presas ha visto la conveniencia de redactar unas Guías Técnicas que faciliten a los ingenieros que dediquen su actividad profesional a las presas en cualquiera de las etapas de su vida, es decir: proyecto, construcción, puesta en carga, explotación y puesta fuera de servicio, una serie de recomendaciones y consejos sancionados por la experiencia sobre distintos aspectos que pueden considerarse fundamentales para que las presas sean seguras a un coste adecuado.

Estas guías, que se irán actualizando en el tiempo de acuerdo con los avances de la ciencia y la técnica, no pretenden ser mas que un conjunto de sugerencias y recomendaciones que faciliten el trabajo de los profesionales que tengan que aplicar el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses.

El Reglamento Técnico sobre Seguridad de presas y embalses, se estructura en cuatro capítulos:

- I Disposiciones generales (Artículos 1 a 3)
- II Control de Seguridad (Artículos 4 a 7)
- III Criterios básicos de Seguridad (Artículos 8 a 23)
- IV Condiciones técnicas a cumplir en cada una de las fases (Artículos 24 a 35)

1.3. Artículos del Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses relacionados con esta Guía.

Se incluyen y comentan a continuación los artículos relacionados con el objeto de esta Guía Técnica, que trata de los métodos constructivos y el control de calidad en la ejecución de la presa, así como de la puesta en carga.

En el Capítulo II aparece, en primer lugar, el Artículo 4 "Personas responsables de la seguridad de las presas", que en el punto 4.2 dice textualmente:

El control de la seguridad de las presas se ejercerá por el órgano competente, desde la fase de proyecto y durante las fases de construcción, puesta en carga, explotación y puesta fuera de servicio.

En el Artículo 5 "Obligaciones del titular de la presa", se indica que durante la fase de construcción, el titular de la presa deberá:

- b) Designar al Director de las obras y a su equipo, así como comunicarlo a la Administración.
- c) Efectuar, durante la ejecución de las obras los reconocimientos necesarios y disponer el control de las mismas que aseguren la calidad de las obras y garanticen la seguridad de la presa.
- d) Ejecutar el sistema de auscultación previsto, realizando las mediciones que correspondan a esta fase, así como facilitar esta información a la Administración.

y al final de esta fase

- e) Proponer el plan de puesta en carga de la presa

Como puede verse, en este artículo se señala la obligatoriedad de disponer de los medios y procedimientos necesarios para controlar y asegurar la calidad de las obras.

Para garantizar la seguridad de la presa, además de disponer de un proyecto adecuado, es necesario que las obras se realicen de acuerdo con las especificaciones del mismo, e ir adaptándolo al mayor conocimiento que del terreno se obtiene a medida que progresan las excavaciones.

Para esto es necesario disponer de un equipo de dirección de obra que, independientemente del constructor, tenga como misión fundamental velar por la calidad de la ejecución, ampliar los reconocimientos y adaptar el proyecto, de acuerdo con el equipo redactor del mismo, a la realidad de la cerrada, y controlar la idoneidad de los equipos de auscultación que se instalen para poder conocer en la fase de explotación de la presa, su grado de seguridad.

En los capítulos 4 al 9 de esta Guía, ambos inclusive, se trata de los controles y ensayos a realizar en las excavaciones, tratamientos del terreno, construcción del cuerpo de presa, según sea de hormigón o materiales sueltos, y también del montaje de equipos mecánicos permanentes y equipos de auscultación.

En el capítulo 11, puesta en carga, se trata específicamente de la forma de desarrollar esta fase de la vida de la presa.

En el Artículo 5.5 del Reglamento, en el que se indican los documentos que debe contener el archivo técnico, se señalan entre otros:

- c) Los resultados de los ensayos y análisis realizados para comprobar la calidad de las obras.
- d) La información geológica adicional obtenida durante la ejecución de las obras.

- e) Las reformas introducidas en el proyecto durante la construcción de la presa.
- f) Los tratamientos realizados para la impermeabilización y drenaje del terreno y la presa
- g) Las actas de los procesos de prueba y puesta en carga de la presa.

Esto obliga a que la oficina técnica existente en obra mantenga un archivo completo y bien documentado de toda la información que se recoja, y de las modificaciones que se introduzcan en el proyecto.

En los capítulos 4 y 5 de esta Guía se incluyen la información a obtener después de realizar las excavaciones, los controles a realizar en esta etapa de la obra, y los trabajos de reconocimiento necesarios, que permitan completar la información geológica y geotécnica del emplazamiento. Los resultados de los tratamientos de inyección así como la evolución de presiones y caudales inyectados son también un elemento importante a incluir en el archivo técnico.

En los capítulos 6 y 7, se trata de los controles a realizar sobre los materiales que constituyen el cuerpo de presa, y en los 8 y 9 de las pruebas de aceptación de los equipos mecánicos, eléctricos, y de auscultación.

El capítulo 11 se centra en la puesta en carga y las actas a redactar sobre los resultados de esta fase de la vida de la presa.

El Apartado 3 del Artículo 11 del Reglamento trata de los caudales para los que se debe dimensionar el desvío provisional, y dice textualmente:

11.3. En función del riesgo potencial asumible durante la fase de construcción de la presa se determinarán las avenidas a considerar en el proyecto de los desvíos provisionales y órganos de desagüe. Se tendrá en cuenta, necesariamente, la distribución de frecuencias de las avenidas según los meses.

El capítulo 3 de esta Guía está íntimamente relacionado con este artículo, ya que se ocupa del dimensionamiento del desvío del río en función del esquema elegido, tipo de presa, ataguías, etc.

Se expone también la forma de realizar esta parte de la obra, y los esquemas mas usuales. En todo caso siempre se considera que el riesgo aguas abajo, durante el período de obra, es decir cuando el desvío está operativo, no debe ser superior al admitido por la Sociedad para la fase de explotación de la presa.

Artículo 20. Materiales.

20.1. Para la construcción de presas deberán emplearse materiales cuyas propiedades intrínsecas, su puesta en obra y la evolución de sus características sean susceptibles de control.

20.2. El proyecto deberá definir los materiales, fijar las características que deben cumplir y concretar los procedimientos para su comprobación y control. Los materiales y obras se ensayarán y ejecutarán conforme a las prescripciones del proyecto.

20.3. Durante la explotación de la presa se comprobará la evolución de las características de los materiales en cuanto pudieran afectar a su seguridad.

En él se vuelve a insistir en el control durante la ejecución de las obras.

En relación con este artículo, en el capítulo 6 se trata de los materiales a emplear en la construcción de presas de hormigón, los ensayos a realizar sobre los mismos, la frecuencia de dichos ensayos, etc.

En el capítulo 7 se trata de la selección de materiales para la construcción de presas de materiales sueltos, así como de los ensayos, tanto de identificación como de control de que cumplen lo especificado en el proyecto.

En los artículos 24 y 25 del Reglamento, que se incluyen a continuación, se señalan las distintas fases de la vida de la presa y se incide en la coordinación, que debe estar garantizada, entre los equipos técnicos que se ocupan de una y otra.

En esta Guía Técnica se trata de la fase de construcción en los capítulos 2 a 10, y de la de puesta en carga en el 11.

Estos dos artículos, relacionados realmente con todas las fases de la vida de la presa, y por tanto con todas las Guías Técnicas que complementan al Reglamento, se amplían en la Guía Técnica nº 1 "Seguridad de Presas" que de alguna forma coordina y aúna todo lo tratado en las restantes Guías.

Artículo 24. "Fases".

En el desarrollo y utilización de las presas y los embalses, se diferencian las siguientes fases:

- Proyecto
- Construcción
- Puesta en carga
- Explotación
- Puesta fuera de servicio

Artículo 25. "Coordinación y control"

25.1. Para cada una de las distintas fases a que se refiere el artículo anterior, el titular dispondrá la existencia de un equipo técnico para desarrollar las actuaciones relacionadas con la seguridad.

Al frente de dicho equipo, y en calidad de Director, figurará un Técnico competente en las materias relacionadas con la seguridad de las presas.

La aprobación de la composición del equipo técnico y de la designación de su Director corresponde a la Administración.

25.2. En ningún caso podrá producirse un vacío en la Dirección del equipo técnico. El titular garantizará la continuidad en la dirección del equipo y el adecuado traspaso de funciones tanto entre fases distintas como dentro de cada fase. En todos los casos este traspaso se formalizará documentalmente.

25.3. Cada equipo técnico, en la fase que le compete, formará progresivamente el Archivo Técnico de la Presa, de modo que sea factible, en cualquier momento, el análisis y contraste de las diferentes situaciones de la presa y el embalse, así como la interpretación de su comportamiento.

25.4. Para el ejercicio de las funciones de Vigilancia e Inspección, el órgano competente podrá recabar del titular de la presa los informes que considere necesarios sobre el proyecto, los procesos de construcción y puesta en carga, las incidencias durante la explotación y la eventual puesta fuera de servicio.

El Artículo 27, dedicado expresamente a la construcción, trata fundamentalmente del equipo técnico encargado de dirigir la obra y sus funciones, la formación del archivo técnico de construcción, y las condiciones de seguridad exigibles a los embalses originados por las ataguías y eventuales embalses parciales de la presa. Dice textualmente este artículo:

Artículo 27. "Construcción"

27.1. En la fase de construcción, el titular de la presa designará un equipo técnico, dirigido por un Técnico competente que ejercerá las funciones de Director de Construcción, y estará encargado de la dirección de la obra y de que en ella se cumplan las condiciones de seguridad exigidas.

Para dar comienzo a la fase de construcción se precisará la aprobación por la Administración del proyecto, así como de la designación del equipo técnico y del Director de Construcción.

27.2. El equipo técnico comprobará que los materiales utilizados en la obra, los métodos de construcción de los distintos componentes, las dimensiones de las obras y la maquinaria cumplan las previsiones del proyecto y que se ejecutan con la calidad requerida.

27.3. En el caso en que sea necesario por razones de seguridad, el titular deberá modificar el proyecto, los procesos constructivos o el plan de la obra. Estas modificaciones deberán ser aprobadas por la Administración previo informe de su adecuación a los requisitos de seguridad exigidos.

27.4. En esta fase se constituirá el Archivo Técnico de la Presa en el que quedarán reflejadas las modificaciones del proyecto, el desarrollo normal de los trabajos y las incidencias especiales que pudieran producirse. Igualmente, se ampliará la información existente en el proyecto sobre aspectos como el clima, el río, el medio ambiente, el terreno y los materiales.

27.5. Los embalses formados por las ataguías utilizadas para la construcción de las presas, así como los embalses parciales originados por la propia presa durante la construcción en épocas de aguas altas, estarán sometidos a los mismos requisitos de seguridad, aunque considerando las circunstancias específicas de plazo y riesgo.

Realmente este artículo justifica en gran parte la redacción de esta Guía, en la que, en su capítulo 2 se trata de la planificación de la obra, que complementa y amplía la que figure en el proyecto constructivo. En él se expone la forma de desarrollar el proyecto de ejecución y de controlar la evolución de la ejecución de la presa en el tiempo, para evitar retrasos en la fecha prevista de entrada en servicio.

En los capítulos 3 y 4 se trata de los trabajos comunes a todo tipo de presas, independientemente que sean de fábrica o materiales sueltos. En el capítulo 3, dedicado a la excavación, se completa lo que se dice en el reglamento en cuanto a la ampliación de los reconocimientos geológicos.

En los capítulos 6 Presas de hormigón y 7 Presas de materiales sueltos, se trata de los materiales a emplear, los ensayos a realizar, la frecuencia de los mismos, los sistemas constructivos, y en general todo lo relacionado con la ejecución del cuerpo de presa.

Una recopilación de los resultados de los ensayos, reconocimientos, plan de obra realmente desarrollado, etc, constituyen el archivo técnico de la construcción, unido a los informes periódicos redactados sobre la marcha de los trabajos por técnicos cualificados.

En el capítulo 3 se incluyen los criterios, ya citados, relacionados con el desvío del río y obras auxiliares que lo integran.

En el Artículo 28 del Reglamento, se indica que el titular de la presa designará al equipo técnico responsable de la puesta en carga, y que el equipo técnico encargado de la construcción tendrá también a su cargo esta misión, en caso de que se presente la puesta en carga total o parcial, antes de terminar las obras.

En general el Director de la Puesta en Carga será el de Construcción o el de Explotación, pero dada la mayor vivencia que sobre las distintas contingencias de la presa durante las obras tiene el Director de construcción, parece lógico que en la mayor parte de los casos sea éste el encargado de la puesta en carga de la presa. Por esta razón se ha considerado conveniente incluir esta fase de la vida de la presa en esta Guía. En el capítulo 11, además de completar los enunciados de el artículo 28 del Reglamento, se incluyen ejemplos de como se ha desarrollado el llenado de varias presas. No obstante, debe tenerse siempre en cuenta que la forma de desarrollar este primer llenado es función de las características particulares de cada presa, y en consecuencia, es un proceso a establecer a la medida de estas características.

Artículo 28 - Puesta en carga.

28.1. Para la ejecución de la fase de puesta en carga de una presa, el titular de la misma designará un equipo técnico, dirigido por un Técnico competente, que será encargado de redactar el programa de puesta en carga y desarrollar sus contenidos.

La Administración, en el ejercicio de las funciones de Vigilancia e Inspección de presas, aprobará el programa de puesta en carga con las modificaciones que estime oportunas.

28.2. La puesta en carga podrá ser total o parcial y con las obras terminadas o sin terminar, debiendo analizarse todas estas posibilidades en el precitado programa.

Si la puesta en carga de la presa sobreviniera, total o parcialmente, antes de que las obras estén terminadas, o por casos de fuerza mayor, sin que el equipo técnico específico de esta fase estuviera designado, será el equipo de construcción y su director quienes estarán encargados del control de la puesta en carga.

28.3. El programa de puesta en carga, independientemente que ésta sea total o parcial comprenderá, al menos, los siguientes aspectos:

- Evolución probable del nivel de embalse.
- Escalones voluntarios en el nivel de embalse que permitan la observación del comportamiento de la presa y su cimiento.
- Máximos ritmos recomendables en las variaciones de nivel de embalse.

- Comportamiento de los órganos de desagüe en relación con su capacidad para controlar los niveles en el embalse.
- Comprobaciones y observaciones a realizar durante el proceso.
- Caracterización de las situaciones extraordinarias previsibles y estrategias y actuaciones a desarrollar en estos casos.

28.4. El titular comunicará a la Administración todas las incidencias que se produzcan a lo largo del proceso de puesta en carga de la presa.

El equipo técnico redactará una memoria del desarrollo de esta fase que se incorporará, junto con el programa de puesta en carga, al Archivo Técnico de la Presa.

Y por último, en el Artículo 30 relativo al comienzo de la explotación, y concretamente en los subapartados 30.1.b y c se dice que el titular de la presa deberá:

- b) Disponer la incorporación al Archivo Técnico de la Presa de la Memoria de Construcción, que deberá incluir la información suficiente sobre las obras realmente ejecutadas, así como de aquellas incidencias acaecidas durante la misma que puedan influir en el comportamiento y seguridad futura de la presa.
- c) Disponer igualmente la incorporación al archivo técnico de la presa de la Memoria de la puesta en carga, así como de los resultados habidos en esta fase.

Es decir, al terminar la fase de Construcción y Puesta en Carga, toda la documentación e información generada, a que se hace referencia en el Reglamento y en los distintos capítulos de esta Guía, deberá trasladarse al equipo de explotación, para que pueda interpretar correctamente el comportamiento de la presa.

1.4. Objeto de esta Guía

Como acabamos de ver, en el "Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses" no figura normativa técnica alguna. Por este motivo, el Comité Español de Grandes Presas ha preparado un conjunto de guías que incluyen una serie de recomendaciones y sugerencias, sancionadas por la experiencia y actualizadas al estado actual de la técnica para facilitar la aplicación del Reglamento antes citado.

En esta Guía, que no pretende ser un tratado de construcción de presas, se intenta proporcionar una visión clara y detallada de los métodos constructivos y de control de calidad durante la fase

de construcción de las presas de hormigón, incluyendo las de hormigón compactado con rodillo, y de las de materiales sueltos, fundamentalmente de las de núcleo arcilloso y de pantalla aguas arriba, tanto asfáltica como de hormigón.

El proyecto de la presa no es objeto de esta Guía Técnica, pero es conveniente recordar que el proyecto de una presa no está terminado hasta que lo esté su construcción, ya que no solamente el mayor conocimiento de la geología que se obtiene al realizar las excavaciones puede obligar a introducir modificaciones en el proyecto, sino también los métodos constructivos empleados pueden aconsejar cambios en el citado proyecto, siempre con el fin de lograr economías en la obra sin reducir su seguridad.

Se incluyen recomendaciones, o mas bien sugerencias, sobre la forma de planificar las obras, de realizar las excavaciones, el tratamiento de la cimentación y el desvío del río.

En relación con la construcción de las presas de hormigón se indican las características de los materiales, métodos de fabricación de hormigón, puesta en obra, curado, tratamientos térmicos, etc.

En lo referente a la construcción de presas de materiales sueltos, se incluyen las características que de acuerdo con la tecnología actual se consideran adecuadas para los materiales a emplear en núcleos, filtros, drenes, espaldones, pantallas asfálticas y de hormigón, así como la forma de realizar la construcción de las distintas unidades de obra.

En todos los casos se indican los controles recomendables para garantizar la calidad exigida a la presa, fundamentalmente en lo que afecta a su seguridad.

También se trata de la instalación de equipos hidromecánicos y de auscultación de la presa, incluyendo los ensayos de recepción y montaje.

En el penúltimo capítulo se dan algunas sugerencias para la construcción y control de calidad de otros tipos de presas, menos comunes, pero que pueden tener importancia en el futuro, tales como las presas de materiales sueltos con núcleo asfáltico, las presas hinchables, etc.

Por último, se incluyen unas recomendaciones sobre la forma de realizar la puesta en carga de la presa, fase importantísima que se puede considerar la de "la hora de la verdad" donde los modelos geotécnicos y estructurales se ponen a prueba por primera vez al enfrentar a la presa con las acciones naturales que debe soportar.

Teniendo en cuenta las características de esta Guía, no es frecuente incluir en los distintos capítulos recomendaciones concretas de la forma en que aparecen en otras guías de esta colección, que suelen seguir a la expresión "SE RECOMIENDA"

Se puede considerar que todo lo que se dice en esta guía constituye un conjunto de métodos constructivos o sugerencias sancionadas por la experiencia, y que se considera pueden ser una

ayuda para aquellos técnicos encargados de la construcción o que hayan de controlar la calidad de ejecución de futuras presas.

2.

PLANIFICACION DE LA CONSTRUCCION

2.0. Generalidades

Planificar la construcción de una presa es definir en función del tiempo, todos los elementos y métodos necesarios para su ejecución, integrándolos en un *Proyecto de ejecución de la Presa*. Siempre se debe recordar que una planificación previa adecuada evita problemas durante la construcción.

Para poder planificar y por tanto reducir el número de situaciones imprevisibles, es necesario que el proyecto de la presa esté bien definido en sus puntos fundamentales, que contemple el método constructivo y tener muy en cuenta las prescripciones que impone. La planificación debe ser flexible con holguras que permitan absorber las posibles desviaciones.

Antes de iniciar las obras deben estar disponibles los terrenos afectados y aprobada la declaración de Impacto Ambiental.

2.1. Estudio de la zona y del emplazamiento de la obra

2.1.1. Condiciones naturales

Es preciso conocer las condiciones del medio en que se va a desarrollar la obra, es decir la topografía, la geología de la cerrada, del vaso, cantera, graveras y préstamos, la climatología de la zona, el régimen hidrológico del río, etc.

Los reconocimientos geológicos previos deben ser amplios y en ocasiones es recomendable, en geologías complejas, hacer una primera fase de la excavación en el emplazamiento de la presa, con la profundidad necesaria para obtener una información lo más completa posible, tomando las medidas necesarias para dejar el terreno preparado para continuar la excavación en fases sucesivas.

Se debe disponer de información suficiente, tanto topográfica como geológica del entorno del emplazamiento, para poder proyectar las instalaciones y accesos.

2.1.2. Infraestructura y recursos disponibles

Es fundamental conocer el entorno desde el punto de vista socioeconómico y tecnológico para desarrollar una buena planificación de la construcción. Por lo tanto se debe tener información, lo más completa posible de:

- Los medios de comunicación, líneas eléctricas y telefónicas
- Núcleos de población, con posibilidades de alojamiento
- Talleres de reparación de maquinaria
- Fábricas de cemento y procedimientos de transporte
- Suministros de aceros, explosivos y otros materiales
- Posibilidades de encontrar mano de obra local especializada
- Fuentes de suministro de agua industrial y potable
- Posibles centros de suministro de maquinaria, elementos auxiliares y subcontratistas.

2.2. Planificación general

2.2.1. Objetivos de la planificación

El objetivo de la planificación de la construcción de una presa es ejecutar la obra de la forma más económica posible con el aprovechamiento más racional de los recursos disponibles, cumpliendo siempre con las especificaciones del pliego de condiciones y minimizando los impactos negativos sobre el medio ambiente.

2.2.2. Selección de los sistemas constructivos

Al disponer siempre de varias soluciones, los sistemas constructivos se deben plantear, proyectar y estudiar de una forma comparativa para elegir, dentro de las consideradas como técnicamente posibles, la más adecuada, que es en definitiva la más económica siempre que cumpla con las condiciones de calidad y plazo establecidos en el proyecto.

La selección adecuada de los sistemas constructivos debe llevar aparejado el desarrollo de un *Plan de Higiene y Seguridad en el Trabajo*.

Hay que tener la seguridad de que se puede realizar la solución elegida, y por lo tanto se debe investigar y comprobar el origen de los materiales, su aptitud y su volumen para poder utilizarlos en las obras de construcción de la presa.

2.2.3. Dimensionamiento general

La capacidad de las instalaciones se obtiene por aproximaciones sucesivas hasta encontrar la más económica, compatible con los condicionamientos de calidad y plazo. En las instalaciones se deben evitar los puntos de restricción o "cuellos de botella", de tal forma que la capacidad en cada uno de los escalones del proceso sea algo superior que la estrictamente necesaria para el escalón siguiente, pero cuidando que no exista ningún escalón sobredimensionado en exceso. Es recomendable que la capacidad de un escalón permita disponer de la reserva suficiente para garantizar las oscilaciones de los rendimientos en las distintas fases del proceso productivo.

2.2.4. Organización general

En general existen *cinco fases* diferenciadas y no necesariamente sucesivas en la construcción de una presa que se refieren a:

1. Accesos generales, poblado y desvío del río
2. Montaje de instalaciones y excavación de cimientos
3. Ejecución del cuerpo de presa, elementos de desagüe, toma y otras obras anejas
4. Cierre del desvío, remates de la presa y obras auxiliares
5. Desmontaje de las instalaciones y el poblado, y acondicionamiento del paisaje.

La organización de la obra es distinta en cada una de estas fases y el estudio de cada una de ellas debe ser el punto de partida del Proyecto de Ejecución.

Las *instalaciones auxiliares* se dividen en *generales* y *específicas*, siendo las primeras las que sirven al conjunto de la obra y las segundas a cada una de las unidades que la componen.

Normalmente se comienza la ejecución por las instalaciones generales que permiten acometer las específicas, planificando las excavaciones de forma que su terminación coincida con la disponibilidad de las instalaciones específicas necesarias para la construcción del cuerpo de presa.

Hay que tener en cuenta en la planificación que la desviación del río, el agotamiento y la excavación del recinto ataguado para la cimentación debe realizarse siempre que sea posible en un estiaje. Dentro de este estiaje se debe poder iniciar la construcción de la presa y el montaje de los desagües de fondo o tomas que se puedan ver afectados por la inundación del citado recinto en caso de riada.

El cierre del desvío debe realizarse también en un estiaje, con la presa en condiciones para poder evacuar las crecidas y controlar el primer llenado del embalse.

Hecho el *programa general de la obra*, se completarán los programas parciales de detalle de cada uno de los elementos constituyentes de las instalaciones, excavaciones, cuerpo de presa, etc. Este documento que normalmente se denomina "*Proyecto de Ejecución*" suele estar integrado por los siguientes apartados:

Memoria sobre:

1. El programa general de ejecución de la obra
2. La procedencia y obtención de los distintos materiales de obra.
3. Los procedimientos de ejecución de las principales unidades
4. Las máquinas e instalaciones específicas, con rendimientos estimados para cumplir los plazos.
5. Las instalaciones generales
6. El organigrama funcional
7. Las bases de partida para el estudio económico

Programas

1. General de ejecución
2. De montajes de instalaciones generales y específicas
3. De ejecución de excavaciones
4. De ejecución del cuerpo de presa
5. De ejecución de aliviaderos, desagües y tomas
6. De ejecución de obras accesorias
7. De ejecución del desvío y cierre del río
8. De organización general de la obra
9. De utilización de maquinaria importante
10. De presencia en obra de mandos y operarios

En la figura 1 puede verse el programa general de trabajos para la ejecución de un presa de hormigón.

Planos

1. De acceso a los distintos centros de trabajo
2. De instalaciones generales
3. De instalaciones específicas
4. De encofrados y cimbras
5. De fase de desvío y cierre del río

Valoración económica y control de costes

1. Lista detallada de precios de cada unidad de obra y de sus distintas operaciones
2. Método de integración de los anteriores para obtener los precios unitarios
3. Sistema de contabilidad y valoración de obra
4. Costes de los distintos presupuestos

2.3. Planificación de detalle

2.3.1. Instalaciones generales

Las más importantes son:

Accesos: Se deben estudiar los accesos a todas las partes principales de la obra y a los préstamos e instalaciones.

Talleres: Hay que disponer de talleres adecuados para el montaje, mantenimiento y reparación de las instalaciones y máquinas. Puede haber un taller mecánico general y talleres de tajo, talleres de vehículos y maquinaria pesada, y también talleres de carpintería y ferralla según la importancia de la obra.

Almacenes: De materiales incorporables a la obra, auxiliares para la construcción y de repuestos de maquinaria. Deben preverse los elementos de descarga y parques de acopios.

Oficinas: Una central para la Jefatura de obra y sus correspondientes servicios, y otras secundarias de tajo, si se estima necesario.

Poblado: Si la obra está aislada y lejos de centros de población, puede ser necesario construir un poblado provisional para alojar al personal. En otras ocasiones se instalan únicamente comedores de obra y se desplaza el personal por la mañana y por la noche.

Líneas eléctricas: En general, desde una línea eléctrica de alta tensión o de una subestación próxima, se deriva una línea de media tensión (15 o 20 kV) hasta una estación de transformación situada en la obra, de la que parten las líneas a los transformadores de baja tensión en los centros de consumo. En ocasiones puede resultar más económico emplear grupos electrógenos.

Iluminación: Se suele disponer una iluminación general de la obra fija, complementada con otra específica portátil.

Comunicaciones: Se debe disponer de una red telefónica conectada con la red nacional, con fax y teléfonos móviles, preparada para conexión informática y complementada con una red interna.

Redes generales de agua y aire comprimido:

Son necesarias para tajos específicos como excavaciones, hormigones, riegos, etc, aunque, en ocasiones, el uso de compresores portátiles permite prescindir de la red de aire comprimido.

Otras instalaciones provisionales.

Entre las instalaciones, no siempre necesarias, que se dimensionan en función de las necesidades de la obra, se pueden citar la estación de suministro de carburante, de agotamiento, polvorines, etc.

2.3.2. Instalaciones específicas

En su proyecto y valoración hay que tener en cuenta el transporte, montaje y desmontaje.

Instalaciones específicas para presas de hormigón

Entre ellas se pueden incluir las correspondientes a las siguientes partes de la obra:

Excavaciones:

- Camino de acceso a laderas, cuenco y escombreras
- Estación de aire comprimido
- Red secundaria de distribución de aire y agua
- Polvorines
- Agotamientos

Hormigones:

- 1) *Cantera:*
 - Estación de aire comprimido
 - Redes de agua y aire
 - Camino de acceso
 - Apertura de frente
- 2) *Gravera:*
 - Camino de acceso
 - Desvío del río (en algunas ocasiones)
 - Acopios
 - Vertederos de material sobrante
- 3) *Preparación de áridos:*
 - Camino de acceso
 - Transporte de cantera o gravera al tren de machaqueo y clasificación.
 - Refrigeración de áridos (en algunas ocasiones).
 - Silos
 - Tren de machaqueo y clasificación
 - Transporte a central de hormigón
- 4) *Manipulación del cemento:*
 - Transporte de fábrica a obra,
 - Silos de cemento, cenizas volantes y aditivos
 - Transporte a central de hormigón

- 5) Fabricación de hormigón:
 - Central de hormigón
 - Aditivos
 - Tratamientos térmicos: hielo, agua fría y caliente
- 6) Transporte del hormigón:
 - Transporte desde la central de fabricación hasta el equipo de puesta en obra.
 - Equipos de puesta en obra: grúas, blondines, cintas, bombas o una combinación de ellos.
- 7) Extensión, vibrado y curado del hormigón:
 - Tractores de extensión y vibrado
 - Vibradores de mano con energía eléctrica o aire comprimido.
 - Instalaciones de agua industrial para lavado, curado y refrigeración.
 - Instalación de refrigeración del hormigón colocado con agua fría a través de serpientes (en ocasiones).
 - Medios especiales para la protección del hormigón en tiempo frío o caluroso.

Instalaciones específicas para presas de materiales sueltos

En ellas prevalece la maquinaria móvil, y por tanto los talleres para mantenimiento y reparación de vehículos y maquinaria pesada y la estación de suministro de carburantes, que normalmente se incluyen en las instalaciones generales.

Debe prestarse especial atención al diseño de la red de caminos para las excavaciones, escombreras, acopios y préstamos, así como para la puesta en obra a distintas cotas de presa tanto en el espacio como en el tiempo, teniendo en cuenta la interrelación de todos estos trabajos.

Las instalaciones de excavaciones y préstamos son similares a las de presas de hormigón.

La maquinaria móvil de transporte extendido y compactación depende de los materiales a emplear, de las distancias, de los plazos de ejecución, etc.

Las instalaciones de suministro de agua para la eventual humectación de los materiales arcillosos así como el riego de escolleras, si es necesario, se sitúan cerca de los préstamos o muy próximos a la propia presa.

Para el hormigonado de la desviación del río, desagües de fondo, tomas, aliviadero, rastrillos, etc., es necesario el montaje de instalaciones específicas similares a las de las presas de hormigón, aunque, generalmente mucho más pequeñas.

Se debe procurar que los materiales para el cuerpo de presa procedan de canteras, graveras o préstamos lo más próximos a la presa, siendo recomendable utilizar en el proyecto la mayor cantidad posible de productos de excavación sin necesidad de acopios intermedios. Los filtros, siempre que se garanticen sus cualidades y granulometrías deberán ser naturales; si no fuera así deberá disponerse de la instalación adecuada para su tratamiento.

Se necesitan equipos especiales para la colocación del hormigón en las presas con pantallas de hormigón armado. Las presas con pantalla o núcleo de hormigón asfáltico requerirán el montaje de una planta de hormigón asfáltico y del correspondiente equipo especial de transporte y colocación en el tajo.

2.3.3. Desviación del río

Es una de las primeras obras a realizar, que deberá estar acabada para cuando se vayan a iniciar las excavaciones del cuenco. La programación debe estar orientada a ejecutar el cierre del cauce natural del río en época de aguas bajas.

2.3.4. Excavaciones

2.3.4.1. Presas de hormigón

Es recomendable programarlas de forma que se lleven a cabo mientras se montan las instalaciones específicas para el hormigonado, de forma que ambas acaben al mismo tiempo y se pueda iniciar el hormigonado del cuerpo de presa por el cuenco.

Los accesos a las plataformas de carga de los productos de excavación se situarán siempre que sea posible aguas arriba, y el enlace entre ambas márgenes podrá hacerse con un puente o sobre las ataguías.

Se dispondrán a distintas cotas plataformas de excavación que se utilizarán para cargar la roca volada, para perforar los taladros necesarios para las voladuras y para que pueda maniobrar el tractor que empuja los productos de la excavación, al banco inferior de carga.

En general, la diferencia de cota entre plataformas suele ser de unos 15 o 20 m. En un programa gráfico se representan esquemáticamente en un alzado de la cerrada, las distintas plataformas de carga, los volúmenes a excavar en cada una de ellas y las fases de ejecución, incluyendo los precortes. Partiendo del plazo prefijado y del estudio de simultaneidad del trabajo en las plataformas, se establece el tipo y número de máquinas necesarias así como la capacidad de las instalaciones específicas.

Hay que tener en cuenta que las excavaciones de galerías o pozos deben programarse de forma que no interrumpan el desarrollo de los trabajos de hormigonado, y si se puede, proyectar los accesos para su ejecución fuera de la cimentación de la presa.

2.3.4.2. Presas de materiales sueltos

En general son de pequeña entidad en relación con el volumen total de la obra.

Según los distintos tipos de presas hay una serie de excavaciones específicas, como la del rastrillo en las presas de pantalla, la zanja para las de núcleo impermeable, y otras que son comunes a cualquier tipo, tales como las necesarias para el desvío, desagües de fondo e intermedios, tomas, aliviaderos y tratamiento de fallas geológicas.

La excavación de las laderas se realiza en ocasiones después de la del cauce e incluso se solapa con la ejecución del cuerpo de presa, ya que la parte de presa construida puede facilitar estas excavaciones. Siempre que se pueda, los materiales de las excavaciones se deben emplear directamente en el cuerpo de la presa.

Al programar las excavaciones hay que tener en cuenta los posibles tratamientos del terreno, bien con inyecciones o con pantalla continua, así como la instalación de los aparatos de auscultación, con objeto de que estas labores no interfieran la construcción del cuerpo de la presa.

2.3.4.3. Presas con cimentación alterable

En algunas presas con cimentación débil o fácilmente alterable por meteorización, tanto de materiales sueltos como de hormigón, es recomendable prever y programar un tratamiento de conservación de la superficie del terreno después de la excavación, hasta que se proteja por la construcción del cuerpo de presa. Este tratamiento puede consistir en dejar unos 0,5 m de roca sin excavar, que se retira inmediatamente antes de colocar el material del cuerpo de presa.

2.3.5. Cuerpo de presa

Las obras principales se deben programar previamente a las auxiliares ajustando la planificación de estas últimas a las necesidades de aquellas. Se realizará la programación por aproximaciones sucesivas.

2.3.5.1. Presas de hormigón

Plan de hormigonado de la presa.

Dentro de las presas de hormigón se pueden distinguir dos tipos según el método de ejecución adoptado: Hormigonado continuo y hormigonado por bloques.

En las presas hormigonadas por bloques, la capacidad de colocación del hormigón debe ser tal que asegure el cosido de una capa de hormigón, del espesor adecuado para que se pueda vibrar, con la inmediata inferior de la misma tongada. Otro condicionante es que la capacidad de hormigonado permita garantizar el plazo exigido, teniendo en cuenta los tiempos de espera entre

tongadas sucesivas del mismo bloque y entre las de bloques contiguos correspondientes a la misma cota.

En una presa hormigonada por bloques es muy importante fijar la altura de la tongada, que debe ser la misma para todos los bloques de la presa, salvo casos muy especiales.

En las presas donde se utiliza el hormigonado continuo (H.C.R.)⁽¹⁾ se establece el plazo que debe transcurrir entre el hormigonado de una capa y el de la que la cubre, plazo que en general se fija en las correspondientes losas de ensayo.

Una vez cumplidas las exigencias para obtener un hormigón de las características requeridas, será el criterio económico el que establezca la forma de hormigonar con el coste mínimo dentro del plazo fijado.

Capacidad de la instalación de hormigonado

Una vez establecida por criterios técnicos la capacidad mínima y teniendo en cuenta además de las condiciones técnicas la climatología y otras dificultades locales, se desarrollan por tanteos distintos planes de hormigonado.

El dato básico para la confección del plan de hormigonado es el rendimiento práctico alcanzable en el mes punta. Para llegar a él hay que conocer el rendimiento punta tanto horario como diario y sobre ellos aplicar los coeficientes reductores oportunos.

En ocasiones será conveniente hormigonar en el menor tiempo posible, pero otras veces será mejor ampliar el período de utilización de la instalación para lograr su máximo rendimiento, con una instalación más pequeña, siempre que cumpla las condiciones mínimas requeridas.

Calendario mensual de hormigonado

Con los datos ya fijados anteriormente se confecciona un calendario mes a mes, partiendo de la fecha en que se prevea comenzar el hormigonado, consignando en cada bloque la fecha y el volumen de hormigón que se va a colocar.

La forma práctica de presentar el plan de hormigonado se reduce a un alzado esquemático de la presa en el que se dibujan las juntas y las distintas tongadas.

A continuación es necesario cubicar cada una de las tongadas de cada bloque, a fin de poder hacer el plan de hormigonado, ya que el ritmo que se quiere determinar se expresa en volúmenes a realizar a lo largo del tiempo. De esta forma se inscribe en cada tongada su correspondiente volumen, y la fecha de hormigonado prevista.

⁽¹⁾ H.C.R. Hormigón Compactado con Rodillo

Hay que tener en cuenta que el hormigonado comienza con un rendimiento bajo, creciente con el tiempo, hasta alcanzar el "rendimiento de régimen", que al final vuelve a decrecer.

Normalmente, en las presas hormigonadas por bloques, conviene que no haya diferencias importantes en las cotas alcanzadas por los distintos bloques y llegar a la coronación de una forma gradual. En la figura 2 se puede ver el gráfico de hormigonado de una presa bóveda.

En presas de hormigonado continuo (H.C.R.) se debe preparar un gráfico donde se reflejen todos los condicionantes que tiene la presa: desvío, tomas, desagües, aliviaderos, galerías, etc., cuya ejecución se debe programar con anticipación, con objeto de no romper el ritmo previsto de colocación del hormigón. El gráfico debe ser en este caso longitudinal, acompañado por las secciones transversales significativas, donde se señalan horizontalmente múltiplos de las alturas de capa previstas, con sus volúmenes. Se anotan fechas indicando los volúmenes que se prevé alcanzar, y al final se confecciona un calendario mensual de los ritmos de ejecución previstos.

2.3.5.2. Presas de materiales sueltos

Plan de ejecución del cuerpo de presa

Se representa en gráficos tanto transversales, donde se plasman los distintos componentes del cuerpo de presa, como longitudinales donde se dibujan todos los condicionantes que tiene la presa: desvíos, tomas, desagües, aliviaderos, galerías, zanjas del núcleo, plintos, tratamientos del terreno, aparatos de auscultación, etc.

Se cubica la presa en múltiplos de las tongadas de los distintos materiales, y se señalan, tanto en la sección transversal como en la longitudinal, los volúmenes que se prevé colocar mes a mes y las cotas alcanzadas, confeccionando así el calendario mensual de colocación de cada material.

La climatología es básica para extender los materiales arcillosos o limosos, y la estimación de su influencia sobre los ritmos de colocación es fundamental.

En la figura 3 se presenta un ejemplo del programa de construcción de una presa de materiales sueltos.

Las presas de pantalla requieren realizar los plintos o rastrillos, y se debe procurar que el tratamiento de consolidación e impermeabilización no interfiera con la construcción de los espaldones de la presa. En las presas de pantalla, tanto de hormigón como asfáltica, se hará también una planificación gráfica de la ejecución de las propias pantallas.

Capacidad de la instalación

Se corresponde con la capacidad de la maquinaria de extracción, carga, transporte, colocación, extendido y compactación de los distintos tipos de materiales que componen la presa.

Hay que calcular la capacidad necesaria en función del plazo, teniendo en cuenta los tiempos útiles que se prevén, haciendo los tanteos necesarios para obtener una ejecución lo más económica posible.

Los rendimientos deben tener en cuenta la habilidad de los operadores, la dureza del terreno, el material a tratar, la climatología, las características de los caminos, etc. Es necesario tener en cuenta que los equipos que manejan los distintos materiales a colocar deben estar equilibrados, con objeto de que el ritmo de elevación en la presa sea lo más uniforme posible entre todos ellos.

2.3.6. Aliviaderos y Desagües

Está claro que la interferencia que estas obras singulares pueden tener en la programación de la obra principal es notable, por lo que habrá que proceder a realizar programas parciales, que normalmente incluyen el montaje de los elementos electromecánicos, y tratar de encajarlos con la obra principal de forma que produzcan la menor interferencia posible.

2.3.7. Obras complementarias

Otras obras como la toma de la posible central hidroeléctrica, torres de toma de agua, pasarelas, puentes sobre el aliviadero, túneles de trasvase, etc, deben programarse adecuadamente.

2.3.8. Retirada de obra, reposición del paisaje

Es conveniente programar el final de obra de forma que se solape con los desmontajes de instalaciones, aprovechando la retirada de obra para recuperar el medio ambiente, reponiendo el paisaje en la medida de lo posible.

2.3.9. Metodología del programa general

Una vez realizados los estudios y los programas de las diferentes unidades de obra hay que encajar el programa general de construcción de la presa, por medio de aproximaciones sucesivas.

Se suelen utilizar los métodos llamados de ruta crítica: Pert o C.P.M. y los de Precedencias o Potenciales. El primero está indicado para los programas de instalaciones y de todos aquellos tajos en los que se quiere señalar claramente las condiciones necesarias y suficientes para alcanzar determinados hitos importantes de la obra.

Los sistemas de precedencia ponen de manifiesto las actividades, sus duraciones y las fechas mas tempranas y tardías en que pueden comenzarse. También permiten representar todas aquellas actividades que consumen tiempo pero cuya gestión no es dirigida por el personal de obra. Estos sistemas son aconsejables ya que permiten seguir con facilidad el desarrollo de los trabajos.

En la programación hay que establecer holguras en los casos de poca probabilidad de cumplimiento, y en general los tajos que estén ligados a la climatología deben disponer de los

recursos necesarios y suficientes para aumentar su probabilidad de cumplimiento, y dotarlos de mayores holguras.

El programa adecuado debe responder a una optimización equilibrada entre el costo y la seguridad de cumplir el plazo.

Una vez definido el programa se debe representar en un gráfico Gantt.

Es aconsejable que el Jefe de la Obra participe en la programación inicial.

2.3.10. Estimación de costes

Una vez programada la obra se debe hacer una estimación de costes, ya que se conocen los recursos necesarios, los rendimientos y su desarrollo a lo largo del tiempo, con lo que el coste de las unidades principales, que suman la parte más importante del Presupuesto, se pueden estimar por la presencia en obra de los recursos necesarios para ejecutarlos y su coste correspondiente, lo que es más real que usar costes unitarios.

2.4. Seguimiento de la planificación

2.4.1. Controles

Es recomendable hacer una programación general detallada para un semestre, que se revisará mensualmente viendo los tajos que han sufrido desviaciones, para, si son importantes y pueden influir en los hitos principales de la obra, tratar de proveer los medios necesarios antes de que se agoten las holguras.

Este seguimiento se puede hacer sobre el gráfico Gantt, marcando en cada tajo el punto en que se encuentra, uniendo todos esos puntos con una línea de color y comparándola con otra que exprese dónde debería estar. Repitiendo esto en meses sucesivos, se puede ver de una forma muy clara si se ha recuperado el retraso y si tiene influencia o no en los hitos importantes.

Cada trimestre se puede hacer una revisión general del Plan tajo a tajo después de haber expresado gráficamente su situación. En los tajos muy importantes es conveniente hacer programas parciales semanales, que se reajustarán cada final de semana.

2.4.2. Revisión del plan

Tal como se ha indicado en el punto anterior la programación general para un semestre es conveniente revisarla trimestralmente y a la vista de este análisis hacer otro Programa General para los seis meses siguientes, teniendo ya en cuenta las decisiones tomadas y los nuevos tajos que se ponen en marcha.

2.4.3. Actualización del Plan General

Es recomendable revisar cada semestre el Plan General, si ha sufrido una distorsión importante y, si no, cada año o a la vista de algún acontecimiento que lo pueda alterar de una forma significativa. En esta revisión se analizarán los medios previstos y, en caso necesario, se estudiarán las modificaciones oportunas.

2.5. Accesos y telecomunicaciones

2.5.1. Accesos

La construcción de una presa se facilita notablemente con accesos cómodos hasta el emplazamiento y, a lo largo del desarrollo de los trabajos, con una red de caminos interior que permita llegar a todos los puntos de la obra con facilidad, tanto a las personas como a las máquinas, a los vehículos y a los materiales.

El acceso general hasta el emplazamiento de la presa debe estar incluido en el proyecto. Si fuera posible y pensando en la explotación, se debería hacer por las dos márgenes del río.

También en el proyecto se deben prever los caminos interiores necesarios para la futura explotación de la obra: acceso a los desagües de fondo, cabecera del canal, enlace entre márgenes, acceso al cuenco, al aliviadero, etc.

Antes de comenzar los trabajos se deberá hacer un estudio de las vías de comunicación y las posibilidades de circulación de material pesado por ellas así como del tipo de transporte a utilizar para este tipo de material.

El constructor proyectará los caminos necesarios, tanto para las instalaciones como para los tajos, y si no está previsto en el proyecto tratará de unir ambas márgenes bien sobre las ataguías o por medio de un puente. Siempre que se pueda se trazarán los caminos de forma que no interfieran la ejecución de las obras ni su funcionamiento futuro.

Los accesos se completarán construyendo las sendas, pasarelas, planos inclinados, etc. que se consideren necesarios.

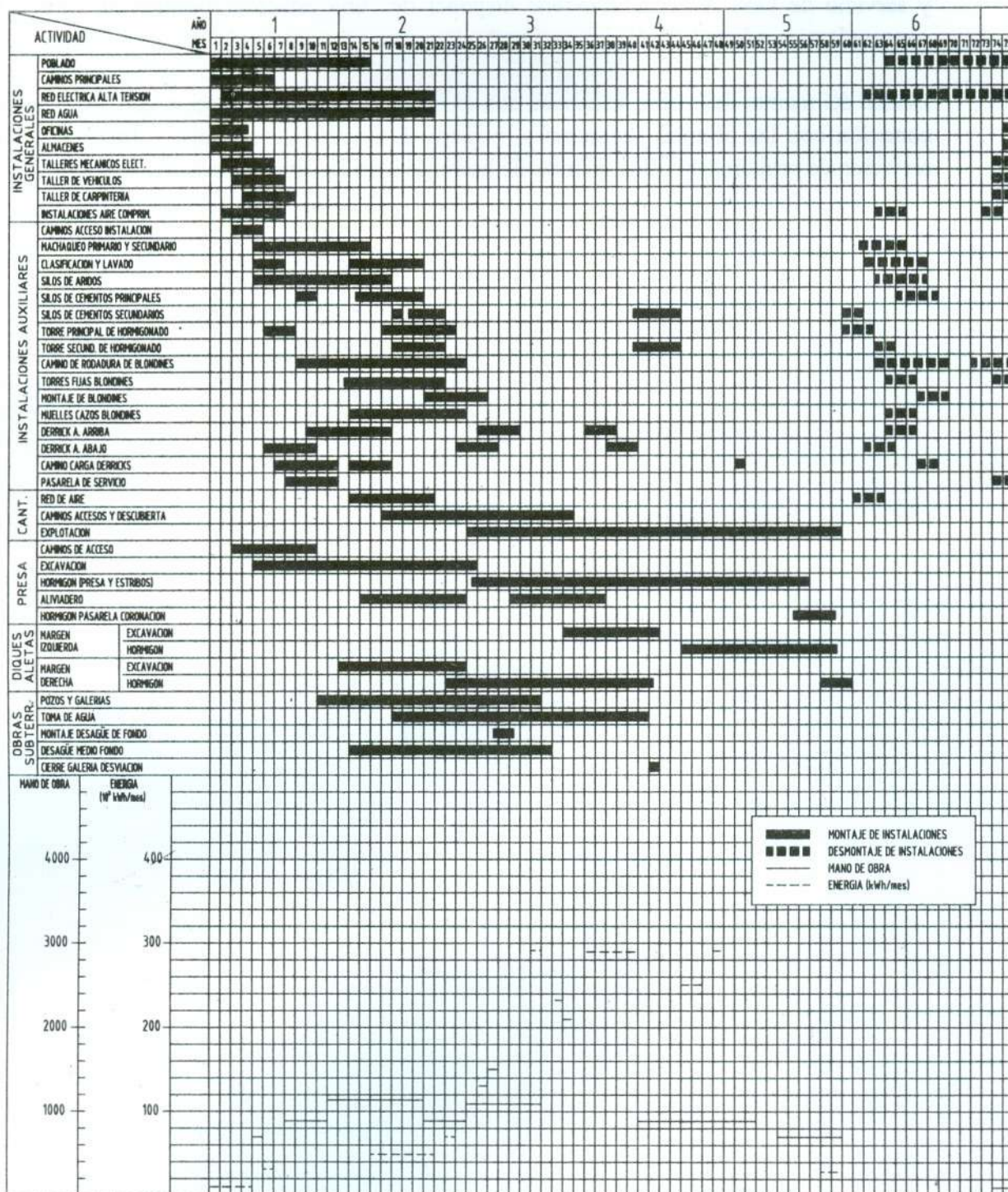
Todos los accesos se deben proyectar incluyéndolos en la programación de las instalaciones generales o específicas, si fuera el caso.

2.5.2. Telecomunicaciones

Toda obra de construcción de una presa debe contar con líneas telefónicas conectadas con la red nacional, preparadas para conexión informática, que se complementarán con teléfonos portátiles

y servicio de Fax. A veces conviene disponer de una estación receptor-emisión de radio conectada o no a la red telefónica nacional.

Dentro del recinto de la obra se contará con un servicio telefónico interior, con una centralita en conexión con las oficinas secundarias, puestos de control de los tajos, almacenes, talleres, servicios de primeros auxilios, plantas de hormigón, áridos, préstamos, etc.



PRESA DE HORMIGON (BOVEDA)
PROGRAMA DE TRABAJO

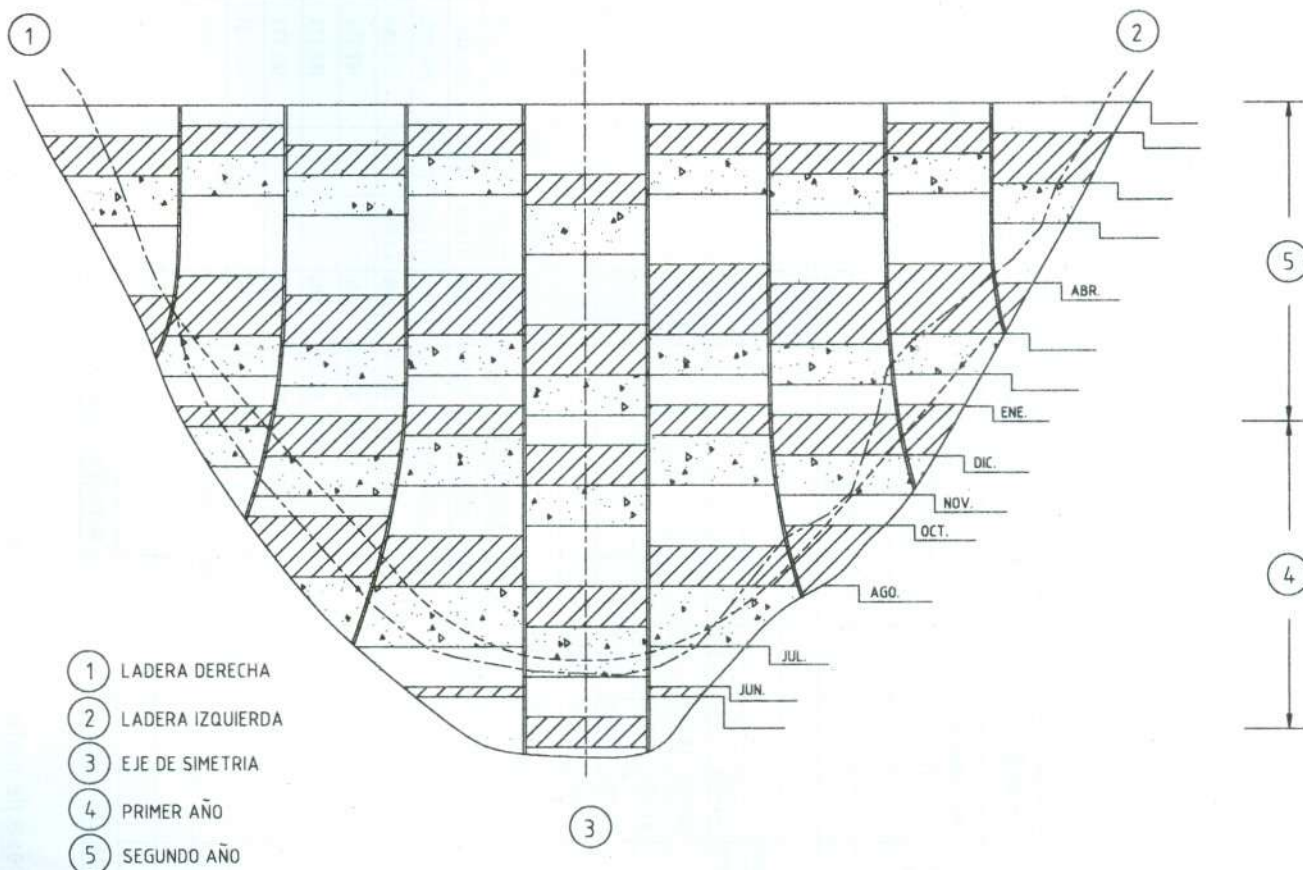
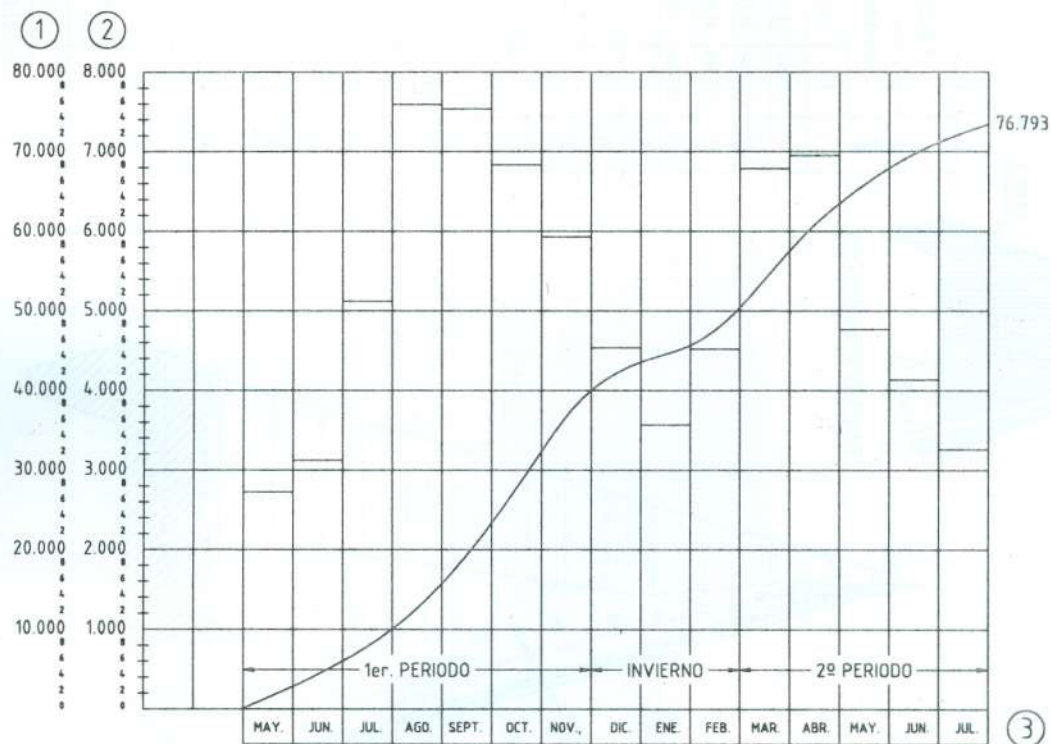


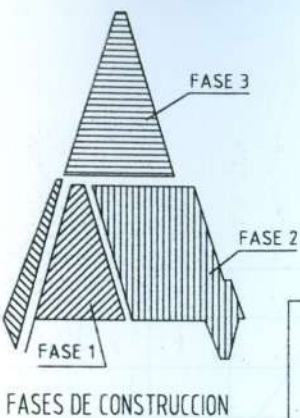
GRAFICO DE HORMIGONADO (PRESA BOVEDA)



- 1 VOLUMEN ACUMULADO (m^3)
- 2 VOLUMEN MENSUAL (m^3)
- 3 MESES

TRABAJOS DE HORMIGONADO

Fig. 2



PROGRAMA DE EJECUCION. (Presa de materiales sueltos)

Fig. 3

3.

DESVIO DEL RIO

3.0. Generalidades

El desvío del río tiene por objeto lograr una o más zonas secas en el cauce que permitan desarrollar los trabajos de construcción de la presa. Es evidente que estas zonas secas no podrán estarlo, en general, para los caudales más elevados que puedan presentarse, ya que el coste de un desvío con capacidad para avenidas importantes puede considerarse, en muchos casos, prohibitivo. Por consiguiente es necesario llegar a una situación de compromiso en la que, aún admitiendo la inundación de la zona de trabajos en determinadas situaciones, esta inundación sea, de alguna forma, controlada.

Las obras para el control del río, en cuya concepción es fundamental la colaboración de técnicos expertos en construcción de presas, deben estar integradas en el proyecto de la presa ya que la elección de la solución tendrá un gran impacto, no sólo en el costo de las obras provisionales, sino también en la concepción, el programa de ejecución y el costo de las obras definitivas.

3.1. Dimensionamiento del desvío.

Para determinar el caudal nominal a evacuar por las obras del desvío, se debe considerar, en primer lugar, la seguridad aguas abajo de la presa.

Parece evidente que el riesgo asumido por la Sociedad debe ser el mismo durante la fase de construcción de una presa que durante la fase de explotación. El hecho de que el período de construcción se reduzca a uno o dos años no autoriza a que el riesgo, para los habitantes de aguas abajo, sea mayor durante ese período que el aceptado para la etapa de explotación de la presa.

Según el tipo de presa de que se trate, y la solución de desvío elegida, el incremento del riesgo provocado por la construcción puede ser prácticamente nulo. Por ejemplo, en la mayor parte de las presas de hormigón, con ataguía también de hormigón preparada para verter por coronación, el hecho de que se produzca una avenida que rebase la capacidad del desvío no provoca un incremento sobre los caudales del río, que serán como máximo iguales a los que se habrían producido si no se hubieran iniciado las obras.

En estos u otros casos similares, en los que la superación de la capacidad de desagüe del desvío no produce incremento de daños aguas abajo en comparación con los que se producirían si no se hubieran realizado las obras o, si los que produce son mínimos y resolubles con indemnizaciones pequeñas, la elección de la capacidad del desvío es un problema económico que debe resolverse de forma que el coste de la obra sea mínimo.

En el caso en que la rotura de la ataguía o bien de la obra en fase de construcción (caso de presas de materiales sueltos para las que no se ha previsto el vertido por coronación), pueda provocar daños aguas abajo superiores a los que se producirían si no se hubieran realizado las obras, no debe admitirse un riesgo mayor en vidas humanas ni en daños materiales durante la construcción que con la obra terminada.

De acuerdo con la Guía Técnica nº 4 Avenida de Proyecto, se recomienda que en las grandes presas de la Categoría A el riesgo aceptable durante la construcción sea del orden de magnitud del correspondiente a la avenida de proyecto de la propia presa durante su vida útil. En todo caso se recomienda que en las presas de hormigón de la Categoría A la probabilidad de superación de los caudales para los que se ha dimensionado el desvío del río durante el período efectivo de construcción sea inferior al 20%, y en las de las Categorías B y C entre el 20 y 25%. En las presas de materiales sueltos de la categoría A esta probabilidad será inferior al 5%, y en las de categoría B y C entre el 5 y 10%. En las presas de categoría A se recomienda, además, que estos valores se analicen, y en su caso se modifiquen, en función de los resultados obtenidos de un estudio económico del riesgo, en el que se tengan en cuenta el coste de las obras de desvío y el coste de los daños en la propia obra y aguas abajo.

En la citada Guía Técnica nº 4 se puede ver la forma de determinar los valores de estas avenidas, en función de la información hidrológica disponible.

Las siguientes recomendaciones de tipo general que a continuación se citan, tienen por objeto lograr economías en la derivación provisional del río, sin incrementar el riesgo:

- Hay que ser prudente con la altura de las ataguías. Debe considerarse siempre la posibilidad de rotura de la ataguía, que podría provocar una avenida aguas abajo muy superior a la que realmente se ha presentado.
- Siempre hay que considerar que durante la construcción de la presa se dispone en obra de importantes equipos de construcción útiles para recrecer ataguías, construir terraplenes

de protección, etc. en el momento oportuno, cosa que no ocurre en la fase de explotación de la presa.

- En general se puede decir que en la construcción de una presa de hormigón con una cimentación más o menos buena, y ataguías también de hormigón, los vertidos por coronación no suelen plantear problemas importantes.
- En el comienzo de la construcción de presas de escollera (cuando han alcanzado poca altura) así como en ataguías de escollera, se pueden admitir vertidos sobre ellas de corta duración y de pequeña lámina vertiente, si se han adoptado precauciones para proteger el talud de aguas abajo con grandes bloques, mallas metálicas u otros procedimientos.
- En el caso de presas pequeñas, cuya construcción se puede realizar en un plazo breve, las obras de desvío pueden minimizarse planificando bien las obras de forma que se desarrollen, en su mayor parte, en el período de aguas bajas.
- El riesgo asumible de inundación del recinto ataguado puede y debe ser variable en función del daño que cause su inundación. Así, al comienzo de las obras, el riesgo puede ser mayor que cuando se está procediendo al montaje de equipos en cuyo caso las pérdidas por inundación suelen ser importantes. También en las presas mixtas, la protección de las zonas de materiales sueltos debe ser mayor que las de las zonas de hormigón.
- En la eventual inundación del lecho del río, una vez realizadas las excavaciones necesarias para cimentar la presa, la geología juega un papel fundamental en la magnitud de los daños provocados a la obra por inundación.
- En algunas ocasiones, principalmente en presas de materiales sueltos con ataguías también de materiales sueltos, puede ser recomendable integrar la ataguía provisional en la obra definitiva.
- El empleo de hormigones definitivos de las presas como ataguías (por ejemplo el rastrillo de una presa de escollera) no suele ser aconsejable. Hay que tener en cuenta que la ataguía debe construirse al comienzo de las obras, cuando todavía no se dispone de las instalaciones definitivas. Suele ser más económico construir una ataguía provisional, con hormigón menos bueno, y cimentada de forma que cumpla las condiciones exigidas exclusivamente para una ataguía provisional y no para una obra definitiva.
- El hormigón compactado con rodillo parece una solución buena para ataguías que acepten el vertido por coronación. La calidad de estos hormigones puede ser inferior a la del hormigón compactado con rodillo que se emplea en la construcción de presas, las condiciones exigibles a la cimentación pueden ser mínimas, las filtraciones admisibles a través de la ataguía pueden ser relativamente importantes, etc. De esta forma, al no ser alta la calidad exigible a estos hormigones, su coste puede ser reducido.

3.2. Esquemas de desvío y cierre del cauce

Las obras de desvío del río para la construcción de la presa, deben estar incluidas en el proyecto del conjunto por las siguientes consideraciones:

- Deben tener en cuenta las características hidrológicas, topográficas y geológicas del emplazamiento.
- Pueden depender del programa inicial de explotación (caso de un embalse parcial).
- Pueden condicionar el proyecto de la presa (emplazamiento, tipo, disposición de las obras accesorias).
- Imponen problemas constructivos que pueden tener consecuencias importantes sobre el plazo y el costo de las obras definitivas.
- Se debe tener en cuenta su repercusión en factores medio-ambientales.
- Finalmente, las obras de derivación se pueden incorporar a las obras definitivas.

Existen distintos procedimientos para realizar la derivación del río, pero todos ellos pueden incluirse, en la mayor parte de los casos en uno de estos dos esquemas generales: Derivación en una sola fase y derivación en varias fases.

En las figuras 4 a 10 que aparecen al final del capítulo se exponen varios ejemplos y esquemas gráficos de las ideas desarrolladas en el texto.

3.2.1. Derivación en una sola fase

La derivación en una sola fase se adopta sobre todo para el control del río en valles estrechos.

Los trabajos normalmente se ejecutan en el orden siguiente:

- a) Construcción de una ataguía provisional que permite la construcción de las obras de derivación.
- b) Construcción de las obras de derivación, tales como galerías, conductos y sus obras de control.
- c) Cierre del cauce y desvío del río.
- d) Construcción de la ataguía
- e) Construcción de las obras definitivas

- f) Cierre final de la derivación provisional y llenado del embalse.

El desvío del río al comienzo de los trabajos, así como el cierre del desvío al final de las obras para iniciar el embalse, son normalmente fases críticas del programa de construcción, que necesitan estudios especiales.

3.2.2. Derivación en varias fases

La derivación en varias fases es el procedimiento normal para el control del río en los valles anchos.

La secuencia habitual en el caso de un desvío en dos fases es:

- a) Construcción de una ataguía que invade parcialmente el lecho del río y delimita un recinto que permite la construcción de los órganos de desagüe y una parte de la presa principal. A veces se excava en la orilla opuesta para aumentar la sección libre del cauce.
- b) Construcción en seco, dentro del recinto ataguado, de los órganos de desagüe y de parte de la presa.
- c) En algunas ocasiones (no frecuentes) prolongación de la ataguía construida en primera fase, hacia el cauce del río para aumentar el espacio de trabajo.
- d) Demolición total o parcial de la ataguía construida en primera fase, de forma que el río pueda circular a través de los órganos de desagüe ya realizados.
- e) Construcción de la ataguía del segundo recinto, apoyada, en general, en partes de la obra definitiva.
- f) Terminación en seco de las obras dentro de este segundo recinto.
- g) Cierre final del río y comienzo del llenado del embalse.

3.2.3. Cierre del río

El cierre del cauce natural del río puede constituir un problema difícil en los ríos donde el caudal es importante, incluso durante el estiaje. El cierre se hace al comienzo de los trabajos, cuando la desviación se realiza en una sola fase y el río se deriva por los túneles provisionales (o a veces por un canal); en los valles más anchos, donde el desvío se realiza en dos fases, el cierre se hace al final de la primera fase, desviándose entonces el río por las aberturas permanentes o provisionales dejadas en las obras construidas en primera fase.

La mayor parte de los cierres se realizan por uno de los métodos siguientes: Cierre vertical, cuando se construye el dique de cierre en avance partiendo de una orilla o de las dos simultáneamente, Cierre horizontal, cuando los materiales se colocan uniformemente a lo largo de todo el

ancho del cauce en el lecho del río (lo que generalmente necesita una estructura especial, tal como un puente o un blondín para transportar los materiales).

Cierres verticales

La solución habitual consiste en construir un dique suficientemente ancho para permitir un acceso fácil a los camiones y que la coronación del dique esté, por lo menos, 1 m por encima del nivel final del agua, aguas arriba.

Los materiales generalmente usados para los cierres son los precedentes de cantera, que normalmente son un todo uno que abarca todos los tamaños hasta los 500 Kg o 1 T, o bien una escollera seleccionada de tamaños entre 1 y 5 T.

El análisis de las canteras disponibles, y su capacidad para proporcionar bloques del tamaño suficiente es esencial para definir el tipo de cierre.

En ocasiones se emplean bloques de hormigón, cuando no es posible disponer de elementos de escollera adecuada, pero siempre se debe considerar el coste elevado de estos bloques prefabricados.

La situación más crítica de este sistema de cierre se presenta en la última fase, cuando los pies de los dos diques, o el pie del dique y la ladera opuesta entran casi en contacto, y el cauce libre está notablemente reducido. En esta fase es necesario aceptar pérdidas importantes de material, o bien emplear solo tamaños grandes.

De la experiencia obtenida en varios cierres se deduce que el peso de los materiales necesarios en diferentes condiciones podría ser el que figura en los cuadros 1 y 2, que lo relacionan con el desnivel existente entre la cota de agua, arriba y abajo del cierre.

Cuadro 1
Pesos unitarios de los materiales necesarios para un cierre vertical (densidad 2,4)

1	2	3	4	5
Desnivel durante	Primera Fase		Ultima Fase	
cada fase del cierre (m)	Condiciones en aguas profundas (superiores a 3 veces el desnivel)	Aguas poco profundas (menos de 2 veces el (desnivel)	Gran pérdida de materiales admitida y aguas profundas	Ninguna pérdida de materiales admitida
0,50	2 a 10 Kg.		10 Kg.	100 Kg.
1	60 Kg.	0,5 a 1 t.	120 Kg.	0,5 a 1 t.
2	500 Kg.	5 a 10 t.	1 t.	5 a 10 t.
3	2 t.		4 t.	20 t.
4			8 t.	50 t.

Si los bloques mayores de 5 t son de hormigón (densidad $2,4 \text{ T/m}^3$) y los menores de 5 t. de escollera de cantera de mayor densidad (2,7) el peso unitario de estos materiales se puede reducir de acuerdo con los números dados en el cuadro 2.

El peso unitario indicado en estos cuadros corresponde a elementos D50 siendo D50 el peso del elemento tal que el 50% del material tiene un tamaño menor.

Cuadro 2
Pesos unitarios de los materiales necesarios para un cierre vertical
(densidad 2,4 a 2,7)

1	2	3	4	5
Desnivel durante	Primera Fase		Ultima Fase	
cada fase del cierre (m)	Condiciones en aguas profundas (superiores a 3 veces el desnivel)	Aguas poco profundas (menos de 2 veces el (desnivel)	Gran pérdida de materiales admitida y aguas profundas	Ninguna pérdida de materiales admitida
0,50	1 a 5 Kg.	-	3 a 10 Kg.	70 Kg.
1	40 Kg.	0,3 a 0,7 t.	80 Kg.	0,5 t.
2	350 Kg.	5 a 10 t.	700 Kg.	4 t.
3	1,5 t.	-	3 t.	20 t. Hormigón
4	-	Hormigón	8 t. Hormigón	50 t. Hormigón

De estos cuadros podemos hacer los siguientes comentarios:

- Las dimensiones de los materiales usados dependen del desnivel instantáneo y no del desnivel final. Las dimensiones de todos los materiales a usar es por lo tanto inferior a las dimensiones correspondientes al desnivel final.
- Como se admite generalmente una pérdida de material si éste proviene de cantera, las cifras de la columna (4) se pueden utilizar para un desnivel de 3 m. donde no es necesario el uso de bloques de hormigón. Para un desnivel mayor, suele ser normalmente necesario el uso de bloques de hormigón, lo que puede ser más económico, ya que evita pérdidas. En este caso se usarían las cifras de la columna (5).

Cierres horizontales

El cierre se realiza elevando el dique uniformemente a lo largo de todo el río. Para esto se requiere una instalación especial como un puente fijo o flotante, un blondín (para los bloques que pesen hasta 10 t o más), o cintas transportadoras o dragas (para pequeños materiales).

Los materiales del cierre pueden ser los mismos que para un cierre vertical, escollera o bloques de hormigón, pero las condiciones son similares a la última fase del mismo, y los tamaños pequeños del todo uno de cantera suelen ser arrastrados; las condiciones del cierre son duras durante la mayor parte de las operaciones (salvo al comienzo) y en general los materiales están

constituidos por escollera seleccionada o bloques de hormigón. Se aconseja utilizar bloques del mayor tamaño posible.

Cierres especiales

Además de estos dos tipos de cierre que se pueden considerar clásicos, se han empleado, en ocasiones, cierres de tipo especial, como voladuras y otros.

3.3. Ataguías

Las ataguías son presas cuya vida útil es muy reducida y las condiciones de construcción precarias. Por otra parte las fugas de agua o filtraciones admitidas son notablemente mayores que para las presas definitivas, y los materiales empleados, dada la cortedad de su vida útil, pueden ser de baja calidad. Todo esto se ve favorecido por el hecho de disponer en su entorno, durante toda la etapa en que deben prestar servicio, de abundancia de medios materiales y humanos (los empleados en la construcción de la presa) que permiten acometer su recrecido o cualquier reparación en el momento que se requiera.

Ataguías de fábrica

La solución de gravedad está bien adaptada para vertidos, pero suele limitarse a ataguías pequeñas por su coste y su plazo de construcción. Entre éstas últimamente se incluyen las ataguías de hormigón compactado con rodillo.

La solución bóveda se ha empleado con éxito, sea en la forma de una bóveda clásica en el caso de una desviación en una sola fase, sea en la forma de una obra de protección circular parcial o total en los casos de desviaciones en una o varias fases.

Ataguías de materiales sueltos

Las ataguías de materiales sueltos, muy frecuentes, suelen ser de uno de los tipos siguientes:

- Con núcleo de arcilla grueso (espesor del orden de la altura de la ataguía) frecuentemente colocado bajo el agua, al igual que los espaldones y las zonas de transición.
- Con un diafragma central construido en seco o bajo el agua, simultánea o posteriormente a la colocación del relleno. Este diafragma puede ser de hormigón si su cimentación puede realizarse en aguas poco profundas, o bien estar constituido por una pantalla de tablestacas hincadas hasta la roca en seco, o frecuentemente bajo el agua, o por una pantalla continua de hormigón mas o menos plástico.

- Gravas inyectadas con superestructura de hormigón en masa. Este tipo de atagüa requiere la construcción de una preatagüa de tierras, de poca altura que permite efectuar las inyecciones, en general de mortero, sin que la corriente arrastre el material inyectado.
- Celdas de tablestacas rellenas de grava que posteriormente se inyectan.

Vertido sobre atagüas

En general, en las atagüas de fábrica, ya sean de hormigón tradicional, de hormigón compactado con rodillo o incluso de gravas inyectadas, el vertido de caudales relativamente importantes sobre ellas no suele plantear problemas.

En el caso de atagüas de escollera, un cierto vertido puede ser aceptable si se han tomado las medidas oportunas, en base a disponer grandes bloques o escollera armada. En el caso de atagüas de tierra, los vertidos admisibles en casos muy excepcionales son mínimos en cuanto a espesor de la lámina vertiente y al tiempo de duración de los mismos. En todos los casos, el vertido sobre atagüas de materiales sueltos es un problema que debe estudiarse cuidadosamente.

3.4. Conducciones

Los túneles se emplean cuando la roca es buena; si la roca es débil y el valle es suficientemente ancho puede emplearse una conducción de hormigón (armado o no) construida sobre la cimentación de la presa. Esta última solución plantea el problema de que perturba el programa de ejecución de la excavación de cimientos y también presenta problemas en el contacto con el núcleo cuando se trata de un dique de tierras. Estos conductos se construyen en seco, protegidos por atagüas provisionales. El cierre se realiza de la misma forma que en los túneles.

La conducciones de la desviación provisional se usan con frecuencia, en su totalidad o en parte, como desagües de fondo permanentes o aliviaderos, sobre todo en las presas de tierra. Sin embargo, la economía lograda, teniendo en cuenta la complicación que introducen en la construcción, no siempre es favorable.

Los canales se emplean en general en valles anchos, en los que los grandes caudales hacen antieconómicos los túneles o conductos. A veces puede utilizarse un lecho natural existente, pero en la mayor parte de los casos es necesario realizar una excavación. Debe concederse especial atención a la posible necesidad de revestir total o parcialmente el canal, así como al riesgo de deslizamiento de los bancos adyacentes, incluso en buena roca, si el canal es profundo.

El revestimiento de los cajeros y de la solera se realiza con frecuencia con hormigón, pero también se usan otros materiales (tablestacas, escollera, mampostería).

En determinadas ocasiones es necesario recurrir a modelos reducidos hidráulicos para dimensionar correctamente las formas de los canales y sus revestimientos.

3.5. Desvío sobre o a través de obras permanentes

Una tendencia frecuente en las presas de hormigón, luego extendida a las de tierra y escollera, es la de utilizar la propia presa en construcción para hacer pasar sobre ella o a su través parte de los caudales desviados, con objeto de reducir en lo posible las obras de derivación. Hay numerosos ejemplos de presas en las que las obras de desvío se limitan a pequeñas galerías para los caudales normales, descargándose los caudales en crecidas a través de portillos provisionales de la presa. Esto implica que las ataguías admitan el vertido sobre ellas.

Esta tendencia puede llegar incluso en su límite a suprimir por completo las obras de derivación, haciendo pasar la totalidad de los caudales del río sobre o a través de la presa.

Por supuesto, para aplicar esta solución y poder construir los portillos de paso del agua son necesarias pequeñas obras de desviación. Las grandes aberturas en el hormigón de las presas, suelen dotarse con dispositivos que faciliten su obturación posterior al final de la obra.

El vertido sobre presas de tierra o escollera no suele ser aceptable y en general se evita con un programa adecuado de construcción.

Para admitir el vertido excepcional y limitado sobre ataguías o presas de escollera pueden adoptarse distintas soluciones, que deberán estudiarse y justificarse en cada caso particular. A título de ejemplo se pueden citar:

- Protección del paramento aguas abajo por medio de grandes piedras clasificadas, cuando la diferencia total de alturas de agua no supera los 2 m, o con grandes bloques de hormigón de 20 toneladas, hasta una diferencia de 4 m.
- Empleo de escollera armada tomando las medidas oportunas para evitar la destrucción de las armaduras por materiales arrastrados por el agua o piedras caídas desde la coronación y con un amplio margen de seguridad en la estabilidad general del dique. De esta forma son factibles los vertidos de caudales no mayores de $5 \text{ m}^3/\text{s/m}$ hasta 8 m de diferencia de alturas de agua.
- El revestimiento con hormigón del paramento aguas abajo, teniendo en cuenta que en determinadas situaciones este revestimiento tendría que resistir subpresiones importantes. Para alturas de vertido bajas o medias puede ser factible usar revestimientos gruesos de hormigón compactado con rodillo capaces de resistir la subpresión.

De todas formas, estos ejemplos que se citan, no pueden ser tomados mas que como orientativos, y no son aplicables a un caso concreto sin realizar los estudios y ensayos en modelo que justifiquen debidamente la solución que se adopte.

3.6. Cierre de las obras de desviación

El cierre definitivo de las obras de desviación constituye una fase importante del programa de construcción, que debe programarse y estudiarse cuidadosamente.

Entre los medios utilizados para el cierre de las obras de desviación provisional es frecuente utilizar una compuerta y posteriormente realizar un tapón de hormigón adaptado al desvío de que se trate. Si el umbral de entrada del túnel tiene una cota superior al nivel de embalse necesario para derivar el caudal de estiaje por los desagües de fondo, se puede prescindir de la compuerta.

Conviene tener en cuenta que si se utiliza una compuerta para realizar el cierre, hay que asegurar que esta compuerta no pueda ser levantada hasta que se haya completado el tapón definitivo. En segundo lugar, las partes fijas de las compuertas embebidas en el hormigón, han estado expuestas durante varios años a corrientes, en general con gran turbulencia, y pueden estar dañadas. También las ranuras de estas guías de compuerta pueden estar bloqueadas por trozos de hormigón, hierros o escombros arrastrados por el río. Por estas razones, es prudente prever soluciones de emergencia.

Como el cierre generalmente se efectúa con circulación de agua el órgano de cierre debe concebirse teniendo en cuenta las fuerzas hidrodinámicas.

Después del cierre, el nivel del agua puede elevarse rápidamente y el órgano de cierre (compuerta, elementos de ataguía, etc.) debe estar calculado para resistir la carga correspondiente al nivel máximo que pueda ser alcanzado antes de la obturación definitiva de la desviación.

Es importante que, antes de proceder al cierre del desvío provisional del río, estén operativos los desagües de fondo de la presa, con objeto de controlar en lo posible la subida del nivel del embalse, y poder mantener un cierto caudal en el río, aguas abajo de la presa, en caso de que fuera necesario.

El hecho de que en ocasiones haya que proceder al cierre del desvío en una época del año que en cuanto a caudales no sea la más adecuada, aconseja estudiar esta posibilidad y tener previstos procedimientos alternativos para efectuar el cierre con caudales más altos que los esperables en la solución del proyecto.

3.7. Resumen y Conclusiones

- En el proyecto de la presa debe tenerse presente la forma de realizar el control del río durante su construcción. En general se puede decir que la derivación del río suele plantear menos problemas en las presas de hormigón que en las de materiales sueltos.
- Los caudales máximos derivables por los túneles, galerías y canales, pueden reducirse, planificando las obras de tal forma que se admitan vertidos sobre las presas de hormigón

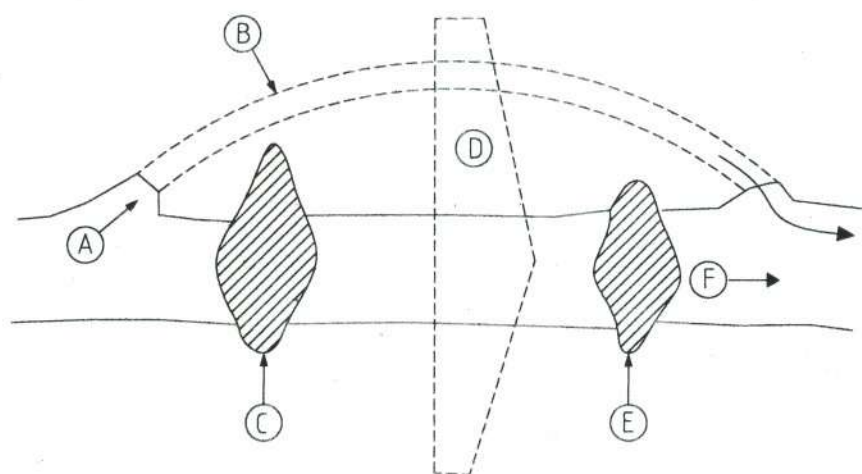
(y en algunas situaciones sobre las de escollera) durante algunos días del año, en el período de construcción.

- Los cierres del río de tipo vertical son los mas frecuentes, empleando todo uno de cantera para desniveles de aguas arriba a aguas abajo de hasta 3 m, y escollera muy gruesa, e incluso bloques prefabricados de hormigón de hasta 20 T de peso para desniveles superiores. El cierre con desniveles superiores a los 5 o 6 m requiere precauciones especiales.
- Entre las ataguías de fábrica, las bóvedas se han empleado con éxito hasta alturas relativamente importantes (40 m). Las de gravedad cuando son de grandes dimensiones suelen ser caras, y se tiende a sustituir el hormigón tradicional por el compactado con rodillo. Como se ha dicho, las características exigibles a las ataguías, en cuanto a calidad del material y cimentación, son notablemente inferiores que las exigidas en presas definitivas.
- En las ataguías de materiales sueltos, lo mismo que en las de fábrica, las exigencias en cuanto a materiales, métodos constructivos, cimentaciones, etc, son notablemente inferiores a las correspondientes a las presas definitivas. Si dispone de núcleo impermeable, su espesor suele ser igual a la altura de agua, y se suele construir, en parte, bajo el agua.

Si son homogéneas de material permeable, puede disponerse una pantalla central de tablestacas, pantalla continua de hormigón, inyecciones, etc. Tanto las soluciones con pantallas continuas de hormigón plástico como con pantallas de inyección parece que tienden a desarrollarse notablemente en el futuro.

Si se admite un cierto vertido sobre la ataguía de escollera, es necesario tomar precauciones especiales. La pantalla aguas abajo de hormigón compactado con rodillo, que soporte las subpresiones que puedan producirse, puede ser una protección muy adecuada, tanto desde el punto de vista técnico como del económico.

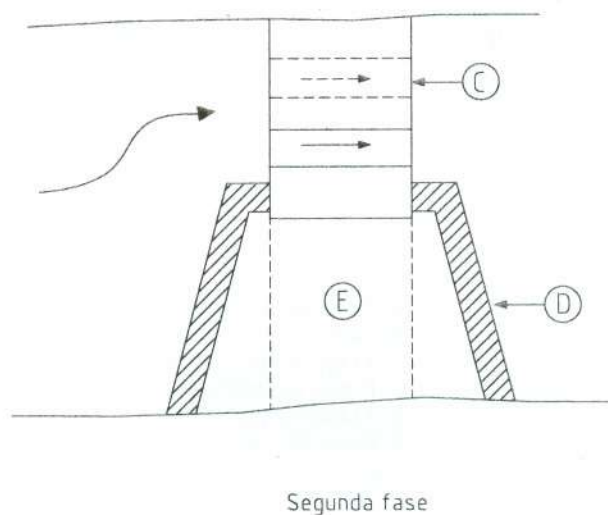
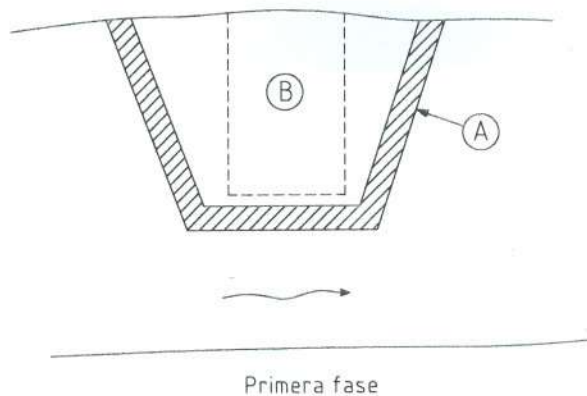
- Al dimensionar el desvío del río deben tenerse en cuenta los costes indirectos derivados de la inundación de la zona de obras.
- El cierre del desvío del río, al final de las obras, es una operación delicada que debe estudiarse previamente, y disponer siempre de soluciones alternativas.
- En obras importantes, o en aquellas que el desvío del río plantee problemas difíciles, los ensayos en modelo reducido pueden ser de gran ayuda, pero deben tenerse en cuenta las limitaciones de estos ensayos, en relación con los fenómenos de filtración, vibraciones de elementos metálicos, etc.



- A. Toma de la derivación
- B. Galería, túnel o canal.
- C. Ataguía aguas arriba
- D. Presa a construir.
- E. Ataguía aguas abajo.
- F. Cauce del río.

Desvío en una sola fase.

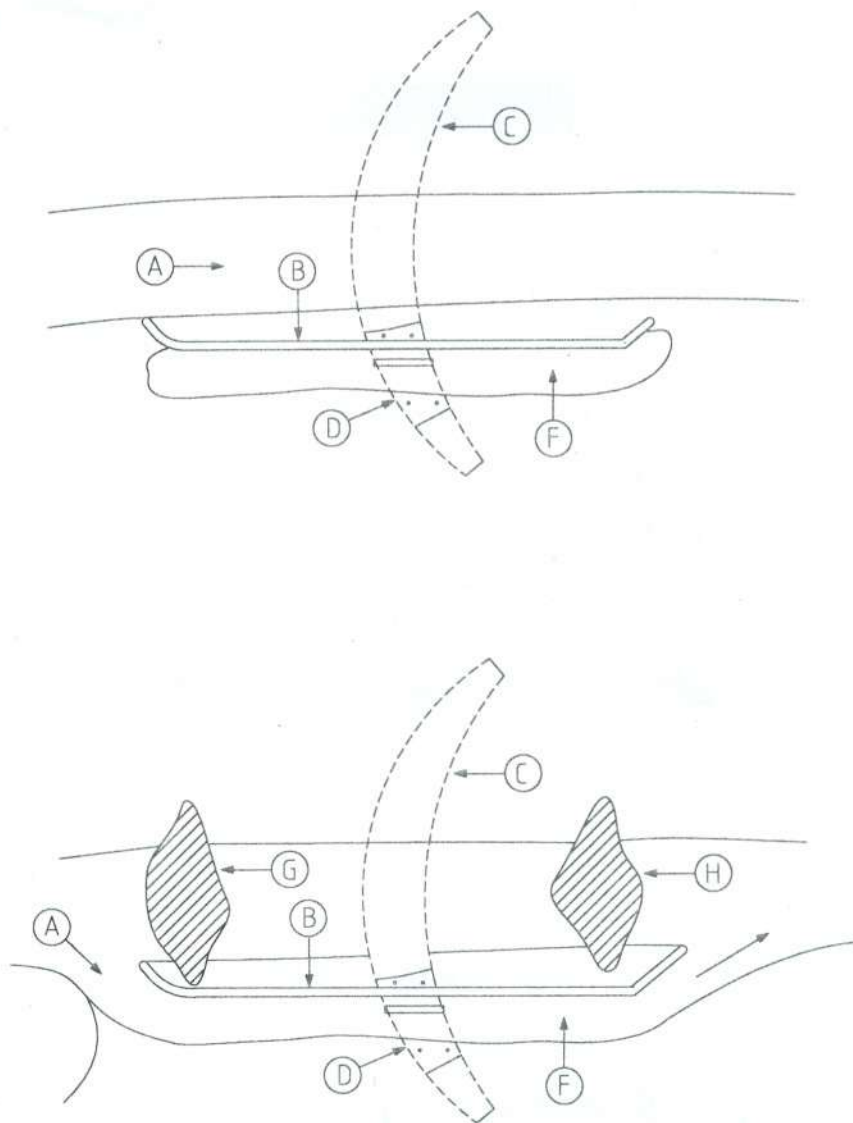
Fig. 4



- A. Ataguía primera fase
- B. Presa y conductos de desvío en construcción
- C. Presa y conductos de desvío terminados
- D. Ataguía segunda fase
- E. Obras definitivas en construcción

Desvío en dos fases

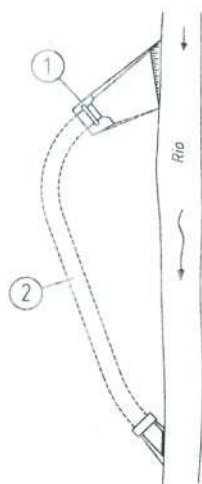
Fig. 5



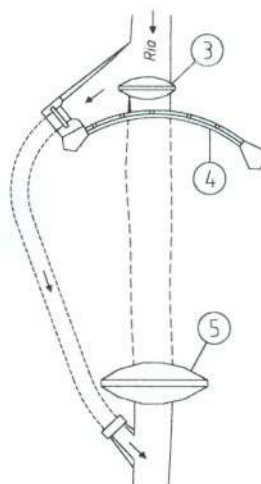
- A. Sentido de la corriente
- B. Ataguía lateral
- C. Presa
- D. Portillo temporal (uno o dos)
- E. Canal (Parcialmente construido)
- F. Canal terminado
- G. Ataguía aguas arriba
- H. Ataguía aguas abajo

Desvío del río por medio de un canal

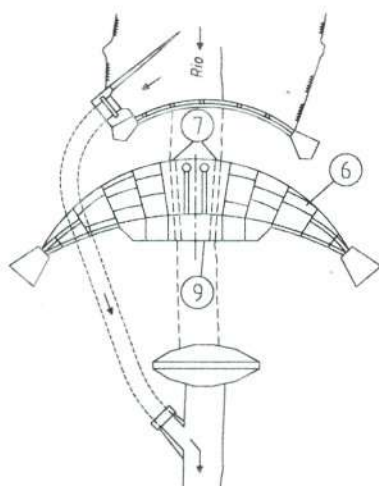
Fig. 6



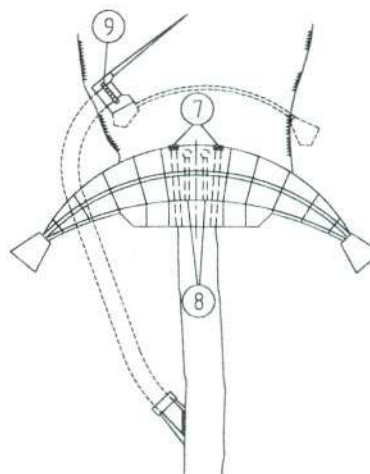
1. CONSTRUCCION DEL TUNEL



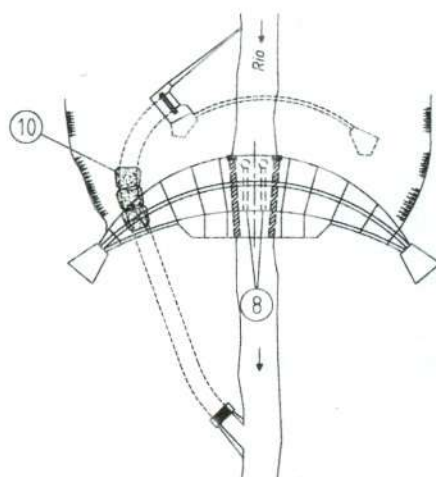
2. CIERRE DEL RIO Y DESVIO



3. CONSTRUCCION DE LA PRESA



4. CIERRE TUNEL Y DESVIO POR DESAGÜES DE FONDO

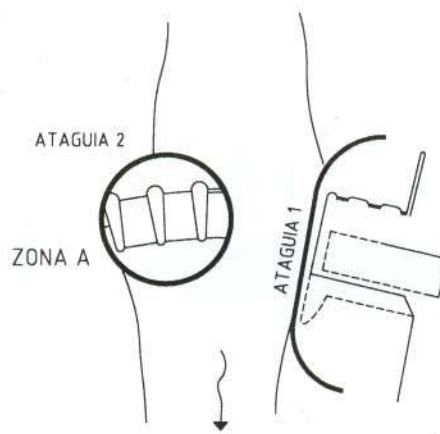


5. CONSTRUCCION TAPON DEFINITIVO

- ① ESTRUCTURA DE TOMA CON ATAGUIA
- ② TUNEL DE DESVIO
- ③ PREATAGUIA
- ④ ATAGUIA CILINDRICA
- ⑤ CONTRA-ATAGUIA
- ⑥ PRESA: BLOQUES
- ⑦ CONDUCTOS PROVISIONALES DE DESAGUE
- ⑧ DESAGÜES DE FONDO
- ⑨ ATAGUIA METALICA
- ⑩ TAPON TUNEL DE DESVIO

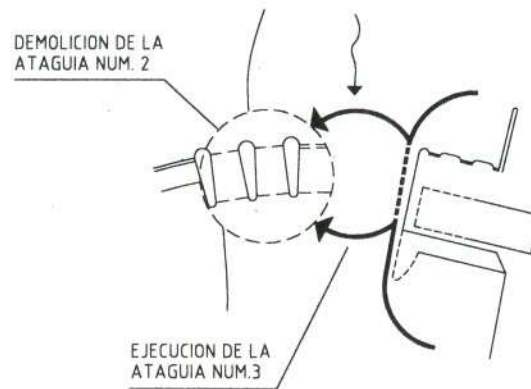
DESVIO EN UNA FASE
SECUENCIA DE LOS TRABAJOS

Fig. 7

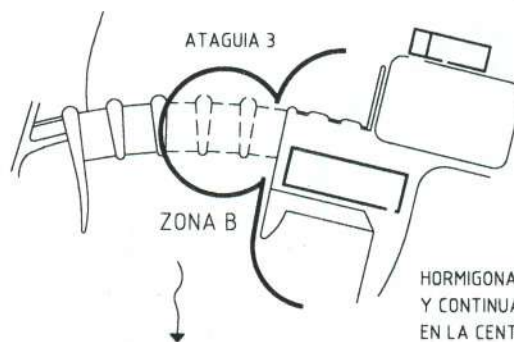


HORMIGONADO DE ZONA "A"
DE LA PRESA Y DE LA CENTRAL

PRIMERA FASE



SEGUNDA FASE

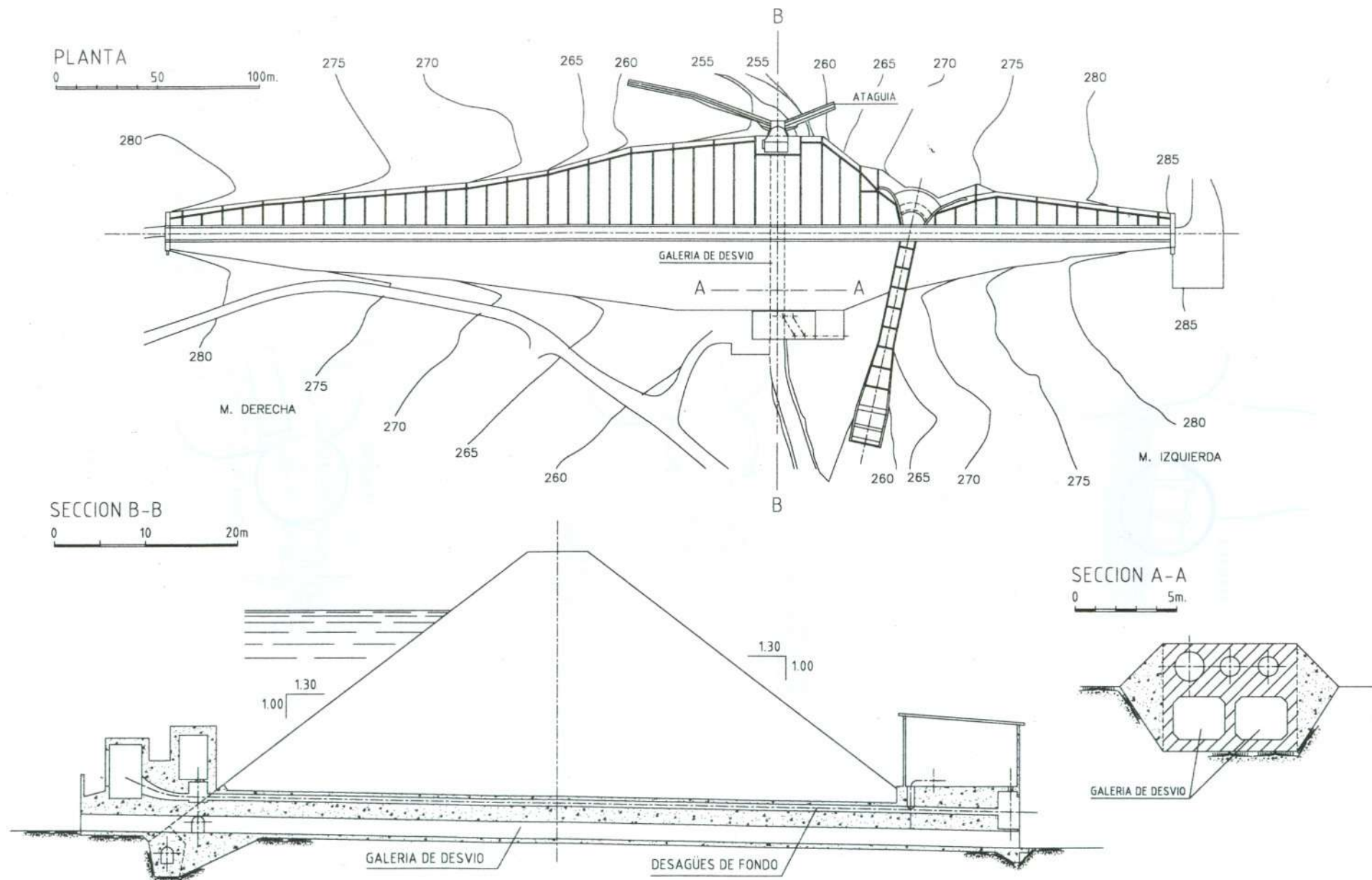


HORMIGONADO ZONA "B" DE LA PRESA
Y CONTINUA HORMIGONADO Y MONTAJES
EN LA CENTRAL

TERCERA FASE

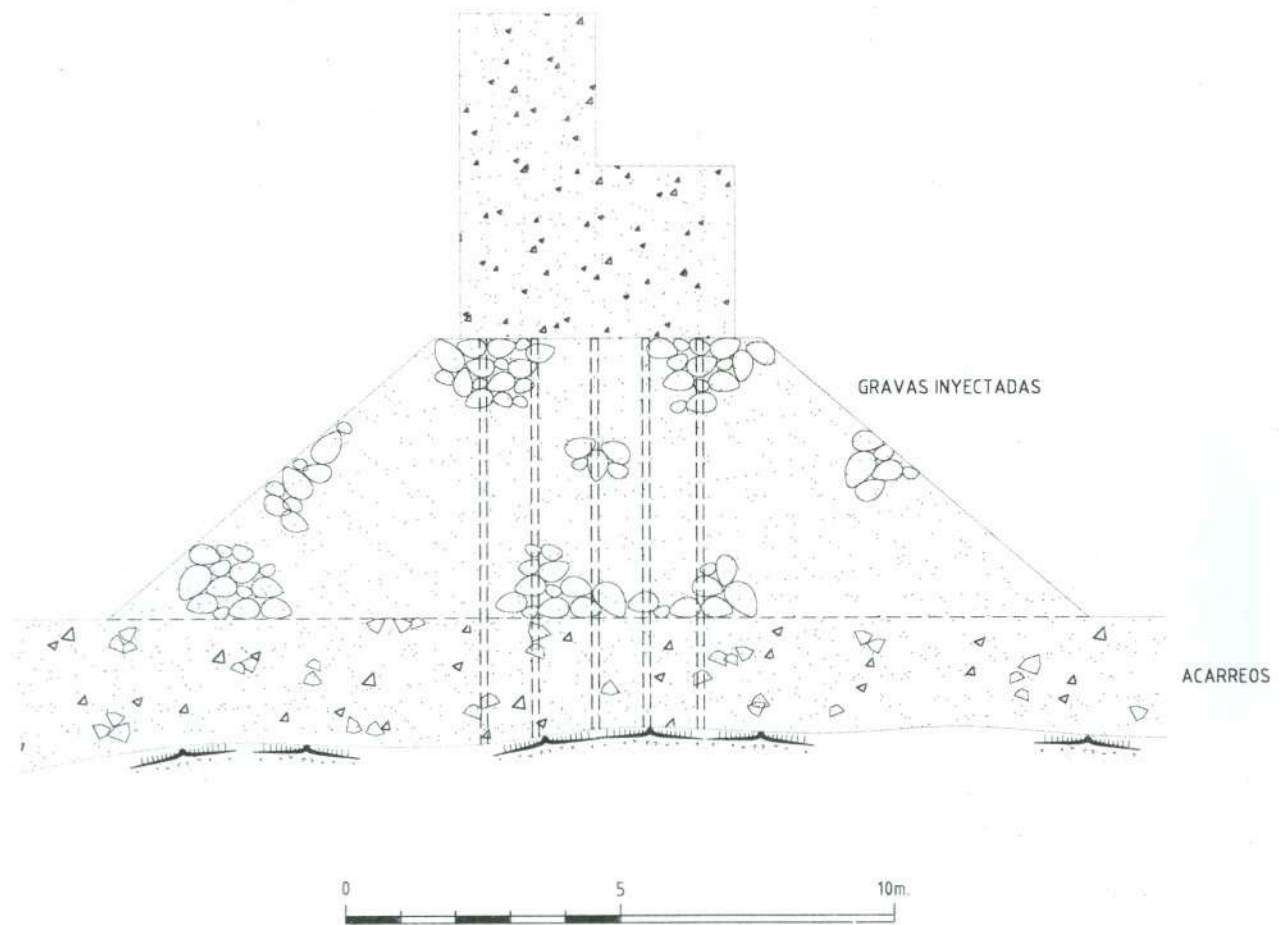
SISTEMA DE DESVIO DEL RIO POR FASES

Fig. 8



DESUDIO DEL RIO EN PRESA DE ESCOLLERA

Fig. 9



ATAGUIA DE GRAVAS INYECTADAS Y SOBRESTRUCTURA DE HORMIGON

Fig. 10

4.

EXCAVACIONES

4.0. Generalidades

La excavación de una presa no es un trabajo de mera eliminación del terreno sino que requiere un procedimiento constructivo adecuado, con objeto de lograr en él la forma deseada y las características resistentes requeridas.

Aunque el coste de las excavaciones sobre el total de la inversión no sea muy importante, sí hay que tener en cuenta que una desviación en el plazo de su terminación implica una repercusión igual o mayor en los plazos de finalización del resto de la obra, y por tanto en sus costes. Esto ha llevado, en casos de obras de gran magnitud y de geología complicada, a ejecutar la excavación en dos fases; en la primera, que se realiza normalmente al mismo tiempo en que se construyen los accesos principales a la obra, las líneas eléctricas, el desvío del río, etc. se pretende conocer mejor el terreno de apoyo de la presa con antelación suficiente para elaborar los planos definitivos de la superficie de contacto presa-terreno, situar los accidentes geológicos y preparar su tratamiento. En la segunda fase, y en base a la información obtenida en la primera, se ajusta la excavación a sus dimensiones adecuadas.

Es necesario hacer una programación muy detallada de la obra con el objetivo de hacer coincidir el final de la excavación del cuenco, que a su vez depende del desvío del río, con el final de la puesta a punto de las instalaciones de hormigonado, o el comienzo de los tratamientos del terreno previo al relleno del cuerpo de presa.

4.1. Trabajos preliminares

Lo primero es proceder al replanteo general de la excavación, a ser posible materializando sus contornos, lo que en ocasiones permite introducir ligeras correcciones para mejorar el encaje de la presa en la cerrada y simultáneamente comenzar:

1. El desbroce y la limpieza del terreno
2. Los caminos de acceso a los tajos de excavación
3. Remoción de los recubrimientos
4. Plano topográfico detallado
5. Estudios geológicos y geotécnicos complementarios, reconocimientos y ensayos "in situ".
6. Inyecciones de preconsolidación de la cimentación de la presa, si fuera el caso.
7. Preparación de escombreras y zonas de acopio.

Al mismo tiempo se completan las instalaciones específicas, la maquinaria y el personal necesario para realizar las obras.

4.2. Agotamientos

Hay que evitar que las aguas interfieran el desarrollo de los trabajos y a ser posible que lleguen a los tajos, mediante captaciones locales, ataguías, canaletas, drenajes, etc, evacuándolas por gravedad, y reduciendo el bombeo a lo estrictamente imprescindible.

Se deben mantener los equipos e instalaciones de agotamiento con la capacidad y características necesarias desde el inicio de las obras, con sus correspondientes bombas de reserva y piezas de repuesto.

En el cuenco, la instalación de bombeo general debe disponer de bombas sumergibles que bombeen fuera del recinto, normalmente por la contraataguía, ubicadas en un emplazamiento fijo y accesible incluso en caso de inundación o de desprendimientos, y que no estorben al desarrollo normal de los trabajos.

Debe hacerse un balance del coste entre el agotamiento y la impermeabilización de las ataguías, decidiendo si se invierte más en la impermeabilización o se refuerza el bombeo, eso sí, siempre que no haya peligro de erosión interna en la ataguía o en su cimentación, a causa de los caudales filtrados.

En los terrenos sueltos, bajo el nivel freático, se pueden usar pozos filtrantes, bombas sumergibles, etc.

La alimentación de energía eléctrica debe garantizarse al máximo, incluso con grupos electrógenos de emergencia.

Como conclusión, se debe recordar que el agua es el enemigo de los rendimientos en todos los tajos.

4.3. Excavaciones a cielo abierto

4.3.1. Presas de hormigón

Normalmente en estas presas las excavaciones suelen tener gran importancia en el cumplimiento del plazo, por la topografía del emplazamiento en general difícil, que complica los accesos y baja los rendimientos de la maquinaria.

Aunque ya se citó en el apartado de programación se incluyen a continuación algunos temas de interés, en presas ubicadas en cerradas estrechas:

- a) Las pistas de acceso a las diversas plataformas de excavación se harán, siempre que sea posible, aguas arriba de la presa.
- b) Las excavaciones del cuenco y de las plataformas inferiores de laderas se programarán cuando lo permita el río.
- c) Las excavaciones en distintos niveles de carga se ejecutarán simultáneamente, si es posible.
- d) Cuando se prevean problemas de estabilidad en las laderas de la cerrada, el programa contemplará la ejecución simultánea de las excavaciones y el hormigonado de las primeras tongadas de los bloques correspondientes. Esto requiere que la instalación de hormigonado esté operativa.
- e) Si existen accidentes geológicos que puedan crear problemas de estabilidad, se tratarán específicamente con dispositivos de sostenimiento tales como bulones de anclaje u otros, teniendo siempre en cuenta su influencia en el plazo.
- f) Las excavaciones en el cauce han de plantearse con medios sobreabundantes, y prever holguras ya que pueden aparecer accidentes geológicos no previstos, aparte de la incertidumbre de las inundaciones.
- g) En general se puede decir que es necesario adaptar las formas de la excavación prevista en el proyecto, a la estructura real del macizo rocoso.

4.3.1.1. Equipos, dispositivos auxiliares e instalaciones específicas

Se hace referencia en este apartado a la ejecución de excavación en roca, en la que se utilizan en ocasiones tractores con escarificador, pero en las que es mucho más frecuente el uso de explosivos.

Perforación:

Se suele realizar con carros perforadores sobre orugas, con uno o dos martillos pesados con diámetros de perforación normalmente de 3 a 6 pulgadas, hidráulicos y con martillo en fondo. Excepcionalmente en grandes excavaciones se puede llegar en rocas duras a semiduras hasta 9 y 12 pulgadas con perforadoras rotativas con tricono.

Apilado y carga:

Con tractores de más de 250 CV de potencia se ejecuta el apilado y el empuje del material de banco a banco; se carga con pala hidráulica de empuje sobre orugas, con cargadores sobre neumáticos que también se usan realizando las funciones de tractor, o con equipos de retro. Las capacidades se adaptan en cada caso particular a la capacidad de los medios de transporte.

Transporte a vertedero o acopio:

Con camiones pesados de 20 Tn o vehículos tipo dumper de hasta 100 Tn, estudiándose el idóneo en cada caso particular.

En ocasiones la forma de explotación de la cantera para áridos influye en la elección de los equipos a emplear en la excavación de la presa.

4.3.1.2. Plan de voladuras

La roca de cimentación debe de estar inalterada o poco alterada lo que lleva a excavaciones profundas principalmente en las presas bóveda.

Se debe buscar una gran calidad en la superficie de la roca de cimentación y una geometría acorde con los planos del proyecto procurando que los taludes de la trinchera excavada sean estables; los de aguas arriba aún sumergidos en la fase de explotación del embalse.

Es recomendable realizar voladuras de recorte o precorte en los hastiales y una destroza que no llegue hasta el fondo de la excavación. En una fase posterior y antes de retirar los equipos de la plataforma de carga de escombros, se refina el fondo de la excavación entre ella y la plataforma superior, siguiendo la superficie de cimentación con las cañas de los barrenos.

Todas la voladuras se calculan, y se replantean todos los barrenos. Al comenzar los trabajos se ensayarán voladuras de prueba para encajar los parámetros y se irán comprobando los resultados obtenidos, tanto en las formas, como en la calidad de las superficies de cimentación.

4.3.1.3. Preparación de la superficie excavada para cimentar la presa

La etapa final de la excavación en una presa de hormigón comprende el saneo, la limpieza y el lavado con agua a presión antes de hormigonar los bloques.

Esta operación es lenta y costosa y según el tipo de terreno hay que tener cuidado en que no sea excesiva para la calidad del cimient.

Cuando la roca tiende a descomprimirse, se puede proteger con una capa de gunita e incluso con un bulonaje.

4.3.2. Presas de materiales sueltos

Normalmente la calidad de la roca de cimentación es inferior a la requerida para una presa de fábrica. Otras veces existe un cauce con depósitos de gran espesor.

Los volúmenes, cuando son importantes, se suelen concentrar en el cauce, siendo escasos en las laderas, salvo que éstas sean muy pendientes o que la calidad de la roca sea muy mala.

Las condiciones para la excavación varían si se trata de la cimentación del núcleo, de la pantalla o de los espaldones.

Si las superficies de contacto entre el núcleo y la roca forman un ángulo con la horizontal superior, en principio, a $\pi/4 + \phi/2$, siendo ϕ el ángulo de rozamiento del material del núcleo, será inevitable que se produzcan pequeños deslizamientos entre el núcleo y la roca, al producirse el asiento del primero. Se deberán tomar, en consecuencia, todas las medidas necesarias para evitar la posible fisuración del núcleo, tales como suavizar las superficies de cimentación, haciéndolas lo más planas posibles, dar mayor plasticidad al material con aumento de la humedad de colocación, etc.

El núcleo no requiere un material de gran resistencia como cimient, pero sí es importante su impermeabilidad. Si la roca no está muy profunda, la cimentación del núcleo se puede llevar en trinchera hasta ella, y consolidar e impermeabilizar el cimient con una pantalla de inyección desde la galería de fondo si fuese necesario. Cuando la roca se encuentra a gran profundidad la excavación es somera y se realizan trabajos de impermeabilización de los materiales sobre los que se cimenta el núcleo.

Las posibles fisuras abiertas, que se presenten en la superficie de cimentación, pueden provocar pérdidas del material del núcleo, si no están convenientemente tratadas.

Los plintos y rastrillos de las pantallas requieren condiciones de cimentación similares a las de las presas de hormigón. Aunque la roca suele ser de menor calidad, sí debe ser consistente, pudiendo requerir un tratamiento de inyecciones de consolidación, que se debe ejecutar antes de iniciar la construcción del cuerpo de presa o bien desde la galería perimetral, en caso de que exista.

Para los espaldones no es necesario profundizar en el terreno y la excavación se limita a una limpieza de la capa vegetal.

A veces los emplazamientos de las presas de materiales sueltos son de roca competente con laderas muy pendientes, en cuyo caso el riesgo de desviación de los costes de la excavación y del plazo de terminación es similar al de las presas de hormigón, aunque las excavaciones no tienen la importancia que en aquellas y muchas veces se pueden realizar en las laderas a medida que sube la presa.

En el programa de excavaciones de una presa de materiales sueltos hay que tomar en consideración que:

- a) Los caminos de acceso a los diferentes niveles se definen para los trabajos de ejecución del relleno del cuerpo de presa; los de excavación los aprovechan.
- b) Deben ser prioritarias la excavaciones en el cuenco y las partes bajas de las laderas, las de la pantalla impermeable, y la zanja de la galería perimetral que esté situada en el fondo del valle.
- c) Los trabajos anteriores se simultanean con el desvío del río, siendo éste prioritario.
- d) Las excavaciones de ladera se ejecutan en muchos casos simultáneamente con el cuerpo de presa, salvo que las laderas sean muy pendientes lo que obliga, a veces, a ejecutarlas antes del comienzo de los rellenos.
- e) Cuando el desvío de río se hace por etapas, las excavaciones requieren un estudio muy cuidadoso.

4.3.2.1. Maquinaria, medios auxiliares e instalaciones específicas

Normalmente, la mayor parte de la excavación es en tierra o en roca ripable, siendo excepcional el uso de explosivos. En función del volumen, plazo y las distancias de transporte del material, se utilizan cargadoras, palas de empuje, retro excavadora, tractores de mediana a gran capacidad, camiones, dumpers, etc., cuya elección está condicionada por la maquinaria que se prevé utilizar en la construcción del cuerpo de presa, debiéndose unificar los equipos.

Caso de requerirse perforación y voladuras, los criterios son los mismos que en las presas de hormigón; sí el cuerpo de presa es de escollera, el equipo que se vaya a usar para su obtención será el mismo que se emplee en la excavación.

Todas las instalaciones auxiliares y específicas, tales como caminos de acceso, red de agua, iluminación, etc. son las previstas para la construcción del cuerpo de presa.

4.3.2.2. Problemas particulares

Al hacer las excavaciones se pueden llevar a cabo simultáneamente trabajos de limpieza localizados para mejorar la investigación geológica, así como la colocación de dispositivos de drenaje e incluso la instalación de aparatos de auscultación.

Hay que tener en cuenta la posible aparición de accidentes geológicos localizados, fallas, etc..., que pueden obligar a tener que replantear las excavaciones e improvisar soluciones, lo que conlleva un aumento del plazo previsto.

Las exigencias en la preparación final en la roca de cimentación de los núcleos, galerías, zócalos, requieren un procedimiento análogo al descrito en las presas de hormigón.

4.4. Excavaciones subterráneas

Las excavaciones subterráneas incluidas en la presa suelen ser de poca importancia: galerías de inspección y drenaje, pozo de ascensores, de drenaje, de bombas, para péndulos invertidos, etc., que en general son de secciones pequeñas y longitudes moderadas, por lo que tienen poco peso económico en el conjunto, pero es necesario programarlas muy bien y ejecutarlas a tiempo para evitar retrasos en la obra principal e incluso problemas técnicos, como por ejemplo voladuras cerca de hormigones con pocos días de fraguado.

Dentro del mismo proyecto, en obras complementarias, es normal que se incluyan los túneles de desvío, e incluso aliviaderos en pozo, túnel, o ambos; obras de toma, desagües de fondo o intermedios, y a veces hasta una central hidroeléctrica subterránea que puede tener tanta importancia como la propia presa. Esta Guía Técnica sobre la construcción de presas, no es el lugar adecuado para tratar de las tecnologías propias de estas grandes obras subterráneas.

4.4.1. Excavación en galerías

Son, en general, cortas, de menos del centenar de metros, con secciones comprendidas entre 4 y 10 metros cuadrados y con predominio de la sección en herradura.

Las secciones en los desvíos, tomas de agua y aliviaderos pueden llegar hasta 25 metros cuadrados o más, y los procedimientos aplicables son los mismos, dado que las longitudes también son cortas.

4.4.1.1. Programación

La ejecución de los trabajos subterráneos suele programarse simultánea a la excavación de la presa y es normal prever en el proyecto caminos de acceso desde aguas abajo a las situadas en las cotas inferiores. Las situadas en niveles superiores pueden acabarse antes de finalizar la excavación de la presa.

Si la roca no necesita voladuras, las galerías se pueden excavar simultáneamente con el comienzo del hormigonado.

4.4.1.2. Maquinaria e instalaciones

La perforación suele ser manual, y si la sección lo permite con "minijumbos" hidráulicos de dos brazos. Los compresores en general serán móviles.

La carga de escombros se hace con pequeñas cargadoras neumáticas o de cadenas, que cargan y transportan el material en su cuchara, ya que suelen ser muy rápidas en sus desplazamientos.

Si las rocas son de dureza media se pueden utilizar rozadoras.

Las instalaciones específicas son pequeñas: compresores (móviles), red de agua, aire comprimido, iluminación, agotamiento, ventiladores axiales. Conviene tener material para entibación preparado por si se necesitase su colocación.

En general sólo se hormigona una pequeña longitud en las embocaduras, pero si es normal construir una solera, con una cuneta, en toda la galería. No hay que olvidar la adecuada programación de este trabajo.

4.4.1.3. Voladura y explosivos

Son los usuales en la galerías de pequeña sección, aunque se tiende a una perforación específica mayor y una carga específica menor, estudiando la disposición de los barrenos de forma que la carga por detonador sea pequeña a fin de no alterar la roca ni afectar a los hormigones.

4.4.2. Excavaciones en pozos

Se destinan a unir galerías situadas en niveles diferentes, a tratar zonas falladas, como pozos de agotamiento o para instalar péndulos invertidos.

Suelen ser verticales, pero a veces son inclinados; de sección entre 2 y 15 metros cuadrados, casi siempre circulares, salvo que se usen como llaves de fallas.

En general, el método seguido para su ejecución consiste en hacer un taladro piloto desde arriba y excavar la destroza desde el nivel inferior. Si fuese necesario ampliar el diámetro, se lleva a cabo la destroza de arriba-abajo.

Los pozos de los péndulos invertidos se ejecutan con sonda de corona o con tricono y pueden llegar a profundidades de 40 ó 50 m, con diámetros que pueden ser superiores a 0,5 m. Si por problemas de programación no se pudiera perforar antes de iniciar la construcción del cuerpo de presa se harán desde una superficie superior, y si llega el caso construyendo una cámara en la presa para situar la sonda.

4.4.2.1. Programa de trabajos

La programación de los pozos está íntimamente ligada a la de las galerías y salvo que estén fuera de la alineación de éstas no se pueden ejecutar simultáneamente. Los pozos se suelen excavar después de la galería, salvo que ésta se sitúe por debajo del fondo de excavación del cauce y, por tanto necesite el pozo como acceso para su ejecución.

Los pozos que salen al exterior se pueden construir en forma descendente, con lo que su programación tiene mas libertad.

4.4.2.2. Maquinaria e instalaciones

Si los pozos se excavan en sentido ascendente, su apertura se hace en general con perforadoras de hasta 2,5 m de diámetro, y las destrozadas, si son necesarias, con martillos perforadores neumáticos, o con vagones perforadores si la sección lo permite. Se necesitan cabestrantes y una plataforma, redes de agua, aire, ventilación y energía eléctrica.

Las excavaciones descendentes requieren un sistema de carga tipo retro, que se ancla a la pared, o pala cargadora sobre orugas y un sistema de cubos para extraer el escombros. En el exterior es normal utilizar grúas.

Cuando el escombros cae en la galería inferior se carga en el fondo para llevarlo al exterior con los sistemas expuestos en las galerías.

4.4.2.3. Voladuras y explosivos

Los comentarios hechos para las galerías son aplicables en los pozos, pero éstos tienen la ventaja de que si se hace con perforadores ascendentes los problemas de vibraciones son mínimos.

En los pozos descendentes la reducción de carga media es más difícil, no obstante la vibración se puede reducir, si el número de detonadores permite disparar en varias fases.

4.5. Control y vigilancia de la ejecución

Se debe disponer de un sistema eficiente de vigilancia y de control de calidad de la ejecución de las excavaciones desde el inicio de los trabajos hasta su total terminación. Los errores no son subsanables, y los excesos de excavación o la debilitación del macizo rocoso de la cimentación son irreversibles. Es fundamental detectar los posibles fallos antes de que se produzcan, o una vez producidos no ocultarlos, sino abordarlos a tiempo. Esto conduce a que los controles de ejecución de los trabajos deben desarrollarse durante todo el proceso de las excavaciones y no realizar un único control de recepción de la obra ejecutada.

El Proyecto de la presa debe definir las calidades de acabado exigibles en la cimentación y en las excavaciones en las distintas zonas de la obra, así como si es preceptivo la aplicación de técnicas especiales, tales como precortes, recortes, control de vibraciones, etc., e indicar las tolerancias en las formas de las superficies, alineaciones y altimetrías.

Corresponde a la Dirección de Obra la realización de la vigilancia y los controles de los trabajos, y en particular concretar las condiciones que debe cumplir la roca de cimentación.

No hay que olvidar que las exigencias deben estar adaptadas a lo que se puede conseguir, y muchas veces el terreno impone las formas por su constitución geológica.

4.5.1. Controles de ejecución

4.5.1.1. Excavaciones a cielo abierto

En las presas de hormigón a cimentar en roca, después de limpiar, desbrozar y retirar los materiales sueltos se debe proceder a levantar un plano topográfico detallado, junto con un estudio geológico complementario al del proyecto.

Decidida la geometría de la excavación hay que replantear y materializar su contorno con líneas de cal o pintura, así como las curvas de nivel necesarias. Si la excavación se hace en dos fases, dentro de la primera destroza se procede a dar pegas de prueba para establecer el plan de tiro; tanto para el arranque, como para definir los precortes o recortes en los hastiales. Desde el primer momento se deben estudiar los planes de tiro de todas las voladuras y replantear cada una de ellas "in situ", no autorizándose perforar ni disparar, si los planes de tiro y el replanteo no están aprobados y comprobados por el equipo de control y vigilancia de la Dirección de Obra. Es evidente que para su diseño se partirá de los perfiles tomados del terreno después de cada limpieza de la voladura anterior.

Los controles recomendables son:

- Control topográfico del replanteo. Lo realiza tanto el constructor como la dirección de obra desde bases distintas.
- Control de ejecución. Se comprueba con el plan de tiro, que las perforaciones, la carga y las conexiones de cada voladura, se ejecutaron con los métodos, maquinaria y personal correctos.
- Control de obra ejecutada. Mediante un levantamiento topográfico con toma de perfiles, se obtienen los resultados de la voladura y las características externas tales como, aspecto general, dispersión del escombros, rendimientos de la producción, las características de acabado de las superficies y si están alteradas por la voladura o no.

- Control de producción, que no se limitará al control diario del volumen movido, integrado mes a mes y a origen, sino también a su comparación con lo previsto en su situación espacial, ya que puede aumentar el volumen y dar la falsa sensación de estar al día, cuando hay un retraso. El Plan de Obra previsto se irá revisando como se expone en el capítulo correspondiente.
- Control de estabilidad y medidas correctoras. Es necesario ir comprobando la seguridad de los taludes y de los cortes de la excavación, e ir adoptando a tiempo las medidas adecuadas de sostenimiento, tratamientos o correcciones del diseño inicial.
- Control de recepción. Se hace una vez que se da por terminada la excavación. Se toman perfiles, se levanta un plano topográfico, se hacen las mediciones definitivas y se toman los datos geológicos.

Los controles que son cuantificables de una forma objetiva, se complementan a lo largo de las excavaciones con la Vigilancia de los trabajos llevada a cabo por el equipo de agentes de la Dirección de Obra, que irán comprobando de una forma visual, ayudados por fotografías y videos, como se desarrollan las operaciones necesarias para llevar a cabo las excavaciones y redactarán los informes periódicos necesarios y un informe final.

Esta misma sistemática será aplicable a las excavaciones de las Presas de materiales sueltos, siendo normalmente mucho más sencillos los controles y la vigilancia, salvo que las cimentaciones sean rocosas, donde prácticamente serán las mismas que las descritas anteriormente.

4.5.1.2. Excavaciones subterráneas

Los replanteos topográficos se establecen mediante hitos exteriores que definan las alineaciones y las cotas de origen del eje de la obra subterránea. Sistemáticamente se debe comprobar el replanteo dentro del túnel por dos equipos que se apoyen en cálculos y alineaciones distintas. Es conveniente que en el túnel se materialice, en los hastiales, pintada con continuidad, una alineación 1,5 m por encima de la rasante que se lleve en la solera del avance de la galería y que sirva junto con la materialización del eje del túnel, de referencia para que la sección transversal sea correcta en alzado y en planta.

Una vez emboquillado el túnel, se harán pruebas con varios planos de tiro, para seleccionar el que de mejores resultados tanto en calidad de excavación como en rendimiento en los avances. Posteriormente habrá que ir adaptándolo a los terrenos que se vayan atravesando.

Los controles recomendables son:

- *Topográfico*: Todos los fines de semana se comprobará que las alineaciones en planta y alzado son correctas.

- *Geométrico*: Con la misma periodicidad se comprueba que la forma y dimensiones son correctas y con las tolerancias fijadas.
- *Geológico-Geotécnico*: Se representarán en planos de detalle sobre la superficie desarrollada todos los datos geológicos y geotécnicos y los sostenimientos colocados indicando su comportamiento. Eventualmente se medirán las convergencias.
- *Drenaje*: Indicando las aguas que se han captado, como se evacuan y sus caudales.
- *Seguridad*: Se realizarán informes sobre la ventilación, estado de las instalaciones y medidas de seguridad tomadas.
- *Producción*: Se mantendrá un control diario de los ciclos de avance, recogiendo los tiempos, los rendimientos y las incidencias ocurridas. Se dispondrá un gráfico del avance de la excavación que permita comparar de forma rápida el ritmo real y el previsto.
- *Recepción*: Se hará al final de las excavaciones e incluirá las mediciones definitivas. Se redactará una memoria recogiendo, toda la información de que se disponga.

La Dirección de obra comprobará las operaciones de los ciclos y contribuirá a tomar decisiones correctas y rápidas para adaptarse a los imprevistos que se vayan presentando.

Los pozos, según sea su sistema de ejecución requerirán un sistema de control y vigilancia parecido al descrito para las galerías, adaptado a sus características específicas.

4.6. Sostenimiento y tratamiento del terreno

En general, los macizos rocosos presentan discontinuidades que pueden provocar problemas de estabilidad, con derrumbes o deslizamientos que perturben la marcha de los trabajos o que creen problemas durante la explotación.

Estas incertidumbres disminuyen, evidentemente, con la intensidad de los estudios geológicos y los reconocimientos geotécnicos. Lo deseable sería que en la fase del proyecto se detectase la existencia y localización de los accidentes del macizo, tales como fallas, zonas alteradas, litoclasas abiertas o rellenas, etc., que permitieran una perfecta definición geomecánica de la zona donde se ubica la presa, pero su localización es a veces incierta y sólo se pueden precisar durante la excavación. Es por esto que, a veces, se presentan accidentes de forma imprevista, que habrá que abordar en cada caso particular.

De una forma general se puede decir que hay que conseguir la estabilidad de:

- Los taludes de la excavación.
- La caja de la cimentación y de la ladera en las inmediaciones de la excavación.

- *Geométrico*: Con la misma periodicidad se comprueba que la forma y dimensiones son correctas y con las tolerancias fijadas.
- *Geológico-Geotécnico*: Se representarán en planos de detalle sobre la superficie desarrollada todos los datos geológicos y geotécnicos y los sostenimientos colocados indicando su comportamiento. Eventualmente se medirán las convergencias.
- *Drenaje*: Indicando las aguas que se han captado, como se evacuan y sus caudales.
- *Seguridad*: Se realizarán informes sobre la ventilación, estado de las instalaciones y medidas de seguridad tomadas.
- *Producción*: Se mantendrá un control diario de los ciclos de avance, recogiendo los tiempos, los rendimientos y las incidencias ocurridas. Se dispondrá un gráfico del avance de la excavación que permita comparar de forma rápida el ritmo real y el previsto.
- *Recepción*: Se hará al final de las excavaciones e incluirá las mediciones definitivas. Se redactará una memoria recogiendo, toda la información de que se disponga.

La Dirección de obra comprobará las operaciones de los ciclos y contribuirá a tomar decisiones correctas y rápidas para adaptarse a los imprevistos que se vayan presentando.

Los pozos, según sea su sistema de ejecución requerirán un sistema de control y vigilancia parecido al descrito para las galerías, adaptado a sus características específicas.

4.6. Sostenimiento y tratamiento del terreno

En general, los macizos rocosos presentan discontinuidades que pueden provocar problemas de estabilidad, con derrumbes o deslizamientos que perturben la marcha de los trabajos o que creen problemas durante la explotación.

Estas incertidumbres disminuyen, evidentemente, con la intensidad de los estudios geológicos y los reconocimientos geotécnicos. Lo deseable sería que en la fase del proyecto se detectase la existencia y localización de los accidentes del macizo, tales como fallas, zonas alteradas, litoclasas abiertas o rellenas, etc., que permitieran una perfecta definición geomecánica de la zona donde se ubica la presa, pero su localización es a veces incierta y sólo se pueden precisar durante la excavación. Es por esto que, a veces, se presentan accidentes de forma imprevista, que habrá que abordar en cada caso particular.

De una forma general se puede decir que hay que conseguir la estabilidad de:

- Los taludes de la excavación.
- La caja de la cimentación y de la ladera en las inmediaciones de la excavación.

Los trabajos y actuaciones serán:

- Trabajos exteriores a cielo abierto
- Trabajos subterráneos.

4.6.1. Sostenimientos y tratamientos de los taludes

Los taludes hay que defenderlos en principio contra la meteorización, las erosiones de las aguas, la descompresión y de los desprendimientos.

Las actuaciones son:

- Protecciones: que tienen en general como función principal la protección del talud contra los agentes exteriores.
- Sostenimientos: cuya función es mecánica y resistente, acompañada normalmente por una protección superficial.

La primera actuación se suele dar en el planteamiento del método de excavar, es decir, se pueden utilizar las técnicas del precorte o recorte, de voladuras controladas, etc., con objeto de dañar lo menos posible el terreno.

Como consecuencia de las excavaciones es normal que queden bloques sueltos en los cortes del terreno excavado; por tanto la primera medida después de una voladura es proceder a un saneo de los paramentos. Cuando los paramentos son los previstos como definitivos, y en el caso de que se detecten pequeños desprendimientos, se debe recurrir a un sostenimiento sistemático por medio de pernos (bulones) o barras de refuerzo. Si es esperable una meteorización rápida o se trata de una roca muy fracturada se procede a colocar un enmallado, un gunitado o ambas cosas a la vez, que pueden requerir perforar drenajes para dar salida al agua de filtración.

Todas las actuaciones descritas son normales en el desarrollo habitual de los trabajos de excavación, pero a veces son sólo un paso intermedio hacia actuaciones mas importantes, que incluso pueden llevar a reconsiderar la geometría y las pendientes de los taludes.

Las actuaciones más comunes son:

a) *Taludes rocosos:*

- | | |
|--------------------------------|---|
| I) Sostenimientos puntuales | <ul style="list-style-type: none">- Pernos de anclaje- Barras de refuerzo- Anclajes |
| II) Protecciones superficiales | <ul style="list-style-type: none">- Mallas metálicas- Gunita- Hormigón proyectado |

- III) Sostenimientos de fábrica
 - Recalces
 - Contrafuertes
 - Entramados de hormigón
 - Muros y revestimientos de fábrica

b) *Taludes en suelos:*

- I) Sostenimientos
 - Anclajes
 - Placas ancladas
- II) Protecciones superficiales
 - Mallas
 - Corazas de enrejado metálico
 - Espaldones y muros de gaviones
 - Escolleras de protección
 - Siembra y plantación

También se pueden utilizar algunas de las soluciones de los terrenos rocosos adaptadas a los suelos.

Estas actuaciones se pueden combinar entre ellas y a veces se completan con drenajes, inyecciones, rellenos, etc.

4.6.2. Sostenimiento y tratamiento de la caja de la cimentación y de la ladera en las inmediaciones de la excavación

En los macizos rocosos, si el fondo de la caja de cimentación de la presa se ha excavado con las técnicas adecuadas de precorte o recorte, se ha refinado adecuadamente, o se ha preconsolidado con un tratamiento previo, no suelen presentarse problemas de sostenimiento; pero si puede producirse una descompresión, siendo suficiente, en general, con gunitar las superficies, completando parcialmente el tratamiento con barras de refuerzo o pernos, y excepcionalmente con entibación metálica cuando sean de temer fuertes deformaciones al extraer el terreno.

Los trabajos de refuerzo en las fallas de menor entidad y en las diaclasas abiertas que afloran en la cimentación de las presas, se limitan a excavar en zanja el relleno de la falla en una profundidad que puede ser dos veces el ancho de la falla a tratar y rellenarla de hormigón, normalmente en masa pero en ocasiones armado e incluso cosido a los labios con barras de anclaje, disponiendo una malla de redondos sobre la zanja, sobrepasándola y siguiendo el plano de cimentación en el hormigón de la presa.

Cuando las fallas son de mayor entidad o se presenten otros accidentes geológicos singulares que puedan dar lugar a problemas de estabilidad de zonas del macizo donde se apoya la presa o en su entorno, deben adoptarse soluciones específicas que entre otras pueden ser:

- En superficie:
 - . Excavar y restituir el material con hormigón; incluso anclando activamente en profundidad, o soportando los empujes por medio de contrafuertes. Se puede completar con tratamientos de inyecciones y rellenos.
- Con trabajos subterráneos:
 - . Enclavando las fallas por medio de prismas de hormigón (armado) que siguiendo el plano de la falla a modo de chaveta impidan el cizallamiento del terreno. Suele servir también como elemento de estanqueidad. A veces se le dota de una galería para drenar y comprobar el comportamiento.
 - . Sustitución de capas blandas, excavando el material blando de relleno siguiendo su geometría y rellenando con hormigón, al objeto de disminuir la deformabilidad, evitar asentamientos locales y aumentar la resistencia. También, si son de entidad, se les dota de galerías y dispositivos de auscultación. Se suele completar con inyecciones.
 - . Puntales subterráneos. Se construye dentro del macizo rocoso puntales gruesos de hormigón en masa o armado, cuyo objetivo es transmitir los empujes de la presa a la parte profunda del terreno a modo de pilotes inclinados u horizontales.

Estas soluciones se completan con actuaciones superficiales y de drenaje del macizo.

4.6.3. Sostenimiento de las obras subterráneas

Dependen de las características del terreno y dimensiones de la excavación. Los métodos habituales son:

- | | |
|------------------------------|---------------------------------------|
| - Sostenimientos puntuales | - Pernos de anclaje |
| - Protecciones superficiales | - Malla de protección |
| | - Hormigón proyectado o gunitado |
| - Entibaciones | - Cerchas metálicas o apeos de madera |
| | - Anillos de hormigón |

En general, antes de empezar las obras subterráneas es conveniente disponer de materiales de sostenimiento, algún encofrado de anillos (para galerías o pozos), elementos para hormigonar o gunitar, etc.

5.

TRATAMIENTOS DE LA CIMENTACION

5.0. Generalidades

Los tratamientos a aplicar en la cimentación de una presa constituyen un conjunto de trabajos destinados a modificar determinadas características del terreno de cimentación de la misma, con el fin de adaptarlo a las condiciones geomecánicas e hidráulicas exigidas en el proyecto.

Los problemas a examinar y corregir son los que, en líneas generales, se resumen en el cuadro siguiente:

Cuadro 3

PROBLEMAS DE PRESAS A CORREGIR MEDIANTE TÉCNICAS ESPECIALES		
PERMEABILIDAD	DEL VASO	
	DE LA CERRADA	
	DE LA PRESA	
DEFORMABILIDAD	DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN	
ESTABILIDAD	DE LA PRESA	ALIVIO DE SUBPRESIONES
		RECRECIMIENTOS
	DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN	
	DE TALUDES	LADERAS DEL VASO
		TALUDES ARTIFICIALES

En función del tipo de problema a resolver, las técnicas utilizables pueden ser:

- Tratamientos mediante inyecciones
- Sistema de drenaje
- Pantallas continuas ejecutadas in situ
- Utilización de anclajes
- Procedimientos geomecánicos de compactación y mejora de suelos
- Cimentación mediante pilotes
- Recalces
- Contrafuertes

Para utilizar correctamente estas técnicas, es preciso conocer sus conceptos fundamentales, algunas ideas básicas sobre su utilización y, sobre todo, sus limitaciones y campos de aplicación.

5.0.1. El terreno de cimentación

A grandes rasgos, los terrenos donde se implantan las presas se suelen clasificar en los formados por macizos rocosos y los constituidos por suelos y aluviones.

En el cuadro siguiente se hace una clasificación del terreno en tres grandes grupos, indicando para cada uno de ellos algunas características que particularmente interesan para definir las distintas formas de ejecutar los tratamientos. En relación con el agua subterránea, es conveniente conocer sus características químicas, velocidad, etc.

Cuadro 4

MEDIO A TRATAR	
ROCAS CON GRANDES HUECOS (ROCAS KÁRSTICAS)	
ROCAS FISURADAS	TAMAÑO DE LAS FISURAS
	DISPOSICIÓN DE LAS FISURAS
	PERMEABILIDAD
SUELOS Y ALUVIONES	GRANULOMETRÍA
	POROSIDAD
	PERMEABILIDAD

En todo caso, los pasos a seguir para definir los tratamientos adecuados en cualquier clase de terrenos son:

- a) Trabajos de reconocimiento mediante estudios geológicos, sondeos mecánicos, geofísicos, galerías, pozos, ensayos in situ, e información obtenida durante el proceso de excavación, que permitan comprobar las predicciones geológico-geotécnicas establecidas previamente.
- b) Caracterización del terreno, fundamentalmente en lo que se refiere a su permeabilidad, deformabilidad y resistencia y su influencia respecto del tipo de presa adoptado.
- c) Tratamientos a aplicar, que incluirá una combinación, si procede, de diversas medidas correctoras de las características del terreno encontrado.
- d) Sistemas de control y auscultación de los tratamientos efectuados.

Finalmente se debe señalar que la técnica utilizada en la excavación del cimienta influye, en la mayoría de los casos, en la naturaleza y magnitud de los tratamientos que se deben aplicar. En terrenos rocosos, donde la excavación se realiza generalmente con el empleo de explosivos, la calidad del cimienta siempre resulta más o menos perjudicada en aspectos tan importantes como el aumento de su deformabilidad y su permeabilidad, por lo que deben emplearse las técnicas de excavación mas adecuadas para cada tipo de roca.

5.1. Tipo de tratamiento y su justificación

5.1.0. Generalidades

Los tratamientos del terreno en la zona de apoyo de una presa se dividen en tres grandes grupos: tratamientos de impermeabilización, para reducir la permeabilidad natural del terreno, de consolidación, para mejorar su estabilidad, deformabilidad e, incluso, su resistencia y de drenaje, para reducir las presiones intersticiales.

5.1.1. Tratamientos mediante inyecciones

Un tratamiento del terreno mediante inyecciones se debe proyectar y planificar, estableciendo normas para su correcta ejecución. Sin embargo, la técnica necesaria para ejecutarlo correctamente, necesita mucho conocimiento, mucha destreza y una atención meticulosa en los detalles.

Además de conocer sus fundamentos básicos, ejemplos de su utilización acertada, y los peligros que puede tener una mala ejecución, es necesario tener experiencia directa o contar con la colaboración de quién la tenga.

La disposición operativa en cuanto a orientación, número de filas de taladros y separación entre éstos es también, normalmente, fruto de la experiencia adquirida en casos semejantes y siempre

se deberá ajustar en la obra buscando la máxima eficacia y economía. Cualquier tratamiento mediante inyecciones comienza inyectando un sistema de taladros, y luego, a través de otros intermedios cuya perforación sirve de comprobación de la eficacia del tratamiento anterior, se va ajustando por pasos sucesivos el tamaño definitivo de la malla o de la pantalla.

La forma de actuar debe quedar bien establecida, previendo al máximo las situaciones que puedan presentarse y el tratamiento o conducta a seguir en cada caso. Todo ello, junto a las medidas de control y comprobación de resultados, deberá quedar recogido en los Pliegos de Condiciones Técnicas.

Los tratamientos mediante inyecciones resultan difíciles de presupuestar para el proyectista, dado que es grande el margen de error en la previsión de la absorción de productos de inyección que admitirá cada terreno, así como las longitudes de perforación de taladros necesarios.

El sistema de contratación tiene una importancia fundamental, a causa de la citada imprecisión con que estos trabajos pueden definirse en el Proyecto. Es aconsejable que los Cuadros de Precios contemplen por separado toda la serie de operaciones fijas necesarias hasta el momento de la inyección, huyendo de la práctica habitual de establecer precios globales referidos al producto de inyección, cuyo volumen o peso puede ser muy diferente en cada operación. Sólo así se puede esperar el éxito técnico-económico del tratamiento en condiciones razonablemente justas para ambas partes.

Actualmente y para macizos rocosos no kársticos se está utilizando, en muchos tratamientos para consolidación y para pantallas de impermeabilización mediante inyecciones de mezclas estables a base de cemento, el denominado GIN-Method (Grouting Intensity Number), introducido por Lombardi en 1993. Se trata de definir el valor óptimo de la intensidad de la inyección (valor de $GIN = p_f \cdot V_f$: siendo p_f la presión final de cierre de la inyección y V_f la admisión final de mezcla por metro de taladro) para obtener la mejor eficacia de un tratamiento específico, teniendo en cuenta las condiciones naturales del macizo rocoso, las necesidades del proyecto y el coste del tratamiento mediante inyecciones. Además, entre otras ventajas de tipo práctico, está la de utilizar una única mezcla de inyección para todo el tratamiento.

5.1.1.1. Equipos para la ejecución de inyecciones.

Los equipos para la ejecución de inyecciones se pueden agrupar, fundamentalmente, en:

- Equipos de perforación de taladros
- Equipos de inyección

Los equipos de perforación son, por lo general, sondas a rotación o rotoperusión, con o sin tubería de revestimiento, según el tipo de terreno a perforar. Existen numerosos modelos y marcas y es muy importante elegir la sonda adecuada para realizar un trabajo correcto. El diámetro de perforación de los taladros para inyectar una roca suele ser del orden de 50 mm, con un mínimo

de 35 mm y un máximo de 75 mm. En la inyección de aluviones el diámetro mínimo suele ser de 50 mm y el máximo hasta de 100 a 120 mm.

Los equipos que generalmente se utilizan para ejecutar un tratamiento de inyecciones constan, básicamente, de los siguientes elementos:

A.- Central de fabricación de la mezcla de inyección, que incluye:

- A.1.- Silos o almacenes para los ingredientes de la mezcla
- A.2.- Equipos dosificadores
- A.3.- Mezcladora
- A.4.- Depósito regulador de la mezcla

B.- Sistema de transporte, constituido por:

- B.1.- Bomba de impulsión de la mezcla.
- B.2.- Tubería de conducción hasta el equipo de inyección en el taladro.

C.- Equipo de inyección en el taladro, que consta de:

- C.1. Manómetro
- C.2. Sistema de obturadores
- C.3. En el caso de inyección de aluviones, suelos y terrenos sueltos, además de un obturador doble es frecuente dotar al taladro de un tubo-manguito.

A.- Central de fabricación de mezcla. La central suele ser una instalación fija, situada a una cota más elevada que la boca de cualquier taladro que se tenga que inyectar.

Equipos dosificadores La dosificación de los ingredientes de la mezcla a inyectar se realiza en aparatos provistos de básculas y/o depósitos de dimensiones conocidas, apropiados a la naturaleza de los productos a utilizar y a la precisión exigida. Suelen tener dispositivos automáticos de arranque y parada. Los materiales líquidos se dosifican generalmente por volumen y los sólidos por peso.

La mezcladora es un depósito donde se vierten y mezclan todos los ingredientes del producto a inyectar previamente dosificados. Cuando la mezcla básica es una suspensión de cemento/agua, la mezcladora está provista de un sistema de alta turbulencia, que es en esencia una turbina con una velocidad tangencial superior a 20 m/s con objeto de lograr una correcta suspensión del cemento en el agua. Como esta mezcla no es estable, para estabilizarla se le suele añadir un aditivo.

El depósito regulador es un recipiente donde se almacena la mezcla a inyectar, provisto de un sistema de agitación, generalmente unas paletas con una velocidad de giro no inferior a 100 r.p.m.

B.- Sistema de transporte de la mezcla, formado por las bombas de inyección y la tubería de conducción hasta el taladro a inyectar.

Las bombas están equipadas con mecanismos de mando que permiten el control, con buena precisión, de la presión y del caudal a que se inyecte, ya que ambos parámetros están muy interrelacionados en el proceso de inyección. Se suelen utilizar bombas de dos o más pistones, preferentemente de inmersión y con ciclos de funcionamiento alternativos y solapados.

La tubería de conducción que se utiliza, tiene un diámetro interior útil no mayor de 25 mm, salvo casos especiales, y de sección constante desde la salida de la bomba hasta el pie del taladro.

C.- Equipo de inyección en el taladro consta de un manómetro situado en la cabeza de la tubería que entra en el taladro y en el extremo de dicha tubería de inyección se coloca un obturador para aislar el tramo a inyectar. Este obturador puede ser simple, cuando se inyecta por fases descendentes, o doble si la inyección se realiza por fases ascendentes (ver 5.1.1.3).

Cuando la inyección se ejecute en aluviones, suelos o terrenos sueltos, el taladro se equipa con un tubo manguito provisto de válvulas anti-retorno para salida de la inyección, normalmente cada 33 cm, en las zonas a inyectar. Por el interior del tubo manguito se desliza un obturador doble, con objeto de inyectar con precisión el terreno, por tramos de 33 cm.

5.1.1.2. Mezclas utilizadas en las inyecciones.

Las mezclas de inyección podemos dividir las en dos grupos según sus características físicas en el momento de realizar la inyección: suspensiones y líquidos.

El primer grupo, es decir las suspensiones, que es el más frecuentemente utilizado, incluye lechadas en general de cemento a las que se puede añadir arcilla, bentonita y arena, distinguiendo la mezcla en función de la mayor o menor facilidad con que los sólidos en suspensión se sedimentan. En este tipo de mezclas las propiedades del suelo evolucionan en función del proceso de hidratación del cemento y de los materiales que constituyen la suspensión.

El segundo grupo incluye los productos químicos, bien en suspensiones coloidales o en soluciones acuosas que inicialmente se comportan como líquidos, pero, una vez inyectados se transforman en gel o polímero, rodeando y cementando las partículas del suelo o las fisuras de la roca. En este grupo se pueden incluir los geles de silicato, las resinas orgánicas (acrilamida, polímeros o resinas epoxi) y aglutinantes hidrocarburos entre otros.

En el Boletín nº 76 de ICOLD publicado por el Comité Español de Grandes Presas con el título "MÉTODOS CONVENCIONALES DE CONSTRUCCIÓN DE PRESAS", (1990) hay mas información de este tema.

Para determinar el tratamiento adecuado, además de las características del medio a inyectar, es necesario conocer las propiedades de la mezcla y su evolución en el tiempo, entre las que se pueden citar:

1. Estabilidad y posibilidad de segregación
2. Granulometría
3. Viscosidad
4. Propiedades reológicas
5. Fraguado o tiempo de endurecimiento
6. Volumen del producto fraguado
7. Dureza del producto fraguado
8. Durabilidad

La mezcla debe fluir a través de la tubería hasta el taladro y posteriormente por el terreno a través de las fisuras o huecos. Para que esto sea posible, la mezcla debe ser estable (al menos cuando el caudal supera un valor mínimo), y el tamaño de la partícula menor que el tamaño de los huecos del terreno. El proceso de inyección se lleva a cabo bajo presión, a fin de vencer las fuerzas de fricción que se oponen al flujo. Generalmente la profundidad de penetración se incrementa con la presión, a condición de que el tamaño de la partícula sea el adecuado para el terreno.

En el caso de macizos rocosos, las lechadas de cemento son las mas usadas. Las lechadas de cemento se definen en general por la relación ponderal cemento/agua (C/A) y aunque se han empleado para rocas fisuradas lechadas con relación C/A variable entre 1/10 y 2, la tendencia actual, a la vista de los defectos detectados en las lechadas muy fluidas, es emplear relaciones C/A variables entre 1/2 y 2, con cemento de gran finura de molido, y un aditivo del tipo de los superplastificantes (que sustituye al 1 o 2% de bentonita sobre el peso de cemento que se acostumbraba a añadir para estabilizar la mezcla) con objeto de lograr un fluido estable y con una cohesión y viscosidad bajas durante el proceso de inyección.

Una característica que debe tenerse en cuenta a la hora de definir la mezcla de inyección de una roca fisurada con la roca matriz relativamente porosa, tipo arenisca por ejemplo, es la pérdida potencial de agua de la lechada al circular por las fisuras.

En el caso de macizos con grandes huecos (macizos kársticos) es conveniente en muchos casos añadir arena a la lechada de cemento, constituyendo un mortero que en ocasiones llega a ser un hormigón fluido bombeable.

En el caso de suelos granulares, como por ejemplo los acarreos del cauce del río, es habitual inyectar en primera fase mezclas de arcilla cemento o bentonita cemento, y en una segunda fase inyecciones químicas, generalmente a base de silicatos con algún reactivo del tipo aluminatos u otros, de baja viscosidad durante el período de inyección, pero que se trasforman en geles después de su fraguado.

5.1.1.3. Técnica del tratamiento con inyección

El tratamiento con inyección comprende dos tipos de operaciones:

- Perforación de taladros
- Inyección de la mezcla a través de los mismos.

Estas operaciones se realizan de diferentes formas según se trate de rocas o suelos

La inyección de rocas se realiza por el método de fases descendentes o ascendentes, (fig. 11). En la inyección por fases descendentes se perfora un tramo de taladro y se inyecta inmediatamente, alternando la perforación y la inyección desde la parte superior hasta el fondo del taladro. Después de cada etapa de inyección, es necesario reperforar la sección inyectada y continuar la perforación en la roca. Esta técnica, que es bastante costosa, suele utilizarse cuando se inyecta una roca altamente fisurada, con caída de fragmentos en el taladro, y, en general, cuando la roca es de muy baja calidad.

En el método de fases ascendentes, después de perforar el taladro completo, se inyecta por tramos, comenzando desde el fondo y continuando hacia arriba. La experiencia demuestra que no hay razones por las cuales la calidad de este tipo de tratamiento se pueda cuestionar y ofrece notables ventajas en costo y plazo en relación al método descendente, ya que las operaciones de perforación e inyección pueden llevarse a cabo independientemente. Para que esta técnica pueda aplicarse correctamente es necesario que la roca no esté excesivamente fisurada ya que si es así, la lechada puede cortocircuitar el obturador, y cementar el taladro sin que el operador se aperciba.

Salvo casos particulares, en la inyección de suelos granulares, es necesario el empleo de una tubería con manguitos (Fig. 12).

El método consiste en la instalación, en toda la profundidad del taladro, de una tubería de pared interior lisa con perforaciones a ciertos intervalos (normalmente cada 33 cm.). Estas perforaciones están cubiertas con manguitos de goma, que funcionan como una válvula de retención, lo que permite el flujo desde el interior del tubo al exterior, pero no en sentido contrario.

El espacio anular existente entre el tubo y el terreno se rellena con una mezcla de arcilla-cemento (llamada "vaina"), para evitar las pérdidas de lechada a través de este espacio anular.

En los tramos donde no se requiere inyección, la sección correspondiente a un manguito se reemplaza con un tubo ciego. La inyección se sitúa al nivel del manguito por medio de un doble obturador. Para que sea posible la inyección, es necesario romper la vaina, por lo que su composición y dureza deben ser las adecuadas. Este procedimiento es útil y eficaz por las siguientes razones:

- La perforación se realiza con total independencia de la inyección.

- El tratamiento se puede comenzar en las zonas más permeables, sea cual fuere la situación de éstas.
- Las diversas fases de la inyección pueden ejecutarse con diferentes productos en el mismo taladro.

En algunas ocasiones el suelo puede tratarse con fases ascendentes o descendentes de una forma similar a la roca. Para que esto sea posible, la perforación debe realizarse con tallantes del mismo diámetro que el de la tubería de perforación (tolerancias de 1 o 2 mm), inyectando a través de esta tubería.

En ocasiones se ha utilizado la técnica del "jet-grouting" en la inyección de acarreo bajo la presa.

5.1.2. Tratamientos de consolidación

Los tratamientos de consolidación, tanto en rocas como en suelos y aluviones, tienen como objetivo fundamental reducir la deformabilidad no elástica, e incrementar la capacidad portante de los cimientos de las presas.

La deformabilidad no elástica del cimiento que se pretende reducir mediante el tratamiento adecuado en cada caso, depende del grado de fisuración y del espesor de las fisuras en los terrenos rocosos, o del índice de huecos de los suelos y aluviones. Una de las diferencias más importantes entre ambos conceptos, desde el punto de vista de aplicación de un tratamiento es que, en el caso de las rocas la orientación de sus fisuras juega un papel importante, mientras que en los terrenos no rocosos podemos aceptar como simplificación admisible que los huecos forman un continuo que se puede considerar, en cada estrato, uniformemente distribuido en su masa.

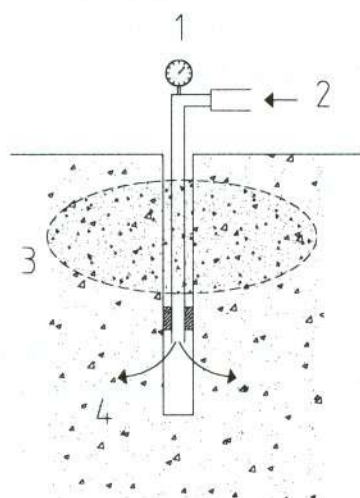
Los estudios previos de las características de la roca de cimentación deberán dirigirse, ante todo, a determinar los vacíos que tiene el macizo.

Las diferencias en la forma de reaccionar los distintos tipos de rocas ante los esfuerzos que le transmite una presa se pueden explicar por las tres causas siguientes:

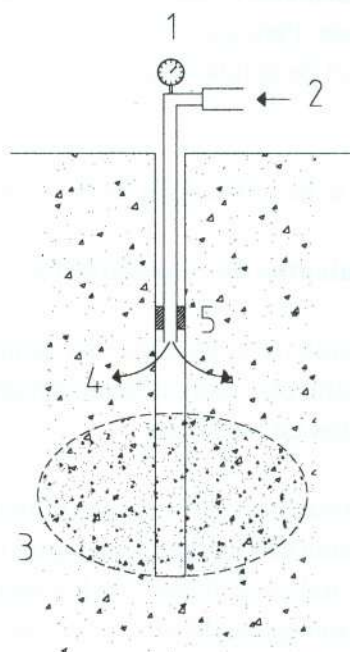
- Por la heterogeneidad de la matriz rocosa.
- Por la diferencias de su estructura; por ejemplo la orientación de la esquistosidad.
- Por la fracturación de la roca, donde se han creado los espacios vacíos en los que tiene lugar la mayor parte de las deformaciones irreversibles.

Con la técnica de la inyección, al rellenar la mayoría de los vacíos con un producto sólido y de gran resistencia y dureza, se logra reducir notablemente las deformaciones irreversibles del macizo.

INYECCION DESCENDENTE

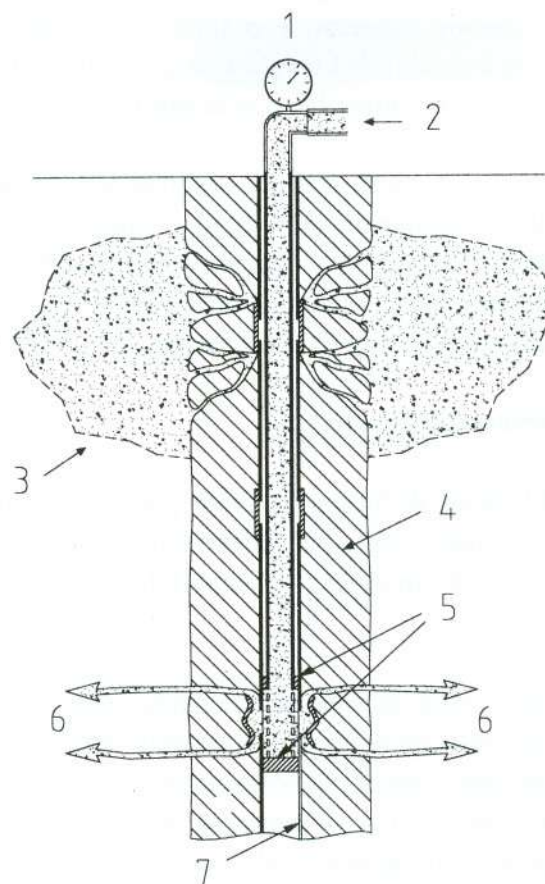


INYECCION ASCENDENTE



- 1 MANOMETRO
- 2 LECHADA
- 3 ZONA INYECTADA
- 4 INYECCION EN CURSO
- 5 OBTURADOR

Fig. 11



- 1 MANOMETRO
- 2 LECHADA
- 3 ZONA INYECTADA
- 4 RELLENO PLASTICO, ARCILLA-CEMENTO
- 5 OBTURADOR DOBLE
- 6 INYECCION EN CURSO
- 7 TUBO CON VALVULAS (MANGUITOS)

INYECCION DE SUELOS. TALADRO CON TUBOS-MANGUITO

Los terrenos aluviales suelen ser muy heterogéneos y se caracterizan por la superposición de capas de granulometrías muy variadas con espesores también muy variables y, frecuentemente formando lentejones más o menos extensos. Los tratamientos de consolidación pretenden fundamentalmente reducir la deformabilidad no elástica que sufrirá el terreno bajo las cargas a las que se va a someter, para hacerla compatible con la estructura de la presa.

En presas de materiales sueltos los tratamientos de consolidación, si existen, se suelen limitar a la zona situada bajo el núcleo impermeable. En algunos casos, si se ejecuta una pantalla de impermeabilización mediante inyecciones formada por varias filas de taladros bajo el núcleo de la presa, puede ser ésta suficiente para reducir la deformabilidad del terreno en una medida apreciable, con lo que no sería necesario un tratamiento de consolidación adicional.

5.1.3. Tratamientos de impermeabilización

El tratamiento de impermeabilización de las presas tienen por finalidad limitar las filtraciones del terreno en sus cimientos y cerrada. Con este tratamiento se trata de reducir las presiones intersticiales evitando las erosiones internas o inestabilidad de la estructura, y también las pérdidas de agua.

Aunque la técnica más utilizada es la de realizar una pantalla más o menos extensa a base de inyecciones de lechada de cemento con aditivos, en algunas ocasiones las inyecciones pueden resultar poco eficaces o inútiles (por ejemplo: suelos o aluviones poco permeables, rocas fisuradas con baja permeabilidad, etc.), por lo que siempre se deberá analizar la viabilidad de una impermeabilización mediante otros tratamientos alternativos que actualmente ofrece la técnica, o combinación de tratamientos de impermeabilización y drenaje, procurando optimizar en lo posible la relación coste/eficacia

5.1.3.1. Medida de la permeabilidad

Conviene recordar que la medida de la permeabilidad se realiza por métodos distintos, según se trate de terrenos rocosos o suelos y aluviones.

En el primer caso se utiliza generalmente el ensayo Lugeon. Las pruebas se efectúan en el interior de perforaciones, ensayando tramos de unos 5 m. de longitud, inyectando agua y manteniendo la presión durante 10 minutos a 0,5 MP y 1 MPa. Por definición, la unidad Lugeon corresponde a una absorción de un caudal de agua de 1 litro/minuto por cada metro de taladro ensayado precisamente a la presión de 1 MPa.

Cuando la permeabilidad natural del terreno de cimentación es de 1 Lugeon, la práctica muestra que no es necesario ejecutar ningún tratamiento de impermeabilización. Una permeabilidad de 10 Lugeons, justifica, en la mayoría de los casos, una pantalla de impermeabilización. Una permeabilidad de 100 Lugeons corresponde a rocas muy fisuradas con grietas muy abiertas. La escala Lugeon decrece en sensibilidad cuando aumentan sus valores; su mayor sensibilidad y eficacia se encuentra entre valores bajos: de 1 a 8 Lugeons. Para valores del orden de 50

Lugeons, la precisión es de 50 ± 10 Lugeons y para valores del orden de 100 Lugeons, la precisión es de 100 ± 30 Lugeons. Valores por encima de 100 Lugeons no tiene significado, basta con indicar "permeabilidad superior a 100 Lugeons".

En función de la permeabilidad medida con ensayos Lugeon, cabe la siguiente pregunta: ¿Cuándo es necesario ejecutar una pantalla de impermeabilización en los cimientos de una presa?

Ante todo, un reconocimiento geológico previo, siempre imprescindible, dará una información muy importante para tomar la decisión de ejecutar o no una pantalla de impermeabilización y quizás un tratamiento de consolidación.

Si el valor del agua perdida por filtraciones es despreciable se deberá plantear la cuestión: ¿Es posible que se produzca erosión interna en el terreno de cimentación de la presa?. Si la respuesta es positiva, deberá ejecutarse una pantalla con una impermeabilidad final de unos 3 Lugeons como máximo. Si la respuesta es negativa se llega a consideraciones que dependen del tipo de presa a tratar; en las presas de materiales sueltos, una vez decidido el grado de impermeabilidad del cuerpo de presa, su comparación con la permeabilidad natural del terreno dará una idea de si la pantalla es necesaria o no, o si hay que ejecutar algún tratamiento localizado.

En suelos y aluviones se utiliza el ensayo tipo LEFRANC, preparando una cámara en el fondo del taladro, aproximadamente elipsoidal, y realizando medidas de aporte y bombeo de agua, es decir, de ascenso y descenso de la columna de agua en el interior de la tubería de revestimiento de la perforación, determinando el tiempo necesario para que el agua del interior del tubo se estabilice, efectuando posteriormente la interpretación de resultados por comparación con un modelo matemático adecuado. Otra variante consiste en medir el caudal que debe suministrarse al taladro para mantener constante el nivel de agua en el interior del tubo.

Hay que tener en cuenta que los ensayos de permeabilidad por bombeo tienen tendencia a provocar la erosión del terreno y dar un coeficiente de permeabilidad k_b por exceso, mientras que los ensayos por aporte de agua al taladro, tienden a colmatar el terreno y se obtiene un coeficiente k_a por defecto. Pueden incluso provocar la rotura del terreno, por lo que es necesario emplearlos con las debidas precauciones.

La relación k_b / k_a es tanto mayor cuanto menos permeable sea el terreno, pudiendo alcanzar valores altos. La permeabilidad K del terreno no es comparable a ninguna de las obtenidas con estos ensayos y se ha definido como la media geométrica de ambas.

$$K = \sqrt{K_b \cdot K_a}$$

Este valor no representa la permeabilidad real del terreno. Para obtener el valor real medio de la permeabilidad en estos casos, se debería calcular a partir del rebajamiento del nivel freático por bombeo con un caudal determinado, analizando la forma de la superficie constituida por el nivel de agua en los piezómetros.

5.1.4. Sistemas de drenaje

Los sistemas de drenaje suelen estar formados por filas de taladros embocados en galerías, situados aguas abajo de la pantalla de impermeabilización y a la cota más baja posible dentro del cuerpo de presa. Tienen por objetivos: a) reducir las subpresiones en el contacto terreno-obra de fábrica a valores inferiores a los supuestos en el proyecto de la presa; b) limitar las presiones intersticiales en las discontinuidades del terreno de cimentación de la presa y sus proximidades para garantizar la estabilidad del cimiento; c) la captación y control del agua de filtraciones procedentes del embalse o de acuíferos existentes antes y durante el período de explotación del embalse; d) el control permanente del comportamiento de la pantalla de impermeabilización y la auscultación hidráulica de la presa.

Los sistemas de drenaje son siempre necesarios. Su eficacia dependerá de la situación, dirección, profundidad y separación de taladros así como de su estado de conservación a lo largo de la vida del embalse. La profundidad debe ser algo menor que la de la pantalla de impermeabilización en las filas próximas a ésta, pero las condiciones geológicas del terreno y la percepción de las posibles vías de filtraciones, que no siempre son las fisuras sino a veces pequeños conductos preferenciales, son las únicas directrices para proyectarlos en cada caso.

Conservación: Es necesario establecer un sistema de mantenimiento de los drenes, que se pueden colmatar, incluso si están equipados con filtros, por incrustaciones calcáreas, materiales finos procedentes de las fisuras, etc. Cuando un dren está colmatado, suele ser más sencillo y eficaz reperforarlo o ejecutar uno nuevo al lado que limpiarlo.

Los drenes ejecutados en sentido ascendente, desde galerías, están menos sujetos a problemas de colmatación que los perforados en sentido descendente, con el fondo cerrado en la roca donde se pueden decantar los materiales que se filtren en ellos.

5.2. Tratamientos en macizos rocosos

5.2.0. Generalidades

Como se ha indicado, los terrenos rocosos se dividen, para el análisis de sus tratamientos, en dos grandes grupos dependiendo de la naturaleza de la roca que los forman:

- Terrenos formados por rocas kársticas
- Terrenos formados por rocas no kársticas

Esta división es esquemática, incluyendo en terrenos no kársticos algún tipo de roca, difícilmente inyetable con los procedimientos tradicionales, y que requieren estudios y métodos especiales.

El análisis de los tratamientos en cada uno de ellos constará de 4 apartados:

- a) Trabajos de reconocimiento in situ
- b) Caracterización del terreno.
- c) Tratamientos a aplicar
- d) Vigilancia y auscultación

5.2.1. Terrenos formados por rocas kársticas

- a) *Trabajos de reconocimiento in situ*

Los trabajos de campo para reconocimiento de rocas kársticas son siempre muy difíciles y de larga duración, ya que además de la cerrada deben extenderse a gran parte del vaso del embalse. Cuando se encuentren cavernas visitables se debe recurrir a la espeleología.

Un método muy utilizado, a pesar de su reconocida insuficiencia, es el de ejecutar una campaña de sondeos de reconocimiento mediante taladros de pequeño diámetro con extracción continua de testigos. La matriz de las rocas calizas de naturaleza kárstica tienen, en general, buena resistencia mecánica y la mayoría de las cavernas y conductos no son casi nunca evidentes. Siempre hay que contar con el riesgo de que puedan existir grandes cavernas no exploradas, que cuestionen la resistencia del macizo rocoso. Por esta razón es recomendable buscarlas, mediante la ejecución de galerías que permitirán poner a la vista la morfología de la zona karstificada, ya que pueden no haber sido localizadas por los sondeos. La estimación del grado de karstificación de la cimentación de la presa deberá revisarse durante los trabajos de excavación y tratamiento, en previsión de un posible agravamiento del fenómeno.

Desde el punto de vista hidrológico, es conveniente realizar un recuento completo de todos los manantiales y sumideros de la cuenca y observar las variaciones de sus caudales, su continuidad o intermitencia.

Es frecuente utilizar colorantes para realizar el estudio de circulación de las aguas subterráneas. Para que este método sea realmente eficaz, se deberá utilizar en épocas en las que no llueva en la zona y los caudales fluyentes sean mínimos. También se han utilizado en ocasiones trazadores radiactivos, como el tritium; medir el contenido de tritium natural del agua ha permitido determinar en muchas ocasiones la existencia de aguas fósiles en la zona. Inyectar tritium artificial puede facilitar o confirmar el conocimiento del desagüe general de las aguas en la formación kárstica. De todas formas, para aplicar estos métodos es necesario tomar precauciones por las posibles limitaciones o condicionantes medioambientales.

La instalación de piezómetros suele aportar datos muy útiles, a pesar de que los niveles piezométricos en este tipo de terrenos suelen estar sometidos a fuertes variaciones, muchas veces desconcertantes.

La geofísica no parece ser muy eficaz en los terrenos kársticos y sus resultados han sido casi siempre de muy dudosa interpretación. La sísmica puede ser útil tan solo en la estimación de detalle de algunas cavernas y la eléctrica ha ofrecido resultados relativamente satisfactorios sólo cuando la formación kárstica que se ha estudiado no era demasiado compleja.

b) *Caracterización de terrenos kársticos para su tratamiento*

Valorar las pérdidas de agua en un terreno kárstico, que pueden ser muy importantes, es un problema muy difícil y diferente en cada caso particular. En general, la experiencia demuestra que los caudales de las pérdidas de agua no son proporcionales al grado de karstificación de la roca, puesto que dependen también de la orientación de los conductos kársticos respecto a las fugas hidráulicamente posibles.

En la cerrada el problema es menos complejo en extensión pero los gradientes hidráulicos serán mucho más fuertes y las fugas prácticamente imposibles de estimar. Los tratamientos de impermeabilización de la zona de la cerrada deberán tener como objetivo primordial suprimir en la mayor medida posible las fugas de agua y los riesgos asociados a tales fugas. Hay que tener en cuenta que un sólo conducto que no haya sido taponado adecuadamente por el tratamiento de impermeabilización, puede ser origen de presiones intersticiales peligrosas para la estabilidad de la cimentación de la presa o de las laderas.

No parece que en terrenos kársticos se haya observado el fenómeno de colmatación natural de fisuras y cavernas, como sucede en otro tipo de rocas o en aluviones.

c) *Tratamientos a aplicar*

Los tratamientos que se suelen aplicar a este tipo de rocas son, fundamentalmente, de impermeabilización, puesto que las rocas kársticas suelen tener una estructura resistente que no precisa una consolidación. Entre los tratamientos de impermeabilización más frecuentes está la ejecución de pantallas de inyecciones. En ocasiones y dependiendo de las características del embalse, se han aplicado revestimientos superficiales, parciales o totales, a base de hormigón proyectado, gunita, membranas bituminosas o de materiales plásticos. Si se localizan las cavernas, a veces se pueden obturar hormigonándolas a través de una perforación adecuada.

c.1) *Pantallas de impermeabilización*

- *Definición geométrica de la pantalla.* Es poco frecuente que la pantalla de inyecciones se pueda cerrar o anclar a lo largo de todo su borde en una formación geológica impermeable. Las pantallas colgadas (no cerradas en su base) o las no cerradas lateralmente son soluciones frecuentes. En estos casos hay que asumir el riesgo de que la impermeabilización pueda ser contorneada, lo que suele corregirse

previando la posibilidad de ampliar la pantalla de inyecciones, tanto en profundidad como lateralmente, a partir de galerías.

- *Separación entre taladros y número de filas de la pantalla.* Se suelen proyectar las pantallas de inyecciones con taladros más juntos que en los casos de rocas no kársticas (se puede admitir, como separación media entre taladros, de 2,5 a 3 m). En las zonas muy karstificadas se suele ejecutar una segunda y hasta una tercera fila de taladros, colocados al tresbolillo con las otras filas, con objeto de controlar la inyección, detectar las zonas con posibles huecos no inyectados y limitar las absorciones de mezclas. En cada caso se dispondrán los taladros según la mejor orientación para inyectar los huecos y fracturas más importantes.
- *Tramos y fases de inyección.* Generalmente se ejecutan las inyecciones por fases descendentes y tramos cortos, de unos 5 m aproximadamente. Solamente cuando se trate de inyectar grandes cavernas, se utilizarán tramos de gran longitud (hasta 15-20 m).
- *Presiones de inyección.* En la mayoría de los casos se encuentran en la roca, junto a grandes huecos, fisuras más o menos finas que también será necesario impermeabilizar. Se suele resolver este problema rellenando, en primer lugar, los grandes huecos detectados y realizando posteriormente una inyección como la de una roca fisurada no kárstica.

Debe mantenerse un equilibrio de tal forma que la presión sea lo suficientemente alta para abrir las fisuras finas y penetrar en ellas sin romper el terreno, lo que podría dar lugar a desórdenes en su estructura.

- *Absorciones de mezclas.* Las absorciones de mezclas de inyección en los tratamientos de impermeabilización de rocas kársticas no son muy superiores a las obtenidas en rocas no kársticas si descontamos el relleno de los grandes huecos. Esto es en gran parte debido a la utilización de técnicas especiales para estos casos, tales como el empleo de mezclas más o menos viscosas según los huecos a rellenar, la utilización adecuada de las presiones de inyección, el uso de productos expansivos, los rellenos de cuevas con áridos, gravas, bolos, etc. que posteriormente se inyectan.
- *Controles durante el proceso de inyección.* Durante el proceso del tratamiento se suelen realizar controles de la eficacia de la inyección mediante ensayos de permeabilidad tipo Lugeon y, paralelamente, controles sobre la evolución de las admisiones de mezclas de inyección, según el número de fases del tratamiento. En general es un buen síntoma que las absorciones disminuyan con cada fase de inyección. A veces estos controles se han complementado con las observaciones de las fugas de agua, realizando el llenado del embalse por etapas y ejecutando inyecciones complementarias hasta que las pérdidas se consideren admisibles.

c.2) Revestimiento del embalse

En determinados casos puede ser conveniente proceder al revestimiento total o parcial de la superficie del vaso mediante mortero de cemento u hormigón proyectado. Es necesario, en estos casos y previamente al revestimiento, garantizar el sellado de las grietas importantes lavándolas con chorro de agua y aire a presión para eliminar materiales erosionables y rellenarlas con hormigón. Los revestimientos de gunita u hormigón proyectado suelen sufrir deterioros localizados a causa de las heladas, por lo que deberá preverse un coste suplementario de conservación cuya periodicidad se puede estimar, según la experiencia obtenida en estos tratamientos, entre cinco y diez años.

También se han aplicado en ocasiones revestimientos formados por membranas multicapa a base de betún, butilo, polivinilo, etc. Este tipo de tratamiento superficial requiere una preparación muy esmerada de la base donde se aplique la membrana, para evitar que se desgarre a causa de las irregularidades de forma o pueda sufrir hundimientos al cubrir una grieta mal sellada. Bajo la membrana suele colocarse una armadura de protección formada por un tejido (o mejor un fieltro de poliéster, que tienen una excelente resistencia y gran alargamiento en rotura), con objeto de que resista la fatiga a que estará sometida por el peso del agua y las variaciones de su nivel.

En otras ocasiones, un revestimiento de arcilla compactado, con el espesor suficiente en función de su permeabilidad y con la preparación de la superficie de asiento adecuada (filtros, etc) ha dado buenos resultados.

c.3) Medidas especiales contra la erosión en las presa de materiales sueltos

Las presas de materiales sueltos cimentadas en rocas kársticas pueden tener graves problemas de erosión en sus cimientos. Para evitar estos accidentes es conveniente excavar toda la zona de cimientos hasta alcanzar roca que se estime sana, limpiar y hormigonar todos los huecos encontrados, ejecutar una pantalla de inyecciones con al menos dos filas de taladros e instalar un filtro adecuado destinado a evitar la fuga de los finos que constituyen el núcleo de la presa.

c.4) Drenaje

El drenaje en estos terrenos debe realizarse mediante galerías que tengan dimensiones adecuadas para evacuar los caudales que puedan presentarse. La ejecución de drenes con taladros de pequeño diámetro es útil para detectar roturas o fallos en el sistema de impermeabilización ejecutado.

d) *Vigilancia y auscultación*

Los controles específicos que suelen emplearse para comprobar el comportamiento de la cimentación de una presa en rocas kársticas son:

Inspección de manantiales. En general no se obtiene información coherente que pueda relacionarse con la impermeabilización del embalse. En la mayoría de los casos numerosos manantiales continúan dando agua y aparecen otros nuevos cuya relación con posibles fugas incontroladas del vaso es prácticamente imposible de relacionar.

Drenaje. Los drenes clásicos, ejecutados con perforaciones de pequeño diámetro, resultan insuficientes para evacuar los caudales de agua procedentes de las cavernas y es muy poco probable que corten alguna de ellas. Por esto no resultan útiles para medir las pérdidas de agua del embalse

Balance hidrológico del embalse. Teóricamente el volumen de agua perdido por el karsts se obtiene midiendo la diferencia entre el volumen de agua que entra y el que sale por los sistemas de explotación normales de la presa. En la práctica resulta muy difícil medir dichos volúmenes, y es muy frecuente que los errores de las medidas de caudales sean varias veces superiores a las pérdidas de agua que se trata de calcular. Se recomienda realizar siempre las medidas utilizando el mismo método, procurando medir también en la época en la que la suma de caudales entrantes y salientes en el embalse sea mínima. La influencia de la temperatura puede tener mucha importancia cuando la mayor parte de las fugas del embalse se producen por fisuras. Las otras causas de errores están relacionadas con el carácter transitorio de los regímenes de corriente en la red de karstificación, donde, en general, a oscilaciones pequeñas de carga piezométrica, corresponden fuertes variaciones de caudales de agua.

Piezómetros. Los piezómetros como elementos de control del embalse se suelen instalar en todas las presas, también en las ubicadas en terrenos kársticos y, frecuentemente, son los mismos que se utilizaron para el reconocimiento y estudio hidrológico del embalse. Su emplazamiento y utilidad real dependen de las circunstancias especiales de cada tipo de karst y de presa. En todo caso, adecuadamente instalados son muy útiles para controlar presiones peligrosas para la seguridad de la presa.

Galerías de control. Las galerías desde las que se ha efectuado la pantalla de inyecciones y las que se ejecutan para drenaje, son elementos muy importantes para poder realizar medidas de precisión en piezómetros y caudales de drenaje. También permiten la intervención rápida en el caso de que se presente una emergencia.

Puesta en carga progresiva y controlada del embalse. El llenado controlado del embalse es una medida de seguridad que siempre se debe utilizar, con objeto de detenerlo y proceder a tomar las medidas correctoras oportunas cuando las fugas sean alarmantes.

5.2.2. Terrenos formados por rocas no kársticas

a) *Trabajos de reconocimiento in situ*

El proyecto de los tratamientos adecuados requiere, en primer lugar, un estudio geológico y una campaña de reconocimiento en la cerrada mediante sondeos, pruebas de permeabilidad y estudios geofísicos complementados, en muchos casos, con galerías de reconocimiento y ensayos de carga in situ.

Los ensayos de permeabilidad en los taladros (ensayos Lugeon), pueden aportar datos importantes sobre la fracturación de la roca y también sobre los rellenos de sus fisuras y su erosionabilidad en función de la forma de las curvas caudales/presiones obtenidas durante la ejecución de dichos ensayos en ciclos de presiones crecientes y decrecientes.

El estudio geofísico, mediante la sísmica de refracción, ayuda a determinar el recubrimiento y grado de alteración o descompresión de la roca existente, así como a extrapolar los resultados de los sondeos.

b) *Caracterización de los terrenos rocosos para su tratamiento*

Con los datos obtenidos de los reconocimientos, es necesario caracterizar geomecánicamente el terreno de la cerrada, con objeto de identificar las principales discontinuidades que puedan afectar a la cimentación y su estanquidad, el espesor de la roca descomprimida, la fracturación y la cota adecuada de cimentación de la presa.

Se analizará la conveniencia de aplicar tratamientos de consolidación e impermeabilización de los cimientos o, en caso necesario, modificar el proyecto de la presa.

El análisis estructural del macizo rocoso, se podrá realizar siguiendo el método recomendado por la Sociedad Internacional de Mecánica de las Rocas (I.S.M.R.), en el que, después de un levantamiento detallado de las discontinuidades, se miden:

- Orientación y buzamiento
- Rugosidad
- Apertura
- Espesor y tipo de relleno
- Espaciado
- Continuidad

Se procede al tratamiento estadístico de estos datos, obteniéndose las familias principales de diaclasas y sus características más importantes. La rugosidad de las diaclasas se puede estimar utilizando el modelo de perfiles de rugosidad para cada rango JRC propuesto por Barton.

En la primera fase del estudio puede ser útil emplear las clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos que utilizan parámetros de identificación sencillos, son fáciles de aplicar y son de utilidad, siempre que se tengan en cuenta sus limitaciones.

Entre las distintas clasificaciones existentes destacan, las clásicas de Terzaghi (1946) y Lauffer (1958) y las más recientes de Wickham (1972), Bieniawski (1973) y Barton (1974).

Para el estudio del macizo rocoso es conveniente utilizar dos clasificaciones de las antes indicadas, por ejemplo la de Bieniawski y la de Barton, y comparar los resultados obtenidos según cada clasificación, analizando las diferencias encontradas y sus causas;

c) *Tratamientos a aplicar*

c.1) Tratamiento de consolidación

Los tratamientos de consolidación tiene como finalidad la mejora de las características geomecánicas del terreno de cimentación de la presa. Se pueden considerar propios de las presas de hormigón, aunque excepcionalmente se han utilizado en alguna presa de materiales sueltos.

En la práctica se suele extender a toda la superficie del cimientto de la presa, formando una cuadrícula de taladros separados del orden de 5 m y orientados de manera que corten lo más perpendicularmente posible a los principales sistemas de diaclasas. La consolidación se suele realizar en dos etapas, aunque no siempre son necesarias ambas. La consolidación superficial, que afecta al contacto hormigón-roca y una zona de terreno subyacente hasta unos 5 a 15 m de profundidad, suele ejecutarse siempre, salvo en el caso de presas de poca altura cimentadas en rocas poco fisuradas y sin accidentes geológicos importantes o cuando la excavación se hubiera realizado sin el empleo de explosivos. Se debe realizar cuando el hormigón de la presa haya alcanzado una cierta altura, que suele oscilar de 5 a 10 m según las presiones de inyección que sea necesario aplicar al tratamiento.

La segunda fase de consolidación o consolidación profunda, se ejecutará después de la superficial, cuando lo requieran las condiciones geomecánicas del terreno, bien por sus deficientes condiciones originales o a causa de la importancia y magnitud de los esfuerzos transmitidos por la presa.

En ocasiones, y con objeto de eliminar el material arcillosos existente en las grietas de la roca, se realiza un tratamiento previo de consolidación de la siguiente forma: Se constituyen grupos de 8 a 12 taladros separados del orden de 3 a 5 m, y se inyecta agua y aire a presión por todos los taladros del grupo, excepto por uno, hasta que el agua salga limpia por ese taladro. Se va cambiando el taladro que se deja libre, y

cuando el agua ha salido limpia por todos los taladros del grupo se procede a su inyección con lechada de cemento.

Cada taladro se dota de un obturador a la profundidad adecuada, y el tramo recomendado para lavado y posterior inyección es de unos 5 m.

Este tratamiento que suple a la consolidación profunda, se realiza antes de hormigonar, y posteriormente se realiza la consolidación superficial antes citada.

Presiones de inyección. La apertura de vías de comunicación entre taladros precisa presiones importantes, lo cual cuando las absorciones son grandes puede dar lugar a la acción de grandes esfuerzos dentro del macizo rocoso, con el consiguiente peligro de roturas, aperturas excesivas de sus fisuras y en algún caso extremo a levantamientos del terreno, especialmente cuando las fisuras o grietas no son muy profundas. Es preciso tener siempre presente este peligro. La práctica americana, recomienda no sobrepasar un valor equivalente al peso del terreno suprayacente al punto donde se esté inyectando; la práctica europea siempre ha adoptado presiones bastante más elevadas. Es aconsejable realizar un ensayo in situ, con objeto de definir los parámetros presión/caudal/absorción aplicables a cada caso. El Método GIN, citado en 5.1.1. suele emplearse en los últimos años para establecer las presiones de inyección y su relación con los volúmenes inyectados.

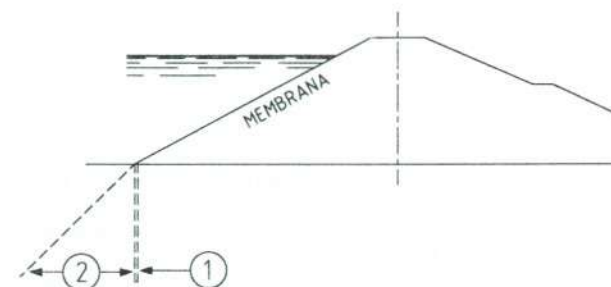
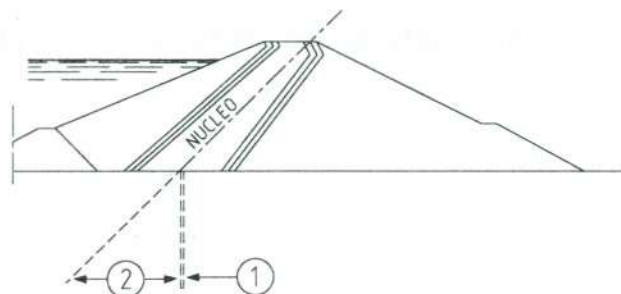
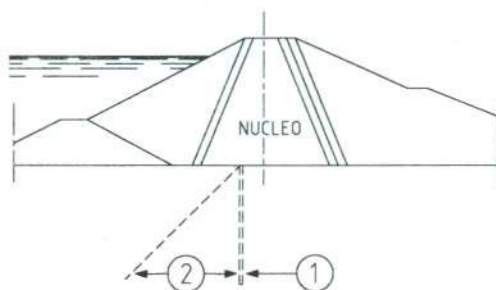
Absorciones. Las absorciones de mezclas de inyección en trabajos de consolidación se suelen estimar en Kg de materia sólida inyectada por m³ de roca tratada. Sus valores son muy variables ya que dependen del grado de descompresión de la roca producido por la excavación, de la fisuración y naturaleza de los rellenos de las grietas y de la eficacia del lavado de grietas, cuando se haya realizado. A título meramente orientativo se incluye el cuadro siguiente:

Cuadro 5

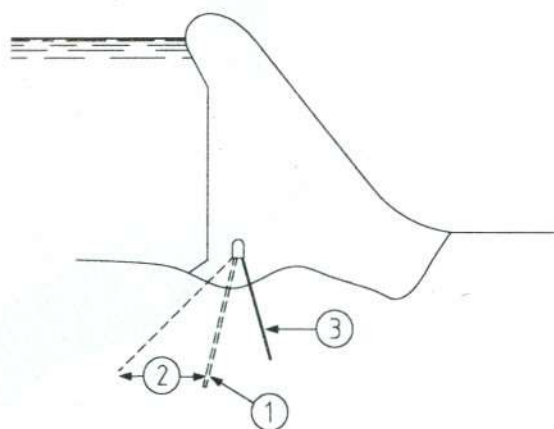
ROCA	ABS. MEDIA kg/m ³
Granito y otras rocas ígneas	3 a 7
Calizas y otras rocas sediment.	4 a 11
Rocas metamórficas	3 a 17

Control de la eficacia de la consolidación. El sistema más utilizado para el control de la consolidación de la roca inyectada suele ser el de comparar la diferencia de velocidades de ondas sísmicas u otras medidas, como la alteración de los espectros de frecuencias de las ondas antes y después del tratamiento.

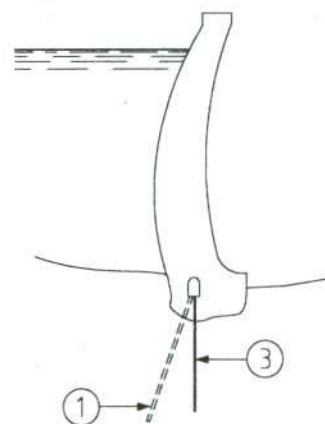
PRESA DE MATERIALES SUELTOS



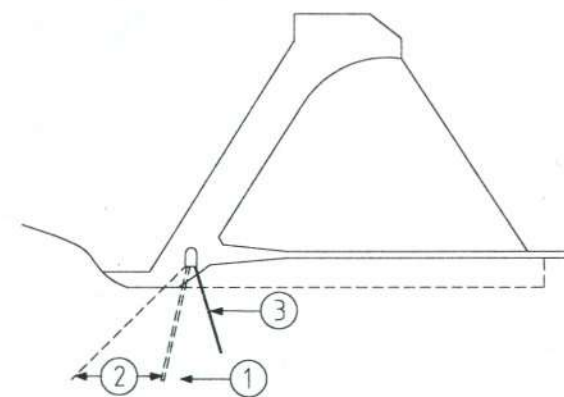
PRESA DE GRAVEDAD



PRESA DE BOVEDA



PRESA DE CONTRAFUERTES



1. PANTALLA VERTICAL TIPICA
2. ZONA DONDE LA PANTALLA PUEDE SITUARSE
3. TALADROS DE DRENAJE

Pantallas de inyección
Posiciones habituales para varios tipos de presas

Fig. 13

CORONACION DE LA PRESA

TRATAMIENTO EN EL CAUCE DEL RIO

TUNEL

SEPARACION ENTRE TALADROS PRIMARIOS

TALADROS PRIMARIOS PROFUNDOS

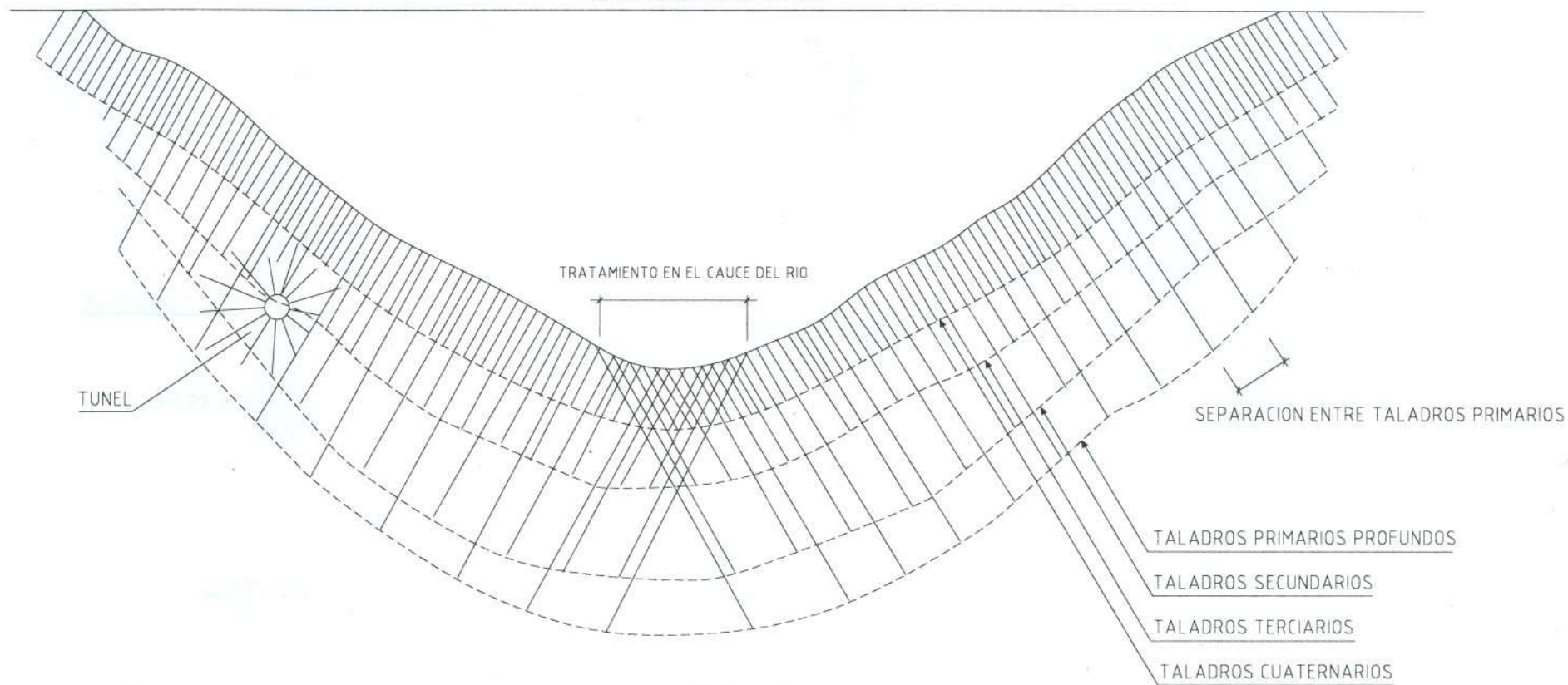
TALADROS SECUNDARIOS

TALADROS TERCARIOS

TALADROS CUATERNARIOS

Esquema básico general de una pantalla de inyecciones

Fig. 14



c.2) Tratamiento de impermeabilización

Este tratamiento pretende reducir las filtraciones en la cerrada. En la práctica, así como no existe ninguna presa que no tenga fugas, tampoco existe ninguna pantalla de inyecciones perfectamente impermeable. Por esto es fundamental combinar la pantalla de impermeabilización con un sistema de drenes situados aguas abajo de aquella.

En terrenos rocosos fracturados o fisurados, la aplicación de un tratamiento de impermeabilización mediante inyecciones se debe apoyar en los resultados de los ensayos de permeabilidad tipo Lugeon ejecutados durante el proceso de investigación previo a la obra. Para proyectar una pantalla de impermeabilización podrá servir de guía lo indicado en 5.1.3.1.

Definición geométrica de la pantalla. El plano axial o las generatrices de la pantalla, formadas por los taladros de inyección, suelen disponerse con una inclinación, hacia aguas arriba, comprendida entre el 10% y el 20% respecto de la vertical. Su extensión dependerá de la configuración geológica del terreno y del objetivo que se persiga en cuanto a reducción de subpresiones y caudales de filtración. A título orientativo, se recomienda que la profundidad de una pantalla esté comprendida, entre 0,5 y 1,0 veces la carga hidráulica. Otro criterio aconseja una profundidad de los 2/3 de la altura de la presa. Pero estas normas son únicamente orientativas, y como tales deben tomarse. La profundidad debe establecerse en cada caso en función de los ensayos de permeabilidad, realizados en el tramo del fondo de los taladros en roca no inyectada, o bien de la absorción de mezcla de inyección en los tramos más profundos de los taladros. La orientación de los taladros, deberá ser tal que corten lo más perpendicularmente posible a las principales familias de fisuras existentes. En la fig. 13 se muestran los tipos usuales de disposición de pantallas en varios tipos de presas y en la fig. 14 se puede observar un esquema típico de pantalla de impermeabilización en terrenos rocosos.

Separación entre taladros y número de filas. La disposición operativa en cuanto a orientación, número de filas y separación entre taladros es normalmente fruto de la experiencia y siempre debe ajustarse en obra. En general y salvo excepciones las pantallas de impermeabilización en los terrenos rocosos constan de una fila de taladros. En el caso de existir fallas u otros accidentes geológicos importantes, se suelen complementar las pantallas, en esas zonas, con una doble o triple fila de taladros o abanicos de éstos para tratar dichos accidentes.

Normalmente se comienza inyectando a través de un sistema de taladros primarios, separados del orden de 10 m y luego a través de otros intermedios (sistema secundario), cuya perforación servirá de comprobación de la eficacia del tratamiento de primera fase, procediendo a ejecutar nuevas perforaciones intercaladas entre las inyectadas hasta ajustar el espaciado final de taladros, que suele ser de 3 a 6 m.

La separación definitiva entre taladros dependerá de la naturaleza de la roca a tratar, y de las presiones de inyección a aplicar que sean compatibles con aquella. Por ello, si las fisuras de la roca son finas y limpias en su mayor parte, la separación final entre taladros podrá ser del orden de 5 m pero si las fisuras son anchas y no se deben aplicar presiones elevadas, la separación entre taladros será menor, pudiendo oscilar entre 2,50 y 3 m.

Tramos y fases de inyección. En rocas fisuradas, que permitan la ejecución de perforaciones sin utilizar revestimiento, las inyecciones se suelen ejecutar por fases ascendentes y por tramos de unos 5 m de longitud mediante obturadores simples. En otro caso será necesario utilizar la técnica de fases descendentes con objeto de ir consolidando la roca a medida que se impermeabiliza con la inyección.

Presiones de inyección. La práctica americana recomienda no sobrepasar un valor equivalente al peso del terreno suprayacente al punto donde se esté inyectando; la práctica europea siempre ha adoptado presiones bastante más elevadas, con objeto de provocar la apertura de las fisuras, controlando la evolución de las presiones en función de los caudales de inyección. Actualmente prevalece este segundo criterio a la vista de los mejores resultados obtenidos. Cuando sea necesario utilizar presiones altas, es aconsejable realizar un ensayo in situ con objeto de definir los parámetros presión/caudal/absorción que permitan trabajar con la suficiente seguridad para no producir desórdenes en la presa, fugas de mezclas o alteraciones en la roca no deseables. En los últimos años suele emplearse el método G.I.N. citado en 5.1.1. para establecer la relación entre presiones y volúmenes inyectados.

Características de las mezclas. Las mezclas normalmente utilizadas para ejecutar una pantalla de impermeabilización suelen estar compuestas por una suspensión de cemento en agua y los aditivos adecuados. La profundidad de penetración crece con la presión y para que la inyección penetre en las fisuras de la roca, una mezcla o lechada de cemento deberá ser suficientemente fluida para permitir su bombeo e inyección y suficientemente viscosa y estable para resistir arrastres y erosiones una vez inyectada. Deberá tener estabilidad y el tamaño de sus granos deberá ser menor que la anchura mínima de las fisuras que se pretendan inyectar y sellar. Cuando sea necesario inyectar fisuras muy finas, se deberán utilizar mezclas que se comporten como líquidos newtonianos (resinas orgánicas, geles de sílice etc).

La variable más importante que afecta a las propiedades de las lechadas de cemento es la relación agua/cemento. Un exceso de agua produce una inestabilidad de la suspensión, una baja resistencia, una fuerte retracción y una precaria durabilidad de la lechada fraguada. Se tiende, por tanto, a emplear relaciones cemento/agua mayores de 1,5, y cementos de grano muy fino, con un aditivo adecuado (superplastificante) que reduzca la viscosidad.

Absorciones de mezclas. La absorción de lechadas de cemento en la ejecución de pantallas de impermeabilización depende del grado de impermeabilización que se desee obtener con la pantalla y, fundamentalmente, de la mayor o menor alteración y fisuración de la roca, así como de la naturaleza y características particulares de su matriz (areniscas, calizas, cuarcitas, granitos, etc). A título meramente orientativo, se indican los valores medios de absorciones obtenidos en pantallas de impermeabilización en diversos tipos de rocas, (en Kg de materia seca/ml taladro).

Cuadro 6

ROCA	ABS. MEDIA kg/ml
Granito y otras rocas ígneas	45 a 135
Calizas y otras rocas sediment.	27 a 270
Rocas metamórficas	50 a 160

Controles durante el proceso de inyección. Durante el proceso de la inyección se realizarán ensayos de permeabilidad cada determinados intervalos de perforación y se compararán las absorciones de las inyecciones secundarias con las de las primarias, y así sucesivamente. Las absorciones deberán tender a ser cada vez menores a medida que se cierre la fila de perforaciones. Finalmente, es conveniente ejecutar algunos sondeos de control inclinados respecto a los taladros que constituyen la pantalla y situados dentro de su superficie, realizando en ellos ensayos de permeabilidad cada 5 m, aproximadamente.

Comprobación de la eficacia de la impermeabilización. Si bien, una vez terminada la impermeabilización del terreno se deben realizar ensayos de permeabilidad dentro del cuerpo de la pantalla, sus resultados son útiles únicamente para conocer la reducción de la permeabilidad lograda localmente en la roca inyectada. La comprobación de un tratamiento de impermeabilización mediante inyecciones se realiza durante el primer llenado del embalse, operación en la que se deberá controlar la subida progresiva del agua. Durante este proceso se deberán medir los caudales de filtración, los niveles piezométricos, el comportamiento del sistema de drenaje y toda la información facilitada por los equipos de auscultación de la presa. Se deberá prever la posibilidad de complementar la pantalla, por lo que se conservarán operativas las galerías desde las que se han realizado las inyecciones, tanto las de la presa como las realizadas expresamente para estos trabajos, durante el tiempo que se considere necesario.

En la bibliografía se incluye una publicación de G. Lombardi en la que expone el método de control para la inyección de lechadas estables basado en el "Número G.I.N.", ya comentado en 5.1.1.

c.3) Sistema de drenaje

Se realiza después de terminados todos los trabajos de inyección.

Definición geométrica de taladros. Se ejecutan en filas paralelas o por abanicos de taladros de tal forma que corten el mayor número posible de fracturas. La separación óptima entre drenes se suele definir mediante ensayos de permeabilidad y comunicación entre taladros. Su diámetro suele ser de 75 a 100 mm. Los desagües de los drenes deberán situarse en galerías ubicadas a la cota más baja posible en la correspondiente sección transversal de la presa. En la puesta en carga de la presa se verá la conveniencia de ampliar el número de drenes.

Conservación. Es indispensable la vigilancia y conservación de los sistemas de drenaje durante la vida útil de la presa, previendo un plan de mantenimiento que asegure la limpieza de los taladros, su eficacia y, en su caso, la sustitución periódica de filtros obstruidos o la ejecución de otros nuevos. Todo lo indicado en 5.1.4 al respecto, es aplicable a los drenes ejecutados en roca.

Deberá tenerse en cuenta que las inyecciones de impermeabilización y consolidación con lechadas a base de cemento Portland pueden sufrir deterioros, en ocasiones importantes, que pueden causar la progresiva degradación de la pantalla en un plazo de varios años.

5.3. Tratamientos en suelos y aluviones

a) *Trabajos de reconocimiento in situ*

Los trabajos de investigación en terrenos aluviales deben basarse en la ejecución de una malla densa de sondeos de reconocimiento mediante taladros de pequeño diámetro y numerosos ensayos de permeabilidad puntuales⁽²⁾ para estimar su heterogeneidad tridimensional, y aún así es muy posible que quede inadvertido algún surco sub-aluvial estrecho, eventualmente muy permeable que presente problemas una vez puesto en carga el embalse. La toma de muestras en terrenos incoherentes es, en general, difícil y en numerosas ocasiones no es representativa de la granulometría ni de la densidad real del terreno, y obtener datos de ellas suele llevar a conclusiones falsas. Es conveniente ejecutar también pozos y zanjas bajo el nivel freático, para tener una visión directa del terreno en las zonas en las que la información dada por los sondeos sea dudosa. La permeabilidad media que se obtenga se comparará con la del cuerpo de presa y se estudiará la conveniencia de ejecutar un ensayo de tratamiento mediante inyecciones, salvo que se haya optado por otra solución alternativa.

(2)

Véase lo indicado sobre ensayos de permeabilidad tipo Lefranc. (Apartado 5.1.3.1).

Los métodos geosísmicos sólo son útiles para definir el perfil de roca, cuando exista, bajo los aluviones. Sin embargo su correcta interpretación puede ser difícil cuando los aluviones más profundos que se apoyan sobre la roca sean muy compactos.

b) *Caracterización de terrenos aluviales y suelos para su tratamiento*

Para definir si un suelo o un terreno aluvial es o no apto para apoyar una presa es necesario conocer su permeabilidad, su deformabilidad, su estabilidad y su resistencia.

No es imposible cimentar directamente presas de hormigón sobre suelos o aluviones, pero las presas de materiales sueltos son las más adecuadas puesto que admiten mayores deformaciones.

Los problemas más importantes que es necesario estudiar y resolver son los relacionados con:

- Pérdidas de agua admisibles
- Presiones intersticiales del cimiento
- Erosión del terreno
- Colmatación de los terrenos permeables
- Resistencia y deformación del terreno

Teóricamente la previsión de las pérdidas de agua se puede realizar a partir de las leyes de la hidráulica laminar en medios porosos, pero en terrenos aluviales, en general muy heterogéneos, la permeabilidad puede variar entre márgenes muy amplios, y realizar una cartografía tridimensional de las diferentes capas en función de sus permeabilidades es una labor muy difícil.

En general, se obtiene una primera aproximación de la permeabilidad media k , definida en 5.1.3.1, de cada estrato, a partir de las medidas de permeabilidad realizadas durante la campaña de reconocimiento del terreno. Para que esta media pueda ser representativa es preciso ejecutar un gran número de ensayos de permeabilidad in situ. Se suele utilizar como técnica auxiliar muy útil el cálculo, mediante elementos finitos, de las redes de filtraciones.

La creación del embalse aumentará los gradientes hidráulicos y, con ello, el peligro de erosión de las formaciones aluviales que antes estaban en equilibrio. El estudio de erosiones se deberá hacer mediante el cálculo de las fuerzas reales de percolación aplicadas a los granos del terreno, lo que obligará a conocer la red de filtración. Cuanto más heterogéneo es un terreno será mayor el peligro potencial de erosiones, por lo que en estos casos, una vez aplicados los tratamientos adecuados, es necesario un control intenso durante el llenado del embalse.

En el caso de que el agua del río lleve partículas sólidas en suspensión, se puede presentar el fenómeno contrario al anterior: la colmatación progresiva de ciertas zonas de aluviones del terreno por las aguas de percolación, lo que conlleva una disminución de la permeabilidad a lo largo del tiempo, que suele redundar en una mejora natural de la calidad de la impermeabilización.

La resistencia mecánica de una cimentación en aluviones no presenta, en general, mayores problemas para las presas de materiales sueltos. La única excepción se refiere a la posible licuefacción del terreno en regiones sísmicas.

La heterogeneidad de los terrenos aluviales donde se asientan las presas da lugar a importantes anisotropías en la deformabilidad del cimiento, pero los tratamientos de impermeabilización mediante inyecciones que se aplican bajo el núcleo arcilloso reducen notablemente la deformabilidad vertical de esta zona, obteniéndose asientos notablemente menores bajo el núcleo impermeable de la presa que bajo los espaldones.

c) *Tratamientos en formaciones aluviales y suelos*

c.1) Drenes y filtros

Aunque la permeabilidad del terreno sea pequeña y las pérdidas de agua sean aceptables sin aplicar ningún tratamiento de impermeabilización, es siempre necesario disponer un sistema de drenes y filtros para evitar las erosiones peligrosas. Solamente si la permeabilidad del terreno fuera uniforme e isotrópica bastaría con un filtro general, pero estos casos son poco frecuentes.

c.2) Tapiz impermeable

Los tapices impermeables formados por una capa de arcilla o limos compactados de una determinada extensión y espesor, colocados aguas arriba de las presas sobre los aluviones del lecho del río, se utilizan, en ocasiones, como único sistema de impermeabilización para reducir a valores aceptables los gradientes hidráulicos y las filtraciones, obteniéndose resultados análogos al de una pantalla de inyecciones con costes notablemente inferiores. Este sistema se debe complementar, en la mayoría de los casos, con un drenaje mediante pozos filtrantes situados en la zona aguas abajo de la presa.

c.3) Prolongación del núcleo en zanja

Cuando se encuentre la roca a profundidad que se considere asequible, puede ser más ventajoso excavar el terreno suelto, prolongando en zanja el núcleo impermeable hasta empotrarle en la roca. Para ello puede ser necesario rebajar el nivel freático mediante bombeo.

c.4) Pantalla de inyecciones de impermeabilización

Las pantallas de inyecciones en terrenos aluviales y suelos tiene las siguientes características:

Número de filas y separación entre taladros. Las pantallas son generalmente verticales y constan de varias filas de taladros, con objeto de formar una pantalla lo suficientemente ancha para crear la pérdida de carga necesaria y, al mismo tiempo y debido a la naturaleza heterogénea de estos terrenos, tener una seguridad razonable de no dejar huecos filtrantes por defectos de inyección y garantizar el tratamiento de los horizontes muy permeables junto a los de granulometría fina y compacta. En general, el número de filas es función de la altura de la presa y el espesor del núcleo impermeable y suele variar en una misma presa con su altura, pero siempre se reduce a medida que aumenta la profundidad de la pantalla en el terreno, especialmente cuando la anisotropía horizontal de éste es muy notable, llegando tan sólo a una fila o dos en las zonas más profundas, que se empotran cuando es posible en la roca de fondo.

La separación entre taladros suele estar comprendida entre 2 y 3 m. La experiencia indica que este es el radio medio de acción eficaz de la inyección de cada taladro. Los taladros se disponen, en cada fila, al tresbolillo con las contiguas. La distancia entre filas suele ser la misma que la adoptada entre taladros de cada fila.

Mezclas de inyección. La elección de las mezclas a inyectar debe realizarse con un criterio técnico-económico riguroso, teniendo en cuenta que en el coste total de una inyección influyen numerosos factores, que pueden tener mas importancia que el coste de los materiales de inyección.

Se suelen inyectar en primer lugar mezclas de bentonita-cemento y se determina, mediante ensayos, el grado de permeabilidad alcanzado. Si éste no fuera suficiente, se procederá a inyectar una mezcla más penetrante, generalmente gel de sílice. Si no se alcanza la permeabilidad exigida, se realizará una tercera fase de inyección con resinas de solución acuosa. No es aconsejable, salvo casos excepcionales plenamente justificados, inyectar mezclas de bentonita-cemento después de haber inyectado otras más penetrantes, a base de líquidos, como los antes citados.

Las propiedades del terreno tratado no se pueden deducir del conocimiento de su comportamiento antes de haber aplicado el tratamiento ni de los productos inyectados considerados separadamente, sino que tienen que determinarse mediante ensayos de muestras tomadas in situ una vez ejecutados los tratamientos.

Absorciones de mezclas. La absorción máxima deberá fijarse a priori, admitiendo, por ejemplo, que cada taladro debe rellenar los huecos del terreno en un cilindro teórico de sección circular, cuyo radio dependerá de su porosidad y de la viscosidad de la

mezcla. A título orientativo, puede admitirse que la admisión máxima de mezclas de bentonita-cemento es del orden del 30% del volumen de terreno a inyectar. Deberá controlarse la absorción estableciendo controles de nivelación del terreno inyectado. Un levantamiento general de algunos centímetros de la superficie del área inyectada no supone ningún inconveniente ni indica una inyección defectuosa.

Presiones y caudales de inyección. Generalmente se fijan las presiones máximas y los volúmenes de mezcla a inyectar, considerando terminada la inyección cuando se alcanza alguno de estos dos valores. Como el tratamiento de un terreno suelto tiene como fin rellenar sus huecos sin dañar su estructura, deberá cuidarse la relación presiones/caudales de inyección para lograr una buena ejecución y evitar roturas del terreno.

La relación entre caudales y presiones deberá establecerse mediante ensayos en obra, observando si se produce la rotura del suelo, lo que viene indicado por una estabilización o caída de la presión al aumentar el caudal de inyección. Deberá tenerse en cuenta que generalmente las presiones medidas son las de la bomba de inyección, sin descontar las pérdidas de carga debidas a la circulación por la tubería y el peso de la columna de mezcla hasta el punto de inyección dentro del terreno. Como dato orientativo, no deberán inyectarse los suelos y aluviones con caudales superiores a 1,5 m³/hora.

Los tratamientos de impermeabilización terminan, a veces, con una etapa de fracturación hidráulica ejecutada en las filas centrales de la pantalla. Consiste en inyectar bentonita-cemento con fuertes presiones y caudales para provocar roturas del terreno inyectado introduciendo lentejones de mezcla. Se ha observado que éstos se orientan en dirección perpendicular a la tensión principal menor del terreno homogeneizado por el tratamiento, es decir, son sub-verticales y favorecen la impermeabilidad al formar barreras impermeables.

Controles durante el proceso de inyección. Se suelen realizar entre cada etapa de inyección mediante una serie de ensayos de permeabilidad puntuales ejecutados en el plano de la pantalla. Su valor no es representativo de la verdadera eficacia de la pantalla pero la dispersión de resultados deber ser menor que los obtenidos antes del tratamiento y sirven como índice comparativo de la reducción de la permeabilidad. También se utilizan métodos de control indirectos, como el empleo de sondas nucleares que miden el aumento de la densidad del suelo, pero la eficacia real de la pantalla sólo se podrá comprobar durante el llenado del embalse.

d) *Vigilancia y auscultación*

Control de filtraciones. En un suelo o terreno aluvial no es posible conocer el valor real de las filtraciones subterráneas profundas de la pantalla de impermeabilización, si bien las filtraciones que provienen de drenes o galerías aportan datos muy útiles para estimar la

eficacia de la impermeabilización realizada. Si algunos drenes arrojan caudales anormales, se deben investigar sus posibles causas antes de tomar alguna medida correctora. Para ello se suelen establecer correlaciones entre dichos caudales y los niveles de agua H del embalse; a partir de estas relaciones (que pueden depender de H , $H^{1/2}$, $H^{2/3}$, etc), se podrán establecer hipótesis racionales sobre las causas y orígenes de dichas filtraciones.

El análisis químico y térmico de las aguas de filtración, así como el empleo de colorantes y marcadores radiactivos, es otro método empleado en el control de la impermeabilización de un terreno aluvial para corregir las fugas anormales con eficacia y economía.

Medidas piezométricas. Las medidas piezométricas son los controles fundamentales del resultado de la impermeabilización de las cimentaciones en suelos y aluviones. En general es suficientemente satisfactorio comprobar que los niveles piezométricos medidos aguas abajo están situados bajo el nivel del terreno. En otros casos, es necesario comparar el nivel freático aguas abajo del embalse con el nivel freático existente antes del embalse. Las variaciones de la superficie constituida por los niveles freáticos indicados por los piezómetros en función del tiempo indican claramente la evolución de los caudales de filtración. El control más seguro de la eficacia de la pantalla de impermeabilización es la medida de la pérdida de carga a través de ésta, siempre que las mediciones sean reales, lo que supone que los piezómetros estén bien situados y funcionen correctamente los aparatos de medida.

La existencia de una galería de visita para control de los piezómetros es muy útil para conocer el comportamiento de la pantalla de inyecciones y, al mismo tiempo, permite intervenir rápidamente si se observa algún fallo de impermeabilidad o erosión interna del terreno. Sin embargo su situación, generalmente en la base del núcleo de la presa, puede presentar problemas de filtraciones y erosiones localizadas de materiales del núcleo en la zona de trasdós por causa, normalmente, de una ejecución defectuosa de la compactación del contacto, siempre difícil, que sería necesario sellar con un tratamiento mediante inyecciones.

5.4. Pantallas continuas, pilotes y otros sistemas

5.4.0. Introducción

Para el tratamientos del terreno de cimentación de las presas, además de las inyecciones, que sigue siendo el más utilizado, existen otros sistemas que actualmente son alternativas plenamente válidas y, en ocasiones, más competitivas y eficaces que las inyecciones. Se citan los más utilizados:

- Pilotes
- Pantallas continuas
- Jet-Grouting
- Anclajes

5.4.1. Pilotes

La cimentación mediante pilotes no es usual en presas. Se han utilizado pilotes en la cimentación de azudes y en la cimentación de ataguías. También se han utilizado para cimentar obras de fábrica y edificios anejos, tales como aliviaderos de presas de materiales sueltos, centrales hidroeléctricas, etc.

Pantallas formadas por pilotes secantes. Con pilotes cuyos fustes sean secantes entre sí, hormigonados in situ, se forman pantallas de elementos cilíndricos que constituyen un muro impermeable de hormigón bajo una presa cimentada en un suelo o terreno aluvial. Los problemas que suelen presentar, además de su elevado coste de ejecución, se deben al gran número de juntas verticales, inevitables por el procedimiento constructivo. Si bien los pilotes secantes intentan garantizar una continuidad en el muro, esta continuidad física de la pantalla de pilotes no se mantiene cuando la profundidad alcanza más de 25 o 30 m, a causa de las inevitables desviaciones respecto a la vertical.

5.4.2. Pantallas continuas

Su ámbito de aplicación en cimientos de presas se limita a terrenos formados por suelos y aluviones, si bien se han aplicado excepcionalmente en terrenos rocosos.

Pantallas continuas de tablestacas metálicas. Actualmente y por su elevado coste se ha abandonado prácticamente su empleo, y sólo se utilizan alguna vez en ataguías y presas de poca altura en terrenos de granulometría media a fina.

Pantallas continuas de paneles in situ. La aplicación de las pantallas continuas formadas por paneles de mayor anchura que espesor,⁽³⁾ perforados con lodos tixotrópicos, supuso una notable mejora respecto de las de pilotes tangentes o secantes. Se utilizan máquinas con cucharas especiales para excavar, desde retroexcavadoras a cucharas colgadas de cables sólo recomendables cuando la pantalla es de profundidad no superior a 10-12 m. Para profundidades mayores deben utilizarse cucharas guiadas con barras, que garantizan la verticalidad hasta profundidades que dependen de la potencia del equipo y la dureza o compacidad del terreno.

Los problemas que suelen presentar las pantallas continuas se localizan en la base de los paneles empotrados en roca, si ésta es relativamente dura y su perfil no es horizontal y uniforme. Estos problemas se han resuelto con el empleo de máquinas provistas de fresadoras accionadas por motores hidráulicos, que pueden perforar rocas de dureza media, con lo que los paneles se pueden empotrar en la roca constituyendo un buen cierre estanco.

⁽³⁾ Los espesores de pantallas continuas actualmente utilizados varían entre 0,45 a 1,80 m

Los materiales utilizados en las pantallas continuas, para reducir su rigidez y aproximar su módulo de deformación al del terreno, están constituidos, en general, por mezclas de bentonita-cemento con baja dosificación de este último.

Las pantallas continuas no se pueden ejecutar en todo tipo de terreno aluvial, al contrario de lo que sucede con las inyecciones. Sus limitaciones más importantes se encuentran en la profundidad máxima que pueden alcanzar, (que es de unos 70 m) y en la naturaleza de los aluviones, si éstos tienen grandes bloques de roca de gran dureza.

Las pantallas continuas se han empleado algunas veces, con notable éxito, para reparar los núcleos agrietados de las presas de materiales sueltos, perforándolas y rellenándolas con una mezcla plástica de bentonita-cemento desde coronación hasta cimientos. Las uniones con los estribos, que siempre pueden ser zonas problemáticas, se sellan con inyecciones.

Pantallas continuas delgadas. Este tipo de pantallas de impermeabilización se ejecutan inyectando una mezcla de cemento-bentonita o arcilla, en el vacío producido al extraer lentamente perfiles metálicos dispuestos en hilera continua, previamente introducidos en el terreno a percusión o mediante chorro de agua. Su débil espesor las hace muy sensibles a los esfuerzos transmitidos por la presa. Se utiliza para presas de poca altura y profundidades de hasta 15 - 20 m y pueden ser muy económicas en terrenos de granulometría uniforme y fina.

5.4.3. Jet Grouting

La inyección de suelos y aluviones por chorro a alta presión o Jet-Grouting, es una variante de inyección que consiste en la formación de columnas de terreno consolidado por mezclado in situ de las partículas de éste con una lechada de cemento con o sin productos de adición. Se utiliza un equipo de bombas de alta presión (entre 400 y 900 Kg/cm³) que impulsa la mezcla a inyectar a través del varillaje de una sonda perforadora a rotación. La mezcla sale al exterior, cerca de la corona de perforación de la sonda, a través de toberas horizontales contra el terreno circundante, rompiendo su estructura en un cierto radio y mezclando sus partículas con el cemento proyectado. Se obtienen así masas de suelo-cemento de cierta resistencia en forma de columnas o pilotes, cuyo diámetro máximo depende del terreno y de la presión de los equipos pero oscila alrededor de 0,30 a 0,80 m.

Esta técnica, que comienza a utilizarse en el campo de las obras hidráulicas para formar pantallas impermeables mediante perforaciones secantes, parece que tiene un buen futuro, puesto que se puede aplicar incluso en aluviones con grandes bolos.

5.4.4. Anclajes

Los problemas de estabilidad de masas rocosas muy fisuradas en los estribos y cimientos de las presas se puede abordar también por la "monolitización" de determinados espesores de roca mediante anclajes. Los anclajes utilizados se dividen en dos grandes grupos:

- *Anclajes pasivos*, que no se tensan (o se tensan ligeramente) al ser colocados, se inyectan en toda su longitud y actúan a medida que se producen deformaciones en el terreno.
- *Anclajes activos*, que se tensan , para aplicar una fuerza de compresión suficiente que anule las tracciones previstas o la apertura de grietas y reduzca, en lo posible, las deformaciones no elásticas del cimiento.

Ambos sistemas tienen ventajas e inconvenientes; en rocas de matriz dura suelen utilizarse anclajes pasivos inyectados en toda su longitud, en rocas de matriz blanda, se utiliza con mejores resultados anclajes pretensados.

Los anclajes pasivos, (a los que se suele aplicar una ligera tensión inicial), impiden cualquier apertura apreciable de las fisuras que atraviesan y añaden una resistencia adicional, tanto al esfuerzo cortante como a la tracción, al macizo rocoso. Si carecen de tensión inicial, es necesario que se desarrollen unas pequeñas deformaciones de la roca para que los anclajes entren en carga.

Los anclajes activos o pretensados se utilizan, preferentemente, cuando las fisuras a coser son lisas, o carecen de dilatancia apreciable, el macizo está muy fisurado y su matriz es blanda.

Un problema común a todas las armaduras de acero colocadas en roca es el de la corrosión: no existe ningún tipo de acero que no sufra, a largo plazo, una corrosión que llegará a destruirle. El fenómeno es más grave en los anclajes pretensados, puesto que la corrosión de los aceros sometidos a fuertes tensiones es más importante y acelerada que en los aceros sin tensar o con tensiones moderadas. Existen actualmente métodos protectores bastante eficaces para evitar la corrosión de las armaduras tales como la inyección con lechada de cemento, las vainas de plástico, los ánodos de sacrificio etc.

6.1. Hormigón Convencional

Se trata en primer lugar de las presas de hormigón convencional, es decir, aquellas en las que el hormigón se coloca en obra por medios tradicionales (blondín, grúa, etc) en bloques limitados por juntas, y en tongadas de un espesor generalmente entre 1,5 y 3 m.

6.1.1. Producción de áridos

6.1.1.1. Canteras y depósitos naturales

a) Generalidades

El estudio detallado de las posibles fuentes de obtención de áridos aptos para los hormigones, debe realizarse en la fase de proyecto.

Si existe una cantera de roca sana, la solución más adecuada suele ser disponer de una instalación que produzca todos los tamaños de áridos. En ocasiones la producción de finos por machaqueo no es económica, o su calidad no es aceptable, (pórfidos duros, cuarcitas, rocas volcánicas, granitos con exceso de micas, etc.) En estos casos se suele recurrir a una solución mixta, aportando los finos de depósitos naturales o incluso de otras canteras diferentes.

En los depósitos naturales, y salvo el caso de grandes depósitos glaciares que suelen dar unas condiciones óptimas de graduación de tamaños y arenas de gran calidad, el problema más frecuente es la eliminación de los finos no adecuados (limo arcilloso y arcilla).

En una instalación de tratamiento de áridos con lavado incorporado puede tratarse, en general, todo tipo de gravas naturales en las cuales el total de finos a eliminar no supere el 15 % o el 20 %. Cuando las arenas y gravas tienen porcentajes arcillosos superiores al 20 %, o cuando la arcilla está fuertemente adherida a las piedras, es aconsejable un prelavado inicial.

Se recomienda plantear los estudios de las fuentes de obtención de áridos para el hormigón, tanto en canteras como en depósitos naturales, en tres fases: prospección del yacimiento, estudio previo de la planta (o plantas) de tratamiento y, finalmente, proyecto de la planta (o plantas) de tratamiento.

b) *Prospección de los yacimientos de áridos*

La prospección de canteras se realiza por medio de sondeos mecánicos, posteriores al estudio geológico de superficie y a la sísmica de refracción.

La investigación de los depósitos de gravas y arenas se inicia generalmente con una serie de zanjas, catas y sondeos para conocer el volumen y la composición media de las diferentes zonas del depósito.

En la Guía Técnica nº 3 "Estudios geológicos, geotécnicos y de prospección de materiales" se trata ampliamente de las investigaciones a realizar en la localización de las fuentes de suministro de los áridos.

En primer lugar deben determinarse las características y calidad de los áridos por medio de los ensayos de laboratorio y estudios petrográficos.

Los ensayos preliminares de laboratorio deben realizarse sobre mezclas de hormigón de prueba, utilizando los áridos disponibles, pero teniendo en cuenta que deben aplicarse criterios más amplios y más flexibles a los áridos de depósitos naturales que a los procedentes de cantera, estableciendo dos o incluso tres tipos de mezclas para optimizar la utilización del yacimiento.

c) *Explotación de canteras*

La explotación de una cantera debe estar precedida de los siguientes estudios y obras auxiliares:

- Proyecto de explotación: definición de bancos, planes de tiro, explosivos y métodos de disparo, carga y transporte a planta de la roca.
- Trabajos previos o preparatorios: ordenación de niveles de explotación y accesos; limpieza de "monteras" y apertura de frentes, dispositivos de drenaje y de protección contra las inundaciones.

- Instalaciones específicas de cantera: redes eléctricas, de aire y de agua; estación de aire comprimido; almacenes de materiales y explosivos y taller auxiliar.

d) *Explotación de depósitos naturales*

Cuando los tamaños superiores al máximo aceptado para el hormigón superan el 20 % del total como media o el 30 % en zonas concretas, y siempre que con el resto de los tamaños se obtenga una granulometría adecuada, puede ser interesante su eliminación en la propia fase de extracción. En otros casos es necesario utilizarlos y tratarlos por machaqueo, a menos que la grava triturada tenga formas inaceptables.

En cuanto a los finos, conviene localizar los posibles depósitos de arena y estudiar en general los problemas específicos de los tamaños menores a 2 mm.

Los proyectos de instalaciones de tratamiento para depósitos naturales han de hacerse con criterios de dimensionamiento más flexibles y amplios que en una cantera, a fin de poder hacer frente a las posibles variaciones en la distribución de tamaños en ciertas zonas del depósito, que difieran de las especificadas para el hormigón.

6.1.1.2. Instalación de producción de áridos

a) *Generalidades*

La instalación de producción de áridos de una presa se define en función de las canteras y depósitos naturales más cercanos. Las variables más importantes a tener en cuenta son:

- Granulometría.
- Tamaño máximo del árido
- Forma de las partículas.
- Estado de limpieza del material "in situ" y sustancias contaminantes.
- Resistencia mecánica, dureza, tenacidad y abrasividad.

Las características de la instalación deberán tener en cuenta la granulometría final requerida y los límites fijados inicialmente para los distintos tamaños de los áridos, incluyendo tamaño máximo, y situando los cortes de separación entre ellos en los puntos críticos de forma que la curva granulométrica del producto tienda durante el tratamiento hacia la curva ideal establecida en el laboratorio.

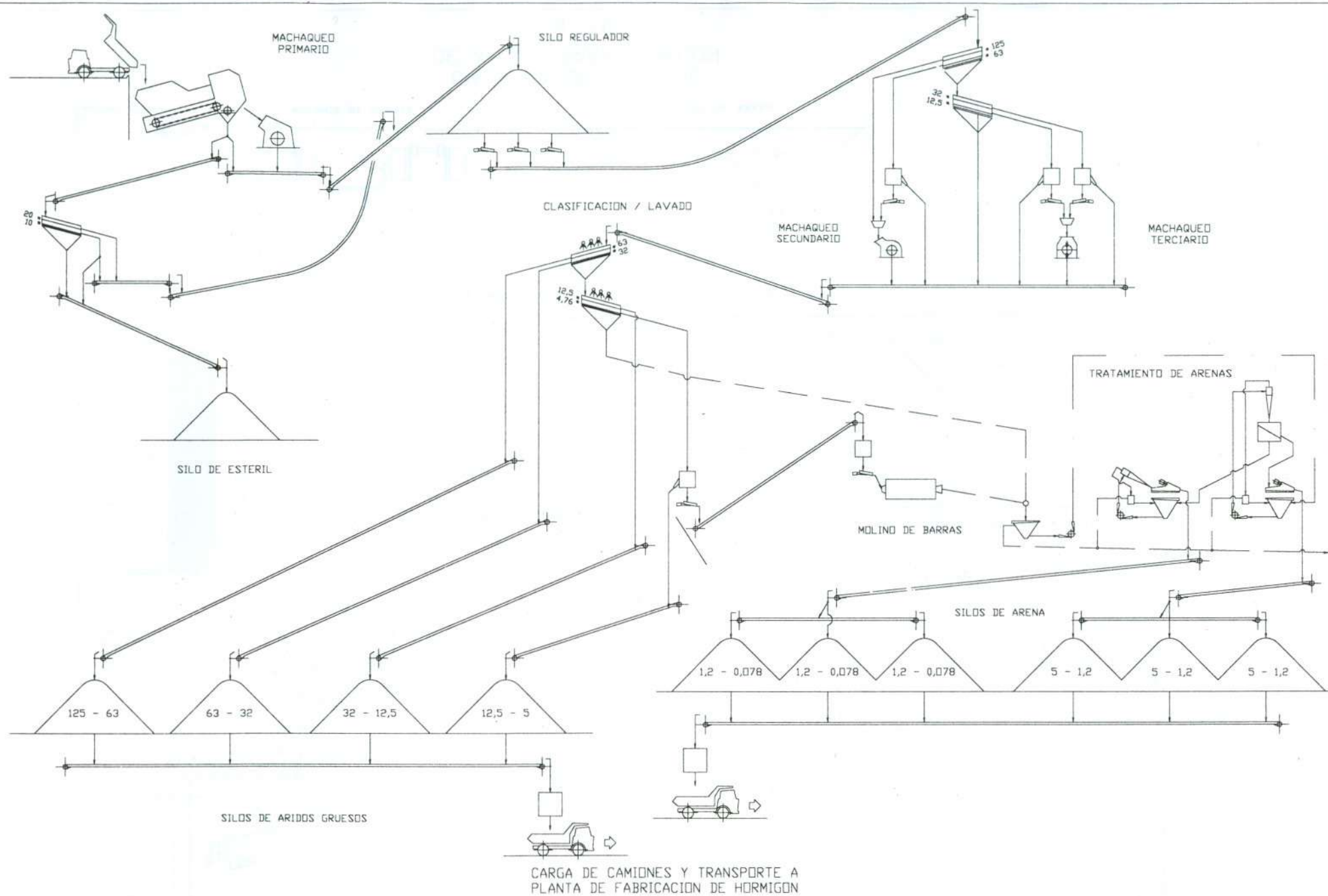
A partir de las variables mencionadas anteriormente y de acuerdo con las características del material que la alimenta, se puede proyectar la instalación para obtener el material requerido, contando siempre con la posibilidad de corregir algunas de sus variables.

En el caso más complejo la instalación integra equipos de trituración, clasificación y lavado para materiales de cantera. La machacadora que recibe los materiales (machacadora

primaria) debe ser capaz de producir con facilidad el volumen horario máximo de áridos requerido por el programa de hormigonado. La granulometría obtenida con esta máquina necesitará la aplicación de correcciones a los excedentes y déficits de los distintos tamaños. Esto se realiza por medio de:

- Machacadoras y molinos complementarios. Su capacidad será suficiente para tratar las cantidades excedentes de material de cada nivel de cribado. Estas máquinas deberán tener una capacidad del orden de 1,5 veces la que se considere necesaria (un 50% de reserva).
- Cribas. Tienen que ser capaces de tratar los materiales de la línea de producción primaria más el reciclado de los excedentes tratados por las trituradoras complementarias. Su capacidad será del orden del doble de la necesaria (100% de reserva), aplicando el mismo criterio a los depósitos de control del transporte y a las cintas transportadoras.

En las figuras 15 y 16 se representan un esquema general y un diagrama de una obra concreta de las instalaciones para la fabricación de áridos.



ESQUEMA DE: FABRICACION DE ARIDOS
(PARA HORMIGON CONVENCIONAL)

Fig. 15

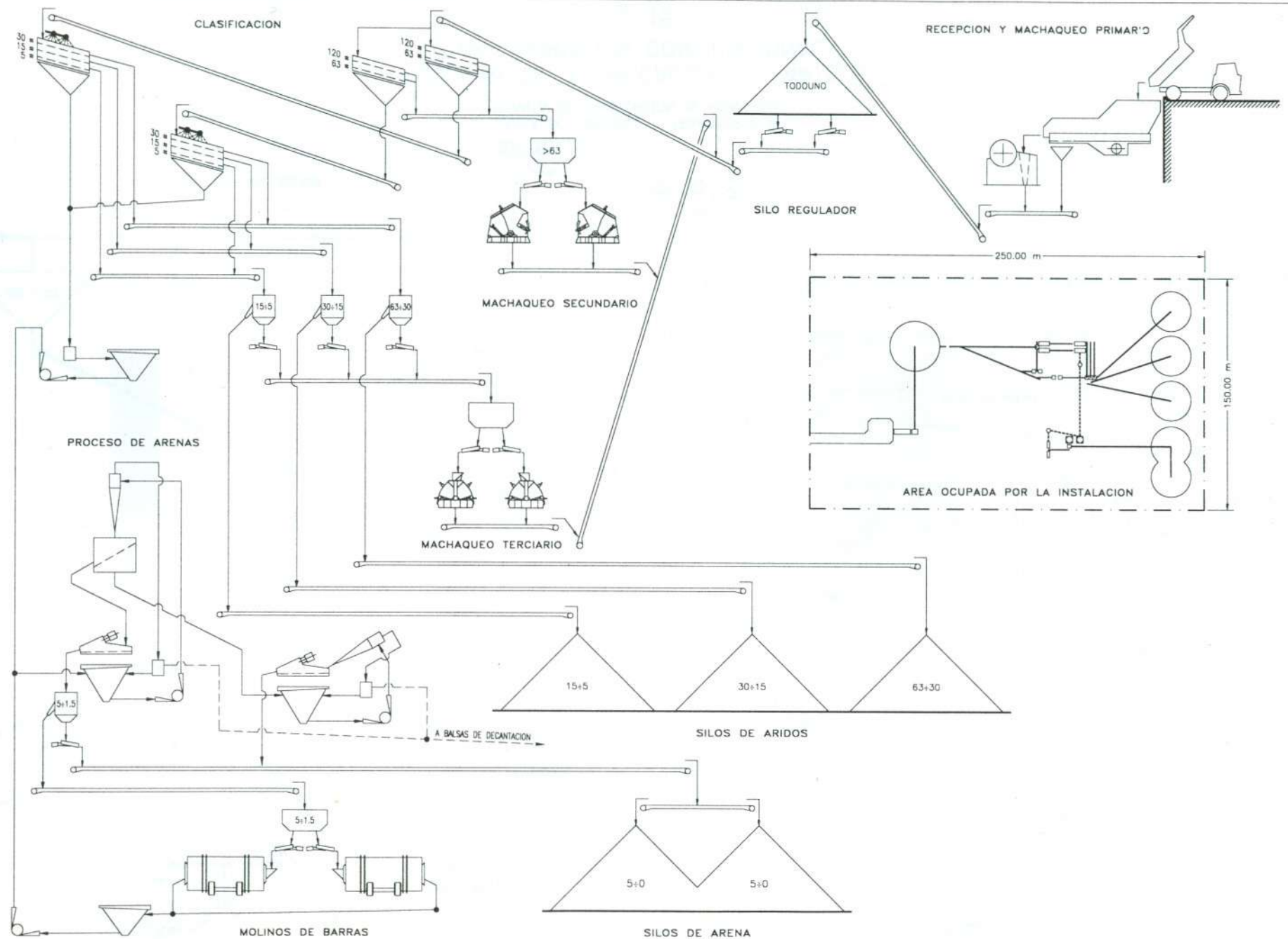


DIAGRAMA DE PROCESO
DE ARIDOS PARA HOMIGON

Fig. 16

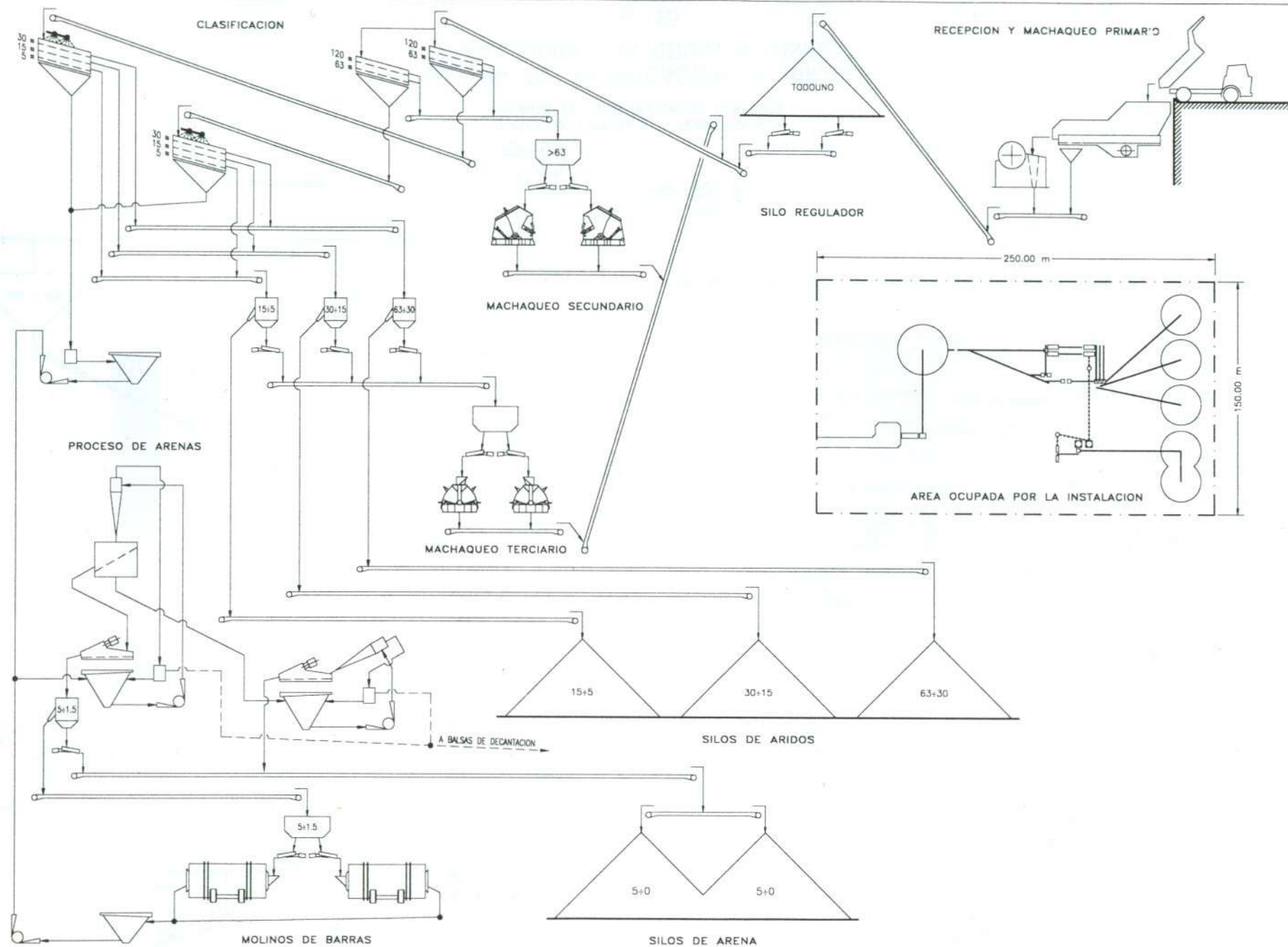


DIAGRAMA DE PROCESO
DE ARIDOS PARA HOMIGON

Fig. 16

b) *Trituración*

El tipo de trituradoras a emplear depende de la dureza de la roca y de su contenido en sílice.

- Con roca de dureza media con contenido de sílice inferior al 12 % se suelen usar machacadoras de impacto, molinos de barras o de martillos para la arena.
- Con gravas naturales los equipos son similares a los de roca dura y muy dura. Se recomiendan las máquinas de impacto o de martillos que pesan menos y resultan en general mas económicas, aunque la decisión final sobre su empleo o el de trituradoras de mandíbulas, conos o esferas, que son habituales con roca dura o muy dura, depende del consumo de elementos de desgaste.

Un determinado tipo de máquina puede producir árido triturado de una forma inadecuada (dependiendo de la estructura interna de la roca). Esto se corrige en ocasiones con máquinas de impacto o de martillos, si son económicamente viables, o con máquinas giratorias.

Las instalaciones de trituración se clasifican generalmente en los siguientes subgrupos: trituración primaria, secundaria, terciaria y molienda de arenas.

Trituración primaria

Se pueden usar machacadoras de impacto, de martillos, giratorias o de mandíbula. La instalación de trituración primaria requiere en general un dispositivo que asegure un caudal tan uniforme como sea posible para las machacadoras de martillos e impacto, pero con los otros tipos de máquinas, el material de la cantera se puede descargar directamente a través de una gran tolva con una salida en la misma entrada de la machacadora.

Trituración secundaria

En una instalación bien estudiada los tamaños obtenidos con la trituración primaria y secundaria se aproximarán mucho a la granulometría requerida para los áridos gruesos. Las máquinas pueden ser de martillos, impacto, o giratorias, e incluso de mandíbulas, dependiendo principalmente del tipo de machacadora primaria elegida, a la cual deben complementar. Se pueden considerar dos tipos diferentes de diseño:

- . Trituración secundaria en serie con la primaria, utilizando una tolva intermedia de poca capacidad (50 a 100 m³).
- . Trituración secundaria después de intercalar un silo regulador de gran volumen.

En el primer caso, la tolva absorbe las puntas que siempre se producen en la trituración primaria y la producción se regula habitualmente con silos a continuación de la secundaria. En el segundo caso el silo intermedio cumple ambas funciones. Desde otro punto de vista, en el primer caso el tamaño máximo del árido queda limitado por su paso a través del triturador secundario de forma que reglando este al tamaño máximo exigido, se garantiza que en los silos de regulación el árido tiene el límite máximo requerido (normalmente, inferior a 150 mm). En el segundo caso, en cambio, el silo "primario" puede contener tamaños más grandes (hasta 400 mm) lo que se debe tener en cuenta en el dimensionamiento de los alimentadores y transportadores posteriores a este silo.

Trituración terciaria

Está constituida en general por machacadoras de tipo giratorio.

Tratamientos de las arenas

El árido fino, arena, se define como el árido inferior a 5 mm (Tamiz ASTM nº 4). En las presas, generalmente se fracciona en dos clases: una arena gruesa entre 5 mm (ó 7 mm) y 1,2 mm (ó 2 mm) y otra arena fina inferior a 1,2 mm (ó 2 mm). Salvo en el caso de que se empleen yacimientos naturales el uso de una sola arena (5 mm-0,08 mm) no es recomendable.

Para conseguir arena de un módulo de finura prefijado se pueden hacer correcciones añadiendo a la de machaqueo o de graveras arena fina de playa de río o de otros depósitos naturales o bien arena procedente de molinos de barras.

Trituración por vía seca o húmeda

Algunos tipos de roca tales como granitos, basaltos, cuarcitas o gravas, se pueden triturar con la humedad superficial originada por el lavado en las cribas, aunque un exceso de agua unido al polvo de trituración puede dañar la máquina y originar atascos. La caliza generalmente se trata por vía seca, sin añadir agua en las cribas, debido a la excesiva producción de polvo que en contacto con el agua forma un recubrimiento en las paredes del fondo de la tolva de salida de áridos, que llega a producir la obstrucción total de la salida de la máquina.

c) *Lavado y clasificación de los áridos gruesos*

Clasificación de los áridos gruesos

Los áridos para hormigón de presas no se clasifican en general, ni en más de seis tamaños ni, salvo en casos excepcionales, en menos de cuatro. Aunque los puntos de corte dependen de los ensayos de laboratorio, es corriente prefijar la clasificación con los siguientes criterios:

- Dentro de cada tamaño, o clase de árido, la mayor dimensión debe ser igual o inferior a 3 ó 3,5 veces la menor dimensión.
- Se recomienda incluir una clase de árido con una dimensión máxima del orden de 35-40 mm.

La clasificación se realiza en general con cribas vibrantes inclinadas (15° - 20°) y en alguna ocasión con cribas de resonancia. En cualquier caso no es recomendable que cada unidad de cribado tenga más de dos paños. Sin embargo no se deben excluir casos excepcionales.

Clasificación por vía seca o húmeda

En el caso de áridos calizos el proceso por vía seca es el más adecuado, no olvidando tomar precauciones para eliminar el polvo. En cualquier caso es necesario, en general, un lavado final por separado de cada uno de los tamaños de áridos clasificados.

En la clasificación por vía húmeda, recomendable para granitos, cuarcitas, basaltos, y gravas en general, el lavado por pulverización sobre las cribas cubrirá la superficie del tamiz excepto aproximadamente el último quinto, para permitir cierto secado del material excedente a reciclar.

Cribado mecánico por vía húmeda

Cuando el corte intermedio de la arena se sitúa alrededor de los 2 mm, es posible el cribado mecánico con mallas de varilla de acero de alrededor de 6 mm de diámetro. La presión del agua debe ser como mínimo de 4 Kg/cm^2 .

Las partículas de tamaño inferior a este corte se mezclan con el agua de lavado procedente del proceso completo, y se tratan en clasificadores de tornillo o de rastrillos en los que el material inferior a 0,08 mm (tamiz nº 200) se elimina con el agua.

Tratamiento hidráulico de la arena

Existen varios procedimientos comerciales hidráulicos para clasificación y lavado de arena. Los consumos de agua están alrededor de $10 \text{ m}^3/\text{t}$ de arena (gruesa + fina). La precisión del corte depende principalmente de las fluctuaciones de la concentración durante su funcionamiento, de forma que es importante sobredimensionar estas instalaciones. El transporte, secado, etc. son similares a los correspondientes al tamizado mecánico.

Tratamiento mixtos de la arena

Existen otros procedimientos de clasificación de las arenas que combinan los mecánicos con los hidráulicos.

d) *Silos de almacenamiento y transporte a la instalación de fabricación de hormigón*

Las dimensiones de los silos para cada tamaño de árido grueso deben estar en relación con las proporciones correspondientes al hormigón medio de la obra. Los silos de arena deben también respetar esta relación, aunque en este caso son además el medio final de corrección del contenido de agua por drenaje natural.

Salvo para las presas pequeñas, se recomienda almacenar la arena fina al menos en tres silos que se utilizarán en forma cíclica. El primero recibe el material húmedo; el segundo estará drenando hasta que el contenido de agua descienda hasta el 6-8% aproximadamente, y el tercero es el que se utiliza para la fabricación de hormigón. La arena gruesa (1,2-5 mm) tiene un contenido de agua de alrededor del 8-10% aproximadamente cuando sale de los deshumectadores, pero su drenaje es muy rápido y son suficientes en general dos silos. En todo caso el dispositivo de drenaje debe ser eficaz, de forma que el agua no fluya hacia las bocas de descarga y las cintas transportadoras.

Hay tres modalidades de ensilado de áridos:

- Montones en el terreno (cubiertos o descubiertos)
- Silos cerrados
- Montones para los áridos gruesos y silos cerrados para las arenas

Con cualquiera de estas modalidades es importante mantener la granulometría interna de cada fracción o clase evitando su degradación por rotura, especialmente en los tamaños superiores a 25 mm. Se utilizarán por tanto para la descarga en los silos, dispositivos adecuados tales como escaleras de caída, etc.

El sistema que se emplea más comúnmente para el transporte desde el silo a la instalación de fabricación de hormigón es el de una cinta transportadora única, de capacidad suficiente para la producción prevista, con bocas de carga en los distintos silos.

Postcribado

Únicamente el árido grueso se somete en ocasiones a un postcribado. Su objeto es corregir los cambios en granulometría originados por rotura en las caídas en silos, descargas, etc., que se producen antes de su llegada a la instalación de fabricación de hormigón.

6.1.1.3. Tratamientos especiales de los áridos

a) *Tratamiento térmico*

Se tratará de este tema en el capítulo correspondiente al tratamiento térmico del hormigón.

b) *Eliminación de la mica*

Como se sabe, la mica es perjudicial para el hormigón endurecido al reducir la resistencia mecánica y la resistencia a la acción de los ciclos de hielo-deshielo y humedad-sequedad.

La práctica corriente es eliminar, en los últimos escalones de cribado, las partes de arena más contaminadas con mica, y reemplazarlas por otra arena de la misma granulometría procedente de otra fuente.

c) *Tratamiento del agua residual de lavado (decantación, floculación)*

Decantación:

El agua procedente del lavado y clasificación de los áridos, cargada de limos y arcillas, no se pueden verter directamente en los ríos por razones medioambientales.

Los procedimientos industriales de corrección consisten en concentrar al máximo las partículas y los coloides para que decanten y en recuperar parte del agua para su reutilización.

Floculación:

Los principales coagulantes usados son:

- Sulfato de aluminio
- Aluminato sódico
- Sulfato de aluminio más aluminato sódico
- Cloruro de aluminio (de empleo excepcional)

d) *Captación de polvo en las instalaciones de áridos*

Los sistemas más conocidos de separadores industriales de polvo son los siguientes:

- Decantación (riego por aspersión, niebla de agua)
- Separación en ciclón y multiciclón
- Separación por vía húmeda; precipitadores electrostáticos
- Separación con filtros de mangas

Los dos primeros sistemas son los de menor coste de inversión y relativamente sencillos y baratos en la explotación, pero son los menos eficaces en la descontaminación del aire, ya que no se consigue captar las partículas de polvo inferiores a 10 micras.

Los separadores por vía húmeda de alta eficacia son relativamente caros de adquisición, con grandes gastos de explotación y de gran consumo de energía, pues requieren la instalación de bombas de agua, extractores de lodo y aspiradores de aire.

6.1.2. Cemento, puzolanas y aditivos

6.1.2.1. Generalidades sobre el cemento para presas

El cemento para presas debe ser de gran estabilidad, no contener cal libre, presentar una resistencia mecánica suficiente a largo plazo, no reaccionar con los componentes del árido y, de manera muy especial, desarrollar una cantidad de calor de hidratación moderadamente baja.

Al ser la tendencia a la fisuración un punto débil en la construcción de presas de hormigón, la composición química del cemento ha de ser la adecuada para que el calor de hidratación sea el menor posible compatible con la resistencia inicial que requieren los trabajos de ejecución de la presa.

La adición de puzolanas naturales o de cenizas volantes es una exigencia en los hormigones de presas, no solamente para disminuir el contenido unitario de cemento portland, reducir el calor de hidratación y mantener la conveniente trabajabilidad e impermeabilidad, sino también para estabilizar el hormigón.

Otro aspecto a tener en cuenta al elegir el tipo y origen del cemento es la posibilidad de reacción álcali-árido. Es necesario asegurarse de que los áridos a emplear no contienen sustancias que potencialmente puedan reaccionar con los álcalis del cemento y den lugar a productos expansivos.

Cuando el hormigón de la presa va a estar sometido a la acción de aguas ácidas, deberán tomarse especiales precauciones en la elección del cemento apropiado.

6.1.2.2. Selección del cemento

Como Guía para la selección del tipo, procedencia y control del cemento en obra puede ser de utilidad el Pliego de recepción de cemento RC-97.

6.1.2.3. Transporte, manipulación y ensilado del cemento

En general el cemento para presas se suministra a granel.

El cemento a granel se transporta en cisternas especialmente diseñadas para este fin. Los silos de almacenamiento de cemento son, por lo general, metálicos con capacidades muy diversas. Las disposiciones más comunes son dos: 1) silos de fondo plano y 2) silos de fondo cónico.

El cemento en sacos sólo se utiliza en obras de muy escaso consumo de cemento, como son algunos trabajos de inyecciones, obras auxiliares iniciales, etc.

6.1.2.4. Puzolanas

Se denomina "puzolana" al material silíceo o silíceo-aluminoso que por sí solo posee poca o ninguna propiedad conglomerante pero que finamente dividido y en presencia de agua se combina con el hidróxido cálcico a temperaturas ordinarias dando lugar a compuestos estables. El componente activo de los materiales puzolánicos es la sílice en estado amorfo.

La actividad puzolánica se valora por la cantidad de cal que se combina con el material puzolánico e, indirectamente, por la resistencia a compresión de probetas fabricadas con cal y puzolana.

La propiedad puzolánica es de gran interés para aumentar la estabilidad de los hormigones ya que la cal liberada durante el largo proceso de hidratación del cemento, se combina con la sílice activa de la puzolana formando silicatos cálcicos hidratados, similares a los generados en la hidratación del cemento portland.

Las puzolanas se clasifican en: A) "Puzolanas naturales": cenizas volcánicas, tobas; B) "Puzolanas artificiales": cenizas volantes; y C) Materiales puzolánicos producidos mediante la calcinación de pizarras arcillosas o arcillas.

Los minerales silíceos cristalinos tales como el cuarzo no se combinan con la cal aunque estén finamente divididos, salvo si se someten a temperaturas muy elevadas.

Las condiciones fundamentales de los materiales puzolánicos para que su empleo en los hormigones tenga utilidad son:

- 1º) Que estén finamente divididos. Como mínimo $3.500 \text{ cm}^2/\text{g}$. Blaine.
- 2º) Que posean actividad puzolánica importante.
- 3º) Que mantengan la regularidad de sus características.
- 4º) Que no contengan materias nocivas en cantidad tal que puedan producir perjuicios al hormigón.
- 5º) Que no exista incompatibilidad con el cemento base del conglomerante empleado.

Las puzolanas pueden emplearse de dos maneras:

- a) Molidas conjuntamente con el clinker de cemento portland (en fábrica), en proporciones que suelen oscilar entre el 15% y el 30% del peso de conjunto, dando lugar a los denominados "Cemento puzolánicos".

- b) Introducidas en la hormigonera en el momento del amasado, como un componente más del hormigón, o premezcladas con el cemento.

Otra ventaja importante del uso de puzolanas consiste en que la sustitución de una parte considerable de cemento portland ordinario por material puzolánico, iguala o incluso mejora, tanto la trabajabilidad del hormigón fresco como la impermeabilidad y la durabilidad del hormigón endurecido. Aunque dicha sustitución conlleve una disminución relativa de las resistencias mecánicas iniciales del hormigón, el gran beneficio que supone la reducción de calor de hidratación en la presa compensa esa menor resistencia, que por otra parte es relativamente poco significativa a largo plazo.

6.1.2.5. Aditivos

Se define como aditivo para el hormigón el producto que, en pequeñas cantidades, se incorpora bien sea al cemento en su proceso final de fabricación o, lo que es más frecuente, a la mezcla en el momento de amasado.

Los aditivos empleados en construcción de presas se agrupan en general de la siguiente forma:

- a) Aireantes.
- b) Plastificantes (reductores de agua) y aireantes-plastificantes.
- c) Aceleradores y retardadores de fraguado.

a) Aireantes

Los aireantes son productos que tienen por única misión producir gran cantidad de burbujas de aire de tamaño pequeñísimo (50 a 250 micras), uniforme y homogéneamente repartidas en la masa de hormigón, cuya presencia mejora la trabajabilidad y reduce la tendencia a la segregación del hormigón fresco. Por otra parte, una cualidad muy importante del hormigón aireado es su gran resistencia contra los efectos de hielo y deshielo.

Como consecuencia de aumentar la docilidad del hormigón fresco se obtiene una reducción de la relación A/C (agua/cemento) manteniendo constante la trabajabilidad. Esta disminución de la relación A/C compensa generalmente la pérdida de resistencia que lleva consigo la menor densidad del hormigón aireado comparado con el hormigón sin aireante.

La vibración del hormigón expulsa al exterior gran parte del aire ocluido pero no se perturba la distribución uniforme de las burbujas, si el aireante es de cierta calidad.

El contenido de aire ocluido en el hormigón fresco y vibrado es del 2 al 3,5% en la generalidad de los hormigones de presas. Únicamente cuando se precisa una gran resistencia a la helada, en paramentos de presas sometidos a la oscilación del nivel del embalse en climas muy fríos, se aumenta el contenido de aire ocluido hasta llegar incluso al 7%.

Los aireantes pueden considerarse necesarios en hormigones que han de estar sometidos a condiciones climáticas severas de bajas temperaturas.

b) *Plastificantes (reductores de agua) y aireantes-plastificantes*

Los aditivos reductores de agua o plastificantes son productos químicos que producen una lubricación del hormigón fresco y permiten la reducción del agua de amasado debido a sus propiedades tenso-activas.

Actualmente, con el fin de aunar las ventajas de los aireantes puros y de los plastificantes es corriente emplear en el hormigón de las presas un aditivo aeroplastificante, fabricado con mezcla de ambos productos convenientemente estudiados y probados para tener una oclusión de aire controlada, y que generalmente no supere el 4%, independiente de la dosificación del aditivo en el hormigón.

Los aero-plastificantes son recomendables en los hormigones de presa para conseguir una mejora de la docilidad del hormigón fresco, una reducción de la relación A/C y un aumento de la durabilidad del hormigón endurecido.

c) *Aceleradores y retardadores de fraguado*

Los aceleradores de fraguado y los retardadores son aditivos cuyo efecto es únicamente modificar el tiempo de comienzo de fraguado sin afectar al endurecimiento del hormigón, ni perjudicar ninguna de las propiedades finales del hormigón endurecido. Solo es recomendable su empleo cuando no existan otros procedimientos para contrarrestar los inconvenientes del hormigonado bajo condiciones climáticas severas.

d) *Recomendación general en el uso de aditivos*

En el empleo de los aditivos en general hay que tener la precaución de comprobar su compatibilidad con el cemento que se va a usar y con otros aditivos, si se emplea más de uno simultáneamente. Para su elección deben realizarse numerosos ensayos en laboratorio con los áridos y cemento que se van a utilizar en el hormigón de la presa.

Es importante que las mezclas de hormigón estén perfectamente estudiadas desde el primer momento y así evitar el uso de aditivos para mejorar las composiciones defectuosas.

6.1.3. Características y composición del hormigón

El hormigón de las presas tiene sus propias características motivadas por tratarse de grandes volúmenes colocados en poco tiempo. Está sometido a la filtración del agua del embalse y está expuesto a la intemperie, con frecuencia bajo condiciones climáticas severas. La disipación del

calor de hidratación origina un descenso de temperatura importante con la consiguiente tendencia a la fisuración.

6.1.3.1. Propiedades del hormigón de presas

Las cualidades fundamentales del hormigón son: resistencia, deformabilidad, densidad, impermeabilidad, no fisuración y durabilidad.

Por lo general es fácil conseguir hormigones con alta resistencia a compresión y suficientemente densos e impermeables. La durabilidad también es cualidad relativamente asequible, sobre todo si se seleccionan los áridos de forma que no sean proclives a la formación de reacciones tipo álcali-sílice o similares, se emplea un tipo de cemento adecuado y la composición del hormigón (granulometría, relación agua/cemento, dosificación de cemento y aditivos) ha sido obtenida en base a ensayos. De todas formas, el análisis de durabilidad a largo plazo cada vez se presenta mas problemático, sobre todo cuando se emplean áridos silíceos alterados.

La principal dificultad inmediata que se plantea reside en la acusada tendencia a la fisuración de toda estructura masiva de hormigón, debido a la lentitud natural en la disipación del calor generado en el proceso de hidratación del cemento, y a la baja resistencia a tracción del hormigón unida a su relativamente alto módulo de elasticidad.

Existe una contraposición entre resistencia y deformabilidad que a veces no es tenida en cuenta, cuando al mismo tiempo se exige una resistencia alta y un relativamente bajo módulo de elasticidad, lo cual es contradictorio.

Propiedades del hormigón endurecido

Esta Guía de Construcción y Control de Calidad no trata sobre las propiedades del hormigón ya endurecido. Existen numerosas publicaciones que pueden consultarse al respecto incluidas en la bibliografía, entre las que puede citarse "Manual de hormigón" Bureau of Reclamation. USA 8ª edición 1981. Denver, Colorado; Delibes A. "Tecnología y propiedades mecánicas del hormigón" 1987 y Fernández Cánovas "Hormigón" 1989.

Propiedades del hormigón fresco

a) *Docilidad*

El hormigón recién amasado debe poder transportarse y compactarse con facilidad, sin que se produzca segregación de sus componentes.

La consistencia del hormigón se suele medir por el asiento en centímetros o milímetros en el ensayo del cono de Abrams. Cuando se trata de hormigones de asiento prácticamente nulo se emplea el aparato Vebe, que mide la consistencia por el tiempo en segundos que

tarda en refluir, hasta la superficie, la pasta de un determinado hormigón en un recipiente cilíndrico sometido a vibración en una mesa vibrante. Existen también otros docilímetros.

En la tecnología general del hormigón se suele clasificar éste en función de su docilidad, medida por el asiento en cono de Abrams, de la manera siguiente:

Cuadro 7

Consistencia	Asiento en cm.
Seca	0-2
Plástica	3-5
Blanda	6-9
Fluida	10-15
Líquida	>16

En presas construidas por procedimientos convencionales solamente se utilizan hormigones de consistencia seca o plástica y en presas bóveda de cierta importancia solamente la consistencia seca o poco plástica, de asiento prácticamente nulo y un tiempo Vebe de 10 a 15 segundos.

b) *Tiempo de fraguado*

El hormigón no debe iniciar su fraguado hasta que se haya terminado la operación de vibrado de la capa inmediatamente superior, pues de lo contrario se crearían zonas débiles y pasos fáciles para el agua del embalse.

En la construcción de las grandes presas se suele extender el hormigón con tractores en capas de 30 a 75 cm. de altura, con vibración mecánica por grandes vibradores de inmersión montados sobre un tractor. Esta técnica requiere que la capacidad del sistema de fabricación y colocación del hormigón sea suficiente para que el hormigón vibrado al comienzo de una capa no inicie su fraguado hasta que empiece la vibración de la capa siguiente.

c) *Uniformidad*

El hormigón de un determinado tipo ha de mantener la constancia de sus propiedades a lo largo de la ejecución de la obra.

Para valorar la uniformidad del hormigón se toma como índice el coeficiente de variación de las medidas efectuadas de la resistencia a compresión, por ser ésta la propiedad más

significativa y quizás la más sensible a las pequeñas variaciones de cada uno de los numerosos factores que intervienen en el hormigón. El coeficiente de variación es la desviación tipo, es decir, la desviación cuadrática respecto a la media aritmética dividida por la media aritmética de una serie de resultados.

En la dispersión de los resultados intervienen tres grupos de factores independientes:

1. La dispersión propia del ensayo. Toma de muestras, forma de realizar el ensayo, influencia del personal de laboratorio, etc.
2. La dispersión del cemento. Depende del fabricante del cemento (medida por los ensayos de rotura a compresión de probetas de mortero normalizado).
3. La dispersión imputable a la propia construcción. Debida a la irregularidad natural de los áridos; a las variaciones en el proceso de producción de los áridos clasificados, especialmente en cuanto a la limpieza del árido y a su contenido de humedad; a la dosificación y fabricación del hormigón; y fundamentalmente a las oscilaciones de la relación agua/cemento. La dispersión se reduce considerablemente con unas instalaciones de fabricación de áridos y de hormigón correctamente concebidas, así como con unos materiales procedentes de una cantera homogénea.

Otros factores que influyen en la uniformidad final del hormigón puesto en obra son los métodos de transporte, descarga, extendido, vibración, curado, etc. Estos factores del proceso de puesta en obra se escapan al control realizado con los ensayos de rotura de las probetas tomadas a la salida de la hormigonera. Esto hace necesario un control a tiempo total por personal experimentado, así como un muestreo del hormigón endurecido para establecer y comprobar la relación entre la resistencia obtenida en las probetas tomadas del hormigón fresco en la salida de hormigonera y la de los testigos extraídos de la presa.

Estimado el coeficiente de variación V , la resistencia media del hormigón tipo en laboratorio f_{cm} viene definida en función de la resistencia característica requerida f_{ck} :

$$f_{cm} = \frac{f_{ck}}{1 - 1,645V} \quad (95\% \text{ confianza})$$

y haciendo $K = \frac{1}{1 - 1,645V}$ será $f_{cm} = K f_{ck}$

Si se trata de una presa bien construida, dotada de los medios tanto materiales como humanos adecuados, es de esperar que el coeficiente de variación sea del orden de 0,10. Para comenzar, y hasta tener suficientes resultados con probetas de hormigón producido en obra, es aconsejable no adoptar valores de K menores de 1,25. En obras de menor

importancia o con menores exigencias se puede aceptar $K = 1,33$ y en casos extremos $K = 1,52$.

En la Fig. 17 se representan las curvas de Gauss correspondientes a hormigones de distintas resistencia media y dispersión. Para conseguir la misma resistencia característica mínima exigida, con el hormigón correspondiente a la curva A (hormigón de baja dispersión) y con un hormigón de alta dispersión (curva C) se requiere que este último tenga una resistencia mucho mayor (resistencia media elevada), lo que supone una mayor dosificación de cemento y, en consecuencia, más cantidad de calor de hidratación. El hormigón de la curva B, aunque tiene la misma resistencia media que el de la A, al ser producido con una dispersión más alta, es inadmisibile ya que no alcanza la resistencia característica mínima exigida en el proyecto.

Otra cuestión importante es el criterio de aceptación o rechazo a la vista de los resultados que se van obteniendo, día a día, durante el hormigonado de la presa, mediante la rotura de probetas de control, confeccionadas con el hormigón tomado a la salida de la hormigonera. Teóricamente sería admisible que apareciese algún resultado inferior a la resistencia característica de proyecto f_{ck} , pues podría haber hasta un 5% de fallos según la propia definición de resistencia característica. Sin embargo, no es aceptable que el hormigón tenga resistencia por debajo de un valor mínimo prescrito, pues esto significa que ha ocurrido alguna anomalía que es preciso descubrir y corregir inmediatamente.

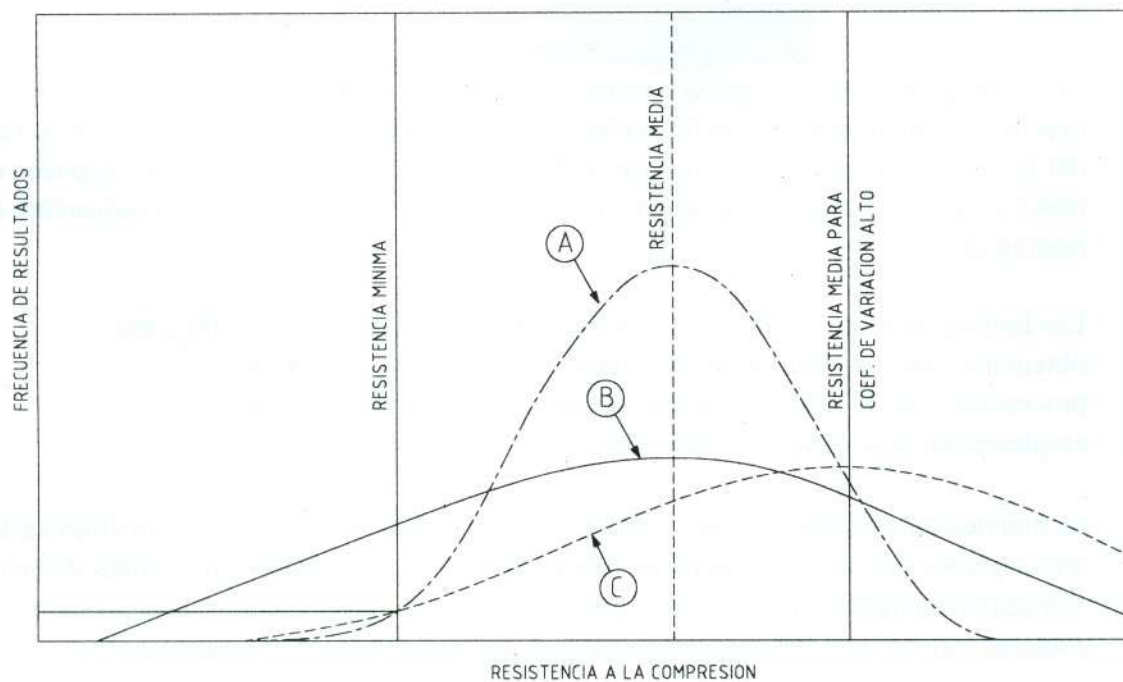
En algunas presas se han fijado los criterios siguientes:

- a) No se admite hormigón cuya resistencia a compresión sea inferior al 80% de la resistencia característica exigida.
- b) Si algún ensayo indicase una resistencia menor se demolerá todo el volumen de hormigón representado por la muestra de hormigón fresco de la que se han obtenido las probetas de dicho ensayo, salvo que, al menos otros dos ensayos den resultados superiores a la resistencia característica de proyecto. Estos últimos ensayos pueden realizarse con probetas procedentes de la misma muestra de hormigón fresco reservadas para romper a otras edades posteriores, o bien, mediante rotura de probetas extraídas con sonda.
- c) Cuando el resultado de un ensayo sea inferior a la resistencia característica mínima exigida en el proyecto, pero sea superior al 80% de ésta, se puede aceptar bajo condiciones específicas preestablecidas.

En cuanto a la dispersión, ésta se conoce después de transcurrido mucho tiempo desde la fecha de colocación del hormigón. Es frecuente calcular el coeficiente de variación de los resultados de rotura a compresión a 28 días y a 90 días, todos los meses, trimestralmente, y para el conjunto de la presa desde su comienzo. En general existe una correspondencia entre la dispersión del cemento y la del hormigón.

Los factores que durante la construcción de la presa influyen más negativamente en la regularidad del hormigón son:

- a) Naturaleza y calidad de la cantera o yacimiento del que se obtienen los áridos.
- b) La deficiencia de clasificación de los áridos.
- c) Detritus, arcilla y otras impurezas en los silos de áridos.
- d) Alimentación irregular de las máquinas de machaqueo y molienda.
- e) La dosificación de los áridos. Descorrección de básculas.
- f) El contenido de agua en los áridos, especialmente en el árido fino.
- g) La relación real A/C, por mala corrección del agua de amasado en función de la contenida en los áridos y por error del dosificador de cemento.
- h) El tiempo, según sea seco o lluvioso.



- A. CURVA DE FRECUENCIA DE RESISTENCIAS CON COEFICIENTE DE VARIACION ACEPTABLE
 B. CURVA DE FRECUENCIA DE RESISTENCIAS CON COEFICIENTE DE VARIACION INACEPTABLE
 C. CURVA DE FRECUENCIA DE RESISTENCIAS EN LA CUAL EL AUMENTO DE RESISTENCIA MEDIA COMPENSA EL ALTO COEFICIENTE DE VARIACION

Curvas de frecuencia de las resistencias de hormigones
 con distintas resistencias medias y coeficientes de variación

Fig. 17

6.1.3.2. Composición del hormigón

a) *Tipos de hormigón*

Los hormigones para cada presa concreta deben definirse mediante numerosos ensayos y pruebas de laboratorio en dos fases claramente diferenciadas, la primera durante la fase del proyecto y la segunda al principio de la construcción de la presa, cuando se ponen en marcha las instalaciones auxiliares para la producción de áridos y fabricación de hormigón.

Los hormigones tipo de proyecto se deben estudiar en laboratorio y fabricarse con áridos obtenidos con materiales de la cantera o yacimientos previstos en el proyecto y procesados, en su caso, en máquinas de características semejantes a las que van a emplearse en la construcción de la presa.

Es práctica muy aconsejable no fijar los valores exactos de los límites admisibles en las prescripciones técnicas del proyecto, referentes a los áridos y hormigones, antes de haber realizado los estudios mencionados, con objeto de evitar prescripciones innecesariamente estrictas y aún contradictorias, en detrimento de la economía de la construcción.

En la fase de construcción y una vez abierta la cantera o el yacimiento natural, y en funcionamiento las instalaciones de producción de áridos clasificados y de fabricación del hormigón, deben concretarse los hormigones tipo en unos hormigones "patrón" confeccionados con el cemento, aditivos, puzolanas y áridos de las mismas fuentes, marcas y tipos que han de emplearse realmente en la ejecución de la presa. Se aprovecharán zonas de obra en las que la exigencia de calidad sea menor para realizar pruebas de hormigonado a escala real, que a menudo llevarán a mejoras notables en la calidad y economía del hormigón.

En lo que se refiere a la composición granulométrica de los áridos, hay que recordar que las fórmulas empíricas sólo son un punto de partida para la definición de la mezcla por aproximaciones sucesivas. La finalidad es conseguir, para cada hormigón tipo, una composición que dé lugar a un hormigón de docilidad adecuada para su correcta colocación en obra, de compacidad máxima, que genere poco calor de hidratación y que cumpla todas las condiciones de resistencia, durabilidad, impermeabilidad y densidad exigidas en el proyecto.

Cuando se ajustan las proporciones de la mezcla, no hay que olvidar que un factor fundamental en las características finales del hormigón (resistencia mecánica, impermeabilidad y durabilidad) es la relación agua/cemento, pero para que el hormigón fresco tenga una buena docilidad las mezclas deben tener una cantidad suficiente de "filler" o de arena fina. En general cuando el tamaño máximo es menor, la demanda de materiales muy finos es mayor.

b) *Áridos**Tamaño máximo del árido*

El tamaño máximo del árido en los hormigones del cuerpo de presa viene limitado por las condiciones de correcto amasado, colocación y vibración del hormigón, en base a los medios de que la técnica actual dispone. Cuanto mayor sea el tamaño máximo de árido menor será la dosificación de cemento necesaria para obtener la resistencia exigida, menor, por lo tanto, el calor de hidratación por m^3 de hormigón, y menor el costo de producción de áridos. Generalmente el tamaño máximo se limita a 120 ó 150 mm., salvo en el caso de presas muy delgadas o con áridos de forma deficiente en los que se baja a 100 mm. o incluso a 80 mm.

Forma del árido

La forma del árido, tanto de las partículas del árido fino como del grueso, tiene una influencia decisiva en la docilidad del hormigón. Cuando más se aparta de la forma esférica mayor es la cantidad de pasta de cemento necesaria para recubrir la superficie del árido. Antes de establecer las prescripciones hay que sopesar muy bien las consecuencias económicas que puede acarrear en cada caso particular el hecho de fijar condiciones de forma estándar que puedan imposibilitar el aprovechamiento de yacimientos naturales o canteras económicamente interesantes por su proximidad a la presa. Por lo general el coeficiente volumétrico, definido como relación entre el volumen de una partícula de árido grueso y el de la esfera que lo circunscribe, es de 0,18 para el 85% del árido grueso. Por debajo de 0,15 el hormigón resulta áspero y poco trabajable.

Granulometría y clasificación de los áridos

En la tecnología del hormigón se denomina "árido fino" al que pasa la malla cuadrada de 5 x 5 mm. (Tamiz nº 4 ASTM) y "árido grueso" al retenido por la misma malla.

La granulometría del árido fino se establece generalmente dentro de los límites dados por el cuadro siguiente:

Cuadro 8

Abertura en malla (mm.)	5,00	2,50	1,25	0,60	0,30	0,15	0,8
% del árido que pasa							
Límite superior, en % peso	100	95	85	62	30	15	5
Límite inferior en % peso	95	75	55	30	12	4	0

En la práctica para garantizar que la granulometría del árido fino (o arena) se mantiene dentro de los límites requeridos, es recomendable clasificarla en dos tamaños.

El punto crítico de la curva granulométrica del árido fino está en el entorno de 1 mm. El hormigón es muy sensible a las pequeñas variaciones de la granulometría del árido fino. Es más importante mantener, durante la construcción, la constancia de la curva granulométrica que intentar acercarse esporádicamente a la curva granulométrica ideal. Por lo general el defecto más frecuente es la insuficiencia de elementos finos (menores de 0,5 mm) en las arenas. Por eso debe cuidarse muy especialmente el diseño de las instalaciones para la producción del árido fino en el sentido de asegurar una amplia capacidad de producción de arena fina.

El número de clases o tamaños de áridos que se considera aconsejable para mantener la granulometría dentro de unos límites aceptables es de 6, en grandes presas. Por ejemplo:

Arido nº 1	0,08	a 1,25 mm.
Arido nº 2	1,25	a 5-7 mm.
Arido nº 3	5-7	a 15-20 mm.
Arido nº 4	15-20	a 35-40 mm.
Arido nº 5	35-40	a 70-80 mm.
Arido nº 6	70-80	a 110-120 ó 150 mm.

Para iniciar los tanteos de composición granulométrica del hormigón se pueden emplear curvas teóricas establecidas por numerosos autores: Fuller, Bolomey, Goded Echevarría, etc. Generalmente son de tipo exponencial dado por la siguiente ecuación:

$$P = (d/D)^n \times 100$$

donde:

d	=	Apertura del tamiz
D	=	Tamaño máximo del árido
P	=	Porcentaje acumulado que pasa por un tamiz de abertura "d"
n	=	Exponente que depende de la forma y textura del árido grueso. Varía de 0,4 a 0,5, correspondiente éste último al árido redondeado.

Las granulometrías empleadas en presas generalmente son de tipo continuo, que producen hormigones dóciles y uniformes. La granulometría discontinua no se suele emplear en la construcción de presas ya que produce hormigones poco dóciles y que tienden a la segregación. Además, una granulometría de este tipo es muy sensible a cualquier variación de la dosificación y a la granulometría individual de cada tamaño o clase de árido. Únicamente la gradación discontinua podría estar justificada por motivos económicos cuando el producto se encuentra ya clasificado de forma natural.

En la práctica, las prescripciones suelen establecer ciertas tolerancias para el contenido de material de dimensiones mayores o menores que los límites nominales de cada fracción del árido. Se tolera en general que los áridos clasificados en la instalación de hormigón contengan hasta un 2% de elementos más pequeños que los 5/6 del tamaño teórico; no se aplica ninguna tolerancia para valores superiores a los 7/6 del tamaño teórico del tamiz. Pueden admitirse tolerancias mayores, siempre que las curvas granulométricas se mantengan constantes a lo largo de la obra.

Propiedades de los áridos

Las prescripciones técnicas particulares de cada presa deberán establecerse teniendo en cuenta las características reales de los materiales naturales, seleccionados en la fase de proyecto después de los ensayos y pruebas de hormigón. Para los áridos, la experiencia ha permitido poner a punto prescripciones generales, que sirven de punto de referencia para las particulares de cada presa, pero que nunca deben ser aplicadas literalmente. Puede ser útil consultar la publicación "Guía y recomendaciones sobre los áridos para los hormigones de grandes presas" del CIGP, aprobada en la 32 Reunión Ejecutiva del 1 de Mayo de 1.964 en Edimburgo. También deberá comprobarse que los áridos no son potencialmente activos para la formación de reacciones expansivas, tipo la álcali-árido, o cualquier otra.

Cemento, puzolanas y aditivos

Sobre estos materiales ya se ha tratado en 6.1.2.

d) *Agua*

El agua utilizada en el amasado del hormigón no deberá contener sustancias que puedan afectar de forma apreciable la hidratación del cemento o los fenómenos que tienen lugar durante el amasado, la puesta en obra o el curado del hormigón.

6.1.4. Fabricación del hormigón

6.1.4.1. Descripción general y tipos de plantas de fabricación de hormigón

Los diferentes tipos de plantas de fabricación de hormigón (dosificación y amasado) se caracterizan por la situación de los componentes del mismo (áridos, cemento, etc), por el método de amasado y por los dispositivos utilizados. Las combinaciones de estos tres elementos conducen a varios tipos de disposición teóricamente posibles, que en muchos casos han sido experimentados y existen en el mercado. No obstante, es el primer elemento el que generalmente se adopta para clasificar las plantas de hormigón en dos grandes grupos: plantas de tipo horizontal y plantas de tipo vertical.

Plantas de tipo horizontal

Este tipo de plantas se caracteriza porque los áridos, en general acopiados al nivel del suelo, son transportados horizontalmente a la sección de dosificación.

En un primer subgrupo, que puede denominarse "plantas en estrella", los silos se disponen radialmente en planta y los áridos son transportados a la sección de dosificación por medio de pala de arrastre o dragalina.

Por razón de la calidad este tipo de plantas no deben emplearse para el hormigonado de la presa propiamente dicha, sino solamente para obras de menor importancia. Su capacidad de producción no suele sobrepasar los 50 m³/h.

Un segundo subgrupo está constituido por una planta en disposición horizontal lineal, provista de un dosificador ponderal acumulativo para los áridos. La tolva de recepción de los áridos está dividida en compartimientos, uno para cada clase de árido, que descarga secuencialmente sobre una cinta transportadora que conduce los áridos a un único dosificador ponderal, donde son pesados acumulativamente. El cemento se pesa por separado y se transporta a la hormigonera con los áridos. El agua se introduce directamente en la hormigonera una vez dosificada, algunas veces en peso.

Este tipo de plantas puede utilizarse para el hormigonado de presas en las que no se requiera una alta calidad de hormigón. La capacidad de producción máxima suele ser del orden de 120 m³/h.

Finalmente, el tercer grupo comprende las plantas en disposición horizontal con tolvas dosificadoras ponderales independientes. El flujo de los áridos es regulado mediante tolvas de recepción individuales para cada clase de árido, situadas sobre la correspondiente tolva pesadora. El transporte de los áridos a la hormigonera así como la dosificación -siempre en peso- y el transporte del agua y del cemento, se realizan de forma análoga a la del anterior subgrupo. La capacidad de producción y la calidad del producto pueden ser similares a las obtenidas en las plantas de disposición vertical que se exponen a continuación.

Plantas de tipo vertical

Las plantas verticales tienen en su parte alta un conjunto de silos para los áridos clasificados y para el cemento, o cemento y cenizas volantes. Los compartimientos de los áridos se disponen en la periferia y el del cemento o conglomerante mixto en el centro de la estructura.

Los áridos son transportados con cinta a la parte superior de la estructura o torre, y son descargados a una tolva giratoria que los vierte en sus correspondientes compartimientos. El cemento puede transportarse neumáticamente, con elevador de cangilones, o con transportadores de aire (fluidificador), según sea la situación de los silos de almacenamiento del cemento.

Los dispositivos de salida de los áridos y del conglomerante y los equipos de dosificación se colocan en un piso intermedio, bajo los correspondientes compartimientos. El tipo de dispositivo de salida varía de acuerdo con el tamaño de los áridos. Los materiales pasan a las tolvas o básculas dosificadoras dispuestas en círculos con la del conglomerante en el centro de modo que, según una secuencia prefijada, todas puedan descargar en un conductor colector de encauzamiento a la hormigonera.

El piso inferior, o nivel de amasado del hormigón, aloja el elemento distribuidor de la mezcla dosificada a cada una de las hormigoneras instaladas en este mismo piso, y también la tolva de recepción de amasadas de hormigón, la cual a veces se divide en compartimientos para poder recibir distintos tipos de hormigón.

Las plantas de fabricación de hormigón verticales se utilizan generalmente para capacidades de producción elevadas. Pueden fabricarse plantas de tipo estándar de 500 m³/h de capacidad que producen hormigones de máxima calidad.

En la figura 18 se expone el esquema de una central de tipo vertical.

6.1.4.2. Dosificación

En las presas, el método de dosificación volumétrico no se utiliza. Solamente se admite la dosificación ponderal.

Los pliegos de prescripciones técnicas suelen exigir los siguientes límites de error en los procedimientos de dosificación de los componentes del hormigón, expresados en porcentajes en peso:

Agua:	1%
Cemento:	1%
Áridos menores de 38 mm:	2%
Áridos mayores de 38 mm:	3%
Aditivos:	1%

6.1.5.3. Hormigoneras

Los tipos de hormigonera que se utilizan en la fabricación de hormigón de presas son:

- Hormigoneras basculantes de eje inclinado
- Hormigoneras de eje vertical, de contracorriente
- Hormigoneras de eje horizontal de tambor reversible (no basculante)

Los rendimientos teóricos previstos en los estudios preliminares frecuentemente son superados durante la ejecución de las obras; por ello es importante sobredimensionar la planta de fabricación de hormigón para que sea posible la adecuación de la producción a las modificaciones o ajustes del plan de hormigonado.

Para la selección de la planta deben examinarse cuidadosamente todos los elementos que la integran, en los siguientes aspectos:

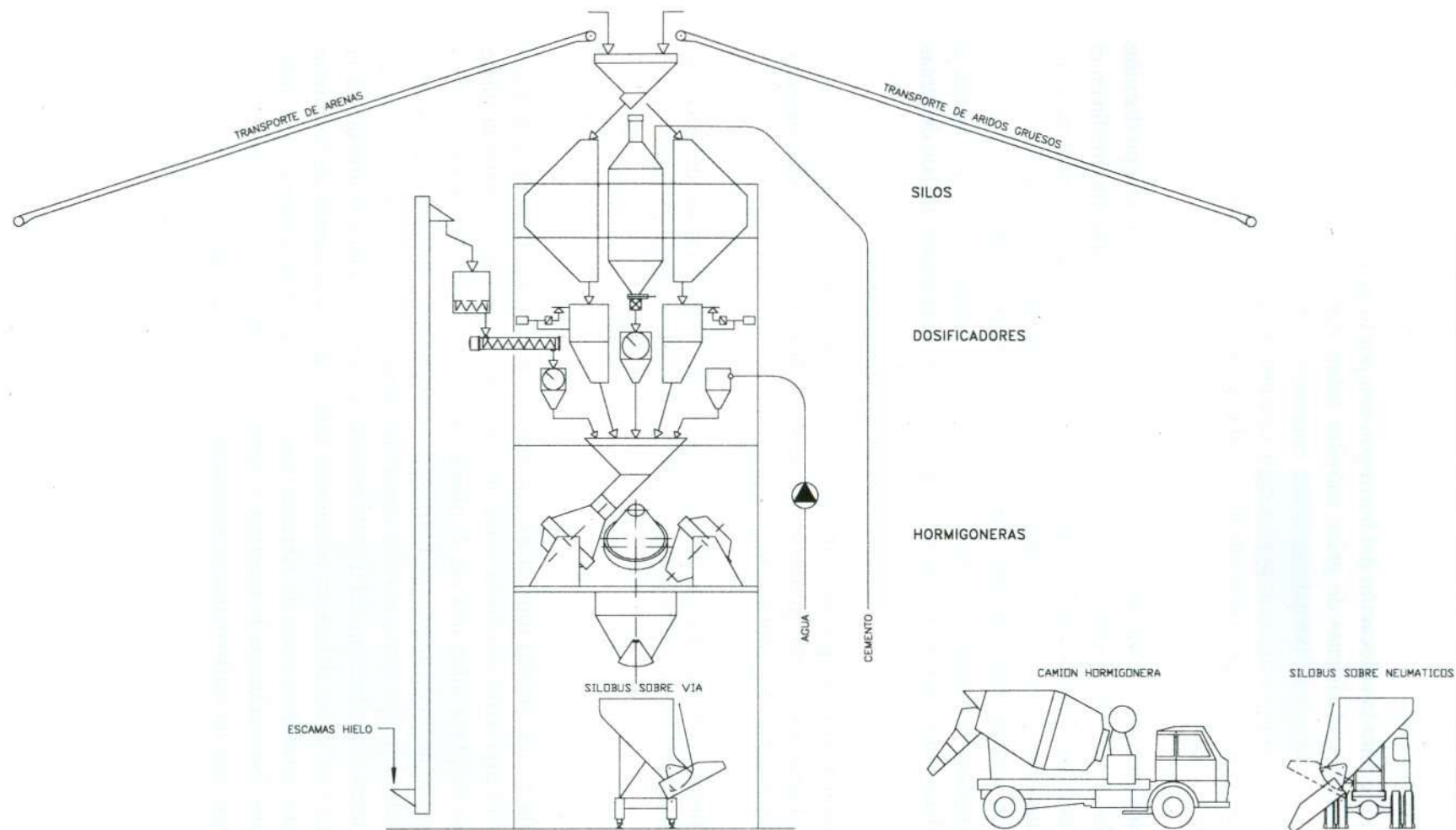
- Tamaño máximo del árido para el dimensionamiento de: bocas de salida y sus dispositivos de cierre, tolva giratoria de alimentación de las hormigoneras, y la compuerta de salida del hormigón.
- Capacidad de transporte del cemento a la planta.
- Dispositivos de estanqueidad de los silos para cada uno de los componentes del hormigón.
- Capacidad de almacenamiento en silo para cada uno de los componentes del hormigón.
- Aparatos de control de los niveles máximo y mínimo en los silos, en los casos de alimentación automática.
- Sistemas de pesado y su precisión.
- Espesor de los revestimientos de desgaste de las hormigoneras, tolvas, conductos, etc.
- Capacidad de los compresores de aire.
- Dimensionamiento de las redes de aire comprimido.
- Medidores de la humedad de las arenas.
- Calidad de los elementos integrantes del equipo eléctrico.
- Dispositivos de captación del polvo en el piso de dosificadores.
- En climas calurosos: aislamiento y ventilación de las cabinas de control a fin de que la temperatura no afecte a la precisión de los aparatos eléctricos de pesado.

6.1.5. Transporte del hormigón

6.1.5.1. Generalidades

La capacidad de colocación del hormigón, fijada en función del programa de hormigonado, determina la capacidad de los sistemas de producción de áridos, fabricación, puesta en obra y vibración del hormigón.

En ningún momento del proceso del transporte debe producirse la segregación del hormigón fresco y se debe mantener, con variaciones mínimas, la docilidad.



ESQUEMA DE: CENTRAL VERTICAL (3 HORMIGONERAS)

Fig. 18

Los sistemas de transporte para la colocación del hormigón son por lo general, los blondines o cables grúa, las grúas fijas y el sistema de grúas móviles sobre puente. Estos tres tipos se consideran clásicos. Las cintas transportadoras y los camiones volquetes son sistemas de transporte empleados con éxito en algunas presas bajo circunstancias especiales, como por ejemplo una producción horaria excepcionalmente alta en el caso de cintas transportadores, o un acceso fácil para camiones a los tajos de hormigonado.

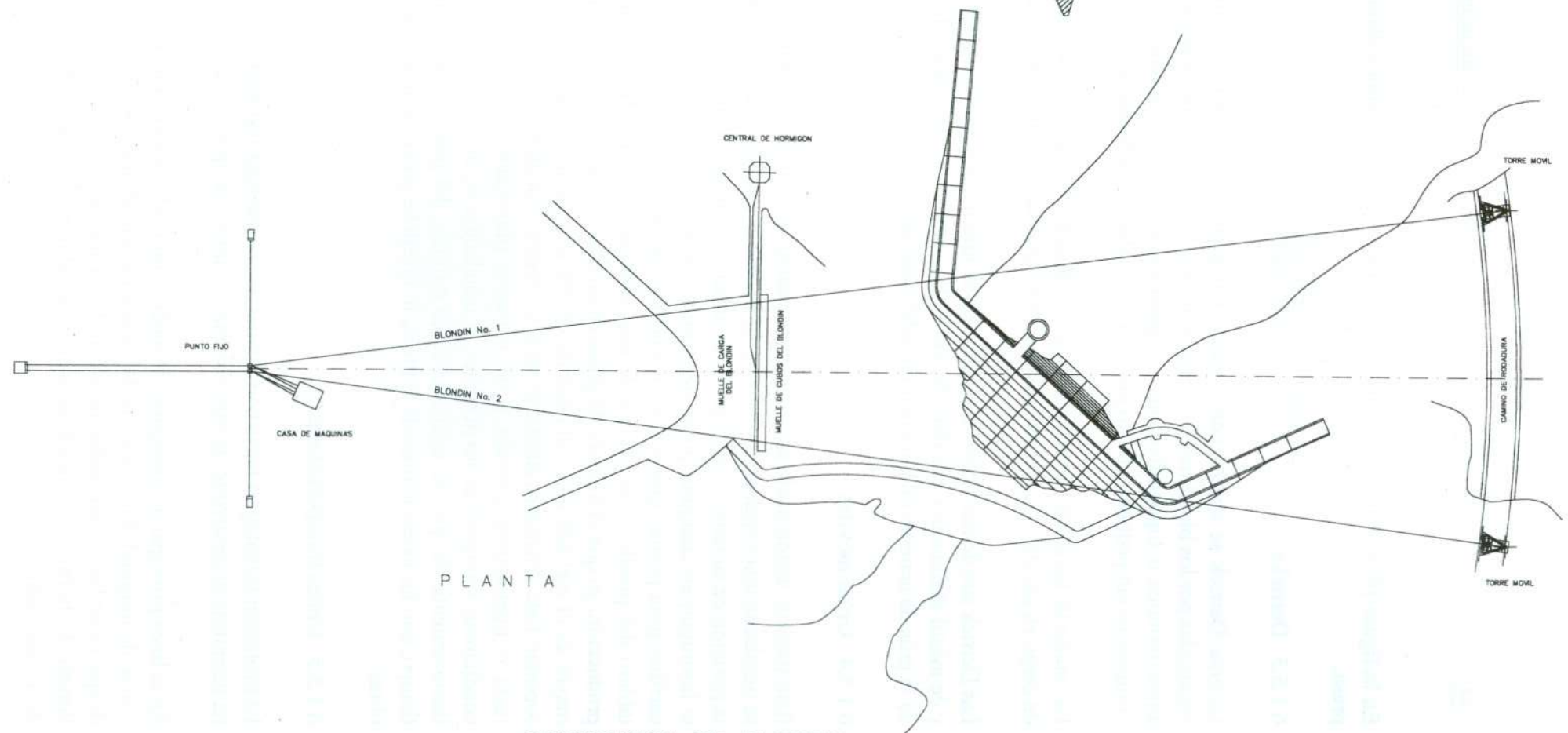
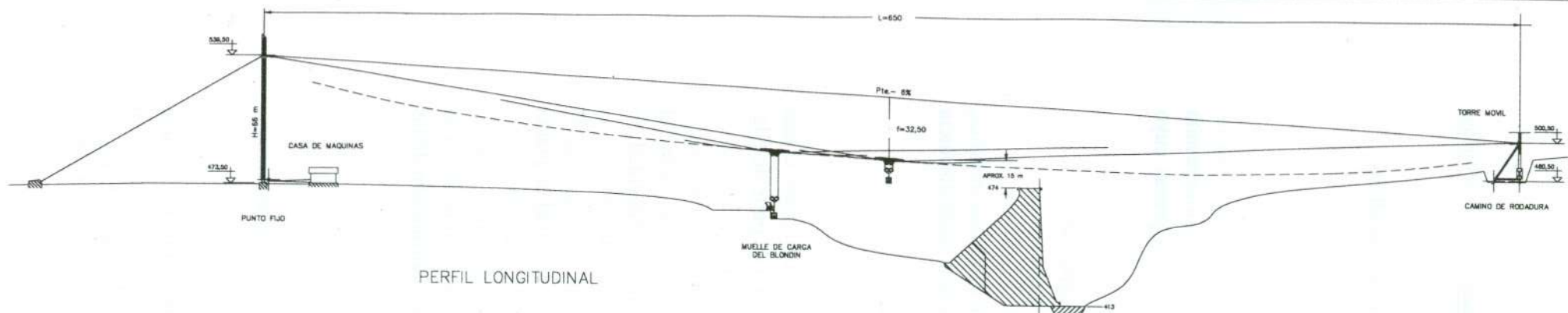
El método de transporte con cubo, utilizando grúas o blondines, puede asegurar una producción mensual bastante regular. En presas de gran volumen es frecuente que la producción media en el total del hormigonado de la presa alcance el 75% de la capacidad de producción nominal máxima. Sin embargo, en algunas presas como las bóvedas delgadas, con numerosos bloques, galerías, pozos, etc, la producción mensual puede ser muy variable. Para obtener una producción alta con este método puede ser necesario disponer de varios tajos de hormigonado simultáneo, debido a las interferencias entre blondines o grúas con otros trabajos diversos: encofrados, lavado de juntas de tongada, etc.

Entre los métodos continuos, el hormigonado con cinta transportadora es el más asequible y de alta capacidad horaria; puede transportar grandes volúmenes de hormigón, de modo continuo, entre las hormigoneras y el punto de colocación en la presa.

El proceso de hormigonado continuo puede decirse que es aplicable en presas de gravedad grandes y a las de Hormigón Compactado con Rodillo de las que se trata más adelante.

6.1.5.2. Blondines

El blondín o cable-grúa es un medio muy empleado para el transporte de hormigón en la construcción de presas. El tipo radial es el más frecuente: un extremo del cable carril está sujeto a una torre móvil que se desplaza sobre una vía de planta circular y el otro extremo a un punto alto de una torre mantenida fija en un macizo de hormigón o en el terreno por medio de anclajes. El tipo de blondín paralelo tiene dos torres móviles sobre vías paralelas generalmente rectilíneas, situadas una en cada ladera. La selección del tipo de blondín depende fundamentalmente de la topografía de la cerrada. Los cubos deben ser adecuados para la descarga rápida de hormigón fresco de pequeño o nulo asiento en cono de Abrams, baja dosificación de cemento y tamaño máximo del árido grande. Normalmente la apertura y cierre se efectúa por aire comprimido o procedimiento hidráulico, con un calderín que se rellena en el muelle de carga.



DISPOSICION DE BLONDIN

Fig. 19

En la figura 19 se expone el esquema de la disposición en planta y alzado del blondín de una presa.

6.1.5.3. Derricks

La grúa Derrick se utiliza, como medio complementario, para el hormigonado en zonas no alcanzadas por los blondines, o como medio principal cuando la instalación de blondines resulta antieconómica o topográficamente impracticable. También se han utilizado en presas cuyo volumen es tan pequeño que no justifica la instalación de blondines.

La ventaja de las grúas Derrick reside en su reducido coste de instalación, su capacidad suficiente de carga en gancho y su versatilidad para ser empleadas en otras obras de ingeniería civil.

Las Derrick son de dos tipos: de triedro, con su mástil sujeto por dos patas de estructura metálica, y de mástil atirantado con cables de acero. Los cabrestantes pueden colocarse a cierta distancia de la grúa de acuerdo con la topografía del lugar de instalación.

6.1.5.4. Grúas móviles

Este sistema, denominado de grúas sobre puente consiste en un puente provisional sobre el que se desplazan una o más grúas móviles. El puente es paralelo al eje de la presa o de parte de ella; la posición de su tablero, en planta y en alzado, es tal que el alcance de la grúa permite colocar el hormigón en cualquier punto de la presa. Se utilizan tres tipos de grúa: grúa-pórtico sobre carriles; grúa-pórtico giratoria sobre carriles y grúas móviles de neumáticos u orugas, sobre el tablero del puente. Una ventaja de este sistema es la gran flexibilidad en su capacidad de producción, ya que el número de grúas en servicio puede variarse a voluntad. El inconveniente mayor es el elevado costo del puente de servicio, debido a las pesadas máquinas que ha de soportar. Este sistema es adecuado para la construcción de grandes presas de gravedad de planta recta o ligeramente curvada y de volumen importante, situadas en valles anchos cuyas condiciones topográficas no permiten la instalación de blondines. Este sistema puede tener el inconveniente de que las operaciones de montaje del puente interfieran, por coincidir en el tiempo, con las excavaciones de la presa, lo que debe preverse al realizar la planificación de las obras.

6.1.5.5. Cintas transportadoras

La evolución tecnológica hacia hormigones de consistencia casi seca, sin asiento en cono Abrams, ha permitido el desarrollo de este sistema de cintas transportadoras.

En la línea principal de transporte se pueden emplear tramos de cinta transportadora de 100 m a 150 m de longitud. En el sistema de transporte son admisibles las caídas verticales a condición de que estén bien controladas, no se produzca segregación y no se rompan los áridos de mayor tamaño. El hormigón se puede descargar lateralmente, en cualquier punto de la cinta, por medio de un desviador.

En la figura 19 se expone el esquema de la disposición en planta y alzado del blondín de una presa.

6.1.5.3. Derricks

La grúa Derrick se utiliza, como medio complementario, para el hormigonado en zonas no alcanzadas por los blondines, o como medio principal cuando la instalación de blondines resulta antieconómica o topográficamente impracticable. También se han utilizado en presas cuyo volumen es tan pequeño que no justifica la instalación de blondines.

La ventaja de las grúas Derrick reside en su reducido coste de instalación, su capacidad suficiente de carga en gancho y su versatilidad para ser empleadas en otras obras de ingeniería civil.

Las Derrick son de dos tipos: de triedro, con su mástil sujeto por dos patas de estructura metálica, y de mástil atirantado con cables de acero. Los cabrestantes pueden colocarse a cierta distancia de la grúa de acuerdo con la topografía del lugar de instalación.

6.1.5.4. Grúas móviles

Este sistema, denominado de grúas sobre puente consiste en un puente provisional sobre el que se desplazan una o más grúas móviles. El puente es paralelo al eje de la presa o de parte de ella; la posición de su tablero, en planta y en alzado, es tal que el alcance de la grúa permite colocar el hormigón en cualquier punto de la presa. Se utilizan tres tipos de grúa: grúa-pórtico sobre carriles; grúa-pórtico giratoria sobre carriles y grúas móviles de neumáticos u orugas, sobre el tablero del puente. Una ventaja de este sistema es la gran flexibilidad en su capacidad de producción, ya que el número de grúas en servicio puede variarse a voluntad. El inconveniente mayor es el elevado costo del puente de servicio, debido a las pesadas máquinas que ha de soportar. Este sistema es adecuado para la construcción de grandes presas de gravedad de planta recta o ligeramente curvada y de volumen importante, situadas en valles anchos cuyas condiciones topográficas no permiten la instalación de blondines. Este sistema puede tener el inconveniente de que las operaciones de montaje del puente interfieran, por coincidir en el tiempo, con las excavaciones de la presa, lo que debe preverse al realizar la planificación de las obras.

6.1.5.5. Cintas transportadoras

La evolución tecnológica hacia hormigones de consistencia casi seca, sin asiento en cono Abrams, ha permitido el desarrollo de este sistema de cintas transportadoras.

En la línea principal de transporte se pueden emplear tramos de cinta transportadora de 100 m a 150 m de longitud. En el sistema de transporte son admisibles las caídas verticales a condición de que estén bien controladas, no se produzca segregación y no se rompan los áridos de mayor tamaño. El hormigón se puede descargar lateralmente, en cualquier punto de la cinta, por medio de un desviador.

La distribución del hormigón desde la línea principal hasta el punto de vertido, se realiza mediante cintas transportadoras secundarias perpendiculares a la cinta principal, las cuales se trasladan paralelamente sobre carriles apoyados en estructuras sencillas. La alimentación de la línea principal se efectúa con una tolva que, a su vez, es alimentada por un sistema de transporte intermedio desde la central de fabricación de hormigón.

6.1.5.6. Transporte y colocación con camiones volquete

En la construcción de algunas presas de gravedad con bloques de grandes dimensiones, se ha utilizado el método de transportar el hormigón con camiones volquete que lo vierten directamente en la tongada. El hormigón se extiende con tractor y es compactado con vibradores. Este método también se emplea para el hormigón compactado con rodillo (H.C.R.).

6.1.5.7. Transporte de hormigones secundarios

Aparte del hormigón en masa que constituye el cuerpo de la estructura, existen otros hormigones en la construcción de presas denominados secundarios, en contraposición al hormigón principal. Su volumen suele ser relativamente pequeño y tiene características estructurales muy diversas. Los métodos de transporte empleados no son específicos de las presas.

6.1.5.8. Selección del sistema de transporte

Los dos factores principales que intervienen en la selección del sistema de transporte y colocación del hormigón del cuerpo de presa son: La topografía del emplazamiento y el diseño de la presa.

6.1.6. Colocación y curado del hormigón

6.1.6.1. Altura y distribución de tongadas

En el proyecto, la presa se divide en bloques por juntas transversales verticales o subverticales. También puede incluir juntas de contracción longitudinales verticales, a fin de subdividir los bloques de dimensiones excesivas.

Cada bloque, delimitado por las juntas de contracción y los paramentos de la presa, se hormigona en tongadas horizontales.

La altura de las tongadas recomendada, generalmente uniforme en toda la presa es de 1,50 m a 3,00 m.

La altura de tongada se fija por dos criterios básicos: la disipación del calor de hidratación y la economía en la construcción y manipulación de los encofrados.

Es conveniente reducir a 1 m, aproximadamente, el espesor de las tongadas en contacto con la cimentación, con el fin de facilitar la disipación del calor de hidratación y evitar la fisuración del hormigón que está totalmente constreñido por el terreno.

6.1.6.2. Secuencia del hormigonado

La frecuencia de hormigonado de tongadas sucesivas de un mismo bloque se establece para cada presa en función de las condiciones de temperatura ambiente, de la altura de tongada, del calor de hidratación, de si se trata o no de tongadas de un bloque intermedio entre dos ya hormigonados a su mismo nivel, y de la adopción o no de refrigeración artificial. Con tiempo no caluroso, la frecuencia de hormigonado de tongadas sucesivas suele ser de 72 horas; valor que se aumenta en tiempo caluroso.

No es conveniente dejar pasar más de dos semanas entre el hormigonado de dos tongadas sucesivas. Esta recomendación es difícil de cumplir en la totalidad de la presa; pero, en todo caso, la interrupción del hormigonado de los bloques debe ser una excepción debidamente programada y justificada por necesidades de la construcción de la presa, y se tomarán medidas en el tratamiento de esa junta horizontal.

El desnivel mínimo entre bloques contiguos viene determinado por la altura libre que requiere el encofrado, generalmente dos o tres tongadas. En las presas bóveda con desplome del paramento de aguas abajo, las prescripciones suelen limitar el desnivel máximo admisible entre los bloques, con el fin de que la estructura trabaje como arco a partir de una cierta altura; así se evitan posibles tracciones en el paramento de aguas arriba, debidas al trabajo de los bloques como ménsulas independientes. En algunos casos, con el fin de mantener la temperatura de la presa relativamente uniforme, se ha limitado también la diferencia de nivel entre bloques no adyacentes. Por otra parte, pueden establecerse otras limitaciones de altura en el hormigonado de bloques aislados, o de un conjunto de bloques contiguos, en previsión de eventuales asientos diferenciales de la cimentación.

6.1.6.3. Preparación para la colocación

a) *Saneamiento y limpieza del cimientado rocoso*

Una vez realizados los trabajos de terminación y refino de la excavación y los tratamientos superficiales de los accidentes geológicos, es preciso proceder a la limpieza exhaustiva de la superficie de contacto roca-hormigón. También es preciso convertir en rugosas las superficies de roca excesivamente lisas. Generalmente se emplean chorros de agua a presión como equipo principal, pero la limpieza final ha de realizarse a mano. El secado de agua acumulada se consigue con chorro de aire. El escombros se deposita en cubos que son retirados con las grúas o blondines del sistema de colocación del hormigón o con grúas autopropulsadas, cuando existe acceso para ellas. Si la roca de cimentación es fácilmente meteorizable es aconsejable protegerla cuanto antes.

b) *Humidificación del cimienta rocoso*

En el momento de colocación del hormigón sobre la cimentación, la roca ha de estar saturada de agua, pero sin agua en la superficie. En ocasiones será necesario regar con agua para mantener la humedad de la roca. En todo caso, deberán eliminarse los charcos antes de la colocación del hormigón.

c) *Comprobación de encofrados, armaduras y otros elementos embebidos en el hormigón*

Antes de iniciar las operaciones de hormigonado ha de realizarse la comprobación de que los encofrados están correctamente colocados, tanto en su posición (comprobación final de replanteo) como con su adecuada sujeción y terminación superficial. También deben comprobarse las armaduras, bandas de impermeabilización, tuberías, drenes, serpentines de refrigeración y cuantos elementos han de quedar embebidos en el hormigón. Especial cuidado requiere la colocación y protección de los dispositivos de auscultación y de sus conductores eléctricos.

La fijación de todos los elementos embebidos y su protección debe ser suficientemente resistente para soportar sin deterioro el eventual contacto de los vibradores y, en su caso, el movimiento de los tractores de extensión y vibración mecanizada. Generalmente, los aparatos de auscultación se cubren con hormigón con tamaño máximo de 40 mm, colocado a mano y vibrado con pequeños vibradores de aguja, en una operación ejecutada antes de la iniciación del hormigonado de la tongada con la suficiente antelación para que el hormigón de protección haya endurecido.

6.1.6.4. Juntas de construcción

a) *Definición de la junta de construcción*

Se define como junta de construcción la superficie de contacto entre el hormigón endurecido y el hormigón nuevo colocado sobre el anterior o adosado a él, cuando ambos hormigones forman parte de un mismo elemento estructural monolítico. Las juntas de construcción surgen por exigencias constructivas o por interrupción imprevista del hormigonado de una tongada o de un elemento estructural monolítico; pueden ser encofradas o no encofradas. Los contactos entre tongadas son juntas de construcción no encofradas, que por su elevado número e índole reiterativo, constituyen un tema importante en la construcción de presas pues requieren impermeabilidad y una unión eficaz en cuanto a resistencia al esfuerzo cortante e inclusive a tracción.

b) *Limpieza de la superficie de las tongadas*

Al terminar el hormigonado de cada tongada su superficie debe limpiarse y prepararse de modo que se elimine la lechada superficial, a fin de obtener una superficie regular y limpia

en la que el árido grueso aparezca a la vista, limpio y sobresaliendo unos milímetros, pero ni socavado ni suelto.

Un método recomendable para efectuar la limpieza del hormigón consiste en lavar la superficie de la tongada con chorro combinado de agua y aire a presión no inferior a 4 kp/cm^2 . El buen resultado depende de elegir bien el momento adecuado del proceso de endurecimiento del hormigón, para que la acción del chorro de agua y aire sea efectivo y, por otra parte, no se descalcen excesivamente ni se levanten las partículas gruesas del árido. Por lo general el momento propicio está comprendido entre las cuatro y la diez horas a partir de haberse colocado el hormigón, dependiendo de la temperatura ambiente y de las características del cemento.

Otro procedimiento, mucho más caro, es el decapado del hormigón con chorro húmedo de arena, una vez que el hormigón ha endurecido. Es aconsejable cuando se trata de preparar superficies de un hormigón completamente endurecido.

No es buena práctica, salvo que se tomen precauciones especiales, el picado del hormigón viejo con útiles manuales o con un martillo mecánico, pues puede dañarse el hormigón superficial produciéndose un plano débil.

Deben tomarse las medidas necesarias para que los residuos de lechada de cemento y detritus sean evacuados fuera de la presa, y evitar que sean arrastrados por el agua del lavado hacia los drenes. No es aconsejable la formación de surcos sobre la superficie del hormigón, para la evacuación del agua sucia del lavado, puesto que en ellos queda depositado cieno.

c) *Paralización temporal del hormigonado de algún bloque*

Cuando esté prevista la paralización del hormigonado de algún bloque por un lapso de tiempo largo, superior a diez o quince días, es conveniente tomar las medidas precisas para garantizar la estanqueidad de la junta horizontal de construcción. Es buena práctica en estos casos, la colocación de una banda de impermeabilización de material plástico (P.V.C.), situada a una distancia aproximada de medio metro del paramento de aguas arriba. Como medida adicional de estanqueidad, en algunas presas se ha aplicado con éxito una capa de pintura de resina epoxi sobre el hormigón endurecido, en una franja de unos 2 m de ancho a partir del paramento de aguas arriba. Esta pintura epoxídica no ha de ser hidrófoba.

d) *Juntas de construcción encofradas*

Deben evitarse, en lo posible, las juntas de construcción encofradas, pues siempre dan lugar a superficies de debilidad en la estructura. El mejor tratamiento de estas juntas encofradas es el decapado con chorro de arena o, tomando las precauciones adecuadas para no dañar el hormigón, el picado fino poco profundo. Si el desencofrado ha sido al

poco tiempo de la colocación del hormigón, a veces se puede preparar la superficie con cepillo metálico. En el momento de colocar el nuevo hormigón, la superficie de la junta debe estar seca, aunque la masa del hormigón ha de estar saturada de agua. Para una mejor unión de los hormigones viejo y nuevo es aconsejable la aplicación de un recubrimiento de resina epoxi.

6.1.6.5. Encofrados

a) *Condiciones de los encofrados*

Los encofrados constituyen uno de los capítulos más significativos en el coste de la obra, por el gran número de operaciones repetidas, por el tiempo que en ellas se invierte, y porque afecta a la calidad geométrica y de acabado de la presa. También, la calidad del encofrado influye en la durabilidad del hormigón, especialmente en los aliviaderos.

El encofrado debe cumplir las condiciones técnicas siguientes:

- Resistencia al empuje del hormigón fresco, con una deformación limitada y controlada. Los esfuerzos que actúan sobre el encofrado dependen del método empleado en la colocación del hormigón, de la velocidad de llenado, de la temperatura ambiente y del tipo de cemento. Usualmente se considera un empuje de cálculo del orden del 80 % al 90 % de la carga hidrostática equivalente a la de un líquido de densidad $2,4 \text{ t/m}^3$, incrementada en un 25% por impactos. Cuando en la extensión y vibración se emplean tractores debe tenerse en cuenta además la sobrecarga producida por estas máquinas.
- Robustez suficiente para resistir el efecto del vaciado brusco de grandes cubos de hormigón en sus proximidades y los ligeros impactos de éstos o de las máquinas, así como la acción de los potentes vibradores que se emplean para la compactación del hormigón.
- Estanqueidad, para impedir las fugas de mortero, que pueden producir coqueras.
- Estar dotados de anclajes robustos y regulables, para colocar y mantener el encofrado en la posición replanteada y para corregir las desviaciones que originen los impactos cuando todavía no se ha hormigonado.
- Calidad adecuada del tablero, según las prescripciones de acabado del hormigón.
- Disponer de escalas y pasarelas fijas, para el acceso del personal operario y ganchos para la sujeción de los cinturones de seguridad.
- Disponer de elementos de anclaje y de elevación sencillos, robustos y de fácil utilización.

b) *Tipos de encofrado*

Para hormigonar la primera tongada de cada bloque de la presa sobre el cimiento rocoso, es necesario emplear encofrados de madera contruidos in situ, anclados al terreno en su base, apoyados con tornapuntas y atirantados con varillas de acero.

Tan pronto el hormigonado del bloque alcanza una cierta altura se emplean encofrados de paneles normalizados (encofrados de iniciación), en algunas tongadas hasta que el bloque tiene altura suficiente para poder emplear el sistema de encofrado en ménsula.

El tipo de encofrado generalizado en la construcción de presas es el denominado encofrado en ménsula y también encofrado trepante. Está constituido por paneles rectangulares sustentados por dos ménsulas o brazos que se anclan mediante pernos de acero recuperables, roscados a anclajes de tuerca embebidos en el hormigón de la tongada últimamente hormigonada y apoyados en la anterior a ésta. El huelgo, si existe, entre dos paneles consecutivos, se tapa con una chapa delgada que deja una huella insignificante en el paramento.

Por razones prácticas de construcción y manipulación, los paneles de encofrado en ménsula no exceden de 3 m de altura. La altura del conjunto panel y ménsulas oscila generalmente entre 3,00 m y 7,50 m, para alturas de tongada comprendidas entre 1,20 m y 3,00 m.

La manipulación de estos encofrados se realiza con pequeñas grúas hidráulicas automóviles de 2 a 5 t de capacidad, que son puestas y retiradas de la superficie del bloque con las grúas o blondines del sistema de colocación del hormigón.

El encofrado auto-elevable ménsula, equipado con gatos hidráulicos para su propia elevación, puede estar justificado cuando se trata de presas de gran altura, debido al gran número de veces que se utiliza un mismo encofrado.

Los encofrados deslizantes verticales no se emplean en la construcción de presas.

Los encofrados prefabricados de hormigón, utilizados en algunas presas construidas hace ya varias décadas y posteriormente desechados, se han reconsiderado en alguna ocasión para la construcción de presas de gravedad aligeradas en valles de elevada relación longitud/altura.

c) *Colocación de los encofrados y tolerancias*

El replanteo de los encofrados de cada una de las tongadas de la presa debe estudiarse con todo detalle buscando sencillez y seguridad, para evitar equivocaciones difíciles de corregir satisfactoriamente una vez hormigonada la tongada.

Las prescripciones técnicas deben establecer las tolerancias geométricas para el replanteo de los paramentos de la presa. Generalmente el eje mayor de la elipse de error topográfico admisible es del orden de 2 cm, salvo en el caso de paramentos o solera de aliviaderos, en cuyo caso las exigencias que deben figurar en las especificaciones de proyecto suelen ser notablemente mas estrictas.

d) *Productos desencofrantes*

Para impedir la adherencia del hormigón al encofrado se suelen emplear diversos productos que se aplican a los tableros con brocha o pulverizador. Estos productos no deben producir efectos nocivos en el paramento de hormigón.

e) *Paramentos no encofrados*

En las presas existen zonas de hormigón de superficie con poca inclinación que no requieren encofrado, como son los labios de vertedero, soleras de aliviaderos, cuencos de pie de presa, etc. A partir de una inclinación de 1,5:1 (H/V) se suelen emplear encofrados fijos; pero con inclinaciones menores, comprendidas entre la anterior y 3:1, se utilizan a veces raseros deslizados sobre maestras, con lo que, aparte de ser un trabajo artesanal laborioso de elevado coste, la vibración del hormigón es defectuosa y el acabado geométrico de la superficie resulta de mala calidad.

6.1.6.6. Vertido, extensión y compactación

a) *Capa de mortero de retoma*

Cuando se inicia la colocación de hormigón sobre la roca de cimentación o sobre una tongada de hormigón endurecido y se trata de hormigón de árido máximo de tamaño grande (mayor de 50 mm), es conveniente extender previamente una capa de mortero que sirva de cama al árido grueso del hormigón, denominada mortero de retoma o capa de enlace.

Existen dos procedimientos diferentes. Uno de ellos consiste en extender una capa de mortero de igual composición que la del mortero del hormigón, sin árido mayor de 5 mm. El segundo, consiste en suprimir solamente el árido mayor de 40 mm conservando las mismas proporciones de los demás ingredientes del hormigón.

El hecho de colocar una capa de enlace no significa que puedan suprimirse las operaciones de limpieza y de preparación descritas ni tampoco la limpieza de la superficie del hormigón de las juntas de construcción.

Cualquiera que sea el tipo de capa de enlace adoptado debe tomarse la precaución de que su extendido avance al ritmo preciso para que el mortero u hormigón de esta capa no haya terminado su proceso de fraguado antes de ser cubierto por el hormigón.

b) *Vertido, extensión y compactación del hormigón*

Una vez colocada la capa de enlace, se procede a las operaciones de colocación del hormigón en masa, de manera simultánea y sin interrupciones, hasta el total hormigonado de la tongada. En estas operaciones se incluye el vertido, la extensión y la vibración.

En el sistema de puesta en obra del hormigón cubo a cubo, el vaciado de los cubos de 3, 6 ó 9 m³ de capacidad (medida en volumen del hormigón compactado) debe hacerse rápidamente; la descarga debe ser vertical y a cubo parado, sin intentar esparcir el hormigón con un movimiento horizontal del gancho de la grúa o del blondín. De lo contrario se pueden producir segregaciones del árido grueso y el mortero no queda homogéneamente repartido en toda la masa. Si el vaciado del cubo es demasiado lento se forma un cono de fuerte pendiente y los áridos de mayor tamaño ruedan hasta el pie del montón, separados del resto de la masa, dando lugar a nidos de piedras que si no se separan manualmente con rastrillo quedan en el hormigón definitivamente. Debe prohibirse el cubrir con mortero las aglomeraciones de piedras pues esto no evita las coqueras. Las acumulaciones de árido muy grueso deben deshacerse llevando las piedras a la masa más rica en mortero y no el mortero a las piedras.

La altura de vertido no debe ser ni excesiva ni tan escasa que el cubo se apoye sobre el hormigón. A medida que se vacía el cubo el gancho pierde carga y el cubo se eleva. Este efecto, muy acusado en los blondines, se debe compensar con una ligera maniobra de descenso

La colocación del hormigón de una tongada se hace por capas sucesivas de una misma altura, de modo que la compactación de una capa se efectúe cuando todavía no haya empezado a endurecer la capa anterior. El espesor de la capa no debe ser menor de 0,40 m. Por otra parte, aún con los actuales equipos pesados de vibración, no debe exceder de 0,80 m.

La extensión y vibración mecanizada del hormigón se ha generalizado, aumentándose el espesor de las capas a medida que progresó la tecnología de los vibradores. El equipo, prácticamente estándar, consiste en un tractor de 7 t para extender el hormigón, y otro similar en cuyo brazo van montados en batería tres o más vibradores de inmersión de gran capacidad: 120 a 180 mm de diámetro, 0,50 a 0,80 m de longitud, y frecuencia entre 6.000 a 10.000 vibraciones por minuto. Es necesario emplear hormigones sin asiento para asegurarse de que los tractores no se hundan.

La vibración manual se emplea cuando las dimensiones de los bloques no permiten el sistema de colocación mecanizada. Como orden de magnitud puede decirse que no es viable la colocación mecanizada cuando la menor dimensión horizontal del bloque no alcanza los 6 u 8 m o las dos dimensiones horizontales son inferiores a 12-15 m. También es obligada la compactación con vibradores sostenidos a mano en determinadas zonas de la presa de reducido espacio libre, y en los alrededores de los aparatos de auscultación y

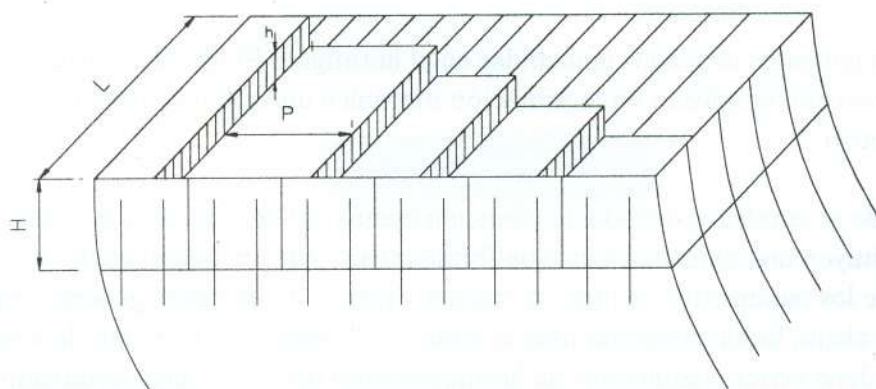
otros elementos delicados embebidos en el hormigón. El tipo de vibradores a mano suele ser el mismo empleado en la vibración mecánica aunque más ligero (100 ó 120 mm de diámetro).

Cuando se emplea el método de vibración manual, el hormigón de las sucesivas capas que constituyen una tongada avanza de forma escalonada en todo el ancho del bloque, desde uno de los paramentos de la presa hacia el opuesto, empezando generalmente desde el de aguas abajo, hasta completar toda la altura de la tongada. En el caso de vibración a mano no se debe verter ningún cubo de hormigón hasta que no se haya terminado por completo la perfecta vibración de la masa del cubo anterior, en todo su volumen y de forma que los bordes de la masa, una vez vibrada, no presenten taludes de inclinación superior a 4:1 (H/V). Cuando se trata de vibración mecanizada, las sucesivas masa vertidas se extienden con tractor dejando una superficie sensiblemente horizontal sobre la que pasa el tractor de vibración, por calles paralelas, vibrando sistemáticamente el hormigón de la capa extendida.

A medida que se va terminando el vibrado de la capa final, es conveniente hincar en la masa del hormigón las piedras que hayan quedado sobresaliendo, a fin de conseguir una superficie regular lisa de la tongada, lo que facilita el lavado posterior. Esta operación puede realizarse con un pequeño vibrador de inmersión.

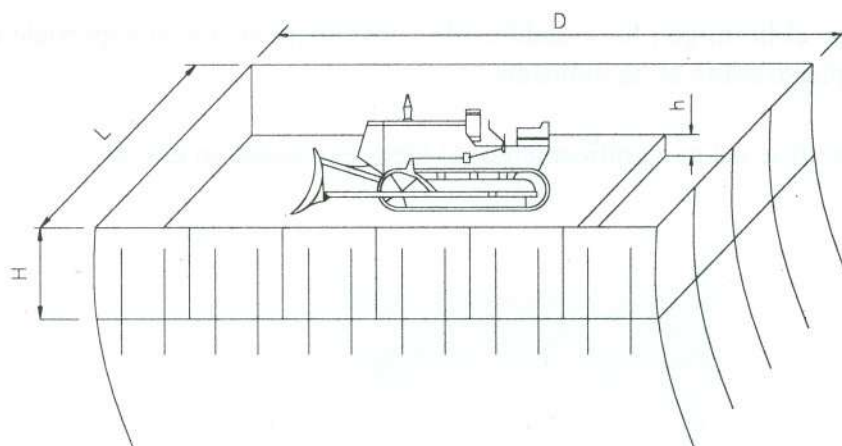
Una vez que el hormigón haya endurecido convenientemente su superficie de tongada deberá limpiarse como se ha indicado.

En la figura 20 se aclaran gráficamente las ideas expuestas en el texto.



Vibración manual. Capas de hormigón

- (H) Altura de la tongada
- (h) Altura de las capas
- (p) Longitud del escalón
- (L) Ancho de la tongada



Vibración mecanizada. Capas de hormigón

- (H) Altura de la tongada
- (h) Altura de la capa
- (L) Ancho de la tongada
- (D) Longitud de la tongada

6.1.6.7. Acabado,

Al desencofrar el hormigón los paramentos deben aparecer lisos, con la forma requerida y buen aspecto sin necesidad de aplicar enlucidos. Únicamente se podrán aplicar enlucidos del mismo mortero del hormigón, para la reparación de coqueras y otros defectos locales. También deben eliminarse todos los salientes de los elementos metálicos colocados para la sujeción de andamios, encofrados, escaleras y otros dispositivos provisionales. Los agujeros y demás huecos dejados por los anclajes de los encofrados deben rellenarse con mortero.

Existen distintos grados de acabado que dependen de las condiciones de exposición al ambiente, de la función y la estética correspondientes a las diversas partes de la obra. El tipo de acabado debe estar definido en las prescripciones técnicas del proyecto.

6.1.6.8. Curado

Para conseguir un buen curado, la superficie del hormigón debe mantenerse permanentemente húmeda hasta alcanzar una edad de 14 a 28 días como mínimo, con el fin de evitar el agrietamiento superficial por efecto de la desecación. Las medidas para un buen curado deben acentuarse especialmente en épocas calurosas y en las zonas expuestas al sol.

Debe tenerse siempre presente que el curado tanto de superficies horizontales como verticales es importantísimo para evitar la fisuración superficial que conlleva, a la larga, problemas de durabilidad de la fábrica. Cuanto más tiempo se mantenga húmeda su superficie, tanto mayor será la durabilidad del hormigón.

En la construcción de presas el procedimiento más empleado para mantener la humedad superficial consiste en el riego por aspersión, tanto de la superficie horizontal de las tongadas como de los paramentos. Las tuberías de conducción de agua para riego no deben ser de acero sin galvanizar pues la herrumbre produce manchas en el paramento del hormigón que son muy difíciles de eliminar. También las tuberías de goma envejecidas producen manchas.

Los productos de sellado (o de curado) que impiden la desecación del hormigón no se suelen emplear en la construcción de presas de fábrica. Son más bien adecuados para los pavimentos de hormigón en carreteras, revestimientos de canales y en general para losas de hormigón tales como las pantallas de presas de materiales sueltos.

En el caso del curado del hormigón en tiempo frío, es preciso tomar las medidas necesarias para que la temperatura del hormigón no descienda por debajo de 4°C, con el fin de que el proceso de fraguado y endurecimiento no se interrumpa.

6.1.6.9. Drenaje del cuerpo de presa.

Los drenes, en general verticales, cuya misión es reducir las presiones intersticiales del hormigón y controlar la posible formación de fisuras, pueden moldearse por medio de tubos verticales de

acero rodeado de grasa, que se deslizan en el hormigón antes de que termine su fraguado, o bien perforarse posteriormente a la ejecución de los trabajos de hormigonado, de coronación a galería o entre galerías.

El diámetro suele oscilar de 75 a 120 mm y su separación de 3 a 8 m.

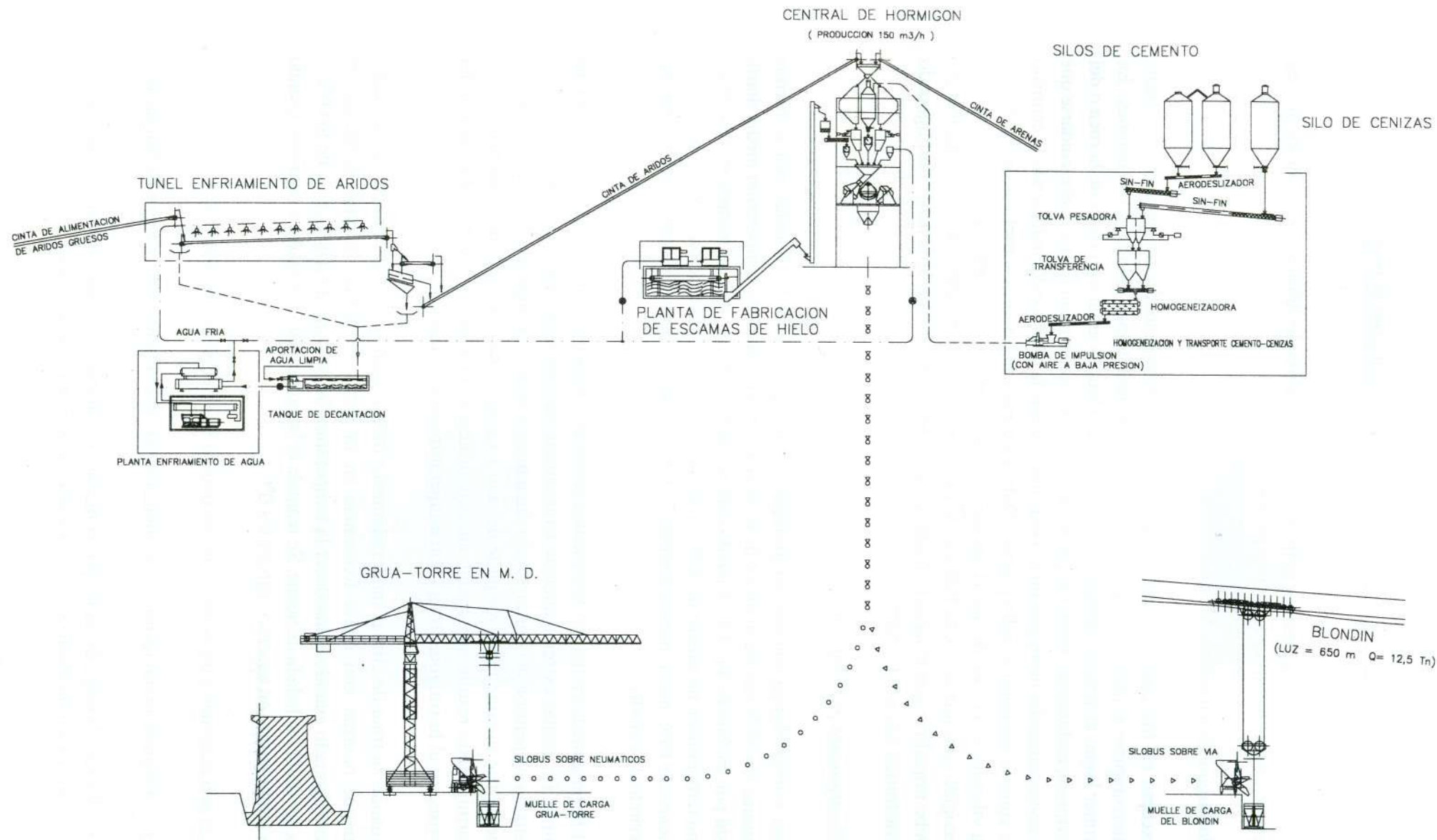
6.1.6.10. Hormigonado en condiciones climáticas desfavorables

a) *Hormigonado en tiempo caluroso*

La resistencia final del hormigón que se amasa y cura a temperaturas elevadas es siempre inferior a la del hormigón en cuyo proceso de amasado y colocación no se sobrepasa la temperatura de 20°C.

Para evitar el agrietamiento superficial producido por la desecación, es suficiente intensificar las medidas destinadas a mantener húmedas las superficies del hormigón, prolongándolas el tiempo que sea necesario, más allá de los límites de 14 ó 28 días de curado normal. También es necesario compensar la mayor pérdida de agua por evaporación, aumentando la dosificación del agua de amasado en la medida necesaria para que el hormigón, en el momento de su compactación, tenga la docilidad y la relación A/C requeridas para el hormigón tipo definido en los ensayos previos.

No es recomendable una temperatura del hormigón fresco mayor de 30°C y en muchas ocasiones se deben imponer condiciones más severas respecto de la temperatura máxima admisible del hormigón en el momento de su colocación; lo cual obliga a tomar medidas especiales, que se tratan mas adelante.



ESQUEMA DE FABRICACION DE HORMIGON

Fig. 21

En la figura 21 se representa gráficamente el esquema de fabricación de hormigón en tiempo caluroso empleado en una presa.

b) *Hormigonado en tiempo lluvioso*

Excepto en los casos de lluvia muy intensa, el hormigonado de las presas no suele interrumpirse a causa de la lluvia, pero es necesario tomar algunas precauciones: En primer lugar, es preciso impedir la formación de charcos en la superficie de la roca o del hormigón endurecido, sobre las que ha de colocarse el hormigón fresco. Debe cuidarse que la consistencia del hormigón no sea más plástica que la establecida, reduciendo la cantidad de agua de amasado si fuera preciso. Debe cubrirse con lonas la superficie del hormigón ya vibrado, en el caso de que el aguacero pueda producir erosiones, y conducirse el agua recogida para que se vierta fuera de la parte de la estructura que se está hormigonando. Debe impedirse que el agua procedente del exterior penetre en la zona de hormigonado arrastrando suciedad o barro.

c) *Hormigonado en tiempo frío*

Una norma clásica consiste en proteger el hormigón contra las heladas, por lo menos durante las 48 horas siguientes a la de su colocación, cuando la temperatura media diaria está por encima de los 4°C. Cuando está por debajo de los 4°C, el hormigón debe tener una temperatura no menor de 10°C en el momento de su colocación y mantenerse a no menos de 10°C por lo menos durante 72 horas, y permanecer protegido hasta el final del período de curado.

El hormigonado en tiempo frío plantea problemas muy diferentes según la severidad del clima. En climas extremadamente fríos durante determinados meses del año es práctica usual la suspensión del hormigonado durante esos meses. En regiones de clima extremadamente frío durante la mayor parte del año y en aquellos casos en que la suspensión del hormigonado resulte claramente antieconómica, es obligado tomar medidas para poder proseguir el hormigonado aún con temperaturas muy bajas.

Cuando se trata de climas moderadamente fríos o templados, con heladas ocasionales, aunque ocurran con cierta frecuencia en invierno, es norma habitual suspender el hormigonado cuando al atardecer la temperatura ha descendido hasta cerca de los 0°C y es previsible la helada de noche. Se reanuda el hormigonado a la mañana siguiente cuando la temperatura, en ascenso, supera los 0°C.

Las precauciones para hormigonar en tiempo frío tienen como objetivos:

- 1) Asegurar la iniciación y continuación, sin interrupción, del proceso de fraguado.
- 2) Evitar el riesgo de daños por congelación durante el período de curado, hasta que el hormigón ha alcanzado una resistencia suficiente a la helada.

Para conseguir el primer objetivo es necesario que el hormigón, en el momento de su colocación, tenga la cantidad de calor necesaria para que se inicie el proceso de hidratación del cemento y que después, el calor generado, mantenga suficientemente alta la temperatura de la masa para que prosiga el fraguado sin interrupción. El aumento de temperatura del hormigón fresco se consigue mediante el calentamiento del agua de amasado. Si esta medida no es suficiente hay que recurrir también al calentamiento de los áridos. El calentamiento del agua de amasado es eficaz, pues, cada kilogramo de agua calentada a una temperatura determinada almacena cinco veces el número de calorías que almacena un kilogramo de árido o de cemento a la misma temperatura. No obstante, como la cantidad de agua por m^3 de hormigón solo supone del orden del 5% del total de la masa, y el árido grueso alrededor del 70%, puede ser necesario calentar el árido, por lo menos el árido grueso.

Existe una limitación en el calentamiento del agua y de los demás componentes del hormigón para evitar que se produzca un fraguado rápido del cemento durante el amasado. Generalmente se limita a 50°C ó 60°C la temperatura del agua, pero puede aumentarse si antes de ponerse en contacto con el cemento la mezcla de agua y áridos no supera los 38°C. La temperatura del hormigón al salir de la hormigonera no debe ser más alta que la necesaria para asegurar que, durante el transporte y la colocación, se alcance la mínima establecida en las prescripciones, más unos pocos grados. La temperatura del hormigón fresco rara vez debe ser superior a 18°C ó 24°C, dependiendo de la temperatura atmosférica. Las prescripciones generalmente exigen que la temperatura del hormigón ya colocado no baje de 5°C, en tiempo moderadamente frío, y de 10°C cuando la temperatura ambiente es inferior a 4°C.

Como medida adicional al calentamiento de los componentes del hormigón se admite en algunos casos, con las debidas precauciones y después de los correspondientes ensayos, la adición de algún producto acelerador del fraguado.

En la bibliografía, por ejemplo en el "Concrete Manual", del Bureau of Reclamation, pueden verse especificaciones aplicables al hormigón en masa de las presas.

Para alcanzar el objetivo 2) antes citado, el hormigón colocado debe protegerse contra las heladas cubriendo la superficie de la tongada hormigonada con material aislante térmico. Si este tipo de protección superficial no es suficiente, se emplea la técnica de formar sobre el hormigón una cámara de aire, a prueba del viento, cuyo interior se calienta. Puede consistir en un almacén cubierto con lona impermeabilizada, u otro material, que deje suficiente espacio libre en su interior para que pueda circular el aire. El calor se proporciona por medio de vapor a chorro libre o en serpentines, por estufas de diversos tipos o por calentadores de aire con ventilador situados fuera del recinto. Es necesario que el ambiente en el interior del recinto mantenga un elevado grado de humedad, para que no se desequie el hormigón.

Los paramentos encofrados están, en principio, protegidos por el propio encofrado, si éste es de madera; pero en el caso de encofrado metálico la protección es poco eficaz, por lo

que en algunas presas ha sido necesario una protección aislante adicional. En climas muy fríos se ha instalado además un sistema de calefacción de los encofrados a base de un circuito de vapor de agua en tuberías, o por otros procedimientos.

Para evitar gradientes de temperatura que originen tensiones de tracción superiores a la resistencia del hormigón, se recomienda la prescripción, muy generalizada, de que la temperatura del hormigón superficial no descienda con una rapidez mayor de 10°C cada 24 horas en las estructuras de gran volumen y de 20°C en las estructuras delgadas.

La disipación del calor de hidratación, aún en los casos de climas fríos, es problema importante a efectos de evitar la posible fisuración del hormigón producida por un elevado gradiente de temperatura desde el paramento hacia el interior de la estructura.

En tiempo de heladas, antes de iniciar la colocación del hormigón, hay que retirar de la cara interior de los encofrados todo el hielo, nieve o escarcha e, igualmente, de las armaduras y elementos que han de quedar embebidos en el hormigón. Esto se realiza de forma óptima con chorro de vapor. El hormigón no debe colocarse nunca sobre un terreno helado.

Los encofrados metálicos, las armaduras y demás piezas metálicas que hayan de quedar embebidas en el hormigón, deben tener una temperatura superior al punto de congelación; de lo contrario el calor absorbido por estos elementos metálicos puede hacer descender la temperatura del hormigón, en contacto con ellos, a valores inferiores al punto de congelación.

6.1.7. Tratamientos térmicos del hormigón

6.1.7.1. Generalidades

Como la temperatura del hormigón colocado se eleva como consecuencia del calor de hidratación del cemento, la evacuación de este calor se produce cuando el hormigón ya ha endurecido, y por tanto tiene una capacidad de deformación baja, pudiendo producirse tensiones que pueden dar lugar a fisuras.

Las variaciones diarias de temperatura ambiente solo afectan a las capas superficiales de la presa, sin embargo, el ciclo anual penetra más profundamente, lo que da lugar, en estructuras esbeltas, a tensiones locales adicionales, incrementando la posibilidad de aparición de fisuras.

Para evitar el riesgo de fisuración, además de la disposición de la presa en bloques separados por juntas transversales y longitudinales, se suelen tomar las siguientes medidas:

- a) Disposiciones de proyecto para evitar la iniciación de grietas.

- b) Precauciones para conseguir que la temperatura del hormigón colocado sea la menor posible.
- c) Procedimientos para acelerar la evacuación del calor de hidratación.

En el punto a) se deben evitar los puntos de concentración de tensiones o colocar armaduras para detener la propagación de fisuras.

En el punto b) se tomarán las siguientes precauciones:

- Utilizar cemento que genere bajo calor de hidratación.
- Emplear la menor cantidad de cemento posible.
- Uso de aditivos con objeto de bajar la relación agua/cemento.
- Enfriar los componentes del hormigón antes de proceder a su amasado.

En el punto c) los siguientes procedimientos facilitan la evacuación del calor:

- Elegir áridos de alta difusividad.
- Hormigón en tongadas de poca altura (máx. 1,50 m).
- Frecuencia de hormigonado de tongadas sucesivas de forma que al colocar una, la mayor parte del calor de hidratación de la tongada anterior se haya evacuado por su superficie superior.
- Refrigeración artificial del hormigón ya colocado.

6.1.7.2. Enfriamiento del agua de amasado

La cantidad de agua que entra en la composición de 1 m³ de hormigón es pequeña, suele oscilar entre 70 y 140 l, cantidad de la que hay que restar la humedad de los áridos, quedando como agua de aportación entre 35 y 100 litros por m³. Si la temperatura del agua está comprendida entre 2 y 5°C, se puede bajar la temperatura del amasado del hormigón entre 1 y 4°C. Comparado con la subida adiabática de la temperatura del hormigón por hidratación del cemento, que oscila entre 18 y 34°C, se ve que tiene muy poca importancia, pero no obstante, se usa en todos los casos en que haya pre-refrigeración de alguno de los componentes del hormigón o exista post-refrigeración. El agua enfriada se obtiene generalmente empleando sistemas de vaporización de amoníaco o de otro producto en dos etapas. Las tuberías deben estar aisladas.

6.1.7.3. Empleo de hielo en el amasado

Al sustituir parte del agua de amasado por hielo introducido en la hormigonera, se obtiene un sensible enfriamiento de la mezcla por cesión del calor necesario para el cambio del estado sólido del agua a su estado líquido (calor de fusión del hielo = 80 cal/g). El efecto de la fusión del hielo reduce, por lo general, la temperatura de cada m³ de hormigón fresco del orden de 1°C por cada 7,5 Kg de hielo introducido en la hormigonera. En la práctica, la cantidad de hielo que sustituye al agua de amasado suele variar de 35 Kg a 100 Kg por m³ de hormigón, con lo que se obtiene una disminución de la temperatura del hormigón fresco entre 6 y 16°C.

Se suelen emplear diversos sistemas de fabricación del hielo en escamas. La temperatura del hielo en el silo suele estar por debajo de -10°C, para poder transportarlo sin que se formen grandes bloques.

6.1.7.4. Tratamiento térmico de los áridos

El incremento de temperatura entre la de fabricación y la de puesta en obra se puede calcular aproximadamente con la fórmula:

$$dt = K (t - t_e)$$

en la que:

t = Temperatura de ambiente (°C)

t_e = Temperatura de fabricación (°C)

K = Coeficiente entre 0,1 y 0,2 (silobuses o cubos muy aislados, o claramente abiertos).

dt = Aumento de la temperatura del hormigón fresco en °C por hora de transporte hasta la obra.

Para conseguir temperaturas de fabricación adecuadas puede ser necesario modificar las temperaturas de los componentes, pero ya que los áridos representan la mayor proporción en la mezcla, su refrigeración es el procedimiento más eficaz. Como ya se ha dicho el agua de amasado también debe enfriarse mientras que la modificación en obra de la temperatura del cemento es problemática. Generalmente se aísla de la temperatura ambiente tanto como sea posible, mediante una adecuada capacidad de almacenamiento en silos.

Las leyes de equilibrio térmico se pueden aplicar a la temperatura de la mezcla; la fórmula básica es la siguiente:

Agua de amasado sin hielo:

$$T = \frac{0,22 (t_a W_a + t_c W_c) + t_w W_w + t_a W_{wa} + E}{0,22 (W_a + W_c) + W_w + W_{wa}}$$

Agua de amasado con hielo:

$$T = \frac{0,22 (t_a W_a + t_c W_c) + (W_w - W_i) t_w + t_a W_{wa} - 80 W_i + E}{0,22 (W_a + W_c) + W_w + W_{wa}}$$

T = Temperatura del hormigón fresco.

t_a, t_c, t_w = Temperaturas respectivas de los áridos, del cemento y del agua del amasado ($^{\circ}\text{C}$).

$W_a, W_c, W_w, W_{wa}, W_i$ = Pesos respectivos de los áridos, del cemento, del agua total de amasado, del contenido en agua libre de los áridos y del hielo (Kg. por m^3 de hormigón).

E = Calor añadido por fricción en la hormigonera.

Esta fórmula permite obtener la temperatura final de la mezcla ensayando diversas soluciones, por ejemplo: agua no tratada o enfriada, áridos no tratados o enfriados, adición o no de hielo en sustitución de parte del agua de amasado.

La refrigeración de áridos se suele aplicar solamente al árido grueso, y se suelen usar tres métodos o una combinación de ellos:

- a) Inmersión en agua fría.
- b) Circulación de aire frío a través del árido.
- c) Evaporación del agua superficial de los áridos.

El método de inmersión en agua fría se aplica bien por la inmersión, durante un tiempo determinado, de los áridos previamente mezclados en las proporciones debidas, en agua refrigerada a 5°C , o mediante un túnel en el que circula una cinta transportadora con los áridos gruesos que son regados por aspersión de agua fría a $2,5^{\circ}\text{C}$.

También, cuando se requiere bajar la temperatura de los áridos más todavía, se hace circular aire frío a través de los áridos de tamaño superior a 20 mm, en circuito cerrado dentro de la planta hormigonera, ya que los áridos de tamaño inferior a 20 mm pueden congelarse y formar bloques. La temperatura del aire suele ser de -17°C a la entrada del silo, y a unos 3°C a la salida.

Cuando la temperatura ambiente es alta y el clima seco, estos métodos de enfriamiento se completan con una ligera aspersión de agua sobre las pilas de áridos.

Normalmente, para evitar que aumente la temperatura en los silos de áridos clasificados, se suelen pintar de blanco.

La temperatura del hormigón amasado se puede disminuir en 10°C refrigerando el árido grueso.

6.1.7.5. Enfriamiento artificial del hormigón después de su colocación

Se consigue haciendo circular agua por una serie de tuberías de pequeño diámetro (serpientes) previamente embebidas en el hormigón.

Por orden de importancia, las características de un sistema de post-refrigeración por circulación de agua son:

- La temperatura del agua de refrigeración.
- La densidad y separación de los serpentines.
- El caudal del agua de refrigeración.
- El diámetro de las tuberías.

Hay que destacar que cada característica es independiente de las demás.

El material de los serpentines es normalmente acero comercial. El diámetro suele variar entre 2,5 y 3,8 cm, con un espesor de pared de 1 mm.

Los serpentines se colocan directamente sobre la superficie del hormigón endurecido de cada tongada. El espacio entre las tuberías será igual al espesor de la tongada, o ligeramente superior. Se utilizarán tuberías rectas enlazadas por codos. Se colocarán escalonadamente en las sucesivas capas para aumentar la eficacia, ofreciendo una disposición casi triangular en plano vertical.

El caudal específico, es decir, el caudal de la tubería dividido por la sección de hormigón que corresponde a un tubo, es como máximo de 0,5 cm³/s por m², ya que el aumento del caudal específico tiene poca repercusión.

Durante las 3 ó 4 primeras semanas desde la colocación del hormigón, el descenso de la temperaturas no deberá superar los 0,5°C por día; y como el calor intercambiado entre el hormigón y el agua es proporcional a la diferencia de temperatura, en la primera fase de enfriamiento se utiliza agua no refrigerada. De este modo se evita una temperatura demasiado fría en la red de serpentines en los días siguientes al hormigonado, lo que sería nefasto para el fraguado del cemento en las proximidades de los tubos de refrigeración.

La refrigeración artificial se inicia en ocasiones a las 24 horas del inicio del hormigonado de la tongada; esto reduce la temperatura máxima entre 5 y 10°C, y por tanto se aminora el riesgo de agrietamiento en el proceso de enfriamiento. Si se esperan 5 ó 7 días, tiempo durante el cual el cemento ha desprendido la mayor parte de su calor de hidratación, se retrasaría en esos 5 ó 7 días el plazo total de refrigeración pero no hay que olvidar que la refrigeración es tanto más eficaz cuanto mayor es la diferencia de temperatura entre el hormigón y el agua.

Si el objetivo de la refrigeración artificial es que la inyección de las juntas se realice en un plazo tal que no retrase la puesta en servicio de la presa, y el proyecto hubiera ya dispuesto las juntas de contracción teniendo en cuenta esa subida inicial de temperatura, es evidente que se podría retrasar el comienzo de la refrigeración en 6 - 7 días, ya que ello supondría en principio un ahorro porque la eficacia de la refrigeración es mayor.

La segunda fase de refrigeración utiliza agua enfriada a 2,5°C. Esta fase comienza, generalmente, cuando la temperatura del hormigón ha bajado a 25°C; sin embargo, la decisión depende principalmente de consideraciones económicas compatibles con los objetivos técnicos.

La primera fase de refrigeración con agua natural dura, en general, entre dos y tres meses. Esta duración depende del mes del año y de la temperatura ambiente. El enfriamiento con agua refrigerada tiene la misma duración y generalmente no se conecta hasta transcurridos los tres meses, aunque se haya o no alcanzado la temperatura intermedia (25°C) para el cambio de tipo de agua. Se trata de obtener una cierta homogeneidad de temperatura en las diferentes zonas de la presa. Con objeto de que el enfriamiento sea lo más uniforme posible, se suele invertir, cada cierto tiempo, el sentido de circulación de agua en los serpentines.

6.1.7.6. Calentamiento del hormigón

El coste de hormigonado, cuando la temperatura ambiente es inferior a 0°C, es notablemente superior al coste cuando se hormigona en tiempo caluroso. Por tanto, si la temperatura ambiente es inferior a 0°C, durante largo tiempo en época invernal, lo primero que hay que decidir es si conviene paralizar los trabajos durante los meses de invierno.

Para conseguir la colocación de hormigones a las temperaturas prescritas, la primera medida consiste en cubrir las cintas transportadoras de los áridos clasificados, incluso con productos aislantes.

Las boquillas y los fondos de los silos deben disponer de tuberías por las que circula agua caliente o vapor. Las galerías bajo silos estarán aisladas y a veces dotadas de calefacción, con objeto de que no se hielan ni los áridos ni los mecanismos de las boquillas. Desde los silos de áridos clasificados la cinta deberá estar cubierta y aislada. La planta de hormigoneras estará totalmente aislada con paneles aislantes desde la parte superior hasta la tolva de descarga de hormigoneras. Las plantas de fabricación de hormigón pueden tener silos de predosificación donde se calientan los áridos con vapor de agua.

La producción de agua caliente se hace normalmente en una instalación independiente, situada fuera de la central de hormigón utilizando quemadores de gasóleo.

Con las precauciones anteriores, es posible conseguir temperaturas del hormigón que cumplan las condiciones exigibles para su colocación, pero es más difícil garantizar la continuidad del fraguado en la parte superficial de los bloques, y sobre todo condiciones que permitan el trabajo al personal.

El transporte del hormigón se debe hacer con rapidez, evitando las paradas y procurando hacer el vibrado muy cerca del extendido.

En los bloques se disponen de pequeñas máquinas generadoras de vapor para eliminar el hielo en las superficies de roca y hormigón y sobre los encofrados. Se procura que la extensión del hormigón no presente grandes superficies expuestas al frío. Una vez acabada la tongada, se procede a cubrirla con colchonetas aislantes y se instalan termómetros a diferentes profundidades con objeto de medir la evolución del calor de fraguado.

Generalmente se utilizan encofrados de madera, aunque excepcionalmente se usan encofrados que llevan embebidas tuberías por las que circula agua caliente o vapor. En el momento del desencofrado, que se realiza una vez que el hormigón ha adquirido una resistencia suficiente, se riega con agua caliente para reducir el choque térmico.

Las grandes masas de hormigón de las presas, en general no suelen plantear problemas de fraguado si se han tomado las medidas prescritas; sólo hay que extremar el cuidado en las superficies y en los bloques de poco espesor.

6.1.8. El control de calidad del hormigón de grandes presas

El fin principal de este control es fabricar y poner en obra un hormigón que sea conforme a las especificaciones del proyecto.

Una fabricación adecuada debe disponer de un control de calidad de los componentes del hormigón y de las operaciones de dosificación y mezcla. Además, una puesta en obra conveniente requiere un control de transporte, de la puesta en obra, del acabado y del curado.

Se satisfacen las especificaciones de un hormigón cuando el hormigón puesto en obra reúne las condiciones impuestas en cuanto a resistencia mecánica, densidad, estabilidad volumétrica, impermeabilidad y durabilidad.

Con un buen control de calidad se obtienen numerosas ventajas. La economía de una pequeña cantidad de cemento en cada m^3 de hormigón, puede representar un ahorro importante en el conjunto de la obra, al ser en general muy grande el volumen de la presa. Además, la uniformidad en la fabricación del hormigón, derivada de un buen control, evita retrasos e interrupciones en la puesta en obra al no variar las características del material de una amasada a otra.

Sin duda, el control de calidad del hormigón no es la única condición para garantizar la seguridad de la presa. Sin embargo, en ciertos casos, este control puede influir desde el punto de vista estructural en la seguridad y durabilidad de la obra de una manera decisiva.

6.1.9. Ensayos y medios de control de calidad en obra

6.1.9.1. Generalidades

Los ensayos necesarios para controlar las diferentes etapas en la fabricación del hormigón se pueden agrupar de la forma siguiente:

- Ensayos físicos y químicos del cemento y otros conglomerantes
- Ensayos físicos y químicos del agua
- Ensayos físicos, químicos y análisis petrográficos de los áridos
- Ensayos físicos, químicos y de los efectos de los aditivos
- Ensayos del hormigón fresco
- Ensayos del hormigón endurecido

En el punto 6.3., al final del capítulo 6, se citan las Normas UNE de aplicación al control del hormigón, y que por tanto nos indican la forma de realizar estos ensayos.

6.1.9.2. Control de los constituyentes del hormigón

a) *Cemento y conglomerantes*

La calidad del cemento y conglomerantes hidráulicos se controla habitualmente en la fábrica antes del envío a obra. Por lo tanto, además de los ensayos realizados en la fábrica de cemento, se recomienda realizar una serie de ensayos para verificar su calidad y la uniformidad de una expedición a otra. Esto es útil para verificar si el cemento ha sido alterado durante el almacenamiento y el transporte.

Se puede realizar en obra los siguientes ensayos:

- Cemento: temperatura, falso fraguado, tiempo de fraguado, finura, resistencia a compresión, pérdida al fuego.
- Puzolana: temperatura, contenido de agua, pérdida al fuego, finura, actividad puzolánica, demanda de agua, densidad relativa.

b) *Agua*

Los estudios sobre el agua susceptible de ser utilizada para la mezcla, el curado y la eventual fabricación de hielo, normalmente se realizan en un laboratorio exterior a la obra. Se debe realizar un ensayo químico completo y los que especifica Instrucción para el proyecto y Ejecución de Obras del Hormigón en masa o armado. Se aconseja realizar ensayos periódicos.

c) *Áridos*

Los áridos para la construcción de presas proceden generalmente de graveras o canteras próximas. Con anterioridad a la fabricación industrial del hormigón se debe realizar una serie completa de ensayos para determinar su calidad y cantidad.

Los ensayos de calidad, normalmente efectuados sobre los áridos en la fase de elección de cantera o gravera y en la primera fase de fabricación son los siguientes:

- Examen petrográfico completo, indicando si su estructura cristalina está dañada, grado de alteración, etc.; densidad relativa; absorción de agua; resistencia a la rotura; dureza y resistencia a la abrasión; forma y textura de las partículas; reacción a los productos alcalinos; granulometría y peso específico; sustancias nocivas, ensayos de hielo y deshielo.

Los ensayos sobre los áridos durante la construcción en la obra:

- Granulometría y forma de las partículas, sustancias nocivas, densidad, absorción, contenido de agua.

d) *Aditivos*

Es necesario estudiar la calidad del aditivo en dos direcciones:

- Ensayos para garantizar la uniformidad en una amasada o para determinar las posibles variaciones que pueden existir entre diferentes amasadas. A estos efectos se deben tener en cuenta las características siguientes: densidad, color, ph, cloruros, sólidos disueltos, sedimentación, análisis de infrarrojos.
- Ensayos para determinar los efectos de los aditivos sobre el hormigón fresco y el hormigón endurecido. Los ensayos a realizar con este fin son los siguientes: peso unitario, contenido de aire ocluido, demanda de agua, tiempo de fraguado, manejabilidad, evolución de resistencias, cambios de volumen, durabilidad.

6.1.9.3. Control de la calidad del hormigón fresco durante la fabricación

a) *Componentes del hormigón*

Las especificaciones del proyecto relativas al hormigón deben indicar claramente las exigencias en cuanto a la calidad de cada uno de los componentes. Así, una de las funciones esenciales del control de calidad es la confirmación, a través de los ensayos prescritos, de la conformidad de cada uno de los componentes a las especificaciones impuestas.

Por otra parte el control de calidad tiende a mantener las variaciones de las propiedades de cada uno de los ingredientes en los márgenes tolerables, y de esta manera, procurar que las variaciones de las propiedades del hormigón fresco y endurecido no superen a las previstas.

b) *Dosificación y mezclado*

Es necesario que cada uno de los constituyentes del hormigón sean dosificados individualmente y de manera precisa dentro de los márgenes de tolerancia prescritos. Las fases de control que se recomiendan para el control de una puesta en obra de volúmenes importantes son:

- Determinación frecuente del contenido de agua de los áridos durante la operación de mezclado y la correspondiente modificación de las pesadas de áridos, agua y/o hielo. Los aparatos de medida que se utilizan normalmente deben ser calibrados frecuentemente.
- Toma de muestras y ensayo de los áridos para comprobar que la granulometría y propiedades sean conformes a las especificaciones.
- Toma de muestras de hormigón fresco y determinación de su consistencia, peso unitario, contenido de aire ocluido y composición. Control de la temperatura.
- Pequeños ajustes del contenido de agua y hielo con el fin de mantener una misma consistencia y temperatura en diversas amasadas y dentro de los límites previstos.
- Control visual de la homogeneidad del hormigón a la salida de la mezcladora.

c) *Toma de muestras y ensayos del hormigón fresco*

La toma de muestras de hormigón fresco en la hormigonera y en el tajo debe contemplar la cadencia de fabricación y la duración del ensayo. Es esencial establecer un sistema de comunicación entre la mezcladora y el tajo.

Los ensayos sobre el hormigón fresco deben permitir la verificación inmediata de la calidad del hormigón. Los ensayos más frecuentes son: consistencia, peso unitario, aire ocluido, temperatura y composición.

Con sus limitaciones el ensayo de consistencia permite conocer las características reológicas del hormigón fresco. Asimismo, y dentro de un orden permite controlar la relación agua/cemento. Si el contenido de agua es razonablemente estable, la granulometría es uniforme, el peso de los constituyentes del hormigón se dosifica exactamente y las variaciones de la temperatura son despreciables, entonces las variaciones de consistencia se pueden mantener en un margen muy estrecho.

En razón del tamaño máximo de los áridos normalmente empleados en hormigones de presas, el ensayo de consistencia se realiza sobre muestra con un tamaño máximo de 38 mm, obtenida por tamizado. Este proceso se realiza para toda toma de muestras.

El ensayo de consistencia se debe realizar también en el tajo, debido a una posible pérdida de consistencia en el proceso de transporte. Se deben tomar todas las medidas para que esta posible variación sea lo menor posible.

d) *Ajuste de las mezclas*

El ajuste de la composición del hormigón durante la fabricación con la aplicación de los resultados del control es el fin principal del control de calidad.

Una modificación importante de la consistencia puede indicar errores importantes en la dosificación de agua o de otros constituyentes. Las variaciones de los aditivos, composición química o finura de molido del cemento, la temperatura del hormigón, etc., pueden producir variaciones en la consistencia.

El control del aire ocluido es trascendental cuando se utilizan agentes aireantes. Las variaciones importantes de aire ocluido deben ser estudiadas. Las causas de variación pueden ser:

- Variación de la temperatura
- Variación de la dosificación del aireante
- Modificación de las propiedades del aireante
- Mezclado y/o mantenimiento inadecuado del hormigón fresco
- Modificación de las propiedades de otros constituyentes, particularmente de la arena, cemento y puzolana.
- Elementos nocivos en los áridos finos

Las variaciones del peso unitario del hormigón provienen generalmente de:

- Problemas mecánicos relativos a la mezcladora o alimentación de áridos
- Variaciones de las densidades de los áridos
- Variaciones de la proporción de la mezcla
- Variaciones de contenido de aire ocluido

6.1.9.4. Ensayos sobre el hormigón endurecido

La confirmación de las características de las propiedades del hormigón endurecido es la etapa determinante del control de calidad del hormigón y su resultado constituye el dato mas relevante.

Con el fin de hacer compatibles los procesos de producción y endurecimiento del hormigón se elaboran muestras para ensayar a diversas edades. Normalmente 24 y 48 horas, 3, 7, 28 y 56 días, 3 y 6 meses; 1, 3 y 5 años.

De manera general los fines que se persiguen con el control del hormigón endurecido son:

- Evaluar el comportamiento de los elementos del hormigón así como la conveniencia de la mezcla y dispositivos de fabricación.
- Determinar el nivel de control de calidad obtenido.
- Seguimiento de la evolución de las propiedades del hormigón para establecer las bases para el estudio del comportamiento de la obra.

a) *Preparación de las muestras y curado*

La forma cúbica, prismática o cilíndrica de las muestras para ensayo del hormigón endurecido depende el tipo de ensayo a realizar.

El conocimiento de todas las características del hormigón sería de alto interés, y sin embargo normalmente solo se realizan ensayos de resistencia a compresión y eventualmente de resistencia a tracción. La caracterización completa se realiza normalmente en la fase de investigación previa.

Las reglas generalmente al uso para la fabricación de las probetas con el objeto de obtener resultados fiables son:

- Las muestras para la realización de las probetas debe ser representativas del hormigón.
- Es necesario establecer la toma de muestras de acuerdo con el volumen de hormigón a fabricar y a su cadencia.
- El tamaño de la probeta debe estar en correspondencia con el tamaño máximo del árido del hormigón. Normalmente se recomienda que la relación entre la mínima dimensión de la probeta y el tamaño máximo del árido no sea inferior a 3. El cribado en húmedo, necesario en muchos casos, para no utilizar probetas de gran tamaño, debe ser objeto de especial cuidado, en razón de su influencia en los resultados obtenidos.
- El llenado y compactación de los hormigones debe ser normalizado y de acuerdo con lo establecido para cada tipo de hormigón.
- El almacenamiento y curado de los hormigones, después de su elaboración, hasta el momento del ensayo deben realizarse siguiendo los métodos normalizados, sobre todo en lo que se refiere a la humedad y temperatura. Los métodos habitualmente utilizados son: Curado acelerado, normalizado y adiabático.

- La cara superior de las probetas debe ser plana y paralela a la inferior, para lo cual debe emplearse uno de los procedimientos usuales de refrentado.

b) *Análisis de resultados*

En primer lugar se debe señalar que es necesario establecer decisiones con datos a cortas edades y, por ello, aparecen los problemas de establecer una proyección a futuro mientras no se tengan suficientes datos. A este respecto son altamente interesantes los datos obtenidos en los ensayos previos, los datos obtenidos con ensayos acelerados y eventualmente, en forma cuidadosa, la aplicación de fórmulas al uso.

Por otra parte, el análisis de resultados debe ser estadístico. En una toma de muestras, para una misma forma de fabricación y ensayo, los resultados de las resistencias a compresión sigue una distribución normal o gaussiana. Por consecuencia, esta distribución puede ser caracterizada mediante el valor medio (X) y la desviación típica (D).

Los criterios comúnmente utilizados imponen que la resistencia real media (X) sea superior a la resistencia media requerida (fcr) y que no haya mas que un porcentaje determinado de resultados por debajo de una resistencia específica (f c).

$$X > f_{cr}$$
$$f_{cr} = f_c + k D$$

donde (k) es una constante que depende del porcentaje de resultados inferior a la resistencia impuesta y (D) la desviación típica.

Si la resistencia media cae por debajo de la media específica fcr, las medidas a tomar dependen de las circunstancias:

- Modificación de las proporciones de la mezcla
- Aumento de los controles
- Localización en la presa de las zonas afectadas
- Ensayos no destructivos

Si los resultados del ensayo de nuevas muestras y de los no destructivos no dan la suficiente garantía y la estabilidad de la presa se ve condicionada, se deben destruir las zonas afectadas. La destrucción de una parte de una presa es una medida tan extrema que debe ser objeto de mucha meditación.

6.1.9.5. Frecuencia de ensayos. Recomendaciones.

En el cuadro nº 9 se muestra la frecuencia de ensayos recomendados.

Cuadro nº 9

Tipo de ensayo	Frecuencia de ensayo
Cemento	Cada entrega
Arido: - Granulometría - Contenido de humedad	Diario Diario
Aditivos	Cada entrega
Hormigón fresco: - Consistencia - Temperatura - Contenido de aire - Densidad - Fabricación de probetas	Variable y al menos dos veces por jornada Variable y al menos dos veces por jornada Variable y al menos una vez por jornada Variable y al menos una vez por jornada Al menos una vez por jornada
Hormigón endurecido: - Resistencia a compresión - Permeabilidad	Al menos a 7, 28 y 180 días Sobre cada serie de probetas fabricadas

6.2. Hormigón compactado con rodillo

6.2.1. Introducción

El hormigón compactado con rodillo (HCR), aplica las técnicas de puesta en obra de los materiales sueltos a la colocación y consolidación del hormigón. De esta forma, se realizan estructuras donde se aúna la rapidez de ejecución y economía de la puesta en obra propia de los materiales sueltos, con las características del hormigón, tales como su capacidad mecánica, su resistencia a la erosión y su durabilidad.

A principios de los ochenta, el hormigón HCR presentaba tres direcciones diferentes. En USA, se tiende a la construcción de un hormigón pobre, basado en la técnica de suelo-cemento. En Gran Bretaña, la tendencia es hacia un hormigón más rico en pasta, con una metodología de puesta en obra mezcla de la de suelos y de la de hormigón convencional. En Japón, la ejecución de paramentos se realiza con hormigón convencional y el cuerpo de presa con hormigón más pobre. De las tres tendencias, la japonesa es la que muestra mayor semejanza con la forma tradicional de construcción de presas de fábrica.

En la década de los ochenta, de las tres direcciones señaladas, la de hormigón pobre se ha dejado a un lado, manteniéndose vigentes las otras dos. La técnica japonesa se consolida en sus principios, mientras que en USA, basados en la experiencia inglesa, la presa de Upper Stillwater sirve de punto de referencia para futuras construcciones, olvidando las tendencias iniciales del hormigón pobre.

En España, las primeras realizaciones en hormigón HCR ven la luz en el año 1985. A partir de entonces, y hasta la actualidad, la tendencia consolidada en España es la de un hormigón rico en pasta.

La última década del siglo XX se presenta como la de afianzamiento de la técnica y de desarrollo de estudios propios sobre el material y sobre los medios de puesta en obra, lo que servirá para delimitar los distintivos y características propias del HCR.

6.2.2. Materiales y proporciones de la mezcla

6.2.2.1. Generalidades

Los hormigones HCR presentan, en cuanto a su composición, dos diferencias esenciales respecto a sus homónimos convencionales. Por un lado, utilizan, en general, como conglomerante una mezcla de cemento portland con un material puzolánico (comúnmente cenizas volantes) en proporciones altas de este último y, por otro, contienen una reducida cantidad de agua de amasado, compatible con el tránsito por su superficie, mientras el hormigón está fresco, de maquinaria pesada de movimiento de tierras.

Esta segunda particularidad condiciona el estudio y control de este material en su estado fresco. La tendencia lógica, en la medición de consistencias, es utilizar un método que simule, en cierta medida, la peculiar forma de consolidación que inducen los rodillos vibrantes. La medida de la consistencia mediante la determinación del tiempo Vebe es el método más extendido en este tipo de hormigón.

El método de medida de la consistencia de hormigones mediante la determinación del tiempo Vebe, recogido en la Norma UNE 83-314-90, está especialmente indicado para mezclas secas. No obstante, los hormigones HCR se escapan al rango de medición de este ensayo, por lo que es necesario introducir ciertas modificaciones en el aparato.

Las modificaciones más usuales son, suprimir el llenado del molde tronco-cónico y colocar la mezcla directamente dentro del contenedor cilíndrico, suplementando la tara de la placa transparente (que según la Norma citada es de 2750 ± 50 g.) hasta alcanzar un peso total de 12500 ± 50 g.

La determinación de la consistencia se realiza midiendo el tiempo de vibración transcurrido, hasta que la pasta refluye y mancha toda la placa transparente mientras actúa la tara antes mencionada sobre la superficie del hormigón confinado en el contenedor cilíndrico.

6.2.2.2. Conglomerantes

a) Cemento

Se puede utilizar cualquier tipo básico de cemento. Para aplicaciones en masa, evidentemente, convienen los de baja generación de calor.

b) Puzolanas

La mayor parte de los proyectos de HCR utilizan cenizas volantes sílico-aluminosas, con tres propósitos:

1. reemplazar al cemento y disminuir generación de calor.
2. reducir costes.
3. adición de finos para dar mayor trabajabilidad.

El empleo de otro tipo de puzolana, en principio no aconsejable, debe justificarse con los oportunos ensayos.

6.2.2.3. Áridos

En la calidad y propiedades del HCR tiene mucha influencia el tipo de árido y la granulometría elegida. De igual forma, una variación tanto de la granulometría como del tipo de árido durante la construcción, produce variaciones en las características del HCR y en los rendimientos obtenidos.

Factores a considerar en la elección de los áridos son:

- Resistencia del hormigón
- Ligazón entre juntas de construcción
- Limitaciones de materiales perjudiciales (finos plásticos, etc.)

La cantidad de áridos finos influye mucho sobre la cantidad de pasta requerida y facilita la compactabilidad del HCR. También afecta al agua y al cemento necesario para rellenar y envolver los áridos.

La cantidad de esfuerzo requerida para compactar la mezcla es directamente proporcional al volumen de áridos gruesos.

Si hay suficiente pasta hay un rango amplio de proporciones árido grueso/árido fino admisibles, permitiendo así el uso de áridos no del todo buenos.

Una mayor cantidad de finos tiene efecto sobre la reducción de pasta. Cuando no se dispone de puzolanas, es económico y beneficioso incluir en las arenas finos minerales para reducir los huecos del árido.

6.2.2.4. Dosificación

Se han propuesto varios métodos de dosificación, no existiendo ninguno estandarizado, basándose en los tipos de consistencia, buscando mediante ensayos la mezcla árido-cemento más económica y usando conceptos de compactación de suelos.

La dosificación del HCR mediante los límites de consistencia, se basa en la utilización del aparato Vebe modificado para determinar la trabajabilidad y optimizar las proporciones de áridos.

Los ensayos para determinar la combinación áridos/cemento más económica normalmente mantienen constante la cantidad de cemento, variando la de áridos. El contenido de agua se ajusta para conseguir una compactación satisfactoria. El contenido de agua varía algo a lo largo de la obra, con el fin de obtener una compactación óptima, verificada por ensayos nucleares de densidad.

La dosificación utilizando conceptos de compactación de suelos es más adecuada para áridos pequeños y normalmente altos contenidos de cemento. La máxima densidad seca se determina utilizando el ensayo proctor modificado, pudiéndose considerar como una extensión de la técnica del suelo-cemento. El contenido óptimo de agua se establece igual que para técnicas de suelo-cemento o presas de tierras.

6.2.3. Propiedades

Las propiedades más significativas del HCR endurecido son la resistencia a compresión, resistencia a tracción, módulo de elasticidad, módulo de Poisson, cambio de volumen, coeficiente térmico de expansión, calor específico, fluencia, conductividad térmica, coeficiente de tensión térmica, difusividad, permeabilidad, durabilidad y densidad

- Resistencia a compresión: las mezclas de HCR con alto contenido en pasta dan unas resistencias similares a las de un hormigón convencional de igual relación agua-cemento.
- Resistencia a tracción del HCR: es del orden del 7 al 13% de la de compresión, dependiendo de la calidad del árido, edad, y contenido de cemento. Las mezclas de HCR pobre con áridos malos tienen resistencias a tracción bajas; las realizadas con áridos convencionales y altos contenidos de pasta tienen resistencias a tracción significativamente mejores, especialmente a edades tempranas.
- Resistencia a cortante: la resistencia al corte del HCR depende de las fuerzas de unión (cohesión) y del ángulo de rozamiento interno. La mínima resistencia se da en las juntas de construcción y en la superficie entre capas de HCR.

Los factores que afectan al Módulo de elasticidad del HCR son la edad, el tipo de árido, la resistencia a la compresión y el contenido de material cementante. Las mezclas de HCR con áridos similares a los del hormigón convencional y con contenidos relativamente altos de cemento

o cemento más puzolana pueden dar módulos similares a los del hormigón convencional. Las mezclas de HCR pobre que usan finos naturales o fabricados como filler, tienen un módulo de elasticidad bajo.

Los valores del Módulo de Poisson son similares a los de hormigones convencionales. Se mueven en un rango entre 0.17 y 0.22. Valores más pequeños se dan a edades muy tempranas o para resistencias a compresiones bajas.

La fluencia es función de la granulometría del total de los áridos y del volumen de cemento en la mezcla. Generalmente, áridos con un módulo de elasticidad bajo producen hormigón con una fluencia alta. Las mezclas de alta resistencia tienen generalmente una matriz cementicia más rígida y una menor fluencia. Las mezclas pobres y aquellas que están hechas con filler inerte, tienen una fluencia mayor de la normal.

El cambio de volumen por retracción en el HCR está minimizado debido al bajo contenido en agua y al bajo contenido en cemento. Por otro lado, si se utilizan áridos de mala calidad para producir HCR con una demanda importante de agua, se producirá una disminución de volumen con la pérdida de humedad.

El cambio de volumen autógeno es función de los áridos y de su compatibilidad térmica con el cemento que se utilice. Los finos naturales utilizados en el HCR pueden afectar también al cambio de volumen.

Las propiedades térmicas clásicas son: calor específico, conductividad y coeficiente de expansión (o coeficiente de dilatación). Estas propiedades dependen principalmente de los áridos y del grado de saturación en el HCR endurecido. Los valores típicos para el HCR son muy similares a los valores para el hormigón convencional, realizado éste con los mismos áridos.

El coeficiente de tensión térmica es el módulo elástico dividido por el coeficiente de expansión térmica para el período de tiempo considerado. Este valor indica el cambio en el nivel de tensión que evolucionará durante el período considerado para todos los cambios de temperatura.

Un coeficiente de tensión típico para hormigón convencional en masa es de 0.7 a 2 $\text{kg/cm}^2/^{\circ}\text{C}$. Áridos frágiles, edades tardías, grandes resistencias, y altos contenidos en cemento son las causas de los altos coeficientes tensionales. Como comparación, los coeficientes de tensión para el HCR son del rango de 0.08 a 0.98 $\text{kg/cm}^2/^{\circ}\text{C}$.

El alargamiento aparece en el hormigón cuando se produce un cambio de volumen, en general por descenso de temperaturas, coaccionado. Cuando el cambio de volumen da como resultado un alargamiento superior al que puede soportar el material, se produce una fisura. El valor de la tensión crítica justo antes de fisurarse es la capacidad de alargamiento del material. Las tensiones de tracción en el hormigón pueden también variar por la actuación de cargas externas o por retracción y contracción autógena.

Los principales factores que afectan a la capacidad de alargamiento son el valor de la carga, el tipo de árido, forma superficial del árido y el contenido de cemento. Generalmente los áridos con mayor fragilidad dan lugar a una menor capacidad de alargamiento. Normalmente algunas adiciones o material de machaqueo mejoran la capacidad de alargamiento mediante un incremento de resistencia a la tracción. Esta mejora puede anularse debido a un aumento del calor generado si es necesario un alto contenido en cemento debido a la rugosidad natural de los áridos de machaqueo.

La capacidad al alargamiento del HCR es generalmente baja debido al bajo contenido en cemento y al alto contenido en puzolana respecto a un hormigón convencional. Como sucede con otros materiales, las capacidades de alargamiento del HCR pueden variar considerablemente con el amplio rango de diseño de mezclas y los áridos utilizables. Valores entre 50 y 200 micro deformaciones (deformaciones unitarias de 50 a 200×10^{-6}) son normales, pero pueden darse valores superiores e inferiores.

La permeabilidad de un hormigón en masa depende fundamentalmente del aire ocluido y de la porosidad de la pasta de cemento hidratada y por lo tanto está totalmente controlada por las proporciones de la mezcla, el control de calidad y el grado de compactación. Cuando hay suficiente pasta, control de la distribución de finos para minimizar los huecos y compactación adecuada, el HCR es prácticamente impermeable. En general, una masa de HCR sin juntas, realizada con áridos limpios convencionales, con suficiente pasta o mezclas pobres con control de la granulometría y con un contenido suficiente en finos tienen unos valores de permeabilidad similares a los del hormigón convencional. Los valores mas comunes son del orden de 1.5 a 150×10^{-12} m/s.

Las filtraciones en el HCR suelen presentarse a lo largo de las juntas horizontales entre capas, y no a través de la masa compactada. La experiencia muestra que estas filtraciones decrecen de forma importante con el tiempo. La mayor reducción se produce entre los primeros 2 a 20 meses.

El peso unitario del HCR es igual o superior al de un hormigón convencional realizado con el mismo tipo de áridos. El HCR tiene un bajo contenido de aire (aproximadamente del 1 al 2 %) y un bajo contenido inicial de agua, ocupado este volumen por sólidos. El incremento de densidad es del orden del 1 al 3%.

6.2.4. Construcción

6.2.4.1. Generalidades

El plan de construcción de una presa de HCR es notablemente diferente al de una presa de hormigón convencional. En lugar de una construcción vertical, con bloques independientes, la colocación del HCR se realiza en espesores pequeños en un gran superficie horizontal. Cuando surgen problemas en la zona de colocación deben resolverse rápidamente ya que no existe otro bloque en el que se pueda continuar trabajando mientras se resuelve el problema.

Es esencial que el suministro de materiales, accesos, obras empotradas, tratamientos de cimentación, limpieza de tongadas, etc. se planifiquen con suficiente previsión.

La localización de los acopios de áridos y de la planta de hormigonado tiene mayor importancia que en el caso de un hormigón convencional. Normalmente se requieren unos grandes acopios de áridos, del orden de la mitad del total necesario para la obra, antes de comenzar los trabajos con el HCR. Algunas de las razones que justifican esta medida son las siguientes:

Requerimientos técnicos: Producción de áridos durante el invierno y su acopio, para que se enfríen previamente a su uso.

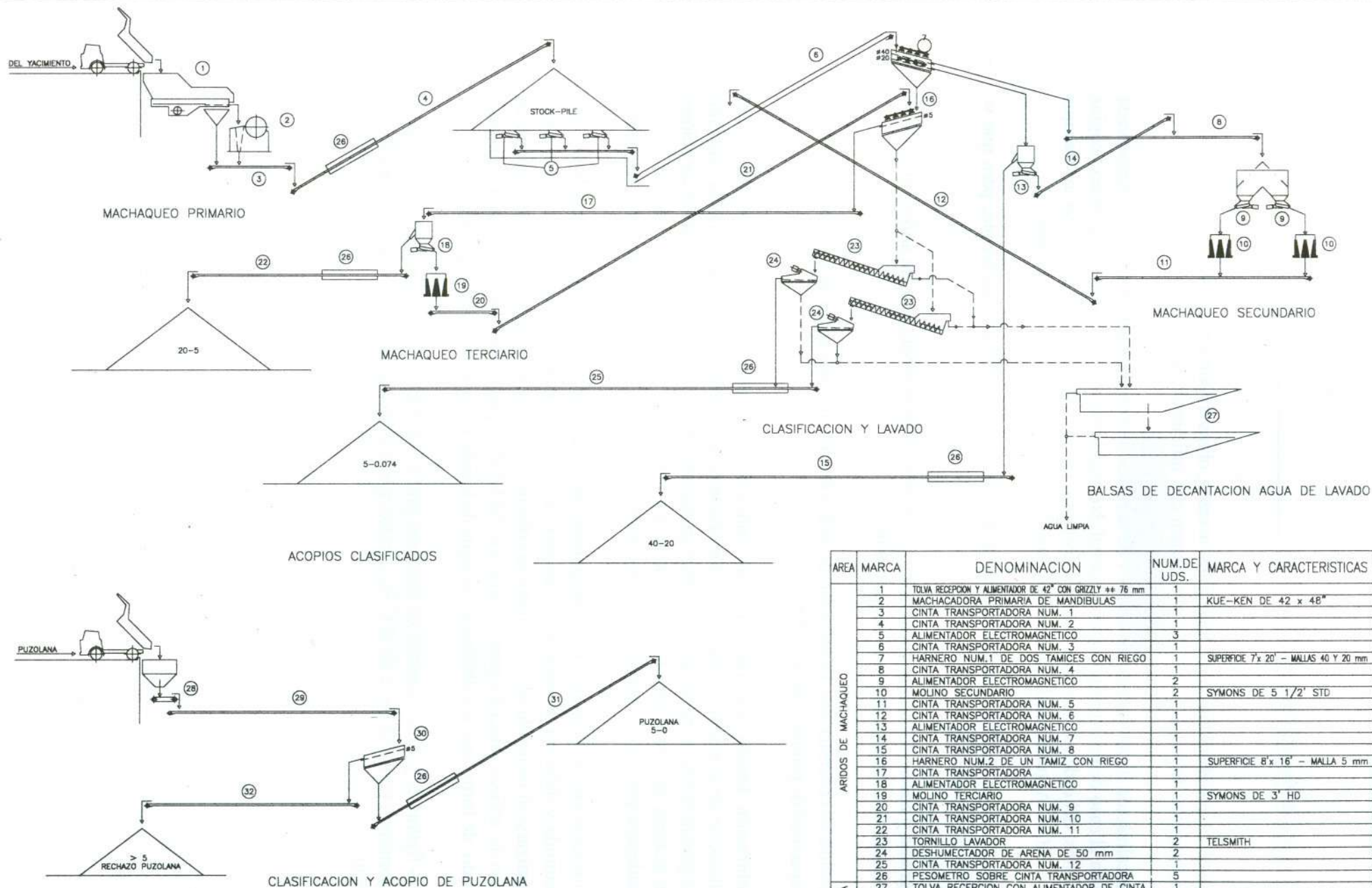
Programa y costes: Es relativamente fácil poner en marcha la producción de áridos mientras se comienzan los trabajos del resto del proyecto.

Necesidades constructivas: El consumo de áridos durante la fabricación de HCR puede exceder la capacidad de producción de áridos.

La ubicación, tamaño y extracción de los áridos de los acopios debe estar coordinada con la localización de la planta y el método de transporte para minimizar la segregación y la variación de la granulometría. Para producciones muy grandes de HCR, deben utilizarse grandes cargadores o un sistema de cintas para llenar los silos. La longitud de recorrido, maniobras, etc. deben considerarse para que el equipo de carga y transporte opere con rapidez, eficiencia y seguridad.

La localización de la planta de hormigonado debe seleccionarse para minimizar la energía consumida y debe ser apropiada al transporte del HCR utilizado, sea vehículo o cinta. Debe minimizarse el recorrido del HCR hasta su colocación y su exposición al aire. Especialmente en el caso de utilizar vehículos para el transporte del HCR, la planta debe estar localizada en un sitio elevado, de forma que los derrames y el agua de lavado no produzca una zona lodosa.

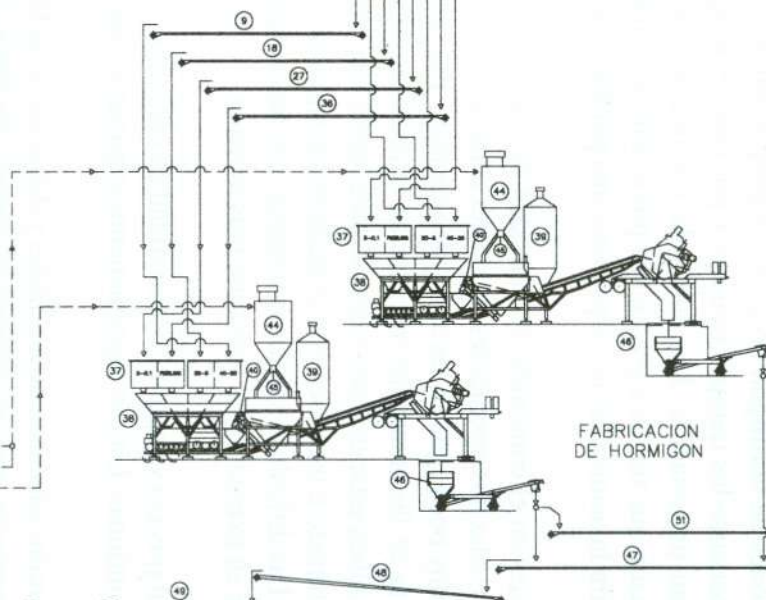
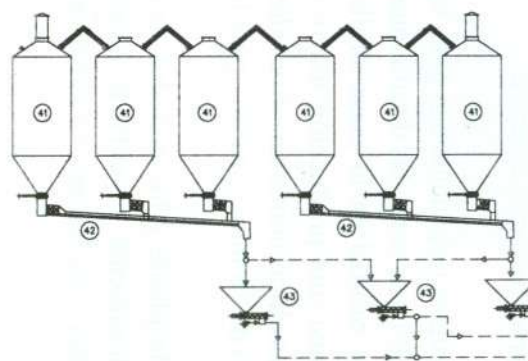
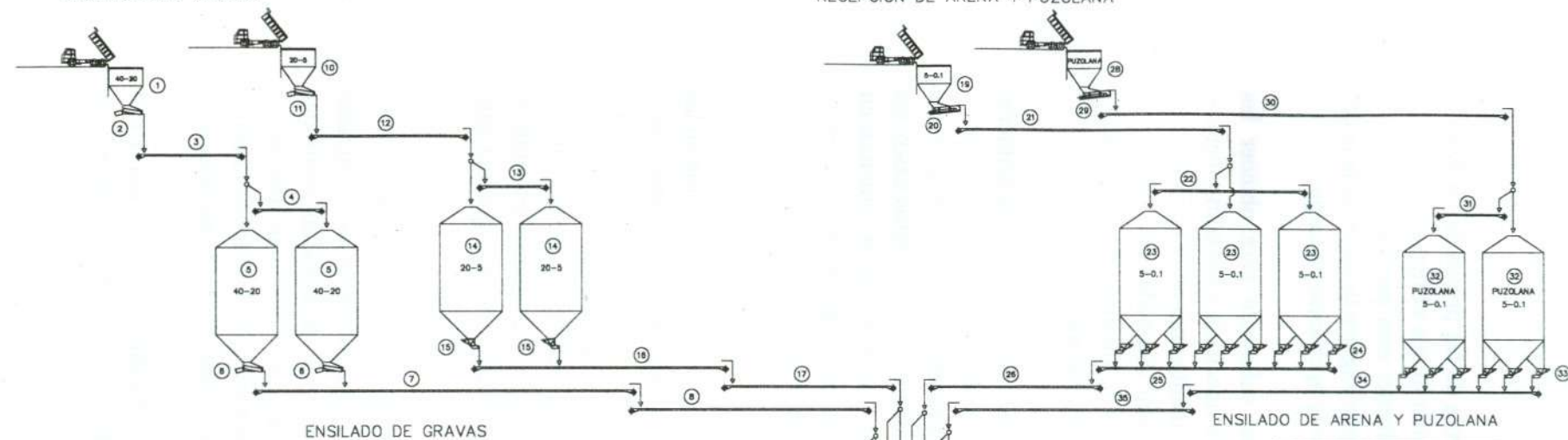
En las figuras 22 y 23 se exponen los esquemas gráficos de fabricación de áridos y de fabricación del hormigón para una presa de H.C.R., con los que se pretende aclarar las ideas expresadas en el texto.



ESQUEMA FABRICACION DE ARIDOS Y ACOPIOS

RECEPCION DE GRAVAS

RECEPCION DE ARENA Y PUZOLANA



AREA	MARCA	DENOMINACION	NUM. DE UDS.	CARACTERISTICAS
RECEPCION, ENSILADO Y TRANSPORTE DE GRAVAS	1	TOLVA RECEPCION TAMAÑO 50-20	1	CAPACIDAD 45 m ³
	2	ALIMENTADOR ELECTROMAGNETICO	1	800 l/h
	3	CINTA TRANSPORTADORA	1	800 l/h
	4	CINTA TRANSPORTADORA	1	800 l/h
	5	SILO METALICO PARA TAMAÑO 50-20	2	1000 m ³
	6	ALIMENTADOR ELECTROMAGNETICO	2	800 l/h
	7	CINTA TRANSPORTADORA	1	800 l/h
	8	CINTA TRANSPORTADORA	1	800 l/h
	9	TOLVA RECEPCION TAMAÑO 20-5	1	45 m ³
	10	ALIMENTADOR ELECTROMAGNETICO	1	800 l/h
	11	CINTA TRANSPORTADORA	1	800 l/h
	12	CINTA TRANSPORTADORA	1	800 l/h
	13	CINTA TRANSPORTADORA	1	800 l/h
	14	SILO METALICO PARA TAMAÑO 20-5	2	1000 m ³
	15	BOQUILLA DE CASCO	2	850 l/h
	16	CINTA TRANSPORTADORA	1	800 l/h
	17	CINTA TRANSPORTADORA	1	800 l/h
	18	CINTA TRANSPORTADORA	1	800 l/h
RECEPCION, ENSILADO Y TRANSPORTE DE ARENAS	19	TOLVA RECEPCION TAMAÑO 5-0.1	1	45 m ³
	20	ALIMENTADOR DE BANDA	1	500 l/h
	21	CINTA TRANSPORTADORA	1	500 l/h
	22	CINTA TRANSPORTADORA (VERSIBLE)	1	500 l/h
	23	SILO METALICO PARA TAMAÑO 5-0.1	3	800 m ³
	24	BOQUILLA DE CASCO	9	500 l/h
	25	CINTA TRANSPORTADORA	1	500 l/h
	26	CINTA TRANSPORTADORA	1	500 l/h
	27	CINTA TRANSPORTADORA	1	500 l/h
	28	TOLVA RECEPCION PUZOLANA	1	45 m ³
RECEPCION, ENSILADO Y TRANSPORTE DE PUZOLANA	29	ALIMENTADOR DE BANDA	1	500 l/h
	30	CINTA TRANSPORTADORA	1	500 l/h
	31	CINTA TRANSPORTADORA	1	500 l/h
	32	SILO METALICO PARA PUZOLANA	2	500 m ³
	33	BOQUILLA DE CASCO	9	500 l/h
	34	CINTA TRANSPORTADORA	1	500 l/h
	35	CINTA TRANSPORTADORA	1	500 l/h
	36	CINTA TRANSPORTADORA	1	500 l/h
	37	TOLVAS FONDO PLANO RECEPCION DOSEADORA	4	CAPACIDAD 45 m ³
	38	PLANTA DE HORMIGON "ROSS" MÓVIL 250.9	2	750 m ³ /h
FABRICACION HORMIGON TRADICIONAL	39	SILO ALMACENAMIENTO HORMIGON TRADICIONAL	2	125 m ³
	40	TORNILLO AUXILIAR CEMENTO A BASCULA	2	50-80 l/h
	41	SILO CEMENTO PARA HOR	6	500 l
	42	EQUIPO DOSIFICADOR TRANSP. CEMENTO	2	50-80 l/h
	43	EQUIPO IMPULSION CEMENTO	2	50-80 l/h
	44	SILO ALMACENAMIENTO CEMENTO PLANTA "ROSS"	2	50 l
	45	ADOSIFICADOR ALMACENAMIENTO PLANTA "ROSS"	2	50 l
	46	ALIM. ROTICO ALBERMAR 30" C/TOLVA 12 m ³	2	CAPACIDAD 250 m ³ /h
	47	CINTA LIA COLECTORA PARA HOR	1	450 m ³ /h
	48	CINTA LIA PARA HOR	4	450 m ³ /h
TRANSPORTE HORMIGON TRADICIONAL	49	CINTA LIA "NOTEC" DE 137"	1	450 m ³ /h
	50	DISTRIBUIDOR "NOTEC" DE 85"	1	450 m ³ /h
	51	CINTA COLECTORA PARA HORM. TRADICIONAL	1	125-150 m ³ /h

ENSILADO Y TRANSPORTE DE CONGLOMERANTES

TRANSPORTE DE HCR A PRESA

TRANSPORTE DE HORMIGON TRADICIONAL

ESQUEMA DE FABRICACION HORMIGON

Fig. 23

6.2.4.2. Mezclado

Uno de los factores que incluyen favorablemente en la economía de las presas de HCR es el plazo de ejecución, consecuencia de un ritmo de colocación rápido lo que obliga a disponer de unas plantas de producción de alto rendimiento. Es posible obtener esta producción usando amasadoras más grandes o añadiendo amasadoras y plantas, lo que sugiere la conveniencia del uso de amasadoras continuas para evitar la pérdida de tiempo en la operación de carga.

Las amasadoras de HCR deben estar provistas de capacidad suficiente para obtener las producciones de hormigón necesario, y proporcionar una mezcla adecuada a los componentes. Deben reducirse los tiempos muertos y por tanto el programa de mantenimiento y conservación es de gran importancia. Las cubas de las amasadoras deben estar diseñadas para resistir la acumulación que tiende a producirse por el alto contenido de finos de algunos tipos de HCR. Si no se retira la acumulación, se produce una pérdida importante de rendimiento.

Variaciones en el contenido de humedad de los áridos pueden traer problemas en las primeras amasadas. Muchos operadores de planta cometen el error de sobreestimar la humedad del árido y echan muy poca agua en las amasadas iniciales. Esto es particularmente indeseable debido a que la mayoría de las amasadas iniciales se utilizan en juntas de construcción y en estos casos las mezclas deben estar del lado húmedo para lograr una buena unión. Es mucho mejor comenzar en el lado húmedo e ir reduciendo el agua en las siguientes amasadas hasta dar con la consistencia deseada. Las dificultades de compactación con una amasada húmeda se pueden reducir o eliminar mediante su extendido en una capa más delgada.

El control preciso y seguro de la cantidad de cemento y puzolana requiere mucha atención en las plantas continuas. Esto es especialmente importante cuando se usan cantidades de cemento bajas.

La proporción adecuada de los áridos y del cemento al introducirlos en la amasadora es un factor muy importante para minimizar el tiempo de amasado y que se realice correctamente. El momento exacto de introducción del agua a la mezcla y la forma de introducirla es también crítica. Cada planta y cada diseño de HCR tienen unas particularidades propias que tan solo pueden determinarse mediante ensayos.

Se han utilizado satisfactoriamente una gran variedad de plantas en la producción de HCR. Tanto las amasadoras continuas como las discontinuas son adecuadas. Las plantas continuas sofisticadas proporcionan una calidad en la masa similar a las discontinuas. Las amasadoras continuas normalmente tienen una producción mayor que las discontinuas, pero necesitan una mayor potencia. Las amasadoras continuas, diseñadas adecuadamente, son capaces de manejar tamaños máximos de árido de 76 mm., y su uso para la producción de HCR está creciendo rápidamente.

La precisión de la planta y los métodos de control de la masa durante la producción deben estudiarse cuidadosamente. En el HCR se necesita un control de calidad que permita detectar e introducir pequeñas correcciones y variaciones en la masa.

6.2.4.3. Transporte y colocación

a) *Selección del equipo*

El volumen de material a colocar, accesos al área de colocación, equipos disponibles, y el coste de adquisición de nuevos equipos suelen ser los factores determinantes en la selección del equipo y procedimientos usados para transportar el HCR desde la amasadora al área de colocación.

En esencia hay tres métodos de transporte del HCR: mediante camiones o vagones, de forma continua y una combinación de ambos. En la mayoría de los casos, el transporte viene marcado por el equipo de amasado utilizado. De cualquier forma, tomando las medidas adecuadas, se pueden utilizar camiones para amasadoras continuas y cintas para amasadoras discontinuas.

b) *Consideraciones sobre la segregación*

El tipo de transporte seleccionado para trasladar el HCR desde la planta de amasado hasta el área de colocación influirá en el tamaño máximo de los áridos en la masa. La experiencia indica que tamaños máximos de hasta 78 mm. pueden ser transportados en camiones o vagones sin agitadores, sin segregaciones objetables. Los problemas de segregación son importantes cuando se transportan áridos de 152 mm.

En Japón se ha puesto en práctica el uso de mezclas con no más del 25% del total de árido grueso de 76 mm. (nunca de 152 mm.), un elevado porcentaje de áridos finos y 119 kg/m³ de cemento. Esto da lugar a masas con menor tendencia a la segregación.

c) *Métodos*

El sistema completo de amasado, transporte, colocación, extendido y compactado debe ser rápido y sencillo, con la menor manipulación posible. El tiempo empleado puede resultar afectado por las condiciones ambientales. Una regla general en la utilización de mezclas sin retardador de fraguado es que el proceso de transporte, extendido y compactado no dure más de 40 minutos desde que se produce el amasado.

Los dos principales métodos de transporte del HCR son la cinta y el camión. El transporte mediante cangilón se ha utilizado en algún caso, pero baja mucho la producción y eficacia de la operación facilitando, además, la segregación.

La colocación mediante cintas de alta velocidad desde la planta de hormigonado hasta la presa es un método de gran eficacia. El tiempo de exposición en las cintas puede ser muy corto; un tiempo adecuado es de unos 5 minutos, situando un límite en los 10 minutos. Puede ser necesario proteger la masa de la lluvia y del sol, en cuyo caso es aconsejable extender el cubrimiento a todo el sistema. El sistema de cintas debe ser compatible con

la forma de construcción y con las especificaciones de proyecto de la mezcla y colocación del HCR.

Un buen sistema de cintas es capaz de transportar también hormigones convencionales junto con el HCR. Es importante evitar la caída del HCR u otro hormigón desde la cinta a la superficie de la presa. Debido al rápido crecimiento de la presa, el sistema de cintas debe elevarse a un ritmo rápido. Cuando las cintas están sobre la superficie que se está hormigonando, hay que prever la forma de compactar el hormigón bajo ellas.

Como en el caso de hormigones convencionales, se debe prestar especial atención en el sistema de cintas a: el ancho de la cinta, su velocidad, protección, mantenimiento, inclinaciones, sistemas de soportes, recambios, etc. Pueden ser necesarios rascadores para limpiarla en su recorrido de vuelta. Es esencial un diseño adecuado de carga y descarga en tolvas para prevenir la segregación en los puntos de transferencia .

A las ventajas ya comentadas del sistema de cintas se le pueden añadir otras tales como: servir de acceso a pie a la presa y como soporte a líneas eléctricas, redes de agua y aire comprimido.

El uso de tractor y niveladora minimizan la segregación, pero son difíciles de utilizar cerca de las laderas y con obstáculos. Las niveladoras tienen una mayor movilidad, pero tienden a levantar la superficie cuando realizan giros bruscos. Las extendedoras no funcionan correctamente con tamaños de árido grandes. Tienden a causar segregación a lo largo de la superficie de unión entre líneas de extendido y no tienen movilidad.

Si se utilizan vehículos, debe realizarse un estudio preliminar de todo el sistema de transporte. Si la planta de hormigonado está situada aguas arriba de la presa, el método de entrada en la presa debe estudiarse con detalle.

El camino de acceso debe construirse con material drenante, y el firme del tramo final de acceso a la presa debe estar compuesto de áridos gruesos que eviten la introducción de material en las ruedas de los camiones. El extender HCR en la superficie del camino de acceso no proporciona la suficiente limpieza.

Independiente del método de transporte, el HCR se suele depositar en montones sin compactar desde los cuales se extiende, con el riesgo de que se produzca una segregación de los áridos gruesos debido a la consistencia seca del material, que puede llegar a ser importante si las pilas son grandes. La altura de estos montones se suele limitar a 1.5 m aproximadamente.

d) *Colocación y extendido*

La técnica más utilizada en la colocación del HCR es el realizar el extendido de una a otra ladera. En el proceso de extendido se puede realizar un remezclado, minimizando la

segregación existente. Se debe procurar que exista realmente este remezclado, y que no se limite a esconder el material segregado.

Debe procurarse el realizar el menor número posible de maniobras de máquinas sobre el hormigón compactado, debiendo volver a pasar el rodillo vibratorio donde existan marcas del tractor.

Si se utiliza hormigón convencional en determinadas zonas, por ejemplo en el paramento de aguas arriba o en el de aguas abajo, este hormigón debe ser el primero en colocarse, extendiendo posteriormente el HCR contra él. Cuando este hormigón diferente en paramentos es otro HCR, debe colocarse después del HCR que podríamos llamar principal, pero deben compactarse simultáneamente para conseguir una buena unión entre ambos. Esta compactación conjunta puede ser imposible en algunas ocasiones debido a su consistencia u otras causas, en cuyo caso se deberá evaluar el tratamiento en la superficie de unión en función del diseño estructural, temperatura, filtraciones, etc.

Respecto al espesor de cada capa, la tendencia es utilizar el mayor espesor de capa compatible con el equipo de extendido y compactación disponible. En el caso de cimentaciones muy irregulares, puede ser necesario el empleo de retroexcavadoras o cargadoras frontales para rellenar grandes huecos de la cimentación. Este es un proceso lento pero que se limita a áreas muy reducidas. Una vez establecida la superficie de extendido, es preferible el comienzo de la extensión por zonas menos críticas, tal como las zonas cercanas al paramento de aguas abajo.

6.2.4.4. Compactación

a) *Selección del rodillo*

Los parámetros necesarios para la selección del rodillo son : maniobrabilidad, energía de compactación, tamaño del rodillo, frecuencia, amplitud, velocidad de operación y mantenimiento. El tamaño de la obra, la trabajabilidad de la mezcla, el espesor de la tongada, el ritmo de extendido y el espacio disponible suelen dictar el rodillo a elegir. De cualquier forma cuando se utilizan rodillos de más de 5 t. es necesario utilizar pequeños compactadores para las zonas cercanas a los paramentos o a obstáculos.

b) *Mínimo número de pasadas y espesor de capa*

El número mínimo de pasadas para un rodillo vibrante dado depende fundamentalmente del tipo de hormigón y del espesor de tongada. La experiencia demuestra que el espesor de tongada viene condicionado más por la eficacia del equipo de extendido que por el de compactación. Deben realizarse ensayos previos a la construcción o en las primeras etapas de ésta para determinar el número mínimo de pasadas necesario para conseguir una compactación adecuada. El espesor de la tongada como norma general debe ser como mínimo tres veces el del tamaño máximo del árido. Una sobrecompactación puede

producir la reducción de la densidad. Caso de ir a tongadas gruesas en la compactación, como en el método japonés, se debe prestar especial atención a no sobrecompactar una zona superior de la capa y dejar sin compactar las zonas más profundas.

c) *Duración y procedimientos*

La compactación del HCR debe realizarse lo antes posible después del extendido, especialmente cuando el tiempo es caluroso. Como norma general se puede decir que el tiempo disponible para la compactación es de unos 10 minutos después del extendido o de unos 40 minutos desde que el hormigón sale de la planta.

Cuando se utilizan compactadores de ruedas neumáticas, aunque éstas den como resultado una densidad igual a la conseguida con rodillos vibrantes, surge la duda sobre el grado de unión entre las diferentes capas. Se deben realizar pruebas para verificar este aspecto en caso de utilizar este equipo.

Cada HCR tiene sus propias características de comportamiento en la compactación, dependiendo de la humedad, temperatura, viento, plasticidad de los finos, granulometría y tamaño máximo de árido.

La superficie de la tongada debe quedar limpia y sin deterioros, y en caso de que esto ocurra debido a la circulación de vehículos u otros motivos, debe realizarse una recompactación estática. La limpieza de la superficie debe realizarse mediante aspiración o por chorro de aire y agua. El chorro de arena puede perjudicar la unión entre capas.

6.2.4.5. Juntas horizontales

La zona de transición entre tongadas, parte superior de la tongada inferior y parte inferior de la tongada superior, esta formada por diferentes materiales en lo que se refiere a su edad y circunstancias, y la unión entre ellos depende de su composición historia y futuro. O lo que es lo mismo, la fase de transición entre tongadas esta formada por la unión de dos hormigones de historia diferente, y necesariamente descompasados en lo que se refiere a su proceso cinético de hidratación y, a resultas de este hecho, sometida a tensiones internas y, por ende, a una posible microfisuración y/o desunión.

La definición y forma de tratamiento de los distintos tipos de juntas horizontales que se pueden plantear, es el punto crucial en la técnica de construcción de las presas de hormigón compactado con rodillo.

La interrelación entre la dosificación, nivel de consistencias, forma de extensión y compactación de la mezcla, tratamiento de juntas y evolución térmica de la obra, hacen que el problema no tenga ni un único punto de vista ni una única solución. La combinación de distintas actuaciones puede dar como resultado un adecuado método de definición y tratamiento de las juntas.

Se establecen tres tipos de situaciones de superficie de tongada :

- *Junta caliente* es aquel estado de la superficie de tongada subyacente bajo el cual es cubierta por otra antes de su endurecimiento, produciéndose la introducción de los áridos de la capa superior en la inferior y su recompactación cuando se compacta la superior. En este estado la estructura de la pasta es coagulada y tixotrópica.
- *Junta fría* se corresponde con la situación en la que la tongada inferior se cubre cuando está endurecida y su superficie puede ser removida con un chorro de aire y agua sin pérdida de árido grueso. En este estado la estructura de la pasta es de tipo cristalizado.
- *Junta templada* es una situación intermedia en la cual no se produce la penetración del árido de la capa superior en la inferior ; no se puede remover el mortero superficial sin pérdida de áridos gruesos, y se puede dañar la capa inferior al compactar la superior. En este estado la estructura de la pasta es de tipo coagulativa- cristalizada.

Existen en la actualidad dos caminos de control y definición del estado de las tongadas.

- Relación de la transformación de la estructura del hormigón con la resistencia a la penetración.
- Relación entre la evolución de la estructura del hormigón y la madurez. La realización de juntas frías viene regida por la madurez de la junta. Ésta depende de la temperatura de la superficie (AST) y del tiempo transcurrido (TE). La madurez de la junta se mide en grados-hora, su formulación es:

Para grados Fahrenheit: Madurez de la junta = $AST(^{\circ}F) \times TE$

Para grados Celsius: Madurez de la junta = $(AST(^{\circ}C) \times 1.8 + 32) \times TE$

En estos momentos no existen criterios homogéneos universalmente aceptados para la determinación del estado de las tongadas y sobre el tipo de tratamiento adecuado a cada uno de ellos. También, es necesario señalar que en función del nivel de exigencia en el tipo de unión y de la consideración de condicionantes de durabilidad se pueden definir muy diversas situaciones. Se hace necesario comparar los condicionantes para obtener situaciones homogéneas y no comparar situaciones heterogéneas. El desarrollo de los trabajos e investigaciones en curso, permite prever que, a corto plazo, se tenga un extenso conocimiento acerca de este tema.

Por el momento se deberá compaginar los criterios de madurez límite determinada en cada obra, con otros criterios más experimentales y menos científicos, como el aspecto de la junta juzgado por técnicos experimentados, etc.

6.2.4.6. Juntas transversales.

En la mayor parte de los casos, con objeto de controlar la fisuración de origen térmico, es conveniente recurrir a la ejecución de juntas transversales.

Las juntas encofradas, similares a las de las presas de hormigón convencional, deben estar muy separadas (de 50 a 70 m) con objeto de poder colocar el H.C.R. de una forma económica.

La tecnología japonesa ha aportado un procedimiento, para construir juntas transversales sin interferir el ritmo de hormigonado, que se emplea con mucha frecuencia en presas de H.C.R. Consiste en colocar en las proximidades del paramento de aguas arriba, un arranque de junta formado por una lámina metálica pérdida, y uno o dos cubrejuntas de PVC que cortan a la citada lámina verticalmente.

La junta así iniciada se prolonga aguas abajo hincando con martillos vibratorios láminas perdidas de altura el 80% del espesor de la tongada de H.C.R.

Estas láminas se hincan después del extendido y antes de la compactación y quedan embebidas en un plano que prolonga hacia aguas abajo la junta iniciada en el paramento de aguas arriba.

La separación entre estas juntas se determina en cada caso mediante un estudio de los condicionantes térmicos particulares, pero suele oscilar entre 15 y 25 m.

6.2.4.7. Encofrados y paramentos

a) *Generalidades*

La inclinación de los encofrados restringe el área accesible a los rodillos vibrantes, debiendo colocarse en estas zonas el hormigón por procedimientos convencionales. Los anclajes de los encofrados para hormigón convencional pueden tener poca profundidad para un hormigón como el HCR de menor resistencia, siendo necesarios anclajes especiales.

El manejo y la subida de los encofrados convencionales puede llegar a ser el factor que limite la producción de HCR. Cerca de la coronación, donde el volumen de HCR por tongada es bajo y la longitud de encofrados grande, el tiempo requerido para el movimiento de estos suele ser mayor que el de la colocación del HCR.

b) *Bordillos moldeados*

Una de las formas de conformar los paramentos de aguas arriba y aguas abajo es la utilización de máquinas bordilladoras que realizan bordillos de hormigón convencional de 60 a 75 cm. de altura que permiten el extendido del HCR unas 8 horas después de la colocación del mismo.

c) *Bordillos de hormigón prefabricados*

Estos bordillos prefabricados pueden tener la forma de bloques o de paneles, pueden ser autoestables o bien sujetos mediante soportes. Suelen emplearse en zonas de clima

extremo, actuando como protector del hormigón interno. Pueden incluir la utilización de una membrana impermeable para evitar las filtraciones.

d) *Paramentos sin compactar*

Si no se compactan los paramentos, aparecerán con su ángulo natural, con un valor entre 40 y 50 grados, dependiendo de la forma de los áridos, granulometría y control de construcción.

e) *Paramentos con encofrados*

Pueden utilizarse con el HCR los encofrados que se usan para el hormigón convencional. El paramento resultante puede tener poca calidad, salvo que se preste especial atención a la colocación y al hormigón colocado junto a los encofrados. Una técnica empleada es la de colocar hormigón convencional pegado al encofrado y unido a éste el HCR, pudiendo colocar en el hormigón convencional refuerzos y juntas si es necesario.

6.2.4.8. Curado y protección del clima

Después de su colocación y compactación, el HCR debe ser curado y protegido de las condiciones ambientales de la misma forma que un hormigón convencional. Concretamente, debe protegerse de las temperaturas extremas evitando que pierda su humedad.

Cuando no se utilizan camiones o el tráfico rodado es pequeño, se puede permitir la colocación del HCR con lluvias débiles. Esto requiere una ligera disminución en el contenido en agua del hormigón en planta.

Una vez que el HCR se ha compactado, es prácticamente impermeable, resultando difícil de dañar excepto por fuertes lluvias. Una ligera pendiente de la superficie ayuda al drenaje de la misma.

La superficie que no va a ser transitada debe cubrirse con plásticos que impidan la pérdida de humedad del hormigón. En la áreas con tráfico deben disponerse cisternas con difusores para mantener húmeda la superficie.

El curado de la tongada final de HCR debe extenderse durante un tiempo de unos 14 a 28 días como mínimo. Las superficies inclinadas no encofradas de la presa como la de aguas abajo son muy difíciles de compactar y pueden ser consideradas como superficies de sacrificio, a las que no se les atribuye ninguna resistencia ni calidad, realizando la función de protección para el curado del HCR interior.

La protección frente a temperaturas extremas y a fuertes variaciones térmicas se hace de forma análoga a la realizada para el hormigón convencional. El bajo módulo de elasticidad a edades tempranas y la deformabilidad del HCR reduce de forma notable la producción de fisuras. El calor generado por la hidratación y la secuencia de colocación se tiene en cuenta en construcciones con

tiempo muy frío, de forma similar a como se actúa con el hormigón convencional en situaciones semejantes.

6.2.4.9. Galerías y drenajes

Existen formas muy diferentes de construcción de galerías en las presas de HCR. Uno de los métodos utilizados es el de encofrar de forma convencional, otro el de ir rellenando con arena la zona de galería, para una vez finalizado el hormigonado, extraerla y dejarla libre. También se han utilizado elementos prefabricados. Se emplean drenes de gravas, hormigón poroso y tubos porosos de drenaje para recoger las filtraciones, sustituyendo en algunos casos a las galerías.

El drenaje de la fábrica de hormigón suele realizarse por medio de taladros perforados, con sonda, de coronación a galería o entre galerías, con un diámetro de 75 a 120 mm, que se realizarán una vez terminadas las operaciones de hormigonado, con el fin de que no interfieran en la marcha de los trabajos. Estos taladros suelen ser verticales, y su separación variable entre 3 y 10 m.

6.2.5. Ensayos de laboratorio y control de campo

6.2.5.1. Generalidades

Debido a la rápida colocación del HCR y al hecho de que la tongada del mismo esta cubierta por otras en cuestión de horas, el uso de probetas proporciona una historia de datos, pero no es un método adecuado para el control de calidad durante la construcción. El énfasis en el HCR debe realizarse sobre el control de los materiales, mezclado y condiciones de colocación seguido de un adecuado curado.

Para todos los tipos de HCR es importante que personal cualificado esté en continuo contacto con la planta de hormigonado a fin de mantener unos contenidos en agua óptimos para la compactación. Deben controlarse asimismo las consistencias para mantenerlas en el rango deseado. Mediante medidas nucleares se controlarán densidades y humedades en obra. Si la densidad es baja con el hormigón aún fresco debe aumentarse la compactación. Si el hormigón ha quedado apelmazado debe levantarse ese material con escasa densidad.

6.2.5.2. Ensayos y orientaciones

Una parte de los programas del control de calidad contemplan la realización de ensayos previos, enfocados a servir como base para solucionar los problemas que surjan.

La tendencia más usual es considerar la presa de HCR como si se tratase de una presa de materiales sueltos, siendo necesario concienciar al personal que se trata de un hormigón y que por lo tanto requiere los mismos cuidados que uno convencional: curado, protección y cuidado con las superficies compactadas.

6.2.5.3. Granulometrías y áridos

En presas grandes, la alta producción de HCR requiere generalmente una gran reserva de áridos antes de comenzar la colocación. Esto tiene una ventaja desde el punto de vista del control de granulometrías. Así, el HCR puede ser menos sensible a las variaciones de granulometrías que uno convencional, dependiendo de las dosificaciones utilizadas y los requerimientos de diseño.

Los grandes acopios de material proporcionan además un buen control de humedades, siendo esto particularmente cierto cuando extraemos el material del centro del acopio, no de la superficie.

La humedad de los áridos que tengan más del 1% de absorción en los acopios debe ser mantenida al máximo nivel posible. Los áridos sin saturar pueden aumentar la porosidad del HCR al absorber el agua del hormigón.

6.2.5.4. Dosificación y mezclado

Como en un hormigón convencional, la planta de hormigonado debe ser calibrada cuidadosamente para conseguir los requerimientos de proyecto. Esta calibración debe comprobarse periódicamente durante la etapa de construcción. Deben realizarse ensayos previos enfocados a la obtención de los tiempos mínimos de amasado así como la máxima carga de las hormigoneras de cara a obtener un hormigón lo más homogéneo posible. Este tipo de control debe realizarse también durante la construcción de la presa. La toma de muestras en obra debe realizarse después del extendido pero antes del compactado. Al comienzo de la construcción de la presa, el tiempo de amasado debe ser suficiente como para asegurar la homogeneidad y, a medida que avanza la obra y según los resultados que se vayan obteniendo se pueden ir disminuyendo estos tiempos.

6.2.5.5. Control del contenido de humedad

Después de haber realizado la dosificación del hormigón, deben hacerse determinaciones de contenido de humedad en los áridos a fin de corregir el contenido de agua en la planta de hormigonado.

La observación visual en obra y las densidades obtenidas delatan cualquier cambio en humedades. La determinación de humedades mediante el aparato nuclear debe ser comprobada con ensayos convencionales.

6.2.5.6. Trabajabilidad y medida de consistencias

Se han ensayado varios métodos para la medida de la trabajabilidad y compactabilidad del HCR. Ninguno de ellos ha sido totalmente satisfactorio para todas las dosificaciones. Debido a que son hormigones sin asiento, en todos los métodos de medida de consistencia se ha utilizado vibración.

Tanto para el método TVA como para el VEBE, se han obtenido como tiempos óptimos en la medida de las consistencias valores entre 10 y 30 segundos. Algunas dosificaciones dan tiempos algo superiores, pero en cualquier caso los tiempos superiores a los 60 segundos denotan falta de pasta para una buena compactación.

La consolidación es la reducción del aire incluido entre la masa. La compactación reduce este volumen de aire forzando al árido a ocupar menor volumen. El grado en que esto se cumple depende de la lubricación de las partículas de árido por la pasta y del efecto combinado de compactación y vibración. Si el volumen de pasta es inadecuado o muy fluido, la lubricación no es la adecuada y la consolidación es más difícil.

Cuando la pasta es la adecuada, ésta sube hasta la superficie durante la compactación y rellena los huecos entre áridos. El tiempo requerido para ello da un índice de la trabajabilidad de la dosificación.

6.2.5.7. Resistencia a compresión

Es necesario un mayor tiempo de vibración que para la medida de la consistencia debido a la forma de las probetas. Los resultados obtenidos se correlacionan bastante bien con los testigos extraídos de la presa (para una misma edad). El punto clave en la elaboración de probetas es el de poder correlacionar el esfuerzo de compactación en obra con el de la fabricación de las probetas.

6.2.5.8. Densidad

El equipamiento y las técnicas del laboratorio en la obtención de densidades y resistencias a compresión no deben ocultar las reales del campo. Durante la obra deben realizarse ensayos encaminados a verificar la correlación entre unos y otros.

Las bajas densidades pueden ser resultado de varias deficiencias: alta o baja humedad, insuficiente compactación, frecuencias o amplitudes de vibración inapropiadas para el material, tiempo perdido antes de compactar, segregaciones o granulometrías inadecuadas y ensayos no representativos.

6.2.5.9. Colocación y unión entre juntas

Es importante en el control de calidad del hormigón la carga, transporte y extendido del HCR. La segregación y la contaminación deben controlarse cuidadosamente y corregirse inmediatamente.

Para asegurar la unión entre tongadas, la superficie una vez compactada debe estar limpia y húmeda. Si se excede del tiempo indicado como madurez límite, que se determinará en cada caso mediante ensayos, debe ser tratada adecuadamente previa limpieza con chorro de aire y agua u otro método similar.

6.2.5.10. Frecuencia de ensayos durante la construcción

En la tabla siguiente se muestra la frecuencia de ensayos recomendados.

Cuadro 10
Frecuencia de ensayos

Tipo de ensayo	Frecuencia de ensayo
Granulometría Áridos gruesos Áridos finos Superficie específica, absorción, etc.	Diario o cada 2.500 m ³
Cemento	Variable
Densidad	Cada 1.000 m ³
Mezcla	Cada 2.500 m ³
Temperatura	Variable y al menos dos veces por jornada
Consistencia	Variable y al menos tres veces por jornada
Resistencia a Compresión para 28, 90 y 365 días de ensayos	Una por jornada

6.2.5.11. Control de rasante y alineación

Es razonable permitir una variación de $\pm 15\%$ del espesor de la tongada. Puede llevarse un control muy preciso mediante la utilización del láser para realizar el extendido de la tongada.

Especial atención merecen aquellos taludes sin uso de encofrados. Una de las técnicas más utilizadas es la de construirlos sobrepasando la sección necesaria.

6.3. NORMAS UNE DE APLICACIÓN AL CONTROL DEL HORMIGÓN (CONVENCIONAL O COMPACTADO CON RODILLO) Y SUS COMPONENTES

CEMENTO	CENIZAS VOLANTES	AGUA	ADITIVOS	ÁRIDOS	HORMIGÓN FRESCO Y ENDURECIDO
80103:86. Métodos de ensayo de cementos. Ensayos físicos. Determinación de la densidad real mediante el voluménmetro de Le Chatelier	83-414-90. Recomendaciones generales para la adición de cenizas volantes a los hormigones fabricados con cemento tipo I.	UNE 41.121. <u>Condiciones que deben cumplir las aguas, para el amasado y curado de los hormigones</u>	83-200-84. Clasificación y definiciones.	83-100-84. Clasificación en fracciones granulométricas para su empleo en hormigones normales.	83-300-84. Toma de muestras de hormigón fresco.
80108:86. Métodos de ensayo de cementos. Ensayos físicos. Determinación de la finura de molido por tamizado húmedo.	83-420-91. Especificaciones de las cenizas volantes con un contenido en CaO superior al 10%.		83-205-85. Determinación del residuo seco a 105 + 3°C de los aditivos líquidos.	83-101-90. Definiciones y clasificaciones.	83-301-91. Fabricación y conservación de probetas.
80118:86 EX. Métodos de ensayo de cementos. Ensayos físicos. Determinación del calor de hidratación por calorimetría semiadiabática (método del calorímetro de Langavanti).	83-421-87. Toma, preparación, conservación y transporte de las muestras.		83-206-85. Determinación de la pérdida de masa, a 105 + 3°C, de los aditivos sólidos.	83-108-90. Elementos para la identificación.	83-302-84. Extracción y conservación de probetas testigo.
80220:85. Métodos de ensayo de cementos. Análisis químico. Determinación del contenido de la humedad.	83-431-92. Determinación de la humedad.		83-207-85. Determinación de la pérdida por calcinación 1050 + 25°C.	83-109-85. Toma de muestras.	83-303-84. Refrentado de probetas con mortero de azufre.
80301:96. Cemento: cementos comunes. Composición, especificaciones y criterios de conformidad.	83-432-86. Determinación de sulfatos expresados en SO ₃ por método gravimétrico.		83-208-85. Determinación del residuo sólido insoluble en agua destilada.	83-111-87. Determinación de la resistencia a compresión de rocas empleadas en la fabricación de áridos.	83-304-84. Rotura por compresión.
80306:96. Cementos de bajo calor de hidratación.	83-433-86. Determinación de la pérdida por calcinación.		83-209-89. Determinación del contenido de agua no combinada.	83-112-89. Determinación del índice de machacabilidad.	83-305-86. Rotura por flexotracción.
80307:96. Cementos para usos especiales.	83-438-91. Determinación del contenido en óxido de magnesio.		83-210-88. Determinación del contenido de halógenos totales.	83-113-89. Determinación del valor de carga correspondiente al 10% de finos (índice del 10% de finos).	83-306-85. Rotura por tracción indirecta (Ensayo Brasileño).
80401:91. Métodos de ensayo de cementos. Métodos de toma y preparación de muestras de cemento.	83-442-96. Adiciones al hormigón. Cenizas volantes. Determinación del contenido en carbono orgánico total (TOC).		83-211-87. Determinación del contenido de compuestos de azufre.	83-114-89. Determinación del índice de impacto.	83-307-86. Determinación del índice de rebote.
80402:87. Cementos. Suministro y control de recepción.	EN 450-95. Cenizas volantes como adición al hormigón. Definición, especificaciones y control de calidad.		83-212-89. Determinación del contenido de reductores (poder reductor).	83S-115-89. Medida del coeficiente de friabilidad de las arenas.	83-308-86. Determinación de la velocidad de propagación de los impulsos ultrasonidos.
	EN 451-95. Método de ensayo de cenizas volantes.		83-225-86. Determinación del peso específico de los aditivos líquidos.	83-116-90. Determinación del coeficientes "Los Angeles".	83-309-90. Determinación de la profundidad de penetración de agua bajo presión.
			83-226-86. Determinación de la densidad aparente de los aditivos sólidos.	83-117-89. Determinación del índice de continuidad.	83-310-90. Determinación de la permeabilidad.
			83-227-86. Determinación del pH.	83-120-88. Determinación cuantitativa de los compuestos de azufre.	83-311-86. Determinación del tiempo de fraguado.

CEMENTO	CENIZAS VOLANTES	AGUA	ADITIVOS	ÁRIDOS	HORMIGÓN FRESCO Y ENDURECIDO
EN 196-1:1996. Métodos de ensayo de cementos. Parte 1: determinación de resistencias mecánicas. EN 196-2:1996. Métodos de ensayo de cementos. parte 2: análisis químico de cementos. EN 196-3:1996. Métodos de ensayo de cementos. Parte 3: determinación del tiempo de fraguado y de la estabilidad de volumen. EN 196-5:1996. Métodos de ensayo de cementos. parte 5: ensayo de puzolanidad para cementos puzolánicos.	Parte 1. Determinación del óxido de calcio libre. Parte 2. Determinación de la finura. 83-451-86. Determinación del índice de actividad resistente con cemento portland.		83-240-86. Obtención del espectro infrarrojo. 83-254-87. Toma de muestras. 83-255-89. Materiales testigos y de referencia. Definiciones. 83-256-87. Materiales testigos, agua de amasado y curado. 83-258-88. Morteros: determinación de la consistencia por medio de la mesa de sacudidas. 83-259-87. Morteros: determinación del contenido de aire ocluido. 83-260-89. Determinación del tiempo de fraguado en morteros. 83-275-89. Etiquetado. 83-281-90. Reductores de agua/ fluidificantes. 83-282-90. Superfluidificantes (reductores de agua de alta actividad). 83-283-90. Aceleradores de fraguado. 83-284-90. Retardadores de fraguado. 83-299-92. Productos de curado para morteros y hormigones. Determinación de la pérdida de agua por evaporación.	83-121-90. Determinación de la reactividad árido/álcali (método químico). 83-122-87. Estabilidad en medio alcalino (método de las barras de mortero). 83-124-90. Determinación cuantitativa de cloruros, método volumétrico (Volhard). 83-130-90. Ensayo del azul de metileno. 83-131-90. Determinación del equivalente de arena. 83-133-90. Determinación de las densidades, coeficiente de absorción y contenido de agua en el árido fino. 83-134-90. Determinación de las densidades, porosidad, coeficiente de absorción y contenido en agua del árido grueso.	83-312-90. Hormigón endurecido, determinación de la densidad. 83-313-90. Medida de la consistencia del hormigón fresco, método del cono de Abrams. 83-314-90. Determinación de la consistencia del hormigón fresco, método Vebe. 83-318-94. Determinación de los cambios de longitud. 83-315-96. Determinación del contenido de aire del hormigón fresco. 83-316-96. Determinación del módulo de elasticidad en compresión.

CONSTRUCCION DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

7.1. Materiales

Los materiales que suelen utilizarse en una presa de materiales sueltos son arcillas y limos para núcleos impermeables, materiales diversos para espaldones, rocas más o menos blandas para escolleras del cuerpo de presa, gravas y arenas a poder ser naturales y si no de machaqueo para filtros y drenes, áridos para hormigones, etc.

La primera actividad antes de iniciar la construcción es comprobar que las fuentes de suministro de los materiales previstas en el proyecto, o bien otras alternativas, son aptas, tanto en calidad como en cantidad para llevar a buen fin la presa proyectada.

7.1.1. Materiales para núcleos impermeables

7.1.1.1. Generalidades

Se analizan en este capítulo las características exigidas a los materiales que forman los núcleos, cuando estos son de procedencia natural.

Los materiales proceden de prestamos cercanos a la obra y deben tener las características necesarias para que cumplan su función de impermeabilización y estabilidad en el conjunto de la estructura. Como idea general debe tenderse a utilizar el material disponible menos costoso aunque no sea totalmente cohesivo, sea no excesivamente erosionable sometido a flujos concentrados de agua y relativamente compresible una vez compactado en el cuerpo de la presa.

Estas consideraciones están avaladas por la experiencia actual que muestra que, por bien contruídos que estén los núcleos, el riesgo de fisuración es grande, lo que lleva a dar gran importancia al diseño del filtro de aguas abajo, o filtro crítico, como controlador de las posibles grietas en el núcleo por asientos diferenciales o erosión interna, en lugar de confiar al propio material del núcleo la resistencia a estos efectos.

Las principales propiedades que se le deben pedir a un material para núcleo son:

- Baja permeabilidad
- Facilidad de compactación
- No colapsable
- No contener materias orgánicas ni solubles
- Resistencia
- Humedad natural próxima a la óptima de compactación preferiblemente por debajo de ella.

Impermeabilidad

El material debe tener baja permeabilidad, menos que 10^{-5} cm/s para que se considere impermeable, lo que suele lograrse cuando por el tamiz 200 pasa del orden de un 30% del material. Por lo tanto un suelo mezcla de gravas, arenas y arcillas o limos que cumpla esa condición es aceptable para núcleo.

Si el material no es lo suficientemente impermeable, puede tratarse mezclándolo con otras arcillas más plásticas o con bentonita para lograr la impermeabilidad adecuada.

Plasticidad

Desde el punto de vista de la plasticidad, se puede utilizar una amplia gama de materiales, desde arcillas de alta plasticidad, pasando por arcillas arenosas, arenas muy arcillosas, arcillas con gravas, arenas y limos, hasta arenas limosas de baja o nula plasticidad.

Tradicionalmente se han utilizado materiales lo más plásticos e impermeables posibles, pero actualmente se usan materiales granulares bien graduados con arcillas o limos de media a baja plasticidad y peores características de impermeabilidad, compensándose ambos aspectos disponiendo taludes más tendidos y aumentando el espesor del núcleo.

Algunos argumentos que avalan esta tendencia actual son:

- Los núcleos de arcilla con gravas y arena tienen mayores resistencias, se compactan mejor y tienen menos asientos, variaciones de volumen, problemas de altas presiones intersticiales y riesgo de fisuración por pérdida de humedad.

Estas consideraciones están avaladas por la experiencia actual que muestra que, por bien contruídos que estén los núcleos, el riesgo de fisuración es grande, lo que lleva a dar gran importancia al diseño del filtro de aguas abajo, o filtro crítico, como controlador de las posibles grietas en el núcleo por asientos diferenciales o erosión interna, en lugar de confiar al propio material del núcleo la resistencia a estos efectos.

Las principales propiedades que se le deben pedir a un material para núcleo son:

- Baja permeabilidad
- Facilidad de compactación
- No colapsable
- No contener materias orgánicas ni solubles
- Resistencia
- Humedad natural próxima a la óptima de compactación preferiblemente por debajo de ella.

Impermeabilidad

El material debe tener baja permeabilidad, menos que 10^{-5} cm/s para que se considere impermeable, lo que suele lograrse cuando por el tamiz 200 pasa del orden de un 30% del material. Por lo tanto un suelo mezcla de gravas, arenas y arcillas o limos que cumpla esa condición es aceptable para núcleo.

Si el material no es lo suficientemente impermeable, puede tratarse mezclándolo con otras arcillas más plásticas o con bentonita para lograr la impermeabilidad adecuada.

Plasticidad

Desde el punto de vista de la plasticidad, se puede utilizar una amplia gama de materiales, desde arcillas de alta plasticidad, pasando por arcillas arenosas, arenas muy arcillosas, arcillas con gravas, arenas y limos, hasta arenas limosas de baja o nula plasticidad.

Tradicionalmente se han utilizado materiales lo más plásticos e impermeables posibles, pero actualmente se usan materiales granulares bien graduados con arcillas o limos de media a baja plasticidad y peores características de impermeabilidad, compensándose ambos aspectos disponiendo taludes más tendidos y aumentando el espesor del núcleo.

Algunos argumentos que avalan esta tendencia actual son:

- Los núcleos de arcilla con gravas y arena tienen mayores resistencias, se compactan mejor y tienen menos asientos, variaciones de volumen, problemas de altas presiones intersticiales y riesgo de fisuración por pérdida de humedad.

- Comparando un núcleo limoso respecto a uno arcilloso, su menor plasticidad aumenta la resistencia al corte y la estabilidad pero disminuye la impermeabilidad. Los núcleos arcillosos son muy sensibles al contenido de humedad lo que obliga a ser extremadamente exigentes en el control de la ejecución. En núcleos limosos con poca arena, una proporción muy alta de limos puede ocasionar problemas de compactación.
- La utilización de arcillas plásticas con alto contenido de finos, con un índice de plasticidad > 25 y un límite líquido > 50 , pueden plantear problemas de fisuración al perder humedad.

Granulometría

Los núcleos de arcillas o limos con gravas, bien graduados tienen las ventajas indicadas en el punto anterior. Además si la cantidad y el tamaño de las gravas no es excesivo contribuye al aumento de la resistencia a la compresión del material. Deben considerarse como elementos gruesos inmersos en una matriz de arcilla o limos y arena, matriz que da la impermeabilidad al conjunto.

En ocasiones se pueden admitir tamaños máximos de hasta 125 mm estudiando la cantidad y la granulometría en el conjunto del material, para evitar tener que cribarlo antes de su colocación en el núcleo. No obstante durante la ejecución, estos tamaños deben retirarse en las zonas de contacto del núcleo con el cimiento, las laderas o las estructuras de hormigón antes de la compactación, lo que obliga al empleo de un suelo de granulometría más fina o a retirar a mano los tamaños mayores.

La utilización de tamaños como el indicado requiere emplear, para su caracterización, equipos de laboratorio especiales de mayor tamaño que los normalizados.

Arcillas dispersivas

Las arcillas dispersivas son aquellas que, bajo ciertas condiciones, defloculan y son erosionadas rápidamente y arrastradas por un flujo de agua. Debido a esta propiedad su utilización en presas de materiales sueltos es potencialmente peligrosa, pero hoy se sabe como identificarlas y utilizarlas. Estas arcillas suelen estar asociadas a la presencia de sales de sodio en el agua intersticial, y aunque en algunos casos hay signos externos que pueden ayudar a reconocerlas, solo puede hacerse de manera segura mediante ensayos de laboratorio.

Los ensayos de laboratorio utilizados para su identificación son el "pin-hole", que mide directamente la tendencia de la arcilla a dispersarse en agua y el que mide la cantidad relativa de sales disueltas en el agua intersticial. Aunque lo normal es que ambos ensayos den resultados concordantes, es conveniente hacer los dos, pues se han obtenido con ciertas arcillas resultados opuestos.

Cuando el préstamo disponible de explotación más económica de material impermeable es dispersivo, se podría utilizar, si se toman las precauciones siguientes:

- a) Colocar un filtro aguas abajo, filtro crítico, adecuado. Los criterios para diseñarlo son independientes de la plasticidad y dispersibilidad del material impermeable y únicamente dependen de su granulometría.
- b) En el contacto del material impermeable dispersivo con la cimentación, si ésta es roca, es conveniente colocar una o dos capas de material impermeable no dispersivo, o el material dispersivo tratado con cal o yeso ($\approx 2\%$ mínimo). También puede aplicarse un mortero al contacto roca-núcleo y compactar la primera capa de núcleo cuando aquel aún está fresco. Puede también gunitarse el terreno.

Como para cualquier núcleo, las fisuras de la roca deberán limpiarse previamente hasta una profundidad de al menos 3 veces su ancho y rellenarlas con mortero. Si el rastrillo del núcleo se excava en un suelo o roca permeable, debe interponerse un filtro en el contacto aguas abajo.

- c) Para evitar problemas de erosión interna del núcleo, debido a la defloculación del material y a la fisuración, deberá compactarse con un contenido de agua por encima de la humedad óptima ($+2\%$) o al menos al 100% del Proctor Normal.
- d) Deben tomarse precauciones especiales para colocar material dispersivo alrededor de alguna estructura rígida. En algunos casos se han tratado las arcillas dispersivas con cal en estas interfases. Se deberá compactar en tongadas delgadas ($1/2$ ó $1/3$ del espesor de las tongadas normales) donde no se puedan emplear los equipos de compactación grandes. Se deben evitar los conductos atravesando el núcleo, pero si los hay, una medida aconsejable es rodear el extremo aguas abajo (a la salida del núcleo) del conducto con un diafragma de filtro.
- e) Se debe evitar que se seque la superficie de la tongada durante la ejecución de la obra, lo que puede ocasionar agrietamientos que faciliten el inicio de vías preferentes de filtración posibilitando fenómenos de erosión interna.

Aumento de la plasticidad del material para ciertas zonas.

En ocasiones podría ser conveniente aumentar la plasticidad del material a utilizar en determinadas zonas, para disminuir la posibilidad de fisuración o erosión. Para esto se pueden seleccionar en el préstamo las zonas con material de mayor plasticidad y colocarlo con un contenido de humedad por encima del óptimo de compactación.

Otra alternativa, si no se encuentran zonas con suficiente plasticidad en el préstamo, es adicionar al material disponible una cierta cantidad de una arcilla muy fina (normalmente bentonita), cantidad a determinar con ensayos en función de la plasticidad que se quiere conseguir, y que se puede expresar en % en peso seco respecto al material que pasa por el tamiz 5 UNE del suelo del préstamo.

Las zonas del núcleo en las que tradicionalmente se ha emplazado este material con mayor plasticidad son:

- Los metros superiores del núcleo, con objeto de disminuir la posibilidad de agrietamiento por asentamientos de la presa.
- El contacto núcleo-cimiento, o núcleo-estructuras rígidas para facilitar un buen contacto durante la compactación y disminuir el riesgo de erosión en la interfase.

Contra la práctica de utilizar un material más plástico y cohesivo en la coronación de presa se esgrimen los siguientes argumentos:

- Aunque el uso de un material más plástico y cohesivo reduce la posibilidad de aparición de grietas en coronación por asientos diferenciales, si se produce la grieta, con un material más cohesivo esta tenderá a transmitirse a mayores profundidades. Un material menos cohesivo tiende a cerrarla.
- Si bien un material más cohesivo es más resistente a la erosión interna, una vez producida la grieta, para contribuir a su autosellado, es preferible un material más erosionable, siempre contando con un filtro que funcione correctamente.
- La zona alta del núcleo es la más expuesta a desecación, y en estas condiciones, una arcilla plástica colocada con una humedad elevada corre el riesgo de fisuración por pérdida de humedad.

7.1.1.2. Estudio de los materiales

La investigación debe iniciarse en las proximidades de la cerrada, preferentemente en la zona del vaso del embalse. Es conveniente utilizar préstamos a una cota no inundable. Si esta explotación se realiza a media ladera se reducen los problemas creados por el nivel freático o de falta de drenaje frente al agua de lluvia.

En general, los materiales procedentes de las excavaciones de la propia presa, del aliviadero, desvío del río, etc., no se utilizan para la construcción del núcleo ya que, una selección durante la excavación, no es económicamente aconsejable. Estos materiales suelen emplearse en los espaldones.

Si no se encuentra material útil en las zonas próximas, hay que investigar otras más alejadas. En cada caso debe buscarse la solución más económica, adaptando el proyecto de la presa a los materiales disponibles. En unos casos la solución será emplear materiales más alejados que permitan reducir el volumen del núcleo, y en otros utilizar materiales más próximos, de peores características y que obliguen a aumentar el volumen de aquel. (Este razonamiento debe aplicarse al conjunto de los materiales de las distintas zonas de la presa).

Los volúmenes investigados en los reconocimientos previos deben superar a los necesarios. En el estudio de detalle del préstamo el material disponible debe superar de 1,5 a 2 veces al necesario.

En la Guía Técnica nº 3 "Estudios geológicos, geotécnicos y de prospección de materiales" se trata ampliamente de estos temas.

Tipos de depósitos utilizables para construir núcleos de presa

- a) Depósitos de río antiguos (terrazas altas). Las arcillas y limos suelen estar recubriendo a las gravas y arenas.
- b) Conos de deyección o abanicos de depósitos torrenciales de ramblas, ríos o arroyos.
- c) Depósitos de ladera. En la base de montes de rocas no duras, como calizas, pizarras, esquistos, etc. suele haber bastante arcilla. En las laderas de montes con materiales arcillosos puede haber masas deslizadas de bloques y gravas angulosas con arcilla.
- d) Suelos residuales de alteración de rocas.
- e) Depósitos glaciares. Suelen ser muy heterogéneos.
- f) Depósitos lacustres del Terciario moderno.

Métodos de investigación

Los métodos de investigación más usuales de yacimientos de materiales son los siguientes:

- a) Investigación sobre planos topográficos: detección, volúmenes, accesos.
- b) Investigación sobre planos geológicos. Exactitud variable dependiendo de la escala.
- c) Fotografías aéreas: detección y ubicaciones previas.
- d) Trabajos de campo: recorridos observando trincheras (carreteras, ferrocarril, etc.), explotaciones actuales o antiguas y toma de muestras.
- e) Geofísica: sondeos eléctricos verticales y sísmica de refracción.
- f) Sondeos mecánicos con testigo y toma de muestras inalteradas, sondeos con hélice y sondeos sin recuperación de testigo pero con registro de parámetros de perforación.

- g) Calicatas y trincheras, con toma de muestras.
- h) Terraplenes de prueba: métodos y equipos de colocación y características geotécnicas que se logran con ellos.

En préstamos de gran espesor o con bastante recubrimiento, son preferibles los sondeos, mientras que en yacimientos extensos y poco profundos serán más útiles las calicatas.

Como orientación se puede decir que en una primera fase de investigación bastarán unos pocos sondeos y/o calicatas, mientras que en una segunda fase se deberá hacer uno por cada 20.000 a 50.000 m³ de material necesario, para llegar a uno por cada 5.000 a 10.000 m³ durante la fase de construcción.

Objetivos de la investigación

Deben orientarse a lo siguiente:

- Determinar la situación relativa del préstamo respecto a la cerrada, los posibles accesos y dificultades que pueden presentar (problemas de impacto ambiental tanto del préstamo en si como de las nuevas carreteras, travesías de poblaciones, etc.)
- Volúmenes disponibles, que deben ser notablemente superiores a las necesidades.
- Humedad natural. Si esta es superior a la óptima de compactación, puede ser muy problemática la organización de la explotación del préstamo para conseguir bajarla. Por contra, un material muy seco requerirá cantidades importantes de agua para conferirle la humedad adecuada.
- Características geotécnicas de los materiales. Es conveniente que el material del núcleo compactado sea ligeramente menos compresible que los materiales que lo arropan, los cuales le transmitirán, por asiento diferencial, una pequeña sobrecarga por rozamiento negativo. En el caso contrario se presenta el riesgo de "cuelgue" del núcleo. Aunque existen muchos núcleos en los que no ha sido posible conseguir esta condición, siempre es deseable.
- Homogeneidad del yacimiento. Si el suelo obtenible es muy variable en su permeabilidad y otras características en distancias cortas, es preciso adoptar los métodos pertinentes para homogeneizarlo. Cuando el suelo cambia de propiedades con la profundidad, caso frecuente, será preciso excavar verticalmente para mezclar el material de las diferentes capas. En algún caso interesa seleccionar una arcilla de mayor plasticidad para su uso en determinadas zonas del núcleo, arcilla localizada en un cierto estrato que se explotaría horizontalmente.

- Naturaleza y espesor de la montera, para determinar el coste de su retirada.
- Porcentaje y granulometría de tamaños gruesos (gravas y bolos).

7.1.1.3. Caracterización de los materiales de las zonas de préstamo seleccionadas

Los ensayos que se suelen efectuar pueden agruparse en:

a) *Ensayos de identificación*

- ◇ - Granulometría por tamizado (NLT-104/91, ASTM D-422)
- Granulometría por sedimentación (ASTM D-422)
- ◇ - Límites de Atterberg (NLT 105 y 106/91, ASTM D-423 y D-424)
- ◇ - Peso específico de las partículas (NLT 211/91, ASTM D-854)
- Contenido en sales solubles (M.L. Jackson, 1964)
- Contenido en sulfatos solubles (NLT 120/72)
- Contenido en carbonatos (NLT 116/91)
- Contenido en materia orgánica (NLT 117/72)
- Composición mineralógica de las arcillas por Rayos X

b) *Ensayos de estado*

- ◇ - Humedad natural (NLT 102/91, ASTM S-2216)
- ◇ - Densidad seca natural (NLT 206/91, ASTM D-2167)

c) *Ensayos de compactación*

- ◇ - Densidad y humedad óptima Próctor Normal (NLT-107/91)
- Densidad y humedad óptima Próctor Modificado, sólo para el caso de presas grandes y como complemento a los anteriores (NLT-108/91).

Hay opiniones de que no deben utilizarse especificaciones, para la construcción de núcleos, basadas en el ensayo Próctor Modificado, en el caso de suelos arcillosos con humedad óptima Próctor Normal superior al 15%, pues en esas condiciones el suelo no es capaz de absorber energías de compactación mayores.

d) *Ensayos de permeabilidad*

- Permeabilidad en muestras compactadas al 100 y 98% D.M.P.N. (Densidad Máxima Próctor Normal) y también al 95% para presas pequeñas (ASTM D-2434)

Los ensayos de permeabilidad en laboratorio son poco representativos, dando valores al menos 10 veces inferiores a los que se logran in situ, sobre todo en materiales poco homogéneos.

e) *Ensayos de resistencia*

- Resistencia a compresión simple (NLT-202/91, ASTM D-2166)
- Triaxiales CU y UU, en muestras compactadas al 100% y 98% D.M.P.N. (ASTM D-2850).

f) *Ensayos de dispersividad*

- Pin-Hole (J.L.Sherard, 1976)

g) *Ensayos de deformabilidad, expansividad y consolidación*

- Edométricos para materiales de baja densidad (ASTM D-2435)
- Expansividad: hinchamiento libre, Lambe y presión de hinchamiento (UNE 7392 y 7403).

El número de ensayos depende de la variación de los resultados, pudiendo tomarse 2 ó 3 muestras por sondeo o calicata en las que se harían principalmente los ensayos indicados con $\diamond$ y en menor medida algunos del resto, procurando sean lo más representativos. Durante el control de construcción, el número de muestras para los ensayos indicados con $\diamond$ debe ser de una por cada 1.500 a 2.000 m³ y de una por cada 10.000 a 20.000 m³ para el resto, así como cada vez que se considere que cambien las características del material en el frente de extracción en el préstamo.

7.1.2. Control de calidad de los materiales para la construcción de núcleos

Normalmente las condiciones que se piden en las especificaciones del proyecto a los materiales para núcleos responden a los ensayos indicados en el punto anterior.

Se pueden agrupar en las siguientes divisiones:

- a) *Origen de material.* La primera especificación debe referirse al origen del material, esto es, al préstamo o préstamos que una vez investigados y seleccionados, han dado lugar, en base a sus características, al diseño de la sección tipo de la presa.

El resto de especificaciones deben ir dirigidas a poner unos límites razonables respecto a las características medias del material que en su día se adoptó para el cálculo de estabilidad de la presa, o bien unos límites comúnmente aceptados para ciertas características, pero que sea posible hacérselos cumplir al material en cuestión con un coste moderado. En el caso de préstamos con volumen abundante, con material cambiante por zonas, con unas especificaciones adecuadas en función de los ensayos previos se podrá impedir el empleo de las zonas de peores características.

- b) *Tamaño máximo de partículas.* Normalmente se especifica un tamaño máximo en el rango de 50 a 125 mm. Esta limitación asegura que la compactación no resultará afectada por los tamaños gruesos superiores a los indicados. En muchas ocasiones esta especificación se puede cumplir con una simple retirada manual de los tamaños gruesos, no siendo necesario el cribado del material.
- c) *Mínimo que pasa por el tamiz 0,080 UNE.* En ocasiones se establece que porcentaje mínimo del material debe ser del tamaño de los limos y arcillas. Dicho porcentaje debe fijarse en función del material del préstamo. También se suele indicar un mínimo que pase por el tamiz 5 UNE, para garantizar que el material no tiene una granulometría discontinua, lo cual puede afectar al diseño del filtro crítico.
- d) *Máximo que pasa por el tamiz 0,080 UNE.* En algunos casos se especifica también este límite para asegurarse de que el núcleo es compatible con el filtro crítico diseñado. Como en el caso anterior, dicho porcentaje será función de la investigación del material del préstamo. Es importante comprobar la granulometría del núcleo una vez compactado, pues debido a la rotura de las partículas de roca débiles y a la mezcla de suelos finos y gruesos en el préstamo, puede diferir bastante de la que tengan las muestras tomadas en el origen, y se corre el riesgo de diseñar un filtro crítico inadecuado. Por tanto, cuando se hagan los ensayos de granulometría sobre muestras del préstamo se deben haber sometido previamente a compactación.
- e) Las prescripciones sobre la granulometría del núcleo deben garantizar que se trata de un material autoestable a la filtración, y que cumple las condiciones necesarias en relación con los filtros definidos en el diseño de la presa.
- f) *Límites de Atterberg.* Normalmente se señala en las especificaciones el límite inferior del índice de plasticidad, o se define un rango. También se establece un límite superior al límite líquido, cuando preocupa el que aparezcan arcillas de alta plasticidad durante la explotación del préstamo. Como en los casos anteriores, los límites impuestos deben poder ser satisfechos por la mayor parte del material del préstamo.
- g) *Otras especificaciones.* También deducidas de la investigación del material del préstamo pueden ser:
- ◆ Mínimo de densidad máxima Próctor Normal (D.M.P.N.)
 - ◆ Máximo contenido en sales solubles
 - ◆ Máximo contenido en sulfatos solubles
 - ◆ Máximo contenido en carbonatos
 - ◆ Máximo contenido en materia orgánica
 - ◆ Máximo de permeabilidad en muestras compactadas al 100% ó 98% de la D.M.P.N.
 - ◆ Mínimo de ángulo de rozamiento interno
 - ◆ Mínimo de cohesión
 - ◆ Máximo de expansividad (índice Lambe)

- ♦ No dispersividad, salvo que se haya aceptado un préstamo de arcilla dispersiva, con las precauciones mencionadas para estas arcilla en 7.1.1.1.

7.1.3. Materiales para filtros y drenes

7.1.3.1. Selección del material

La práctica habitual para la comprobación de los criterios de filtración comprende los siguientes pasos:

1. Análisis del suelo base incluyendo la autoestabilidad, su cohesión y la amplitud y posible discontinuidad de su curva granulométrica.
2. Comprobación del criterio de retención.
3. Comprobación del criterio de permeabilidad.

Además debe tenerse en cuenta:

4. Capacidad de descarga de los drenajes
5. Segregación de los materiales
6. Capacidad de autocurado

7.1.3.2. Análisis del suelo base

Antes de estudiar el diseño del filtro, es necesario comprobar que el material base es autoestable. A su vez debe serlo también, naturalmente, el filtro que se diseñe.

La evaluación de la autoestabilidad puede hacerse por el método de Kenney y Lau, que se expone en 7.1.3.8 o por el cálculo del coeficiente de inestabilidad de Sherard. La mera contemplación de la curva granulométrica, a la vista del criterio de Uriel, de exigir una pendiente mínima y la existencia de codos de concavidad hacia arriba, pueden hacer temer la falta de autoestabilidad de un suelo. En los casos de curvas ampliamente graduadas y que tienden a lineales, podría ser útil el procedimiento de Lafleur. Estos métodos se pueden ver en la Guía Técnica nº 2 "Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas" o en la bibliografía.

7.1.3.3. Comprobación del criterio de filtración

En primer lugar, conviene recordar que se están empleando siempre criterios empíricos, extrapolando una determinada investigación. Conviene por ello, en cada caso, utilizar los métodos de los autores que han trabajado con materiales más parecidos a los del caso concreto que se trate de analizar. Por otra parte, los cálculos de comprobación son tan sencillos que no importa emplear varios métodos en cada caso e, incluso, utilizar ensayos de laboratorio para comprobar la compatibilidad de los materiales. El "No Erosión Filter Test" no es mucho más complicado que cualquiera de los métodos habituales de laboratorio de obra, y la instrumentación necesaria es

muy sencilla de construir. Su descripción puede verse entre otras publicaciones de la Bibliografía en "Teoría y práctica de la filtración y drenaje en presas de materiales sueltos", Bravo 1995.

7.1.3.4. Comprobación del criterio de permeabilidad

El filtro debe poder dejar pasar las filtraciones, sin desarrollar presiones intersticiales excesivas. El criterio más ampliamente seguido es aplicar la relación de Terzaghi, que puede verse en la publicación citada en 7.1.3.3 lo que asegura una permeabilidad del orden de veinte veces mayor que la del núcleo. Hay que tener cuidado con el contenido de finos de los filtros, pues una pequeña cantidad de limo o arcilla puede disminuir mucho la permeabilidad de las arenas.

7.1.3.5. Comprobación de la capacidad de descarga de los drenajes

Es imperativo que el sistema de drenaje pueda conducir aguas abajo los caudales de filtración, en el peor de los casos, sin el desarrollo de presiones intersticiales excesivas. Debe estudiarse la posibilidad de fisuración del núcleo, fracturación hidráulica o segregación de los materiales. La línea de saturación no debe superar la parte superior del dren.

La capacidad de drenaje se suele calcular según la Ley de Darçy, con un adecuado coeficiente de seguridad. Para drenes gruesos se presenta el problema de la turbulencia que disminuye la capacidad de transporte respecto de los supuestos de la Ley de Darçy. Con materiales gruesos, no puede considerarse válida una ley lineal como la de Darçy, para expresar la velocidad en función del gradiente hidráulico. Parece que la ley se cumple solamente por debajo de un cierto número de Reynolds. De los estudios realizados se puede deducir un valor por el que hay que multiplicar la permeabilidad según Darçy, para obtener la permeabilidad aparente. El factor de reducción, depende, como podría esperarse, del gradiente hidráulico y del tamaño de grano del material en cuestión.

Los efectos no-lineales son despreciables para materiales del tipo de arenas finas y medias, incluso para gradientes iguales o superiores a 10. Pero si el diámetro medio es, por ejemplo de 10 mm, el coeficiente de permeabilidad aparente, bajo un gradiente de 1, es, aproximadamente, la décima parte del que correspondería según la Ley de Darçy.

7.1.3.6. Capacidad de autocurado

El material de filtros y drenes no debe ser cohesivo, sino que debe ser capaz de deshacerse, autocurando la fisura que pudiera producirse aunque ésta se mantenga en las zonas adyacentes. Para comprobarlo sugiere Vaughan el ensayo que llama del "castillo de arena" que se describe mas adelante (7.2.2.4)

Naturalmente en materiales calizos, o donde el agua de filtración puede disolver carbonatos, es imposible, con el tiempo, asegurar que no se produce una cierta cementación de los filtros. Lo que

ocurre es que la mayor parte de las deformaciones y por tanto de las fisuras, se habrán producido antes de la aparición de la cementación.

7.1.3.7. Otras prescripciones de los materiales.

Este apartado trata de las condiciones que suelen exigírseles a los materiales mas comunes además de las determinadas por los criterios de filtración y de drenaje citados anteriormente.

Materiales Granulares

El filtro granular es, en general, el más adecuado para la construcción de presas. Debe ser suficientemente fino para estabilizar la migración de partículas del material base y lo suficientemente grueso para evacuar el caudal de agua excedente sin originar gradientes excesivos. Y esto durante toda la vida de la presa. Además de las condiciones ya establecidas, el filtro ideal debe:

- a) No cambiar su granulometría durante su colocación en obra, ni degradarse con el tiempo, con procesos de hielo-deshielo o con la filtración. El filtro debe estar constituido por partículas duras y durables no susceptibles de degradación. La granulometría debe medirse después de extendido y compactado.
- b) No tener cohesión real ni aparente, ni capacidad de cementarse como resultado de acciones químicas, físicas o biológicas. El filtro debe permanecer sin cohesión, de forma que no exista en él ninguna tendencia al agrietamiento cuando un núcleo adyacente haya sido dañado por fisuración. El empleo de materiales calizos es contrario a este requerimiento, aunque se usen en todo el mundo, confiando en que los mayores movimientos han de producirse en la primer parte de la vida de la presa cuando aún no se ha cementado el filtro.

Los materiales empleados en la construcción de filtros son, en general, los producidos por la desintegración natural de las rocas, aunque existen algunos producidos artificialmente.

Geotextiles

Son textiles fabricados con fibras sintéticas con aplicación en Ingeniería. Normalmente están hechos de poliéster, polipropileno, nylon, polietileno o de una combinación de estas sustancias. Aunque el control de su calidad de fabricación suele ser bueno, debe hacerse notar que las propiedades de los distintos tipos de geotextiles varían bastante.

La naturaleza de los elementos que constituyen un geotextil determina un cierto número de sus propiedades. Pueden ser:

- Fibras, de longitud reducida (20 a 80 mm) para diámetros de 15 a 40 micras.
- Filamentos, de longitud indefinida y diámetro de 20 a 40 micras.

- Fibrillas, elementos de apariencia fibrosa que proceden de una operación de fibrilación de una película de polímero, en general polipropileno; su sección es sensiblemente rectangular, con dimensiones normalmente mayores que las de las fibras y su longitud de 10 a 100 mm.
- Bandeletas, que son bandas continuas, estrechas (2-3 mm), de pequeño grosor en relación con su anchura, obtenidas por corte de películas o por hilado directo de un material textil.
- Hilo monofilamento, o crin, en general de diámetro de 2 ó 3 mm.
- Hilo multifilamento, obtenido por la unión, por torsión débil, de filamentos continuos.
- Hilados de fibras, constituidos por la unión de fibras por torsión.

Los procesos de fabricación de estos geotextiles han dado lugar a una amplia variedad de tipos, con propiedades muy distintas.

- Geotextiles tejidos, en general con hilos monofilamento o multifilamento o con bandeletas. Por su misma construcción son heterogéneos, anisótropos y poco deformables.
- Geotextiles no tejidos, obtenidos en su mayoría por hilado directo. La unión de los filamentos en el interior del producto se obtiene por agujeteado o por termosoldado. Su distribución de poros es parecida a la de los suelos naturales.
- Geotextiles compuestos, formados por la asociación de geotextiles simples.

7.1.3.8. Ensayos y controles

El método más seguro para determinar si un material granular es internamente inestable es realizar con él un ensayo de filtración, como el descrito por Kenney y Lau (1985).

Se fabrica una probeta compactada de ensayo y se le aplican fuerzas de filtración y vibratorias para conseguir que las partículas sueltas se muevan hacia la base de la probeta. Para asegurar que estas probetas son homogéneas se hacen de la siguiente forma:

- Se coloca una capa gruesa de drenaje en el fondo de la célula de ensayo.
- Se añade el material preparado en 10 a 20 veces con idéntica granulometría.
- Se compacta la probeta con varilla para evitar la formación de capas.
- Se hace la probeta de suficiente longitud, para que pueda desarrollarse una región central uniforme sin la influencia de los extremos.

Se aplica después un gradiente hidráulico a la probeta y se vibra el aparato suavemente para conseguir el mayor transporte posible de partículas a través del material. Cada ensayo se mantiene al menos durante 10 horas hasta que no se observa movimiento de partículas. Después del ensayo

se saca el material de la probeta en seis porciones sucesivas y se determina la curva granulométrica de cada una de ellas. Se determina la pérdida (o ganancia) de partículas en cada porción comparándolas con la granulometría primitiva. Si hay alguna pérdida apreciable de material en la región central, se considera el material internamente inestable.

7.1.4. Materiales para cuerpo de presa, espaldones y escolleras

7.1.4.1. Generalidades

Normalmente, el diseño más económico responderá al tipo que precise los materiales de construcción cuyas zonas de préstamo y canteras se encuentren más próximas a la presa, sin que sea necesario realizar excesivas modificaciones al material de origen.

7.1.4.2. Estudios previos de los materiales para espaldón

Zonas de préstamo para los materiales de espaldón

En el proyecto de la presa se hará el estudio comparativo de las diferentes soluciones posibles a la vista de las características de la cerrada y de la disponibilidad de materiales, y se seleccionará la mas económica que cumpla las condiciones de seguridad y funcionalidad exigidas.

Técnicas de investigación

Existen diversas técnicas para localizar y estudiar las zonas de préstamo de materiales para espaldones. Estas son, en general, técnicas comúnmente utilizadas para reconocimientos del terreno:

a) Mapas topográficos.

Es una herramienta fundamental para cualquier tipo de investigación. Todos los datos de la investigación deben reflejarse en ellos, refiriéndolos al sistema regional de coordenadas.

En los primeros tanteos y localizaciones pueden emplearse planos a escala 1/50.000 ó 1/25.000 y posteriormente, y una vez seleccionadas las zonas de investigación, serán necesarios planos a escala 1/1.000 ó 1/500.

b) Interpretación de fotografías aéreas.

La interpretación fotogeológica por medio de un estereoscopio constituye una gran ayuda en la primera aproximación para poder identificar posibles zonas de préstamo y canteras.

c) *Métodos geofísicos.*

Los métodos geofísicos más comúnmente empleados en el estudio de zonas de préstamo, son la refracción sísmica y la resistividad eléctrica.

c.1.) Refracción sísmica de las ondas P.

Este método se basa en el hecho de que, en rocas y en suelos la velocidad de las ondas sísmicas aumenta con el incremento de la resistencia y de la compacidad.

Este método es posiblemente el más utilizado para delimitar las zonas de suelo y las de roca, en función de su alteración. Si se combina con información geológica puede servir para determinar la posible excavación mecánica de la roca (con o sin ripado previo), e incluso para establecer correlaciones entre la velocidad de las ondas "P" y la resistencia a compresión del material.

c.2) Resistividad eléctrica.

Este método se basa en medir la resistencia del terreno al transmitir una corriente eléctrica inducida. Se utiliza para localizar zonas falladas, zonas de alteración profunda y cavidades. También se utiliza para la exploración de depósitos aluviales donde se pueden distinguir lechos de gravas, arenas permeables y arcillas de baja permeabilidad.

d) Calicatas y sondeos.

Son, sin duda alguna, los métodos más utilizados. Son imprescindibles para profundizar en el conocimiento de las zonas previamente seleccionadas.

Las calicatas permiten tener un conocimiento de la zona más superficial del material a investigar (4-5 m). Son relativamente baratas y rápidas y permiten situar los límites de los distintos materiales, su estructura e incluso realizar ensayos in situ.

Los sondeos, por su parte, permiten tener un conocimiento de zonas más profundas. En el caso de materiales rocosos es el método más empleado para estudiar sus características principales.

Aspectos a valorar en la elección de las zonas de préstamo

Prácticamente todos los suelos y rocas pueden utilizarse para la construcción de presas de materiales sueltos. El coste de la presa dependerá de los volúmenes necesarios y de los condicionamientos que conlleve la explotación, el transporte y la puesta en obra del material utilizado.

Por lo que se refiere a los materiales de espaldón, y en general a cualquier otro componente de la presa, conviene tener en cuenta los siguientes aspectos:

- La distancia desde la cantera a la presa debe ser lo menor posible.
- Conviene seleccionar las canteras de modo que la posición relativa respecto a la presa y las pendientes de los caminos de acceso sean lo más adecuados para que la maquinaria pueda tener buenos rendimientos.
- Hay que estudiar la naturaleza y el espesor de los suelos orgánicos, así como las posibles intercalaciones de material no apropiado, con el fin de ver si es factible una explotación a unos costes razonables.
- El contenido natural de agua es importante a la hora de evaluar un préstamo. Este valor es fundamental para dimensionar los medios necesarios en el caso de que haya que añadir agua o el tiempo que se requerirá para rebajar el contenido natural de ésta.

Terraplenes de ensayo

Los terraplenes de ensayo son recomendables en presas de un cierto tamaño con el fin de conocer el comportamiento real de la escollera o grava que constituya los espaldones.

Estos terraplenes pueden realizarse:

- a) En la etapa de diseño de la presa para verificar: la densidad y la granulometría resultante, la permeabilidad del relleno, el módulo de compresibilidad y el grado de rotura del material bajo el efecto de los rodillos compactadores.
- b) Durante la etapa de construcción, a efectos de seleccionar el compactador más adecuado, el espesor de tongada y el número de pasadas necesario para alcanzar la densidad requerida.

Otros valores que es necesario comprobar son el efecto de diferentes cantidades de agua de riego sobre la densidad en función del número de pasadas, y el asiento producido en cada tongada en función del número de pasadas.

Debe insistirse que siempre es recomendable realizar un terraplén de ensayos, dado que permite optimizar los métodos de construcción en beneficio de la economía y seguridad de la obra y por lo general sólo representa un pequeño coste dentro del montante total de la presa.

7.1.4.3. Especificaciones habitualmente exigidas a los materiales de los espaldones del cuerpo de presa

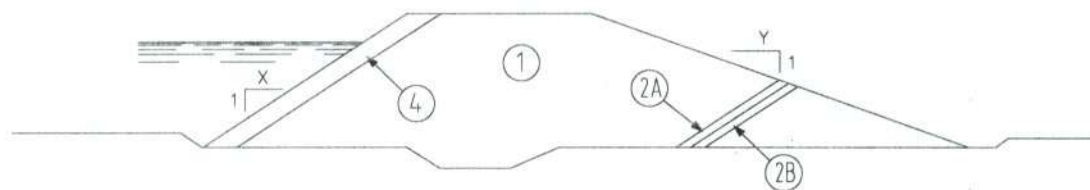
Se distinguen tres tipos genéricos de presas:

- Presas de tierras.
- Presas de escollera, con núcleo de arcilla.
- Presas con pantalla aguas arriba.

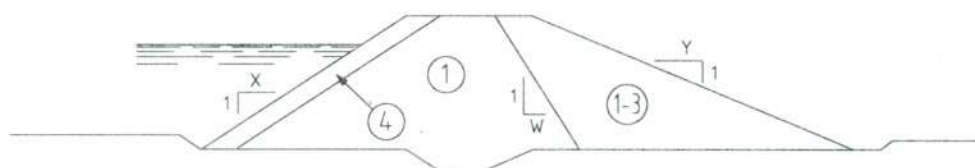
Para diferenciar los distintos tipos de materiales, se utilizará la nomenclatura que se muestra en las Figuras 24, 25 y 26.



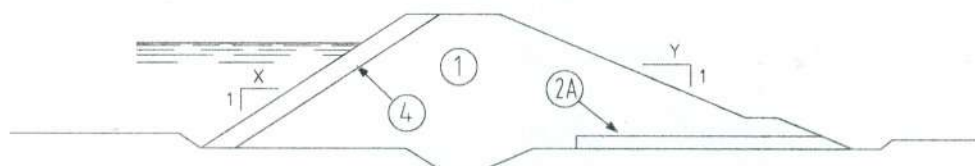
PRESAS HOMOGENEAS



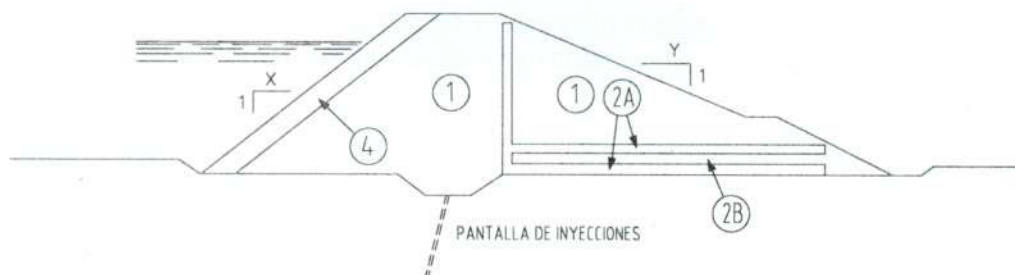
PRESAS DE TIERRAS CON DREN DE PIE



PRESAS DE TIERRAS ZONIFICADAS



PRESAS DE TIERRAS CON DREN HORIZONTAL

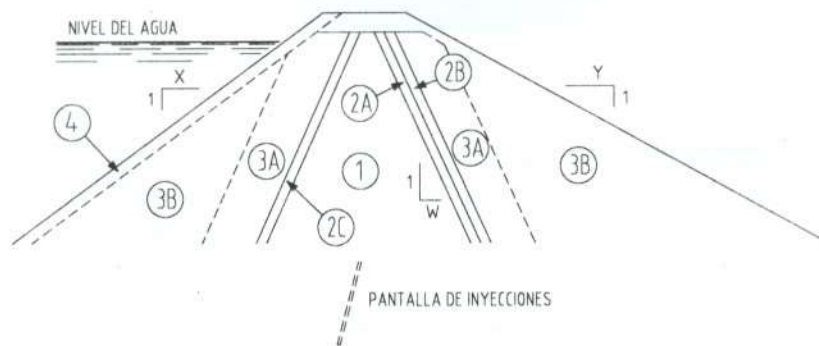


PRESAS DE TIERRAS CON DREN CHIMENEA

- 1 CUERPO DE PRESA
- 2 FILTROS Y DRENES
- 3 RELLENO NO PERMEABLE
- 4 PROTECCION DEL PARAMENTO

Designación de los materiales en las presas homogéneas

Fig. 24



PRESAS DE TIERRAS Y ESCOLLERA-NUCLEO CENTRAL



PRESAS DE TIERRAS Y ESCOLLERA-NUCLEO
INCLINADO HACIA AGUAS ARRIBA

- 1 NUCLEO IMPERMEABLE
- 2 FILTROS Y DRENES
- 3 ESCOLLERA (ESPALDONES)
- 4 PROTECCION DE PARAMENTO

Designación de los materiales en las presas con núcleo de arcilla

Presas de tierra

Las especificaciones habitualmente exigidas son las siguientes:

a) *Origen de los materiales.*

Se indicarán los préstamos y canteras utilizables, de acuerdo con la investigación realizada en fase de proyecto.

b) *Tamaño máximo de las partículas de grava o fragmentos de roca.*

Normalmente el límite superior exigido suele estar entre 75 y 125 mm. La intención es garantizar que la compactación no se vea afectada por las partículas de tamaño superior.

c) *Granulometría.*

Se suelen establecer límites al porcentaje que pasa por el tamiz de 0,080 mm, que dependen de las características del material aprovechable en la zona de préstamos. También se suele requerir un mínimo porcentaje que pasa por el tamiz de 4,75 mm. Estas limitaciones se establecen con el fin de evitar que existan discontinuidades en la granulometría, ya que esto afecta de forma importante al diseño de los filtros. En la mayor parte de las prescripciones de proyecto se suele fijar un huso granulométrico que acota las curvas granulométricas aceptables.

d) *Límites de Atterberg.*

Se suelen especificar de diversos modos. En algunas ocasiones se exige un índice de plasticidad superior a un mínimo y en otros se señala un máximo al límite líquido. Esto último se suele hacer en el caso de que en la zona de préstamos existan arcillas de plasticidad alta que pueden ser difíciles de compactar. En otras ocasiones se suele especificar el rango permitido para el límite líquido y el índice de plasticidad en relación a la línea A del gráfico de plasticidad de Casagrande. Cualquiera que sea la forma en la que se indique lo importante es especificar unos límites que puedan ser satisfechos por el material que se quiere usar.

e) *Espesor de tongada. Contenido de agua y porcentaje de densidad en relación con la máxima.*

Estos valores se especifican para asegurar que el material de la zona 1 de la presa (Ver Fig. 24) se compacta hasta conseguir un material uniforme de baja permeabilidad. Como criterios generales se suele indicar lo siguiente:

- Se utilizarán los valores de compactación del Próctor Normal, no del Próctor Modificado. Esto se hace con el fin de asegurar unos valores de la humedad de

compactación que generen rellenos flexibles de baja permeabilidad. Compactaciones con valores del contenido de agua bajos llevarían a obtener rellenos con densidades altas, pero incrementaría el riesgo de fisuración.

- Requerir un porcentaje de densidad mayor o igual del 98% Próctor Normal es razonable y compatible con los rangos de contenidos de agua usuales. Compactar hasta densidades más altas no presenta ventajas y complica la construcción. Para presas pequeñas y para aquellas que se construyan en climas húmedos, resulta razonable disminuir el porcentaje de compactación hasta un 95% teniendo en cuenta que este valor se alcanzará con un contenido de agua algo superior al óptimo. Sin embargo, esta misma densidad obtenida con un porcentaje de humedad sustancialmente inferior al óptimo (p. ej. -3%) puede provocar un relleno permeable y por lo general inaceptable.
- Los espesores de tongada dependerán de la maquinaria de compactación que se utilice. Espesores en torno a 150 mm usados hace algunos años, son probablemente excesivamente pequeños para los equipos existentes en la actualidad. De hecho pueden considerarse como espesores máximos de tongada para rodillos pata de cabra de entre 6 y 10 T, 0,3 m y 0,4 m, respectivamente.
- Los terraplenes de ensayo son el procedimiento mas adecuado para establecer estas especificaciones.

f) *Tipo de compactador y peso.*

Es normal indicar este dato en las especificaciones. Para los rellenos de tierras, lo más común es requerir un rodillo de pisones (pata de cabra, puntas de diamante, etc.), ya que:

- La acción de los pisones rompe los terrones cementados o la roca alterada.
- La rugosidad de la superficie resultante permite una mejor unión entre capas.
- La tendencia a formarse superficies de deslizamiento bajo el rodillo es menor que en el caso de un rodillo liso. Esta tendencia es un problema que se da en suelos colocados del lado húmedo con alta plasticidad y de grano fino.
- El contenido de agua de compactación es menos crítico que en rodillos de neumáticos.

El peso del rodillo se suele expresar por unidad de longitud de éste, ya que define mejor la presión de contacto que el peso total. En algunos proyectos también se especifica la geometría y el tipo de pison del rodillo, si bien estas prescripciones resultan un tanto innecesarias en la mayor parte de las presas.

En cualquier caso siempre es conveniente realizar un terraplén de ensayos para fijar los espesores de tongada y los tipos de maquinaria de compactación más adecuados.

g) *Rellenos en contacto con la cimentación.*

Es habitual especificar que los rellenos situados sobre la cimentación (aproximadamente 0,6-0,8 m) estén compuestos por los materiales más finos y plásticos que sea posible encontrar en la zona de préstamos y a su vez sean compactados con unos contenidos de agua superiores al óptimo (+2%, +3%). Esta especificación tiene la misión de facilitar la penetración del material en los huecos de la cimentación.

h) *Ajuste del contenido de agua.*

La mayor parte de las especificaciones requieren que el contenido de agua se ajuste en la zona de préstamo, permitiéndose exclusivamente un mínimo ajuste en la presa. Esto obliga a que el material alcance un contenido de humedad uniforme, ya sea regándolo, u oreándolo y removiéndolo.

i) *Compactación de las zonas exteriores del relleno.*

Normalmente el metro o metro y medio exterior (medido en horizontal) de una presa de tierras no se compacta adecuadamente con rodillos. Es necesario por tanto especificar si las tongadas sobrepasarán las líneas teóricas límites y posteriormente se recortará el material excedente o si se requiere una compactación posterior de la superficie del talud. En otras ocasiones se suele exigir una siembra de especies vegetales en el talud de aguas abajo, con el fin de evitar posibles arrastres del material y pequeños deslizamientos.

Presas de escollera con núcleo impermeable

No existe una especificación rígida para la calidad de la roca ni para su granulometría en las escolleras compactadas. Rocas que no serían aceptables como árido de hormigón, si lo son para su uso como escollera cuando se manejan adecuadamente. Rocas tales como las argilitas, algunas areniscas, pizarras, y otras rocas blandas se han utilizado con éxito en algunas ocasiones.

Si la roca es lo suficientemente resistente para soportar el tráfico de obra y la acción del rodillo vibratorio de 10 T cuando está húmeda, la experiencia demuestra que se puede usar como escollera compactada. En el caso de escolleras compactadas formadas por rocas blandas, muchas veces es necesario incorporar zonas de escollera permeable para asegurar su drenaje interno, si se observa un deterioro excesivo del material durante la compactación. El sobre coste de este drenaje interno suele venir compensado por la ventaja de poder utilizar rocas débiles próximas al emplazamiento.

Las especificaciones del material de espaldón en una presa determinada se adaptarán a las características de la roca disponible y el estado en el que ésta se encuentre, dentro, claro está, de unas limitaciones mínimas..

Entre las especificaciones que más comúnmente se le exigen a una escollera, se pueden citar:

a) *Tamaño máximo de la escollera y espesor de tongada.*

El tamaño máximo exigido suele estar comprendido entre los dos tercios y el total del espesor de la capa. Este último valor también varía de unas presas a otras, estando comprendido habitualmente entre 0,5 y 1 m para el material tipo 3A, situado próximo a la zona 2, aumentando progresivamente hasta 1,5 ó 2 metros en el material tipo 3B más próximo a los paramentos. (Ver fig. 25)

b) *Granulometría de la escollera.*

Depende de la calidad de la roca. Se suelen indicar una serie de hitos con el fin de garantizar un tamaño medio de los fragmentos de roca y con el fin de limitar la cantidad de finos y garantizar la permeabilidad. En el caso de rocas sanas, puede ser aconsejable que no más de un 50% del peso total pase por el tamiz de 25 mm de apertura y que no tenga más de un 10% pasado por el tamiz de 0,080 mm.

c) *Uso de agua.*

El uso de agua durante la colocación del relleno es beneficioso para cualquier tipo de escollera, siendo especialmente deseable para aquéllas que presentan alto riesgo de rotura si se aplica una compactación energética.

En ocasiones, el uso del agua se ve limitado por su escasez en la zona, o por la posible turbiedad provocada aguas abajo. En estos casos, las rocas blandas pueden utilizarse extendiéndolas en tongadas más delgadas y aumentando el número de pasadas del rodillo compactador. El volumen de agua especificado varía entre el 20% y el 100% del volumen de escollera.

d) *Tipo de compactador y número de pasadas.*

Para la compactación de la escollera es habitual emplear rodillos vibratorios lisos. El rodillo viene definido en la mayor parte de los casos por su peso estático comprendido entre 8 t y 12 t (usualmente 10 t) y por una frecuencia de vibración entre 1500 y 2500 ciclos por minuto y amplitud máxima del orden de 2 mm. Estas cifras son orientativas.

El número de pasadas mínimo se suele fijar en torno a 4, si bien lo recomendable es determinarlas en un terraplén de ensayos.

e) *Calidad de la roca.*

A menudo se indica que la escollera ha de ser sana y durable pero la experiencia muestra que una roca blanda tratada adecuadamente también puede emplearse en presas de este tipo.

Entre los ensayos que se suelen realizar para caracterizar una roca que se utilizará como escollera, el primero y fundamental es determinar su densidad aparente (UNE 7310).

Otra propiedad de una roca que es necesario conocer es la resistencia. Para ello, el ensayo más usado es el de compresión simple sin confinamiento (UNE 22185).

Otra característica que conviene conocer, es la resistencia de la roca al desgaste o a la abrasión. Entre ellos quizá el más utilizado, si bien no tiene su origen en el estudio de presas, es el de desgaste de Los Angeles (NLT 149).

La durabilidad de la roca es otra de las propiedades que debe verificarse. Dentro de los diferentes ensayos existentes, el más utilizado es el de resistencia frente a disoluciones de sulfato sódico o magnésico (UNE 7136). Muy ligada a esta propiedad está la absorción de agua. En muchas ocasiones, la limitación de su valor suele ser un criterio de aceptabilidad.

Además de estos ensayos es conveniente realizar un estudio petrográfico y otro químico de la roca que permita alcanzar un conocimiento de la estructura interna del material y de la posible acción de las aguas del embalse y lluvia sobre ella.

Existen requerimientos comunes exigidos a casi todas las escolleras, como es obtener una densidad compactada entre 2,0 y 2,2 t/m³. A efectos prácticos y dado lo complicado que resulta medir este valor de manera continua, sobre todo si la escollera admite tamaños grandes, se suele establecer una correlación entre la densidad de la escollera compactada y el número de pasadas del rodillo, con la ayuda de terraplenes de ensayo.

De las propiedades citadas anteriormente se suelen especificar frecuentemente en las prescripciones de proyecto, la resistencia a la compresión de la roca, el desgaste de Los Angeles, la absorción de agua por la roca y el módulo de deformación de la escollera.

f) *Selección y colocación del material de protección del paramento*

El material que se utiliza como protección del paramento de aguas arriba de las presas de materiales sueltos que no disponen de pantalla, ha de cumplir una serie de características tanto de calidad como de colocación. La roca debe ser mecánicamente estable para resistir todos los efectos debidos a la acción de las olas del embalse.

Entre los ensayos de laboratorio que dan indicaciones de la durabilidad de la roca, están:

- densidad aparente y absorción
- examen petrográfico
- desgaste de Los Angeles
- absorción de azul de metileno
- ensayos de envejecimiento acelerado, como la resistencia a los sulfatos, etc.

Además de incluir en las especificaciones de proyecto alguno de estos ensayos, se suele indicar el huso granulométrico dentro del cual ha de quedar comprendido el material, y el modo de colocación de éste, ya sea progresivamente a la vez que se construye la presa, o una vez concluida ésta, por medio de vertido y extendido.

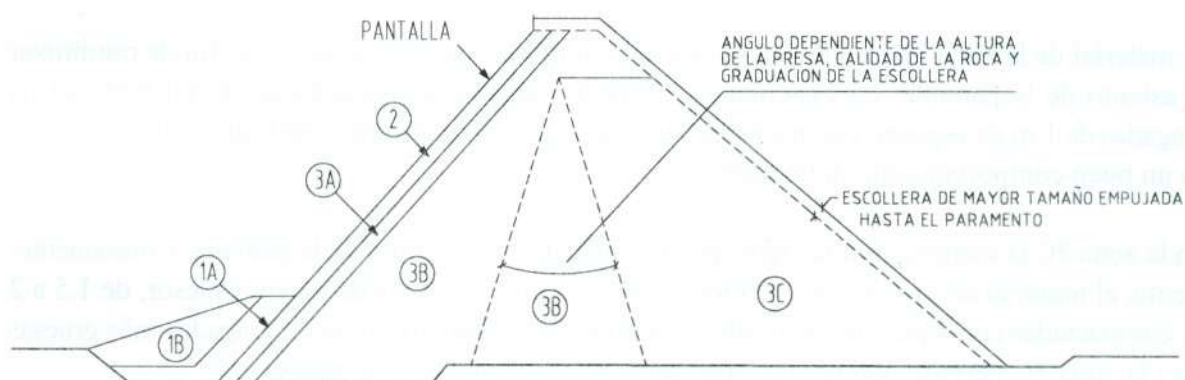
Presas de escollera con pantalla aguas arriba

En la figura 26 puede observarse la designación habitualmente empleada en presas con pantalla de hormigón sobre escollera. En este apartado se hará referencia exclusivamente al material de las zonas 2 y 3 que es el que constituye la mayor parte del cuerpo de presa.

En las presas con pantalla asfáltica puede admitirse también esta designación.

La escollera tipo 2 o zona de apoyo de pantalla está constituida por un material en el que se limita el tamaño máximo a unos 75 mm. y suele tener de un 35% a un 55% en peso de partículas menores de 5 mm. y de un 5% a un 15% menores de 0,08 mm., con objeto de lograr una permeabilidad relativamente baja.

La escollera de la zona 3 se descompone habitualmente en tres zonas, con espesores de tongada cada vez mayores, a medida que avanzamos hacia aguas abajo. La menor compresibilidad se ha de conseguir en la mitad de aguas arriba del espaldón.



- 1A. SUELO IMPERMEABLE
- 1B. RELLENO
- 2. TRANSICIÓN DE ESCOLLERA DE TAMAÑO PEQUEÑO PROCESADO
- 3A. ESCOLLERA SELECCIONADA DE TAMAÑO PEQUEÑO EN CAPAS DE POCO ESPESOR COMO EN LA ZONA 2
- 3B. ESCOLLERA DE CANTERA EN CAPAS DE 1.00m.
- 3C. ESCOLLERA DE CANTERA EN CAPAS DE 1.50 A 2.00m.

Designación de las zonas en las presas con pantalla de hormigón

Fig. 26

La zona 3A (figura 26) es una transición entre la zona 2 o zona de apoyo de pantalla y la escollera principal y se coloca y compacta normalmente al mismo tiempo y con el mismo espesor (0,4 a 0,5 m) que la zona 2. Su misión fundamental es limitar el tamaño de los huecos y asegurar que el material de la zona 2 no pueda ser lavado y arrastrado a los huecos de la escollera del cuerpo central de la presa. En la mayor parte de las ocasiones la escollera tipo 3A se obtiene por medio de carga selectiva del material en cantera, aunque en algunos casos se ha seleccionado por medio de cribado.

El material de la zona 3B, ha de tener la menor compresibilidad posible con el fin de minimizar el asiento de la pantalla. La experiencia existente muestra que la colocación del material en tongadas de 1 m de espesor, compactadas con 4 pasadas, como mínimo, de rodillo vibratorio liso, da un buen comportamiento del material.

En la zona 3C la compresibilidad tiene poca influencia en el asiento de la pantalla. Consecuentemente, el material de la zona 3C se coloca habitualmente en capas de mayor espesor, de 1,5 a 2 m, compactadas con 4 pasadas de rodillo vibratorio. Esta especificación de tongadas más gruesas para la zona 3C permite obtener una mayor permeabilidad y una economía en la obra.

Por lo que se refiere a la granulometría, a la escollera se le suele exigir que no tenga más de un 30% de tamaños menores de 25 mm. La propiedad principal que ha de tener el relleno de estas presas es una baja compresibilidad y una resistencia al esfuerzo cortante alta. Normalmente las escolleras suelen ser materiales muy permeables, pero en ocasiones se puede utilizar escollera menos permeable, colocando en el interior de la presa zonas drenantes. Como norma general, cualquier escollera proveniente de roca sana de cantera con un 20% o menos que pase por el tamiz de 4,75 mm y un 10% o menos que pase por el tamiz de 0,080 mm, tendrá la resistencia al esfuerzo cortante suficientemente alta y baja compresibilidad.

La resistencia a la compresión sin confinamiento de especímenes intactos de roca usados en presas de escollera varía desde los 100-200 kg/cm² hasta más de 2.500 kg/cm². Como norma general, cualquier roca con una resistencia a la compresión de 300 kg/cm² o más se puede considerar como una roca sana adecuada.

Existen muchos tipos de roca con una absorción alta de agua o con poca resistencia a la compresión simple, que pueden emplearse en presas de pantalla de hormigón, siempre y cuando se establezca una zonificación apropiada y se escojan unos métodos constructivos adecuados.

Otra de las medidas de la calidad de la escollera de una presa es su módulo de compresibilidad vertical, medido durante la construcción por medio de células de asiento hidráulico o instrumentos similares. Para las presas con pantalla de hormigón es de particular interés y utilidad el hecho de que el módulo aparente perpendicular a la losa medido bajo carga de agua es dos o tres veces mayor que el módulo vertical.

Aunque normalmente los espaldones no están expuestos en este tipo de presas a problemas de erosión interna, para prevenir cualquier accidente de la pantalla, y cuando la permeabilidad de la

escollera no es todo lo alta que sería deseable, todas las zonas deben cumplir la condición de autoestabilidad y los criterios de filtro en el contacto con la zona siguiente.

Utilización de gravas en los espaldones de presas

Las gravas naturales aunque caen fuera de la definición usual de escollera, se utilizan también como material para espaldón de presa y su puesta en obra suele ser económica. De hecho existen múltiples experiencias tanto en presas con núcleo de arcilla o asfáltico, como en presas con pantalla aguas arriba en que han sido empleadas satisfactoriamente. Su módulo de compresibilidad suele ser mayor que el de la escollera compactada.

El espesor de las tongadas especificado para las gravas compactadas varía entre 0,30 y 0,90 m, dependiendo de la altura de la presa, tamaño de la grava y porcentaje que pasa por el tamiz de 0,080 mm. Normalmente no se le añade agua. De hecho, para gravas sucias (entre un 7% y un 12% de pase por el tamiz de 0,080 mm), el exceso de humedad dificulta la compactación aunque se puede conseguir una densidad aceptable. En el caso de gravas sucias, la permeabilidad juega un papel muy importante en el diseño, por lo que puede ser necesaria la colocación de capas drenantes intermedias.

7.1.5. Control de calidad de los materiales de construcción de los espaldones

El control de la calidad de los materiales que han de utilizarse en la construcción de una presa de materiales sueltos, no puede considerarse independientemente del control de la ejecución de la obra. Algunas propiedades medidas antes de la utilización de los materiales, pueden resultar alteradas por el proceso constructivo.

7.1.5.1. Criterios de control

Existen fundamentalmente dos formas distintas de indicar las especificaciones técnicas de un proyecto:

- a) Especificar el método o procedimiento a seguir en la construcción, con el fin de conseguir un determinado producto. Estas especificaciones marcan al constructor los materiales a usar, el equipo y los procedimientos de construcción, etc. Entre estas especificaciones se encuentran:
 - el origen de los materiales
 - el contenido de agua
 - el espesor de tongada
 - el tipo de rodillo y el peso
 - el número de pasadas

- b) Especificar el comportamiento o producto final a ser alcanzado por el constructor. En este caso es responsabilidad del constructor seleccionar los materiales, equipos y métodos para obtener el producto final especificado. Entre estas especificaciones se encuentran:

- granulometría del material
- límites de Atterberg
- espesor de tongada
- contenido de agua
- porcentaje de la densidad máxima que se debe alcanzar

En ocasiones, los pliegos de prescripciones son una mezcla de estas dos alternativas. Este hecho puede llevar a exigir procedimientos innecesarios o incluso contradictorios, con el consiguiente aumento de costes, tanto de producción, como a la hora de realizar ensayos.

En la mayor parte de las obras se lleva a cabo el control de calidad sobre el procedimiento de construcción. Esta es la única manera de realizar de forma práctica el control sin que se produzcan retrasos innecesarios.

7.1.5.2. Control de calidad de los espaldones

Dentro de las labores del control de calidad del material para espaldones están:

a) *Inspección visual*

Es un trabajo muy importante dentro de todo el control de calidad. De manera general, la aceptabilidad del material para escollera procedente de una voladura o de las gravas de un depósito aluvial, se suele llevar a cabo gracias a una inspección visual.

Para que la labor de la inspección sea efectiva, los inspectores han de ser personas con experiencia y conocimientos adecuados a este tipo de obras.

b) *Ensayos*

Se realizan con el fin de asegurarse que los materiales cumplen con las características especificadas en el pliego de prescripciones. Por motivos prácticos, dado que la mayor parte de los ensayos a realizar en el material de espaldón son difíciles de ejecutar (densidad, placas de asiento, etc.) solo se efectúan esporádicamente para comprobar que el material cumple las características especificadas más que para llevar el control de adecuabilidad continuo.

Es importante establecer previamente el criterio con el cual se seleccionarán los materiales a ensayar antes de comenzar las obras. Este puede ser, o bien en aquellas zonas donde el supervisor considere que es más fácil que no se cumplan las especificaciones, o bien aleatoriamente. El primer caso requiere menos ensayos, pero a su vez exige del supervisor una mayor experiencia.

En el Cuadro n° 11 se incluyen algunos ejemplos útiles de frecuencias mínimas de ensayos requeridas en algunas presas.

Cuadro 11

ENSAYOS PARA EL CONTROL DE CONSTRUCCIÓN EN LAS ZONAS 3A Y 3B DE PRESAS DE ESCOLLERA

FRECUENCIAS MÍNIMAS REQUERIDAS

Presa	País	Tipo	Volumen aproximado	Granulometría	Compactación	Densidad in situ	Permeabilidad	Resistencia al corte
Oroville	EE.UU	E R	46000000 m ³	cada 24 h	76000 m ³	76000 m ³		
Culmbach	EE.UU.	E R	100000 m ³ (1)	4000 m ³	5500 m ³	5500 m ³	2 ensayos	2 ensayos
Finstertal	Austria	Núcleo asfáltico	2790000 m ³	100000 m ³	100000 m ³ en 3A	2 ensayos al año	3 ensayos en zona 3B 100000 m ³ en zona 3A	2 ensayos al año 1 ensayo al año
Zinnsee	Austria	Pantalla asfáltica	550000 m ³	40000 m ³		2 ensayos		
Beas	India	E R	22400000 m ³					
QA-B, La Grande	Canadá	E R	5600000 m ³	4000 m ³	10000 m ³	5000 m ³		
Bloomington	EE.UU.	E R	3010000 m ³	5000 m ³				
Anapo upper&lower	Italia	Pantalla asfáltica	700000 m ³	15000 m ³	15000 m ³	45000 m ³		
Winneke	Australia	Pantalla hormigón		50000 m ³ ó 1 por semana		50000 m ³ ó 1 por semana		

7.1.6. Materiales para pantallas asfálticas

7.1.6.1. Generalidades

La pantalla de hormigón asfáltico está formada en general por una ó dos capas de hormigón asfáltico impermeable, colocada sobre una capa también de hormigón asfáltico poroso de apoyo, ó bien está constituida por dos capas impermeables con una capa asfáltica porosa entre ellas. Normalmente está protegida en superficie por una película de mástic asfáltico.

La pantalla asfáltica debe tener las características necesarias para resistir las solicitaciones mecánicas que se produzcan: Resistencia, deformabilidad, estabilidad sobre el talud, etc. Debe ser durable, con resistencia suficiente a los agentes atmosféricos, e impermeable.

El hormigón asfáltico está formado por áridos, betún, filler, y en ocasiones, aditivos, mallas y pinturas. Su ejecución obliga a disponer juntas constructivas, que requieren un tratamiento adecuado.

7.1.6.2. Áridos

Los áridos que entran en la composición del hormigón asfáltico deben ser de machaqueo procedentes de cantera o de graveras naturales.

Tanto en la cantera como en la gravera deben hacerse los reconocimientos necesarios para determinar los materiales desechables, cantidades disponibles y calidad del material.

Los áridos pueden proceder de rocas básicas (principalmente calizas) ó ácidas (granitos entre otros), aunque las primeras son las más utilizadas. Las segundas obligan al empleo de aditivos.

Las características del material suelen estar reguladas por los siguientes ensayos:

- ◆ Desgaste de Los Angeles
- ◆ Resistencia a la compresión
- ◆ Resistencia a los ciclos de hielo y deshielo
- ◆ Absorción de agua
- ◆ Adhesividad al betún
- ◆ Composición química
- ◆ Densidad y peso específico

En general se dividen en dos o tres tamaños de gravas y uno de arena, con un tamaño máximo de 20 ó 30 mm según se emplee en capas impermeables o en capas de apoyo o drenante.

Los distintos tamaños mezclados en las proporciones adecuadas forman la curva granulométrica que para mezclas impermeables debe ser continua y con el menor índice de huecos posibles.

Durante el proceso de extracción y machaqueo debe controlarse el coeficiente de forma de las gravas, número de caras fracturadas, la granulometría de las distintas fracciones y la calidad de las arenas.

Como es conveniente acopiar una parte importante del volumen de áridos necesario para la obra, debe controlarse el acopio de manera que no se contamine y sea fácil la carga del material para su utilización. Igualmente deben hacerse ensayos periódicos de las curvas granulométricas en el acopio, por si se hubieran producido cambios en ellas que obliguen a un cambio de la composición de los distintos tamaños y por lo tanto de las necesidades de cada uno, con el posible incremento de material de rechazo en la planta asfáltica.

7.1.6.3. Conglomerantes asfálticos

Los betunes asfálticos son los conglomerantes que unen los áridos en las mezclas y mástics asfálticos. Las emulsiones asfálticas y betunes fluidificados se utilizan como riegos de imprimación de la capa de apoyo de la pantalla ó como riego de adherencia cuando es necesario.

La elección del tipo de betún está condicionada básicamente por las temperaturas en la zona de la obra, que determinará la utilización de betunes de menor ó mayor penetración.

El control de la calidad de los betunes y de sus posibilidades de utilización se suelen hacer con los siguientes ensayos:

- Penetración
- Índice de penetración
- Punto de reblandecimiento
- Punto de fragilidad Frass
- Ductilidad
- Solubilidad en bicloro etano
- Contenido en agua
- Punto de inflamación
- Densidad relativa

Para los betunes fluidificados se recomiendan los siguientes ensayos:

- Punto de inflamación
- Viscosidad Saybolt
- Destilación
- Residuo de la destilación
- Contenido de agua

Y sobre el residuo de destilación se harán:

- Penetración
- Ductilidad
- Solubilidad en tricloro etano

En el caso de las emulsiones asfálticas los ensayos son mas numerosos y se destacan tanto si son aniónicas como catiónicas:

- Viscosidad
- Carga de partículas
- Contenido de agua
- Fluidificante por destilación
- Sedimentación

Y sobre el residuo solido de destilación:

- Penetración
- Ductilidad
- Solubilidad en bicloro etano

En cualquier caso como se indica al hablar de los áridos, el conjunto áridos-betún, áridos-emulsión ó áridos-betún fluidificado determinará el empleo de aditivos activantes ó la elección de un tipo u otro de emulsión, que evite el desplazamiento ó despegue del betún del árido, y por tanto la destrucción de la mezcla.

La complejidad de varios de estos ensayos aconseja no realizarlos en obra. Por ello es fundamental el aseguramiento de la calidad del producto por parte del suministrador, lo que permite reducir los ensayos en obra a los de penetración, punto de reblandecimiento y densidad. El resto se confía a los certificados que debe remitir el suministrador con cada partida.

7.1.6.4. Filler

Es el material que pasa en su totalidad por el tamiz 200 y que rellena los huecos de la arena. El filler y el betún son los únicos componentes del mástic de cierre ó sellado de la pantalla.

Es importante que sea "No plástico" y químicamente compatible con el betún y el agua.

Debe hacerse el control del filler comprobando su:

- Granulometría
- Absorción de agua
- Límites de Attenberg
- Actividad puzolánica

Esta última característica es básica, pues si el producto fuera expansivo -comprobación por el ensayo de las agujas de Le Chatelier ó el del auto clave-, podría destruir la mezcla.

Hay que tener en cuenta que la cantidad de filler condiciona la proporción de betún necesaria, dada la superficie específica del mismo que debe cubrir el betún. Por lo tanto debe estudiarse cuidadosamente la granulometría combinada áridos-filler en su relación con el betún y con las propiedades exigidas a la mezcla.

Según el tipo de mezcla se emplea una mayor o menor cantidad. En el caso de las mezclas impermeables se aproxima al 10% en peso del total áridos+filler.

Normalmente se utiliza polvo procedente del machaqueo de caliza, aunque también se ha utilizado cemento, mas restrictivo por su coste.

7.1.6.5. Aditivos

Los áridos de las mezclas asfálticas utilizadas en las pantallas para las presas suelen ser básicos, por lo que no se usan normalmente aditivos.

En el caso de utilización de áridos ácidos, que tengan problemas de falta de adherencia con el betún, y no haya posibilidad de cambiar el tipo de áridos, se emplean activantes que faciliten dicha adherencia. Su procedencia debe ser de fabricantes homologados.

7.1.6.6. Mallas

En el caso de ser necesario añadir algún tipo de elemento que aumente la estabilidad al deslizamiento de la pantalla -por ejemplo en zonas especiales de mayor pendiente- se emplean mallas.

Estas mallas normalmente de reticulado cuadrado de 2 a 3 cm de lado están formadas por tiras de poliéster de 5 mm de anchura y espesor mínimo de 1 mm con una impregnación especial que aumenta su adherencia con el betún. Normalmente suministradas por casas especializadas, suelen servirse acompañadas de los resultados de los ensayos pertinentes tanto de los componentes de la malla, como de la propia malla. De ellos el ensayo principal que deben cumplir es el de resistencia a tracción.

La fibra de amianto, que se empleaba hace algunos años, no debe emplearse por ser este material cancerígeno.

7.1.6.7. Pinturas

En algunas pantallas se ha colocado sobre el mástic de sellado una capa protectora de pintura con aditivo de polvo metálico -generalmente de aluminio- para inducir un efecto de reflexión de la

luz y disminuir los posibles efectos de la radiación solar sobre la mezcla. Dicha capa tiene un segundo efecto consecuencia de lo anterior que es la disminución de la temperatura de la pantalla, disminución que puede ser mayor de 10°C.

Se han empleado dos variantes: capa de pintura de aluminio sobre el mástic ya colocado ó polvo de aluminio espolvoreado sobre un mástic recién colocado y todavía caliente. Los ensayos de control corresponden a los de pinturas metálicas.

7.1.6.8. Materiales especiales para juntas

El tratamiento de las juntas de unión entre dos calles extendidas en distintos días consiste en la limpieza, el calentamiento del borde exterior de la calle anterior y la colocación de una pequeña capa de cualquiera de los materiales bituminosos descritos anteriormente, a lo largo del contacto.

Los únicos puntos que tienen tratamiento especial corresponden a la unión de las capas asfálticas con las estructuras de hormigón (plinto ó rastrillo, coronación, muros de aliviadero, etc.)

El diseño de la zona de contacto entre ambos elementos estructura y pantalla admite muchas soluciones, pero en general dispone de algún hueco que se rellena de mástic del mismo tipo que el de sellado, una tela asfáltica que cubre la línea exterior de unión hormigón-pantalla, y en algunos sitios especiales una junta de cobre.

La tela asfáltica será suministrada en la anchura, espesor y composición adecuada por una de las casas especializadas que las fabrican empleando algunos de los materiales bituminosos recomendados para su pegado.

7.1.6.9. Control de los materiales durante la construcción

Todos los materiales empleados en la construcción de las pantallas asfálticas para presas, deben someterse a ensayos durante la construcción en el número adecuado al volumen de la obra y a las producciones unitarias que se utilicen.

Los ensayos serán de comprobación en aquellos materiales que sean suministrados por otros y que estén suficientemente controlados por proveedores homologados.

En los áridos, si se producen en la propia obra, deberá tenerse en cuenta todo lo indicado en el punto 7.1.6.2. y realizar los ensayos que allí se indican.

7.1.7. Materiales para pantallas de hormigón armado

7.1.7.1. Generalidades

Los materiales que componen una pantalla de hormigón hidráulico deben cumplir las mismas condiciones que se exigen a los componentes de cualquier hormigón utilizado en una estructura,

si bien tomando todas las precauciones necesarias para conseguir la máxima impermeabilidad, objetivo fundamental de la pantalla.

Es de aplicación la vigente "Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de obras de Hormigón en masa ó armado".

7.1.7.2. Áridos

Los áridos que entran en la composición del hormigón de la pantalla pueden ser de cantera o de gravera.

Deben hacerse los reconocimientos previos necesarios para determinar los materiales desechables, cantidades disponibles y calidad del material.

Las características del material suelen estar reguladas por los siguientes ensayos:

- Desgaste de Los Angeles
- Resistencia a la compresión
- Resistencia a los ciclos de hielo y deshielo
- Absorción de agua
- Reacción álcali-árido
- Composición mineralógica
- Densidad y peso específico

El tamaño máximo empleado suele venir definido por el medio que se emplee en el transporte del hormigón al tajo: bombeo, cintas, grúas, etc. y por el espesor de la pantalla.

El número de fracciones en que se divide el árido depende de ese tamaño máximo aunque no suele ser menor de dos, ni mayor de cuatro. La arena puede estar compuesta de una ó dos fracciones.

Los distintos tamaños mezclados en las proporciones adecuadas, forman la curva granulométrica que debe ser continua para lograr un hormigón impermeable y con el menor índice de huecos posibles.

Cualquiera que sea su origen, debe controlarse el coeficiente de forma de las gravas, las granulometrías de las distintas fracciones y la calidad de las arenas.

7.1.7.3. Conglomerantes

Una vez definido el tipo de cemento a utilizar, deberá cumplir las condiciones indicadas en el correspondiente Pliego de Recepción de Conglomerantes hidráulicos para ese tipo de cemento elegido.

Las condiciones de ejecución de la pantalla, principalmente la velocidad del movimiento del encofrado deslizante, puede limitar el número y tipo de cementos utilizables.

Esta limitación también puede verse afectada por las condiciones climatológicas: temperatura y lluvia.

Las dos razones apuntadas pueden llevar a la elección de cementos compuestos, principalmente con bajos contenidos de ceniza y de resistencias iniciales elevadas, pero en todos los casos deberán analizarse las características de cada proyecto para tomar la decisión adecuada.

7.1.7.4. Aditivos

Los aditivos que se utilizan en el hormigón de pantallas pueden reducirse a acelerantes ó retardadores de fraguado y aireantes.

Los primeros se utilizan dependiendo de la velocidad de deslizamiento del encofrado. Los segundos para conseguir mayores impermeabilidades del hormigón.

En cada caso particular deberá analizarse la conveniencia del empleo de aditivos.

En cualquier caso su suministro y control serán hechos por casas especializadas, y su dosificación obedecerá a ensayos que se realicen en laboratorio.

7.1.7.5. Conglomerantes asfálticos

No son de utilización directa en la pantalla, aunque sí se han utilizado para estabilizar y proteger las gravas de apoyo de la misma.

Se han utilizado betunes fluidificados y emulsiones.

Sus características y ensayos son similares a los citados en las pantallas de hormigón asfáltico.

7.1.7.6. Acero en redondos

El acero utilizado como armadura de la pantalla es normalmente corrugado de alta resistencia y debe cumplir las especificaciones normalmente exigidas a este material, que se incluyen en la Instrucción para el proyecto y ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado.

7.1.7.7. Materiales específicos para juntas

Las juntas en una pantalla de hormigón hidráulico obedecen a tres tipos fundamentales; juntas entre losas, juntas entre la losa propiamente dicha y el plinto o rastrillo, y juntas de construcción, no previstas y debidas a paradas forzadas por avería o por otro motivo.

Se diferencian únicamente en la complejidad de su diseño, pero los elementos que las componen son combinaciones de las que se detallan a continuación:

- Juntas de PVC
- Láminas de cobre
- Rellenos con laminas elásticas
- Mástics elásticos de relleno e impermeabilización
- Madera
- Láminas de protección

Las juntas de PVC de distintos tamaños, las láminas de cobre, los rellenos y las láminas elásticas o los mástics elásticos protegidos por láminas deformables estancas, son suministradas por casas especializadas y están sometidos a controles en su origen, por lo que solo exigen algún control de contraste en obra.

La madera utilizada en la junta tiene que ser dura y protegida por impregnación con productos químicos, del ataque del agua.

Los elementos de sujeción de la madera, de las laminas de protección, etc., deben ser de acero inoxidable.

7.1.7.8. Curado

El hormigón de la losa, como cualquier hormigón en presas una vez construido debe mantenerse húmedo.

El empleo de agua es evidentemente lo más normal, pero también pueden emplearse líquidos de curado, los cuales requieren un control de su calidad y efectividad.

7.1.7.9. Control de los materiales durante la construcción

Todos los materiales empleados en la construcción de las pantallas para presas deben someterse a ensayos durante la construcción en el número adecuado al volumen de la obra y a las producciones unitarias que se utilicen.

Los ensayos serán de comprobación en aquellos materiales que sean suministrados por otros y que estén suficientemente controlados por certificados de proveedores homologados.

En los áridos producidos en la propia obra, los ensayos deberán ser tanto los de calificación como los de control.

7.2. Construcción

7.2.1. Construcción de núcleos

En la construcción de presas de materiales sueltos es de gran importancia la selección del método de transporte adecuado, partiendo de la distribución en el espacio de las distintas áreas de trabajo en que se debe colocar cada tipo de material, la distancia del préstamo y sistema de extracción elegido, los condicionantes climatológicos y del río, así como del plazo total de la obra. Se desarrollan a continuación algunas sugerencias y recomendaciones de como atacar los problemas constructivos usuales.

7.2.1.1. Generalidades

Este capítulo se ocupa de la construcción de núcleos de presa de procedencia natural.

Primero se trata del apoyo del núcleo sobre el terreno, es decir, de la cimentación del núcleo, a la que se debe dar especial atención tanto en cuanto a su diseño como a su preparación antes de recibir al relleno de material impermeable, pasando posteriormente a exponer la construcción del propio núcleo.

7.2.1.2. Dimensionamiento del rastrillo de empotramiento del núcleo en el terreno

Como reglas generales de dimensionamiento se deben tener presentes las que a continuación se exponen.

- La anchura **W** de la base del rastrillo es función de la carga de agua **H** y de la roca de cimentación:
 - para rocas de baja permeabilidad no erosionables, se podría admitir $W = 0,1 H$, pero no es recomendable que $W < 0,25 H$
 - para cimentaciones más permeables, $W > 0,5 H$
 - para suelos, $W \geq 1 H$
- El rastrillo puede alojar a toda la base del núcleo o sólo a parte de ella
- En cuanto a pendiente, los taludes de la zanja es recomendable que sean:
 - más tendidos que $0,5h : 1v$, para facilitar una buena compactación de la arcilla
 - en zanjas muy estrechas (altura $> 0,5$ anchura), deben ser más tendidos que $1h : 1v$

En suelos con nivel freático alto, la estabilidad durante la construcción determinará el talud.

- Por lo que respecta a la pendiente de las laderas en la zona de rastrillo:

- Es deseable que sean más tendidas que $0,25h : 1v$ y preferiblemente que $0,5h : 1v$, para permitir una buena compactación de la arcilla. En algunas cerradas, será imposible conseguirlo.

- Se deben suavizar los cambios de pendiente bruscos que pueden producir fisuras en el núcleo por asentamientos diferenciales; pueden ser necesarios rellenos de hormigón en los cóncavos y excavación de cuñas en los convexos. No obstante, se recomienda siempre el disponer un filtro adecuado ya que el riesgo de fisuración del núcleo siempre existe.

7.2.1.3. Criterios generales para la cimentación del núcleo

Los requisitos para la cimentación del núcleo son fundamentalmente la no permeabilidad y la no erosionabilidad. Esto es más adecuado que definir un grado de meteorización determinado, que suele ser un criterio muy ambiguo.

Si la cimentación se realiza en roca, esta debería tener una permeabilidad inferior a 5 ud Lugeon.

Se deben eliminar, siempre que sea posible, los suelos dispersivos como cimentación del núcleo.

Si la profundidad de cimentación aceptable para el rastrillo es excesiva, pueden adoptarse otras medidas, como realizar inyecciones de consolidación y proteger de la erosión el fondo y taludes de la zanja del rastrillo.

7.2.1.4. Preparación de la cimentación del núcleo

Se incluyen los tratamientos superficiales a realizar, ya que los tratamientos profundos son objeto de otro capítulo de esta guía.

Una vez terminada la excavación y antes de colocar el relleno, deben suavizarse todas las irregularidades de la superficie excavada, especialmente los salientes rocosos, que pueden dar lugar a erosiones entre la superficie de la roca y el núcleo por mal contacto o por compactación poco efectiva. Los huecos y depresiones deben rellenarse con hormigón.

Si en la excavación se usa explosivo, es recomendable el empleo de precorte, para disminuir las irregularidades.

En el caso de que la roca del cimientado tenga de forma generalizada juntas abiertas o llenas de material blando (arcilla), es conveniente eliminarla excavándola. Si se trata de grietas locales

grandes, pueden tratarse limpiando el material suelto en una profundidad de dos a tres veces el ancho y rellenando después con hormigón. Para grietas estrechas es más razonable cubrir la zona con gunita u hormigón. El motivo de este tratamiento es evitar la erosión en las grietas que podría generar filtraciones bajo el núcleo y los filtros.

Si la roca es fácilmente meteorizable o débil conviene cubrirla con mortero, gunita u hormigón antes de que se debilite. Esto debe hacerse inmediatamente después de terminada la excavación en esa zona o bien después de una excavación de segunda fase antes de colocar el núcleo.

Además de lo dicho, antes de proceder a la colocación del núcleo se deben realizar las actividades siguientes:

- Eliminar con aire (y agua si se trata de roca) a presión todo el material suelto, detritus de inyecciones, etc.
- Humedecer la superficie de cimentación antes de colocar la arcilla, para mantener su contenido de humedad.
- Compactar (humectando) la superficie de cimentación si se trata de suelo, con rodillo liso; no compactar en el caso de roca, pues se puede provocar un deterioro de la misma y un aumento de su permeabilidad.
- Un tratamiento muy recomendable cuando la fundación es roca, consiste en interponer entre ésta y la primera capa del núcleo una lechada espesa o mortero y compactar dicha capa cuando el mortero está aún fresco, obteniéndose una interpenetración de ambos materiales.

En relación con los tratamientos a aplicar a los taludes de la zanja del rastrillo, siendo crítico el caso del talud aguas abajo, se pueden diferenciar también dos casos:

- Caso de taludes en roca: Si hay juntas abiertas o llenas de material erosionable hay que limpiar dicho material y cubrir la roca con mortero, gunita u hormigón. Si hay dudas de su impermeabilidad, se debe interponer un filtro entre el núcleo y el talud.
- Caso de taludes en suelo: Si hay capas permeables que posibiliten la erosión del núcleo a su través, deben limpiarse y se interpondrá un filtro ó filtros entre el núcleo y el talud. En algunos casos será necesario también gunitar el talud.

Por último, es aconsejable construir una galería perimetral en el cimient, bajo el núcleo, pues desde ella se puede inspeccionar el caudal de filtración y posibles erosiones del relleno o del cimient, hacer mediciones fiables con piezómetros y llevar a cabo los trabajos correctivos que se requieran.

7.2.1.5. Planificación del relleno del núcleo en relación con los demás materiales, la climatología y el río.

Paralelamente a la selección del préstamo ó préstamos de los que se extraerá el material para construir el núcleo, es importante conocer para éste y el resto de los materiales que compongan el cuerpo de presa la curva cota-superficie horizontal, para definir las áreas de trabajo en las que ha de colocarse cada tipo de material y los ritmos medios de colocación, así como los condicionantes climatológicos y del río si los hubiera. Con lo anterior se puede establecer el diagrama tiempos-cotas de situación de cada material.

Hay que tener presente que la existencia de un período marcadamente lluvioso, normalmente implicará una paralización de la construcción del núcleo. La construcción de presas con núcleo se caracteriza habitualmente porque su ritmo de ejecución viene limitado por la velocidad de elevación del núcleo impermeable, no siendo recomendable, en general, que el desnivel entre núcleo y espaldones sea mayor que unos 4 a 8 metros. En presas con núcleo inclinado se facilitan los problemas constructivos, ya que el espaldón aguas abajo puede elevarse independientemente del núcleo.

En cuanto a la influencia del desvío del río, hay presas en las que se ha previsto paralizar el relleno del núcleo durante la temporada de aguas altas, protegiendo su superficie con un manto de escollera adecuada y permitiendo el paso del río por un canal provisional situado en el cuerpo de presa, a retirar al final de dicha temporada para continua los trabajos en el núcleo.

Se recomienda también analizar la posibilidad de inundación del préstamo del material para el núcleo por el agua embalsada en la ataguía, o por los niveles que puede alcanzar el río durante el período de construcción, por si fuera necesario hacer un acopio intermedio de material a cotas más elevadas.

7.2.1.6. Explotación del yacimiento

La definición del sistema de extracción y del equipo a emplear en el yacimiento, debe establecerse en función de los siguientes parámetros:

a) *Distancia al lugar de empleo*

Para distancias inferiores a 1,5 Km y siempre que no haya que superar fuertes pendientes, el procedimiento más económico de excavación y transporte suele ser la trailla. Para distancias mayores es recomendable emplear palas cargadoras, retroexcavadoras o excavadoras frontales en la extracción y carga, y camiones para el transporte, siendo fundamental adecuar la capacidad de los cazos a la de la caja de los camiones.

b) *Magnitud predominante en la topografía del yacimiento*

Los yacimientos con pendiente muy fuerte deben explotarse creando bancos, en los que se pueden emplear retroexcavadoras o excavadoras frontales. Si en planta una dimensión es mucho mayor que la otra pueden emplearse palas cargadoras de ruedas, haciendo el arranque con tractor. Los yacimientos de gran superficie y poco espesor son adecuados para el empleo de traillas, si lo permite el resto de los condicionantes, o para palas cargadoras sobre orugas.

c) *Climatología y humedad "in situ" del material*

La influencia de las condiciones meteorológicas, especialmente de la lluvia, es tan importante, que puede obligar a planificar la obra de manera que sólo se trabaje en épocas no lluviosas.

Si es preciso trabajar en épocas lluviosas se deben utilizar equipos de excavación sobre orugas y disponer la explotación en bancos, atacándolos desde arriba y dotando a la planta del yacimiento y a los caminos, de pendientes y cunetas adecuadas.

En estos casos, y para grandes volúmenes, puede resultar una alternativa más económica el empleo de rotopalas y transporte con cintas, bien al punto de destino o bien a tolvas o acopios intermedios protegidos de la lluvia.

La humedad del material extraído, que para su puesta en obra debe ser próxima a la óptima del ensayo Próctor, puede ser tan alta que haga imposible su compactación hasta la densidad requerida. Su secado es un problema de solución difícil y cara. Si se está en período seco, el procedimiento más sencillo es preparar acopios en grandes superficies y poco espesor con el material suelto (utilizando gradas de disco u otro procedimiento válido). En casos extremos puede ser necesario el empleo de instalaciones especiales con tambor secador. El caso contrario se da en lugares muy secos y con temperaturas altas, en donde para elevar la humedad del material se deben formar caballones con material extraído en estado suelto, y aportar agua de manera uniforme, siendo aconsejable una red de riego por aspersión. También puede ser admisible, si se realiza correctamente, el regar directamente delante de la hoja del tractor cuando va empujando el material, o si se arranca con excavadora, regar el frente cuando ésta lo esté moviendo. Si la cantidad de agua a aportar no es mucha, se puede regar el material una vez preextendido en la presa, homogeneizando después con niveladora o con grada de disco. Cuando la cantidad de agua a aportar es alta y es difícil disponer de agua en el préstamo, cabe la solución de hacer un acopio intermedio en un lugar donde se disponga de agua y hacer allí la humectación.

Un riego adecuado de las pistas de obra y superficie de trabajo del yacimiento aumentará la seguridad y el rendimiento del equipo y evitará daños en los motores de las máquinas. Suele ser conveniente trabajar simultáneamente en varias zonas del préstamo, manteniéndolas con diferente estado de preparación y grado de humedad, pues esto

permitirá en muchos casos no interrumpir la ejecución del núcleo cuando se produzcan lluvias moderadas.

d) *Homogeneidad del yacimiento*

Si el yacimiento es heterogéneo, se pueden diferenciar dos casos:

Heterogeneidad vertical, es decir, con capas pseudohorizontales de materiales adecuados pero distintos. Lo conveniente es el empleo de excavadoras frontales o retroexcavadoras que al cargar en un frente de varios metros de altura mezclen las distintas capas, dando al material una homogeneidad que suele ser suficiente.

Heterogeneidad horizontal. Si otros motivos no lo descartan, la mejor forma de extracción es con traíllas. En caso contrario se debe emplear un tractor con hoja frontal que en el proceso de arranque apile, mezclando, los diferentes materiales.

e) *Consolidación del material en el yacimiento*

Aunque normalmente los materiales utilizables para núcleos de presas se encuentran en los yacimientos como suelos poco consolidados, hay ocasiones en que se encuentran sobreconsolidados y se pueden considerar como rocas blandas. En el primer caso se puede emplear cualquiera de los sistemas de excavación antes mencionado, pero teniendo en cuenta que frentes muy altos y muy verticales pueden provocar desprendimientos, sobre todo si hay alternancias con distintos contenidos de humedad.

En el segundo caso lo más recomendable es arrancar con tractor, ripando con pasadas cruzadas perpendicularmente, a la vez que se riega el préstamo. El mismo tractor extiende el material en un área contigua, donde se vuelve a regar y se rotura con una grada lastrada o con rodillos especiales hasta conseguir un material utilizable. En obras de gran volumen y larga duración, se puede emplear el sistema de arrancar y transportar a un acopio en montón, donde se riega durante el verano y se le deja pasar un invierno. En la primavera siguiente el material en la mayoría de los casos se habrá meteorizado lo suficiente como para poder utilizarlo.

f) *Densidad aparente del material arrancado*

Este dato puede afectar a la elección del equipo de explotación.

g) *Volumen total a extraer y plazo de ejecución*

El volumen de obra y el plazo de ejecución son un factor básico para la determinación del tamaño del equipo, aunque no tanto para su tipo. En general, para volúmenes de obra importantes, se tiende al empleo de equipos pesados que permiten rebajar los costes.

7.2.1.7. Transporte, extendido y compactación en presa

En el punto anterior se ha comentado la posibilidad del empleo para el transporte del material, bien de traíllas o camiones, en función de diversos condicionantes. En cualquier caso es fundamental estudiar los recorridos más convenientes y proyectar cuidadosamente las pistas de obra y sus cotas de entrada a la presa, con anchura suficiente, ensanchamientos en puntos estratégicos y pendientes no superiores a un 5% siempre que sea posible, dotadas de drenaje y afirmado. Si las pendientes superan el 5%, la traílla deja de ser adecuada, si bien con camión o dumper no se debería sobrepasar el 10%. Para pendientes superiores o condiciones climatológicas adversas que conlleven que las pistas no estén en buen estado, el dumper articulado ofrece notables ventajas respecto al camión o dumper convencional.

El análisis detallado de la operación permitirá definir el tipo de máquinas a emplear y el número de unidades necesarias en función de la duración del ciclo de transporte, con lo que se podrá establecer el ritmo de avance de la obra. Las unidades grandes suelen ser más baratas de explotación, por lo que debe encontrarse el equilibrio entre estos costes y los de inversión. Las cintas transportadoras, suelen ser recomendables solo en el caso de volúmenes de obra excepcionalmente grandes.

En el cuerpo de presa los vehículos vierten el material para el núcleo en la superficie de la tongada en ejecución. Es fundamental organizar el tráfico en la superficie de la presa, en la que normalmente se estarán ejecutando simultáneamente diversas operaciones con un gran número de máquinas, con objeto de optimizar el ciclo de trabajo de cada operación.

El extendido del material para el núcleo, en tongadas del espesor deseado, puede realizarse con tractor, niveladora o con la hoja que llevan acoplada determinados compactadores. Debe hacerse el extendido de manera que se consiga una primera superficie lo más regular posible, pues se facilitará y aumentará la eficacia de la compactación.

Una vez extendido el material, se procede a su compactación. Dado que es fácil cometer errores en la elección de los equipos de compactación para suelos, es importante realizar terraplenes de ensayo, en los que se puede determinar la humedad óptima para compactar, el tipo de máquina y el número de pasadas en función del espesor de capa ensayada, con el fin de conseguir la densidad exigida, que debe ser, en general, muy próxima al 100% del ensayo Próctor Normal.

En relación con el espesor de las tongadas, se puede llegar en ocasiones a tongadas de hasta 60 cm, dependiendo del material y del equipo.

Para la compactación de núcleos se utilizan tres tipos de máquinas compactadoras: el rodillo de pata de cabra, el rodillo de neumáticos y el rodillo vibratorio liso. El rodillo de pata de cabra deja la superficie de la capa compactada removida. La unión entre una capa y la siguiente es casi perfecta y la inexistencia de planos horizontales de compactación favorece la isotropía de la masa y mejora la impermeabilidad precisamente en la dirección en que es más necesaria. Además, este tipo de rodillo produce una cierta mezcla al remover los materiales y rompe los terrones e incluso

puede utilizarse para triturar rocas de poca consistencia y convertirlas en un material apto para un núcleo impermeable.

El rodillo de neumáticos, que se suele usar con arcillas plásticas, trabaja en general en capas más gruesas que el anterior y consigue sus efectos en menor número de pasadas. El rodillo vibratorio liso se adapta mejor a materiales poco plásticos. Tanto el rodillo de neumáticos como el vibratorio liso dejan las superficies apisonadas convertidas en planos muy lisos que exigen un escarificado previo a la extensión de la capa siguiente.

Cuando en un núcleo se coloca el material con una humedad ligeramente inferior a la óptima del ensayo Próctor (-1%, -2%) es fácil conseguir una buena densidad con una compactación normal. No obstante, y a pesar de la mayor dificultad de conseguir densidades altas cuando se trabaja del lado húmedo, la tendencia actual es la de compactar los núcleos con un contenido de agua por encima de la humedad óptima (+1% a +2%) y al menos la correspondiente al 100% del Próctor Normal, consiguiendo con ello reducir el riesgo de fisuración y la permeabilidad del núcleo. Es desaconsejable utilizar como densidad patrón la del ensayo Próctor Modificado en vez de la del Próctor Normal, pues para un mismo material la humedad óptima del primero es inferior a la del segundo.

En relación con el control de calidad en la construcción de núcleos impermeables, ya se ha indicado en 7.1.1.3 el número y tipo de ensayos a realizar en función del volumen de material colocado. Sin embargo, es necesario tener en cuenta que en el control de calidad de la ejecución es necesaria la inspección visual por técnicos cualificados, que comprueben que se cumplen las normas establecidas sobre los métodos constructivos.

Es evidente que en las primeras etapas de la construcción el número de ensayos será mayor, con objeto de comprobar que el criterio del inspector, obtenido por su inspección visual, está avalado por los resultados de los ensayos. A medida que avanza la obra y se comprueba que el juicio crítico del inspector es acertado, se puede reducir el número de ensayos, pero nunca suprimirlos.

En el Boletín nº 56 de ICOLD "Quality Control for fill dams" se pueden ver mas detalles sobre este tema, así como la frecuencia de ensayos aplicada en los núcleos de varias presas construidas.

Es fundamental controlar adecuadamente, durante la construcción del núcleo, el valor y la distribución de las presiones intersticiales. Si la velocidad de disipación de la presión intersticial es muy baja, puede ser necesario reducir el ritmo de construcción de la obra.

En circunstancias en las que hay riesgo de que se produzca lluvia, conviene prever una cierta pendiente en la superficie del núcleo en construcción y tener preparados compactadores lisos para sellar la superficie rápidamente, de manera que se facilite la evacuación del agua sin que penetre en el material. Pasada la lluvia hay que escarificar la superficie antes de extender la siguiente tongada.

En zonas muy lluviosas donde las dificultades para bajar el contenido de humedad de la arcilla son tan grandes que provocan grandes retrasos en las obras, se puede utilizar la técnica denominada “presas con núcleos húmedos” que consiste en utilizar la arcilla en su estado natural de alta humedad y aceptar una densidad más baja que la que sería deseable y las consiguientes deformaciones. Esta técnica no es recomendable en el caso de presas altas.

7.2.1.8. Colocación del núcleo en zonas singulares

En el contacto con el cimiento o con estructuras de hormigón, debe colocarse una arcilla más plástica y con un contenido de humedad del orden de 2% a 4% por encima del óptimo, para que se adapte mejor a las irregularidades del cimiento y se consiga una mejor unión con él en el momento de la compactación.

Además es conveniente, donde sea necesario usar elementos compactadores especiales como rodillos vibratorios pequeños, pisonos o bandejas vibratorias, reducir el espesor de la tongada a la mitad o a la tercera parte del de las tongadas normales.

Si en el préstamo no hay una zona con material de más plasticidad, se puede mezclar éste con bentonita en cantidad a determinar en función de la plasticidad que se quiere conseguir, y que se expresa en % en peso seco respecto al material que pasa por el tamiz 5 UNE del suelo del préstamo. Una forma sencilla de realizar la mezcla es extendiendo con tractor tongadas alternativas de ambos materiales y revolviendo después el conjunto.

También se puede disponer material más plástico en los metros superiores del núcleo, para aumentar en esta zona la flexibilidad y disminuir la posibilidad de agrietamiento por asentamientos de la presa. Sin embargo, hay que considerar la posibilidad de desecación del núcleo en el caso de un período prolongado de sequía.

7.2.2. Construcción de filtros y drenes

7.2.2.1. Segregación de los materiales

El material de los filtros y drenes no debe experimentar segregación durante la construcción. El proceso, manipulación, carga, transporte, apilado, extendido o compactación deben llevarse a cabo con la vista puesta en minimizar la segregación. Para ello hay que disponer la vigilancia y los controles adecuados.

7.2.2.2. Compactación de los filtros

Se sugiere que la compactación de los filtros debe ser la necesaria para conseguir una densidad suficiente para evitar la licuefacción, limitar la consolidación y producir una resistencia adecuada.

Una compactación excesiva puede ocasionar la rotura de partículas, aumento de finos y cambios en la granulometría y en la permeabilidad. Sería ideal que los filtros pudieran compactarse para que su compresibilidad fuera la misma que la de los materiales adyacentes.

Los ensayos se han hecho, en general, con filtros compactados del 80 al 90%. Con filtros menos compactados la permeabilidad puede ser de dos o tres veces mayor, de forma que hay que suponer que el filtro permitiría el paso de partículas de diámetro mayor que un filtro denso.

El material de filtro suele compactar muy bien y no hay inconveniente para colocarlo con densidades próximas al 100%: lo difícil es conseguir una compactación menor y homogénea. Se suele especificar el número de pasadas y el tipo de compactador, como por ejemplo dos pasadas de rodillo liso vibratorio de diez toneladas.

7.2.2.3. Contaminación de los filtros

La contaminación de los filtros durante la construcción es un problema habitual. El cruce de los filtros o de los drenes por el equipo de construcción puede contaminar o mover el material del filtro causando serios daños, cuya reparación suele ser costosa. Es práctica habitual reducir los cruces a unos emplazamientos determinados, reduciendo así el peligro de la contaminación. En el cruce debe protegerse el material con geotextiles, geomembranas ó con una capa de relleno de unos 30 centímetros de espesor que después se retira. El cruce debe establecerse en una situación diferente en cada tongada.

También puede haber contaminación durante los períodos de lluvia, cuando el agua arrastra finos a la zona de los filtros. En el filtro fino, solo una ligera capa de finos cubrirá la superficie del filtro, pero en el filtro grueso los daños pueden ser mayores. Se pueden evitar algunos problemas manteniendo más alta la zona de los filtros que el resto de la construcción y dando pendiente transversal hacia fuera de la presa.

7.2.2.4. Ensayos y controles

Los ensayos de las características de los filtros deben realizarse sobre el material después de su compactación.

Para comprobar la falta de cohesión del material de filtros que puede permitir un autocurado de las fisuras, Vaughan propone el siguiente ensayo que llama del castillo de arena:

Consiste en formar una muestra cilíndrica o cónica de material de filtro humedecido y compactado, en un molde de compactación o en un cubito. Se coloca la muestra sobre una bandeja, que se inunda con agua cuidadosamente. Si la muestra “colapsa”, se destruyen las succiones capilares y toma su ángulo de reposo, el material es no-cohesivo. Las muestras pueden guardarse algún tiempo para ver los enlaces cohesivos que se desarrollan lentamente. El ensayo es, en realidad, un ensayo de compresión, a una presión efectiva de confinamiento cero, y con un

esfuerzo cortante muy pequeño y es muy sensible para poder detectar incluso un pequeño grado de cohesión.

7.2.3. Construcción del cuerpo de presa: espaldones y escolleras

7.2.3.1. Generalidades

En los apartados anteriores se hizo mención a las características que han de cumplir los materiales y que suelen incluirse en los pliegos de condiciones. Los siguientes apartados hacen referencia a los métodos constructivos habitualmente utilizados en los espaldones de presas de materiales sueltos con núcleo de arcilla u homogéneas ó aquellas que disponen de una pantalla aguas arriba (ya sea asfáltica o de hormigón). No se incluyen en este apartado aquellas presas de núcleo asfáltico, de membrana sintética o aquellas en las que se emplean rellenos hidráulicos.

Se centra este apartado en las presas cuyos espaldones están formados por escolleras obtenidas de la voladura de rocas.

7.2.3.2. Métodos constructivos

Extracción del material

La escollera para presas se obtiene habitualmente de una cantera de roca mediante voladuras.

Los principales factores a considerar para definir el método de extracción son los siguientes:

Tamaño máximo de la piedra

Está impuesto por la altura máxima de la capa permitida en el diseño que normalmente varía entre uno y dos metros y medio, dependiendo del sistema de lavado de finos empleado y de la potencia del compactador. El tamaño máximo suele ser del orden de un 70% al 100% de la altura de la capa. A pesar de esto, existen otra serie de factores que en muchas ocasiones obligan a usar tamaños menores.

El tamaño de la piedra condiciona la capacidad del cazo de las cargadoras y la capacidad y el tipo de equipo de transporte. La capacidad de los cazos habitualmente empleados es al menos tres veces el volumen teórico de una piedra teniendo sus tres dimensiones iguales a la máxima. Esto lleva a utilizar cazos de unos 15 m³ cuando el tamaño máximo es de 1,80 m. El medio de transporte habitualmente utilizado suele ser el dumper que normalmente tiene un volumen cuatro veces mayor que el cazo de la cargadora, alcanzando para los tamaños máximos antes comentados las 90 t.

Tamaños próximos a un metro suelen ser bastante normales empleándose para ello cargadoras con cazos de unos tres metros cúbicos de capacidad y camiones de unas 20 t.

En ciertas ocasiones se realiza previamente un tratamiento en una planta de machaqueo, que es el que condiciona el tamaño máximo del material. Si el transporte posterior se lleva a cabo mediante cinta transportadora el tamaño máximo queda limitado a unos 70 cm.

El tamaño máximo de la piedra también condiciona el método de explotación de la cantera, en particular la cuadrícula de perforación de las voladuras.

Estratigrafía y/o fracturación del material

Tienen una influencia esencial en el tamaño máximo de la escollera y en algunas ocasiones son incluso el factor determinante. En muchas ocasiones el porcentaje de finos puede llegar a ser muy alto si los estratos no son muy gruesos o si la fracturación es muy intensa. Esta circunstancia obliga a realizar las voladuras con una cuadrícula de taladros muy abierta aún a pesar de que se corre el riesgo de obtener bloques de grandes dimensiones que deben ser taqueados.

Topografía de la cantera

La configuración más habitual de las canteras es la de una ladera uniformemente inclinada o una terraza con una plataforma superior que es básicamente horizontal.

Inicialmente se debe realizar la apertura de la cantera creando las plataformas de trabajo para los equipos de perforación y de carga del material. Para este propósito se suelen emplear unidades de perforación ligeras, fáciles de mover por terrenos accidentados, ayudándose en los primeros momentos por perforadoras manuales y por tractores. Desde el punto de vista económico lo más rentable es emplear el equipo pesado de perforación lo antes posible, si bien en el caso de canteras con grandes pendientes suele prepararse previamente una mínima plataforma y entrar con perforadoras de tamaño medio con brazos articulados.

Topografía de la cerrada y sus alrededores

La influencia de este factor sobre el sistema de transporte puede ser tal que llegue a condicionar los métodos de explotación.

En ocasiones las laderas son tan escarpadas que hacen económicamente inviables los caminos para los dumpers. En estas ocasiones se ha utilizado con bastante éxito el transporte por cinta ya sea hasta diversos niveles de la presa o bien hasta un punto fijo al pie de ésta, formándose posteriormente los caminos sobre los taludes de la presa conforme van subiendo los rellenos. Tal y como se dijo previamente, la cinta transportadora obliga a tamaños máximos de piedra no superiores a unos 70 centímetros.

Volumen de montera

El volumen de montera condiciona las labores previas a realizar en la cantera. Normalmente se suele utilizar un tractor con hoja frontal y escarificador para retirar el material superficial no aprovechable y un pequeño equipo de carros perforadores a percusión para volar los salientes rocosos que impiden el acceso a la maquinaria.

Cuando el espesor de la montera sea muy grande se explotará de la misma forma que se haría con un préstamo de material granular. Nunca debe olvidarse que en muchas ocasiones el material de montera puede utilizarse en ciertas zonas de la presa ya sea por separado o mezclado con otros materiales de mejor calidad.

Volumen de material desechable

Durante la explotación de la cantera pueden aparecer materiales no utilizables por no cumplir las condiciones exigidas en las especificaciones. Estos materiales suelen estar alterados, teniendo poca resistencia o siendo susceptibles de producir una cantidad de finos superior a la admitida en las prescripciones técnicas.

Normalmente, y a menos de que las áreas donde se presente este material estén muy localizadas y se pueda establecer un tratamiento puntual, la solución habitualmente empleada es usar cazos en las cargadoras con agujeros que permitan eliminar los tamaños más pequeños que posteriormente serán retirados con una cargadora. En otras ocasiones una carga selectiva suele resolver el problema.

Transporte, extendido y compactación del material

Para el transporte del material de espaldones se deben estudiar las rutas más convenientes para cada situación y cota de la presa; una vez elegidos los trazados más adecuados de los caminos de acceso se deben diseñar con anchura suficiente tanto en la calzada como en los puntos de cruce y con unas pendientes que no deberían superar el 5%.

Los caminos deben estar pavimentados, bien mantenidos y con todos los elementos de protección y drenaje superficial pertinentes.

Es muy importante estudiar adecuadamente el tamaño de los vehículos de transporte: los equipos grandes suelen resultar más baratos de operación si bien requieren una mayor inversión.

Por lo general el transporte convencional se realiza con grandes dumpers para la escollera y tierras, y con camiones más pequeños para los filtros y drenes. En ciertas ocasiones, cuando la distancia y otros factores lo permiten, se emplean mototraillas. Las cintas transportadoras se utilizan cuando las dimensiones de la presa son muy grandes.

Los vehículos de transporte vierten el material sobre la superficie de la capa de espaldón correspondiente. Es esencial organizar el tráfico en esta superficie ya que el volumen de material colocado al día y el coste dependen de la optimización del ciclo de trabajo.

El extendido del material se suele realizar con tractores con hoja frontal, debiéndose asegurar que estos no hacen recorridos y movimientos innecesarios y controlando el espesor de la tongada. El extendido se debe llevar a cabo con suficiente cuidado con el fin de asegurar que la superficie horizontal es lo más regular posible para facilitar el tránsito del equipo de compactación.

Una vez que el material ha sido extendido y su superficie regularizada, se procede a su compactación. Es recomendable realizar terraplenes o pedraplenes de ensayo con el fin de seleccionar el tipo adecuado de compactador, la conveniencia del uso de agua y el espesor de tongada para alcanzar la densidad especificada.

En 7.1.5. se señalan los criterios y controles adecuados en la construcción de espaldones de presas. En el Cuadro nº 11 se indica la frecuencia de ensayos en varias presas.

7.2.3.3. Problemas constructivos específicos de los espaldones

Es importante hacer una distinción entre los espaldones constituídos por materiales provenientes de préstamo del tipo de tierras de los que son de escollera. En el primer caso, los procedimientos constructivos son similares a los descritos para la construcción de núcleos, con la diferencia de que las tongadas son de mayor espesor.

En el caso de las escolleras, las operaciones son las siguientes:

Una vez que los dumpers llegan a la presa, vierten el material que queda formando un montón. En este momento, los tractores entran en acción empujando y extendiendo el material hasta formar una superficie lo más horizontal posible para permitir el movimiento de la maquinaria de compactación.

Los métodos de compactación varían considerablemente en función del tipo de roca y del asiento permisible. El uso de chorros de agua a presión para mejorar el efecto de la compactación suele ser recomendable, aunque no es estrictamente necesario.

La compactación en escolleras normalmente se lleva a cabo con rodillos vibratorios lisos autopulsados con pesos estáticos de entre 10 y 12 t, con los que se pueden conseguir densidades en función de la naturaleza del material entre 2,10 y 2,25 t/m³.

7.2.4. Construcción de pantallas asfálticas

7.2.4.1. Generalidades

La pantalla asfáltica se construye sobre el paramento de aguas arriba del cuerpo de la presa, cuyo talud esta condicionado principalmente por la estabilidad y capacidad de movimiento de las personas que trabajan en su ejecución y la de los equipos de colocación.

El talud 1/1,75 (V/H) es el mas utilizado, aunque en ocasiones y de forma puntual, se puede llegar a taludes de 1/1,4.

En contra de lo que ha ocurrido con otros tipos de presas, la altura de la presa con pantalla asfáltica ha aumentado poco en los últimos años.

Se han construido en una sola etapa presas con este tipo de pantalla de 100 m. de altura como máximo, siendo lo normal que no superen los 70 u 80 m.

7.2.4.2. Preparación del paramento de aguas arriba

Si la presa es de escollera es práctica habitual colocar entre ella y la pantalla dos capas: una de escollera de transición de menor tamaño y otro de grava inmediatamente debajo de la pantalla.

La primera suele tener un mínimo de 3 m de anchura, con un tamaño que permite su compactación en capas de 0,40 m. El paramento exterior se regulariza, generalmente, con la ayuda de una pequeña retroexcavadora.

La capa de grava admite un tamaño máximo de 60-70 mm, y no se suprimen los tamaños menores de 10-12 mm como era práctica habitual hace algunos años. La grava debe ser de machaqueo.

Normalmente la grava se coloca desde coronación una vez acabada la presa, de abajo arriba, extendiéndola con un tractor pequeño colgado de coronación ó a mano en una capa que suele tener un espesor de 15 a 30 cm.

Una vez extendida se compacta con un rodillo vibrante que se desplaza de abajo arriba sobre el paramento y que se maneja con un cabrestante que se mueve sobre coronación. La compactación se realiza dando una o dos pasadas, de abajo arriba, sin vibrar y de cuatro a seis vibrando. Nunca, al bajar el compactador, debe hacerlo vibrando.

Esta operación permite la compactación total de la capa exterior de la escollera de transición, y al mismo tiempo hace penetrar la grava en los huecos de dicha capa.

Después de la compactación debe hacerse un riego de penetración con emulsión asfáltica ó betún fluidificado. El empleo de betún normal para este trabajo únicamente se hace cuando la longitud de pantalla, y por lo tanto la de las mangueras de distribución, son cortas.

En algunas ocasiones estas operaciones se han hecho parcialmente con incrementos de altura de presa de 3 a 5 m lo que permite la utilización de equipos de compactación y distribución de gravas más manejables.

Cuando la presa no es de escollera se dispone igual la capa de gravas y también se compacta y estabiliza el paramento, no colocando evidentemente la escollera de transición.

En los últimos años es práctica habitual colocar bajo las gravas, una capa de material semipermeable para prevenir un posible fallo de la pantalla, material que debe ser autoestable y cumplir las condiciones de filtro en relación con el de zona siguiente.

7.2.4.3. Mezclas asfálticas

A título indicativo, se exponen a continuación las dosificaciones medias que suelen emplearse en las distintas capas:

Cuadro 12

Capa de unión y regularización	
Contenido en betún	3 – 6%
Filler	2 – 10%
Árido, tamaño máximo	12 – 25 mm
Densidad	2,2 – 2,7 T/m ³
% de huecos	5 – 10%
Permeabilidad	10 ⁻² – 10 ⁻⁵ cm/sg
Capa drenante	
Contenido en betún	3 – 5%
Filler	2 – 5%
Árido, tamaño máximo	10 – 15 mm
Densidad	1,7 – 2,5 T/m ³
% de huecos	8 – 30%
Permeabilidad	10 ⁻² cm/sg
Capa impermeable	
Contenido en betún	7,5 – 8,5%
Filler	10 – 15%
Árido, tamaño máximo	12 – 20 mm
Densidad	2,1 – 2,5 T/m ³
% de huecos	< 3%
Permeabilidad	< 10 ⁻⁷ cm/sg

Fabricación y transporte

Las mezclas asfálticas que forman la pantalla se fabrican en una planta de hormigón asfáltico normal, aunque con algunas modificaciones obligadas por las características de las mezclas.

La elevada dosificación de betún y filler obliga a incrementar la capacidad de almacenamiento de estos materiales. Por el mismo motivo es necesario sobredimensionar la capacidad de producción de la planta, ya que es mas elevado el tiempo de amasado requerido, por ser superior la cantidad de filler empleada que en las dosificaciones normales en carreteras.

Es necesario una cuidadosa dosificación en frío para evitar que debido a la alta dosificación de arena, se desequilibre el llenado de las tolvas en caliente obligando a una parada de la planta.

Para regularizar la producción es aconsejable disponer una tolva calorifugada de regulación a la salida de la mezcladora.

El transporte de las mezclas desde la planta a la presa se hace en cazos calorifugados sobre camión o sobre camión volquete según sea el tipo de equipo de colocación que se esté utilizando.

Extendido y compactado

En general se emplean dos tipos de equipo definidos por el tipo de extendedora: de carretera, que utiliza un equipo de los empleados en firmes de carretera y por extrusión que lo extiende desde una gran tolva de la que el material sale por gravedad.

El equipo principal para manejar estos extendedores es básicamente el mismo y está constituido por un pórtico principal que sujeta y mueve la extendedora y unos cabrestantes que manejan los compactadores y los equipos auxiliares, que se desplazan sobre la coronación de la presa.

El denominado equipo carretera dispone de un pórtico principal autoportante con un cabrestante principal que sujeta la extendedora, un cabrestante secundario que maneja el carro de alimentación y dos pequeños cabrestantes para maniobrar dos compactadores de 1 t. Lleva su propio generador. Se tiende a que dispongan de dos carretones de orugas de modo que puedan adaptarse con facilidad a coronaciones curvas (fig. 27 y 28).

A la extendedora, de las usuales en carreteras, se le anula su equipo de traslación y se le dota de su propio generador y un pequeño cabrestante que sujeta un compactador de 1 t.

Actualmente se emplean de doble regla vibrante de modo que se logra una compactación inicial del 90 al 95% de la necesaria, cuando con una sola no se pasa del 70 al 75%.

El espesor de la capa se ajusta manejando a mano los torniquetes de apertura.

La secuencia de ejecución es siempre la misma: la extendedora cargada desciende hasta la zona inferior de la calle que va a ejecutar, es decir, hasta el rastrillo o plinto, comienza a subir y es alimentada de mezcla por el carro que se maneja por el mismo pórtico. Cuando llega a coronación se introduce en el citado pórtico, se traslada a la siguiente calle, adyacente a la primera, y repite la maniobra.

El cabrestante de 1 t compacta inmediatamente detrás del extendido y, con una diferencia normalmente de dos calles, otro compactador de 5 t suspendido de un cabrestante auxiliar termina la compactación.

Como equipo auxiliar una grúa maneja los carros de 1 m^3 ; calorifugados con los que se carga el carro alimentador ó la propia extendedora antes de bajar, y unos pequeños cabrestantes manuales sujetan unos equipos de rayos infrarrojos para el tratamiento de las juntas entre calles cuando es necesario. Otras veces ese calentamiento auxiliar se hace con calentadores de propano.

La pantalla se compone habitualmente de una capa exterior de hormigón bituminoso denso, y por tanto impermeable, sellado en superficie con un mástic de protección, y una capa de hormigón bituminoso permeable situado bajo ella. En ocasiones bajo esta capa permeable, se coloca otra impermeable.

Esta pantalla de 2 ó 3 capas reposa sobre una capa de regularización.

El espesor de cada capa es de 6 a 12 cm en general, y aunque las capas impermeables se solían construir en dos capas cada una de 6 cm, se tiende en la actualidad a colocarla de una sola vez.

La capa de regularización de unos 15 cm, será permeable si la capa que reposa sobre ella es impermeable, y lo contrario en caso de que sea permeable.

La velocidad de extendido varia entre 1,5 y 2 m/min, y la anchura de cada calle es la que da la extendedora entre 2,5 y 3,5 m.

El equipo de extrusión se diferencia por la extendedora y el sistema de alimentación.

Empleado básicamente en depósitos con altura media y de longitud de calles bastante regular, la extendedora es una tolva que se mueve sobre el talud apoyada en la plancha extendedora y en un tren de ruedas. El hormigón asfáltico sale por gravedad siendo comprimido sin vibración por la plancha de extendido calorifugada. Un sistema basculaste hace que el peso de la extendedora cargue sobre dicha plancha y las ruedas posteriores dando el espesor y la recompactación necesaria.

La extendedora se carga en la parte inferior próxima al plinto, desde el fondo del depósito con la cantidad necesaria para hacer una calle. La carga se hace con una cargadora de ruedas que es alimentada por un camión volquete.

La máquina llega a coronación arrastrada por cabrestantes, se introduce en el pórtico, que suele ser del tipo de doble tren de rodaje, y se le cambia de calle, repitiendo el proceso.

La compactación se hace con 3 compactadores de doble tambor vibrante de 5 t, también suspendidos de coronación. El primero trabaja inmediatamente después del acabado de la calle, el segundo en la calle anterior y el tercero 2 a 3 horas mas tarde.

La velocidad en este caso varía de 4 a 6 m/min.

Es necesario resaltar que las mezclas asfálticas adquieren en la etapa de colocación sus características, índice de huecos, etc., si se han fabricado de acuerdo con las especificaciones y dosificaciones obtenidas teóricamente y confirmadas en ensayos de laboratorio.

Además deben tomarse algunas precauciones como son la no colocación de una capa sobre otra anterior sucia sin una limpieza previa y la colocación de un riego de adherencia.

No deben colocarse capas impermeables con lluvia o con temperaturas inferiores a cuatro grados ó con fuertes vientos sobre el paramento de la presa.

Juntas

Cuando la impermeabilización se logra mediante dos capas, entre la colocación de las dos no debe transcurrir un plazo mayor de 48 a 72 horas para conseguir una buena unión entre ellas, aunque este plazo puede variarse en función de la temperatura ambiente, limpieza y protección de la superficie, etc.

Cuando el tiempo es mayor se coloca un ligero riego de adherencia entre ambas capas.

La junta entre calles contiguas se denomina caliente, cuando se construyen las calles en el mismo día. Este tipo de juntas no necesitan un tratamiento especial. Estas juntas son habituales si no ha habido interrupciones importantes o la longitud de la calle no es grande, lo que sucede con presas de hasta 60 m de altura. Esta altura máxima de presa, en la que las juntas se pueden considerar calientes, es variable en función de la temperatura ambiente, tiempo de instalación, etc.

Las juntas frías se producen cuando transcurre mas tiempo entre la construcción de las calles y requieren ser precalentadas con rayos infrarrojos, cuyo elemento emisor se mueve con cabrestantes manuales, y la aplicación de una pintura de betún antes de colocar la calle contigua. Además, y después de compactada con los medios normales, estas juntas deben ser compactadas con pequeños pisones vibratorios manuales después de un nuevo calentamiento con rayos infrarrojos.

Por ultimo se debe tener en cuenta que, al extender una capa impermeable cuando ésta se construye en dos capas, debe procurarse que las juntas entre calles de ambas capas no coincidían.

Las uniones de la pantalla asfáltica con las estructuras de hormigón ya sean rastrillo, muros de hormigón ó viga de coronación requieren un tratamiento especial.

Mástic de sellado

Es práctica habitual colocar un mástic de sellado, mezcla de betún y filler, sobre la capa impermeable.

Debe cuidarse que la dosificación por metro cuadrado, de 1 a 3 mm de espesor, se mantenga, ya que un exceso de material produce despegues y deslizamiento de la capa.

Su colocación se hace con un carrito provisto de una regleta de goma repartidora, colgado de un cabrestante en coronación. Debe hacerse lo más inmediato posible a la colocación de la ultima capa impermeable, de modo que esta última conserve el calor y permita una unión correcta.

En ocasiones sobre este mástic se incorpora una pintura de aluminio que protege la pantalla.

Ensayos

El diseño de las mezclas asfálticas que componen la pantalla requieren la ejecución de ensayos de Laboratorio para obtener las dosificaciones optimas que permitan lograr la estabilidad sobre el talud, impermeabilidad, deformabilidad, etc.

Una vez obtenidas las formulaciones adecuadas, debe controlarse que se obtengan en la obra las mezclas proyectadas. Por ello deben controlarse los materiales, la fabricación de las mezclas, y la permeabilidad sobre el talud.

En la fabricación debe controlarse:

1. El contenido de ligante y de filler, la curva granulométrica, la densidad Marshall de las probetas y el índice de huecos.
2. La granulometría de los áridos en las tolvas en caliente.
3. La temperatura de salida de las mezclas

El número de ensayos estará en función de la capacidad de producción. En cualquier caso estos ensayos obligan a la organización de un importante laboratorio en obra ampliamente dotado tanto de personal especializado como de los equipos necesarios.

La permeabilidad sobre el talud se comprueba con el “ensayo de vacío”. Para ello se coloca una campana de vacío sobre la capa impermeable apoyada en un anillo de masilla. Previamente a la colocación de la masilla, la superficie de apoyo se prepara golpeandola con un martillo.

La depresión de la campana debe mantenerse durante un período de tiempo para considerar que la impermeabilidad es adecuada. Normalmente se considera un límite de $0,8 \text{ kg/cm}^2$ con pérdida menor de $0,1 \text{ kg/cm}^2$ en un minuto.

Pueden también hacerse ensayos destructivos con extracción de probetas de la propia pantalla, pero no es práctica común salvo que se tengan dudas razonables de la bondad de la misma.

Plinto o rastrillo de apoyo

La pantalla se apoya en el contacto con el terreno en una estructura de hormigón denominada plinto o rastrillo.

Su diseño geométrico debe ser tal que el contacto de la pantalla con él sea el adecuado para conseguir una buena compactación del relleno, una superficie de contacto continua y que permita la fácil colocación y compactación de la mezcla asfáltica.

La ejecución del rastrillo debe hacerse antes de los rellenos del cuerpo de presa y cualquier retraso en su construcción acarrea el retraso de la ejecución de la pantalla.

Debe hacerse un replanteo cuidadoso de todo el rastrillo, incluyendo el reconocimiento de la calidad del terreno donde se cimentará para evitar que tengan que hacerse rectificaciones de trazado, que son siempre muy costosas y retrasan la ejecución de los rellenos.

7.2.5. Construcción de pantallas de hormigón hidráulico

La preparación del paramento es similar al descrito para las pantallas de hormigón asfáltico (7.2.4.2.) si bien en este caso los trabajos se ejecutan, para presas altas, en tramos parciales para incrementos de la altura de presa de 3 a 5 m. El relleno de grava se coloca con retroexcavadora y después puede compactarse con rodillo pesado si el cuerpo de la presa es de escollera o con una plancheta pesada colocada en el brazo de una retro excavadora cuando es de gravas.

En este tipo de pantalla la estabilización de las gravas del paramento puede hacerse con gunita con un espesor mínimo de cuatro centímetros, ó bien con riego asfáltico.

La pantalla de hormigón convencional se construye en losas continuas con encofrado deslizante desde el plinto o rastrillo a coronación, de 12 a 15 m de anchura.

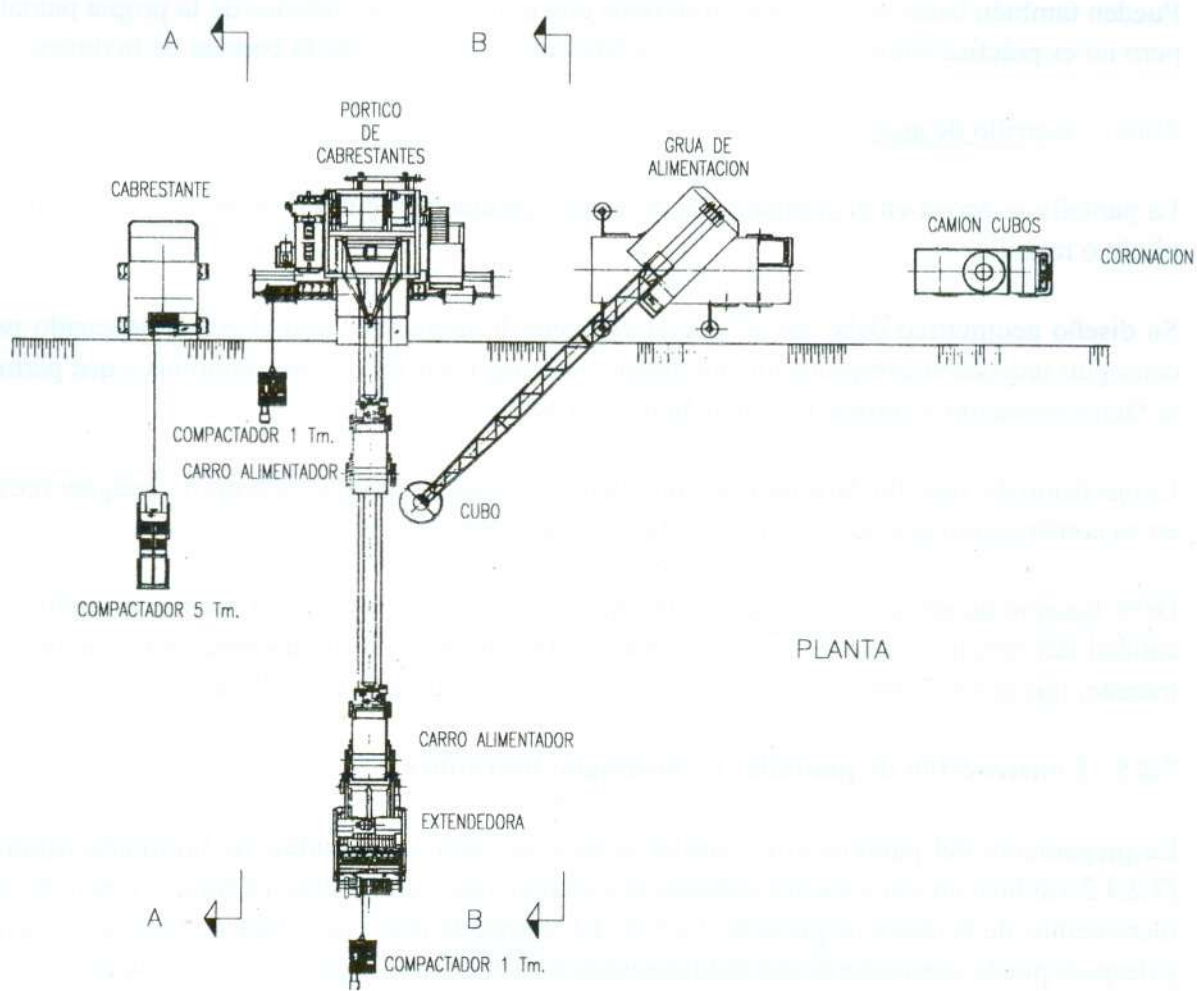
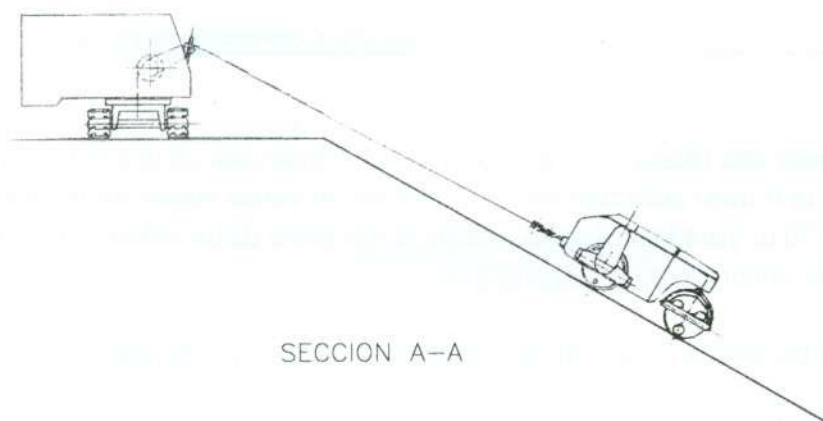
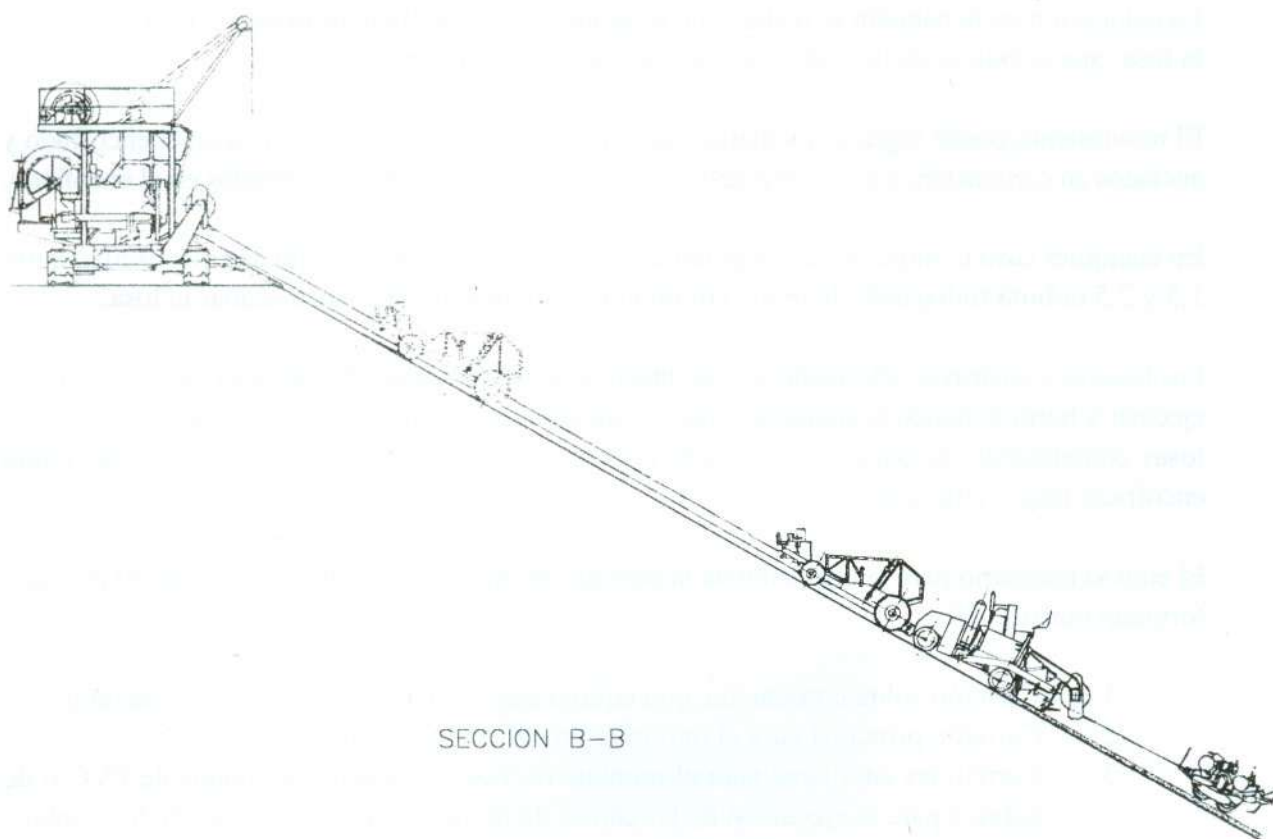


Fig. 27



SECCION A-A



SECCION B-B

PANTALLA ASFALTICA

Fig. 28

Si la presa no es muy alta (hasta 70 m por ejemplo) se construyen en una sola etapa, pero si la presa es alta (100 m ó mas) generalmente se construye en varias etapas dividiendo la presa en alturas próximas a 50 m, para lo cual se programan la ejecución de los rellenos de modo que estos se sigan ejecutando mientras se hace la pantalla.

El hormigón tiene las características de un hormigón armado convencional.

Se fabrica en una planta convencional y se traslada hasta la coronación o área de trabajo normalmente en camión hormigonera. Desde allí hasta su colocación en la pantalla se transporta en cazos con grúas, canaletas, cintas, con bomba, etc. dependiendo de la dimensión de la obra.

La colocación en la pantalla se realiza con la ayuda de un encofrado deslizante de la anchura de la losa, que se mueve deslizando sobre vías montadas en el paramento.

El movimiento puede lograrse mediante gatos hidráulicos o cabrestantes fijos en el encofrado y anclados en coronación, ó con cabrestantes en coronación y los cables amarrados en el encofrado.

En cualquier caso el movimiento es prácticamente continuo, con velocidades que oscilan entre 1,5 y 2,5 m/hora trabajando de modo continuo las 24 horas del día hasta acabar la losa.

Las losas se construyen alternadas de una ladera a otra hormigonando una losa, dejando una sin ejecutar y hormigonando la siguiente. Una vez alcanzado el extremo de la presa se completan las losas comenzando de nuevo en la ladera inicial y utilizando las losas ya construidas como encofrado lateral (fig. 29).

El equipo necesario para la ejecución de la pantalla de una presa de altura mayor de 50 m estará formado por (fig. 30):

1. Carretón sobre coronación, con equipo auxiliar para el montaje de armaduras.
2. Carretón principal para el movimiento del encofrado deslizante.
3. Carretones auxiliares para el montaje de vías, colocación de juntas de PVC ó de cobre y para la ejecución de las camas de mortero para el apoyo de dichas juntas.

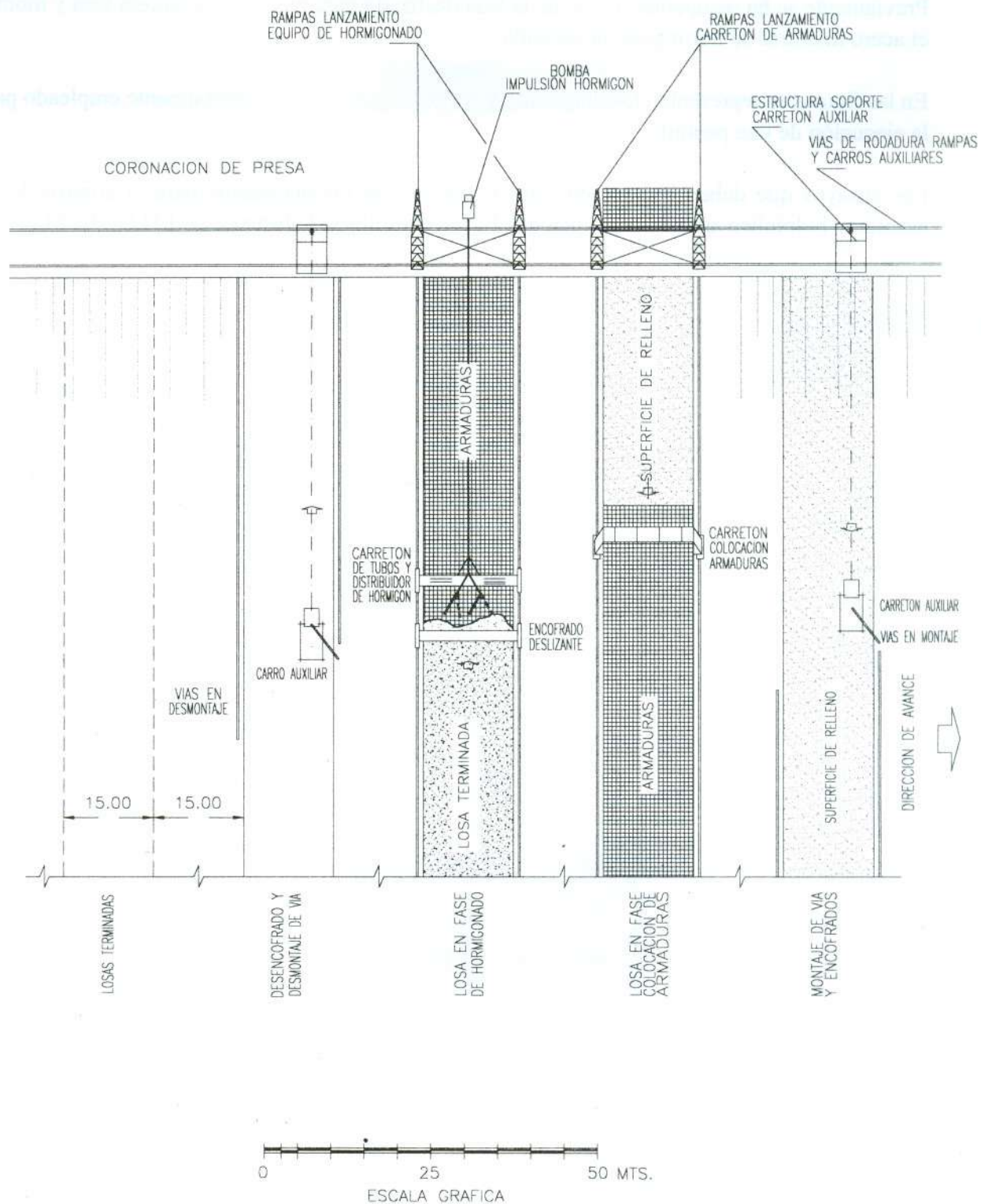
Las operaciones de la ejecución de la pantalla serían:

1. Construcción de las camas de apoyo de las juntas en dos losas alternadas.
2. Colocación de las vías de rodadura en dichas losas.
3. Colocación del encofrado lateral y de los elementos de estanqueidad (juntas de cobre y/o PVC) según el tipo de junta.
4. Colocación de la armadura en la primera losa.
5. Ejecución de la cuña inferior hasta lograr que la losa tenga la anchura total.
6. Deslizado de la losa. Durante esta fase se coloca el acero de la siguiente losa.
7. Cambio de los carretones a las posiciones siguientes.

Previamente se ha recuperado la vía de la losa deslizada para pasarla a la tercera losa y montar el acero mientras se hormigona la segunda.

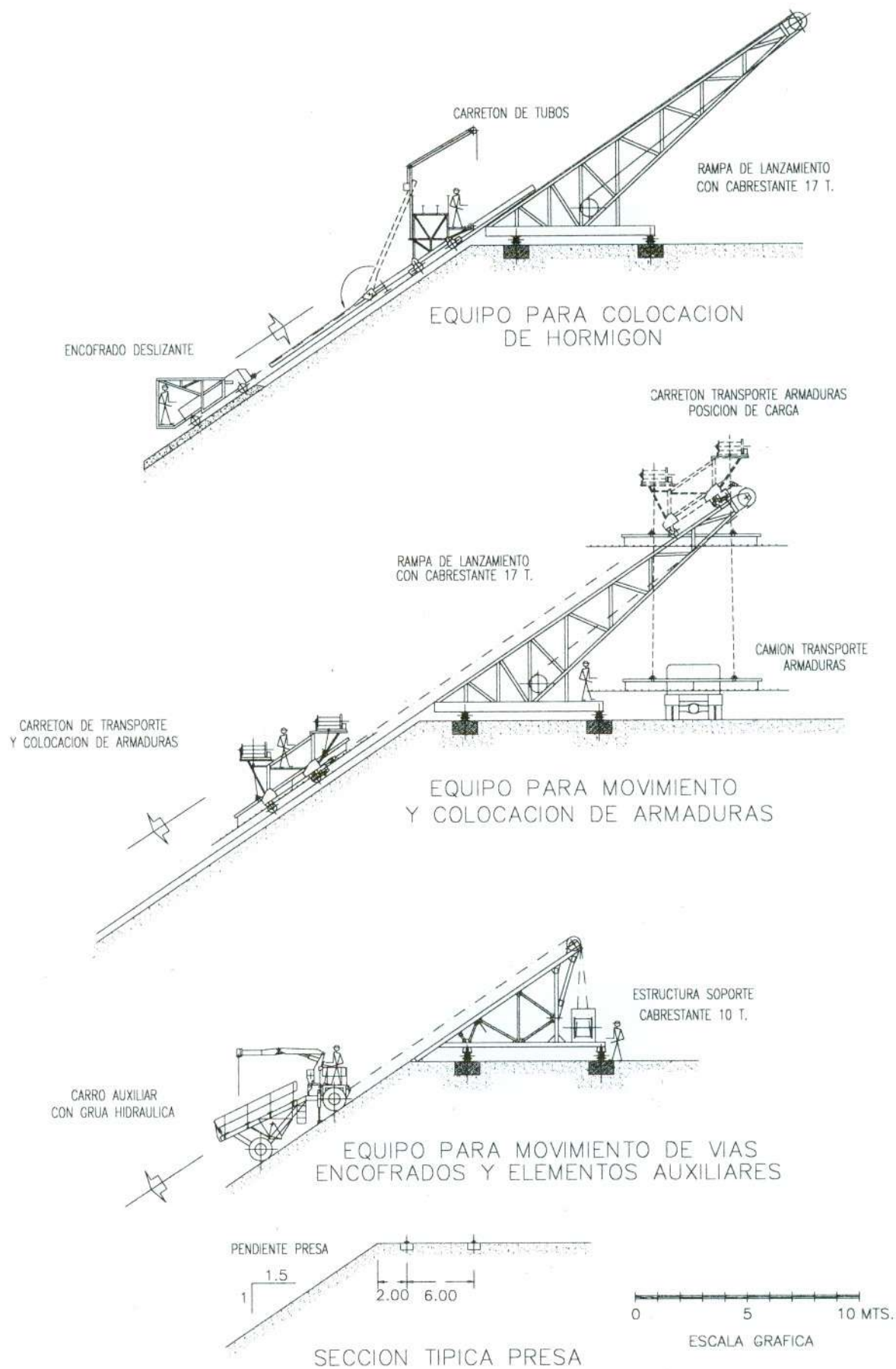
En las figuras se representan los diagramas y secuencias del equipo normalmente empleado para la ejecución de una pantalla.

Los ensayos que deben hacerse en estas pantallas son los necesarios para el control de un hormigón hidráulico armado convencional. Puede consultarse la Instrucción EH-93 del M.O.P.T.



PANTALLA DE HORMIGON HIDRAULICO

Fig. 29



PANTALLA DE HORMIGON HIDRAULICO

Fig. 30

8.

MONTAJE Y PRUEBAS DE LAS INSTALACIONES Y EQUIPOS PERMANENTES

8.0. Generalidades

En la Guía Técnica nº 5, Aliviaderos y Desagües, Anexo nº 1 Compuertas y Válvulas, se indica la gran importancia que para el funcionamiento de una presa tiene el proyecto y fabricación de los elementos hidromecánicos, que debe ser realizado por especialistas expertos en este tipo de instalaciones.

En el proyecto se deberán tener en cuenta los condicionantes que afecten al transporte y montaje, como son el tamaño máximo de los elementos a transportar, de acuerdo con el itinerario elegido, espacio disponible para el montaje en el sitio etc.

Dado por supuesto que el proyecto y fabricación han sido realizados correctamente, queda una segunda parte de gran importancia, que es el montaje en obra, que se deberá efectuar con la máxima exactitud geométrica y una buena ejecución de las uniones de ensamblaje.

8.1. Tipos de cierres. Clasificación y definición de las instalaciones

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
 - . sumergidas

- Compuertas vagón
 - . de superficie
 - . sumergidas
- Compuertas de clapeta
- Válvulas de compuerta deslizante (tipo Bureau)
- Válvulas de mariposa
- Válvulas de chorro hueco cónico
 - . con deflector encauzador
 - . sin deflector
- Ataguías
 - . de un solo tablero
 - . de varios tableros

En la Guía Técnica nº 5 “Aliviaderos y Desagües”, se describen estas compuertas y válvulas y se exponen las normas de proyecto y los condicionantes que aconsejan el empleo de unas u otras, tanto en aliviaderos como en desagües de fondo.

8.2. Montaje en fábrica, inspección y pruebas

Todos los elementos se montarán en taller para su inspección y se probarán aquellos en que las pruebas sean posibles.

8.2.1. Control de materiales

a) Aceros de laminación y perfiles laminados

Aparte de los certificados de calidad expedidos en origen, deben realizarse los ensayos siguientes:

De aspecto superficial

Inspección visual a la totalidad del material, fijándose especialmente en pequeñas deformaciones, defectos superficiales, estampación de la identificación de origen y dimensiones de cada unidad.

Medidas de espesor con ultrasonidos

Sobre la totalidad del material a emplear y, como es usual, sin realizar ninguna anotación y sí, únicamente, certificar la ausencia del defecto inadmisibles llamado "hoja de laminación". Se puede fijar previamente la cuadrícula operacional.

Ensayos mecánicos

Son necesarios los de rotura a tracción en la totalidad de los materiales, pudiéndose complementar con los de dureza, resiliencia y plegado, en función de los otros ensayos propuestos.

Análisis químico

Si disponiendo del ensayo en origen se observan en los resultados obtenidos de los ensayos mecánicos u otros, valores no admisibles, se deberán hacer análisis químicos al menos en una muestra representativa del 30% del material al que correspondan esos valores.

De soldabilidad

Si no se realiza análisis químico y los valores mecánicos son dispersos, deben hacerse ensayos de rotura, por tracción y plegado de 180°, en probetas unidas por soldadura en las condiciones previstas para realizar las soldaduras en obra.

b) *Electrodos para soldadura por arco eléctrico*

Siendo los electrodos de características conocidas, se realizarán ocasionalmente ensayos de tracción y plegado sobre probetas del material de base a emplear, soldadas en las condiciones previstas para realizar las soldaduras en obra, incluso con preparación de bordes.

c) *Protección anticorrosiva*

En el punto 3.12 del Anexo 1 de la Guía Técnica nº 5 "Aliviaderos y desagües" se indica un tipo de protección que ha dado buen resultado. A lo que allí se dice, puede añadirse que para la aplicación de la protección anticorrosiva es recomendable tener en cuenta las siguientes condiciones:

Estado de la base a pintar

Totalmente limpia especialmente de óxido, grasa u otra suciedad que impida la adherencia. Son importantes los estados puntuales por la concentración de la corrosión y la formación de pares galvánicos.

Tipo de protección

Según la composición de agua y el ambiente de exposición podría estar constituida por las siguientes capas:

- a) Minio de plomo: para el que se aconseja tomar las siguientes precauciones:
 - Aplicación en el más breve espacio de tiempo posible después de la limpieza de superficies.
 - Espesor adecuado conseguido en distintas capas con tiempo de secado no inferior a dos días, dependiendo del ambiente en que se realice el proceso.
 - No exposición a los agentes atmosféricos, especialmente al sol, antes de aplicación de la capa de terminado.
- b) Capa de terminado que puede ser bituminosa o cloro caucho o cualquier otro producto comercializado del que se debe conocer la composición química para garantizar la ausencia de cationes nocivos.

8.2.2. Control de la fabricación

La geometría de los bordes a soldar será tal que la aportación de soldadura sea la adecuada al espesor de material base y pueda, al mismo tiempo efectuarse la toma de raíz por el talón, si es accesible, o prever alguna práctica usual para el caso de que no lo sea; evitando en cualquier caso las deformaciones por aportación del calor en exceso.

Control por radiografía

Se recomienda hacer un mínimo del 25% de la longitud en las costuras que se consideren de responsabilidad, y en puntos críticos de alto riesgo. En función de la frecuencia de los controles operativos realizados y de los resultados de este primer muestreo, se podrán hacer radiografías en una longitud mayor de las costuras y, en cualquier caso, se corregirá el 100% de la costura en el caso de que no sean aceptables los resultados obtenidos en los ensayos en ella efectuados.

Inspección

La geometría de las piezas se estudiará en función de las dimensiones y tolerancias dadas por el fabricante teniendo en cuenta, principalmente, las tolerancias de ajuste, de calderería, las formas en contacto con agua a velocidad y las características especiales de algunas piezas.

Las grandes compuertas, que por su tamaño han de transportarse en piezas a la obra, se montarán en taller, con uniones soldadas y atornilladas que permitan su posterior desmontaje y que

garanticen que el ensamblaje en obra no alterará la exactitud de acoplamiento. En estos elementos no se pueden realizar pruebas hidráulicas y únicamente se podrán efectuar pruebas de los mecanismos en vacío.

En las compuertas y válvulas que normalmente se montan totalmente en fábrica se efectuarán pruebas hidráulicas con presión normalmente 1,50 veces la nominal, comprobando resistencias mecánicas, deformaciones y estanqueidad. También se probarán los mecanismos en vacío e incluso se puede comprobar el esfuerzo de iniciación de apertura, al abrir la compuerta para vaciado tras las pruebas hidráulicas.

En la inspección en taller se comprobará la concordancia con el proyecto y la exactitud de la geometría, los detalles de acabado y control de las soldaduras realizado mediante líquidos penetrantes y radiografías.

8.3. Transporte a obra y almacenamiento

Antes de iniciar el transporte, se comprobará que se ha realizado la inspección y las pruebas en taller.

Se cuidará que en la carga y descarga no se produzcan deterioros.

Los grandes elementos se fijarán adecuadamente en el vehículo de modo que no sufran desplazamientos durante el transporte.

Los elementos más delicados como mecanismos, piezas de repuesto, elementos eléctricos, etc, se deberán embalar para que no resulten dañados por vibraciones o golpes y para su protección de los agentes externos que puedan afectar a sus características, tanto durante el transporte como en el almacenamiento en obra.

Todas las piezas irán marcadas para su identificación de forma que se simplifique la comprobación de su recepción en obra.

Los elementos de grandes dimensiones que han sido montados en taller y que deben ser desmontados de nuevo para su transporte a obra, se marcarán en sus uniones para facilitar su unión definitiva en obra bien por soldadura o por unión atornillada.

Los distintos elementos se acopiarán o almacenarán en las condiciones indicadas por el fabricante.

8.4. Montaje en obra y pruebas

8.4.1. Generalidades

Es fundamental la realización de un replanteo meticuloso y exacto y estudiar cuidadosamente el proceso de montaje, con los premontajes previos a la colocación in situ, de acuerdo con la maquinaria de traslado y colocación a emplear.

8.4.2. Soldadura

Las uniones soldadas en obra requieren una ejecución tan cuidada como las de taller, máxime teniendo en cuenta la dificultad añadida por tener que realizarlas muchas veces en posturas desfavorables y con difícil acceso.

Se inspeccionarán por técnicos debidamente cualificados las mismas variables que en fabricación, y teniendo en cuenta las condiciones de obra, se recomienda duplicar los controles de radiografía establecida para las soldaduras realizadas en fábrica. Se exigirá la homologación de todos los soldadores con el nivel técnico adecuado.

8.4.3. Comprobaciones previas al hormigonado de elementos fijos

En las grandes compuertas de aliviadero o desagües, se comprobará que la nivelación de los asientos de solera y la verticalidad y paralelismo de los asientos de las impermeabilizaciones laterales, cumplen las condiciones exigidas en las especificaciones técnicas del proyecto o en las facilitadas por el suministrador.

En las compuertas de segmento es primordial que los ejes de giro estén perfectamente nivelados y alineados.

Los blindajes y tuberías deben estar perfectamente replanteados, de acuerdo con las especificaciones del proyecto.

8.4.4. Montaje en obra

El montaje de los equipos incluye también el transporte, carga y descarga desde el sitio de almacenamiento hasta su emplazamiento definitivo.

Se dispondrán las estructuras y andamiajes necesarios con sus escaleras, barandillas y vallas de protección para garantizar la seguridad de los trabajadores.

Los replanteos en los componentes de máquinas y sus alineaciones deben efectuarse mediante instrumentos de alta precisión.

Después de comprobado el cumplimiento de las tolerancias indicado en las especificaciones, las partes del equipo se fijarán mediante pasadores de fijación, pernos, etc.

Todos los componentes que han de quedar empotrados en el hormigón se deben colocar en su posición y se fijarán rígidamente para evitar desplazamientos durante el hormigonado.

Después del montaje se deberá realizar el pintado final de acuerdo con las especificaciones de pintura exigidas.

Una vez realizado el hormigonado de las tuberías y blindajes, se realizarán las inyecciones de relleno previstas con objeto de que no queden huecos entre la tubería y el hormigón y se roscarán, soldarán y amolarán los tapones roscados.

8.4.5. Recopilación de documentación

Finalizado el montaje se deberá recopilar y archivar la documentación siguiente, que se incluirá en el archivo técnico:

- Certificado de calidad de los materiales.
- Certificado de homologación de los procedimientos de soldadura.
- Certificado de homologación de soldadores.
- Certificado de las hornadas de tratamiento térmico.
- Certificado de radiografiado con croquis de situación de las radiografías realizadas.
- Certificado de pruebas hidráulicas en taller.
- Certificado de las pruebas en vacío en taller.
- Certificados varios incluyendo los controles dimensionales efectuados.
- Colección completa de los planos de conjunto de la instalación y de los esquemas eléctricos y oleohidráulicos de los distintos mecanismos.
- Colección de instrucciones de funcionamiento.

8.4.6. Pruebas en obra

Una vez finalizado el montaje de la instalación se procederá a realizar pruebas de funcionamiento en vacío y en carga:

a) *Pruebas en vacío*

El objeto de las pruebas en vacío es comprobar:

- Velocidades de apertura y cierre en vacío.
- Esfuerzos de apertura y cierre en vacío.
- Intensidad, tensión y caída de tensión eléctrica.
- Funcionamiento de los elementos de seguridad, control y mando.

b) *Prueba en carga*

Al subir el nivel en el embalse, se irán realizando las pruebas en carga comprobando:

- Estanqueidad: las pérdidas deben estar dentro de los límites admisibles indicados en el proyecto.
- Velocidad de apertura y cierre.
- Esfuerzos de apertura y cierre.
- Intensidad, tensión y caídas de tensión eléctrica.
- Funcionamiento de los elementos de seguridad, control y mando.

Cuando se alcance la máxima carga, si los resultados de la prueba son satisfactorios se procederá a la recepción de la instalación, redactando la correspondiente acta que se incluirá en el Archivo Técnico.

9.

INSTALACIÓN DE APARATOS Y EQUIPOS DE AUSCULTACIÓN

9.0. Generalidades

El montaje correcto de un sistema de auscultación, que evidentemente ha de estar bien proyectado, permite obtener datos fiables y representativos del comportamiento de la presa y su cimiento, durante las fases de construcción, primera puesta en carga y explotación.

Una instalación correcta de los dispositivos de auscultación requiere:

- a) Un buen proyecto del sistema de auscultación.
- b) La elección de sensores, equipos y materiales adecuados al medio a controlar, debiendo ser robustos, fiables, precisos y estables a las mediciones a largo plazo.
- c) La disposición de un equipo humano, adecuado al trabajo a desarrollar y con los medios materiales necesarios.
- d) La colaboración del constructor y personal de obra.
- e) El establecimiento de controles periódicos y extraordinarios de los sensores, equipos y materiales, antes, durante y posteriormente a su instalación.

9.1. Equipos y Personal

9.1.1. Tipos de sensores y equipos de auscultación

Los sensores y equipos a instalar en el interior de una presa y su cimiento, se basan en general en uno o varios de los siguientes principios:

- Eléctrico, electrónico o piezoeléctrico
- Mecánico
- Neumático (aire o gas inerte)
- Hidráulico
- Óptico (sistemas topográficos y nuevas tecnologías, entre ellas láser y fibra óptica)
- Mixto

Los controles y equipos más utilizados en la auscultación de las presas son los que se indican en la Guía Técnica nº 7 "Auscultación de las presas y sus cimientos".

9.1.2. Fases de los montajes de auscultación

En los montajes de auscultación se consideran las siguientes fases:

- a) Estudio del Proyecto y detalles de las instalaciones
- b) Selección de los sensores, equipos y materiales a utilizar
- c) Preparación del equipo a instalar y comprobación del funcionamiento del mismo
- d) Establecimiento del programa de lecturas a realizar
- e) Estudio de los manuales de montaje
- f) Instalación propiamente dicha
- g) Ejecución del programa de mediciones y mantenimiento de los equipos y materiales instalados.

9.1.3. Personal y medios necesarios para realizar los montajes de auscultación y su mantenimiento

Los niveles de formación, experiencia y calificación del personal que intervendrá en las instalaciones del equipo de auscultación de una presa podría ser:

- a) *Nivel 1. Responsable del sistema de auscultación instalado en la presa*

Debe conocer:

- El proyecto de la presa y con detalle el de auscultación.
- Los sensores y equipos de auscultación.
- Los ensayos a realizar con los sensores, equipos y materiales de auscultación.
- La fiabilidad mínima a exigir de cada variable de medida.

- El análisis previo de las variables controladas, la relación entre las distintas magnitudes y su importancia en el comportamiento de la presa.
- Los controles a realizar en las distintas operaciones de presa.
- Criterios para la toma de decisiones.

b) *Nivel 2. Responsable de la toma de lecturas y archivo de datos en obra*

Deberá conocer todo lo indicado para el Nivel 3 y además:

- Los manuales de lectura y cálculo de las variables físicas.
- Los sistemas automáticos.
- El proceso de archivos de toda la información.
- Poseer conocimientos informáticos a nivel de usuario.

c) *Nivel 3. Encargado de la instalación y mantenimiento de los equipos así como de la toma de lecturas.*

Debe conocer con detalle:

- Los sensores a instalar, su montaje, funcionamiento y calibración.
- Los esquemas de montaje y desmontaje de cada sensor y equipo.
- La toma de lectura de todos los sensores a instalar.
- Las revisiones sencillas a realizar en los aparatos y equipos.

Para realizar los trabajos relacionados con la auscultación, durante la construcción de una presa, así como en su primera puesta en carga, se recomienda disponer en obra como mínimo de una persona de cada uno de los 3 niveles referidos, teniendo los de los niveles 2 y 3 dedicación exclusiva.

Se recomienda que el servicio de auscultación en obra disponga de los vehículos necesarios así como de un almacén en el que se tendrán perfectamente ordenados todos los equipos y materiales de auscultación en las condiciones indicadas por el fabricante. También es conveniente disponer de un pequeño taller con herramientas y aparatos mecánicos y eléctricos que permitan comprobar los sensores y elementos de auscultación, así como la preparación de las instalaciones.

9.1.4. Inspecciones a la recepción de los equipos de auscultación

A la recepción de los sensores, equipos y materiales de auscultación, se procederá a una inspección visual de los mismos, con apreciación especial de su geometría, dimensiones y aspecto exterior, así como a la realización de algunas comprobaciones y ensayos sencillos, independientemente de los que haya realizado el fabricante, los cuales acreditará mediante los certificados oportunos.

En los aparatos y materiales a instalar en el interior del cuerpo de presa se recomienda realizar las siguientes operaciones:

Comprobar el correcto funcionamiento de los sensores con el equipo de lecturas, observando que en estado de reposo y sin carga suministran lecturas dentro del rango indicado por el fabricante y que responden a variaciones de la variable a controlar.

En determinados equipos neumáticos e hidráulicos se comprobará su estanqueidad. En esta operación se utilizará el fluido indicado en los manuales de uso y en ningún caso se superarán los $2/3$ de su presión máxima de trabajo.

Se observará si los aislamientos de los cables eléctricos tienen cortes, poros, pliegues o abultamientos, así como colores diferenciados para cada conductor. Además se comprobará la continuidad de estos últimos y su resistencia óhmica por unidad de longitud.

9.2. Prescripciones para la instalación, conservación y mantenimiento de los sistemas de auscultación

9.2.1. Comprobaciones y trabajos previos a una instalación

Siempre que sea posible, la preparación de aparatos y equipos así como el conexionado de tubos y cables anteriormente a su instalación se realizará en taller. Se llevarán a cabo 3 mediciones antes del montaje en la presa, anotándose las lecturas efectuadas, así como las longitudes de los cables y tubos utilizados.

Los terminales de cables y tubos conectados a sensores que vayan a quedar en la presa en una situación inaccesible serán etiquetados con un mínimo de 3 grabaciones indelebles.

Las lecturas origen de los piezómetros eléctricos se tomarán después de que el sensor haya estado sumergido en un depósito con agua durante 12 horas y en condiciones estables, definidas en los manuales de instalación.

Antes de iniciar un montaje se definirá en la presa la localización X, Y, Z de cada aparato y elementos de auscultación. Este trabajo lo realizará un equipo de topografía si fuera preciso.

9.2.2. Instalaciones anteriores a la construcción de una presa

En las instalaciones de equipos de auscultación previas a la construcción de una presa realizadas en ataguías, losas, terraplenes, laderas inestables y otras se aplicarán las Prescripciones que se indican en los apartados siguientes.

9.2.3. Instalaciones en las presas de fábrica

Se incluyen a continuación unas recomendaciones cuya finalidad es lograr una instalación correcta de los equipos de auscultación en presas de fábrica.

1. Durante el tiempo que dure una colocación, incluyendo el cubrimiento de los aparatos y materiales auxiliares con el material de presa, se recomienda mantener una vigilancia intensa de los mismos, siendo precisa la permanencia en obra de una persona para realizar esta función y efectuar la toma de lecturas periódicas.
2. No circulará maquinaria sobre cualquier aparato instalado en una tongada, mientras que encima del mismo no se haya colocado una capa de espesor superior a 0,5 m y esté vibrada o compactada con un equipo de pequeña potencia.
3. Se ejecutará con precisión y eficacia el sellado de las entradas de cables en tubos para su conducción a la central de lectura o registro, con el fin de evitar su obstrucción y consecuentemente anomalías en instalaciones posteriores.
4. En las presas de hormigón compactado con rodillo (H.C.R.) los sensores se instalarán con protecciones especiales que en ningún caso alterarán los valores de la variable a controlar.
5. Será objeto de un control especial la situación geométrica de los ejes de tubos o encofrados de los equipos. En cada tongada se comprobará que cumplen las tolerancias establecidas en las especificaciones del proyecto de auscultación.
6. Los cables y tubos flexibles conectados a sensores no atravesarán juntas de retracción o fisuras sin establecer en el paso dispositivos especiales de protección que admitan las deformaciones previsibles.
7. En los tendidos de cables en galerías se recomienda efectuar varias tomas a tierra de su pantalla de protección. Estas tomas se conectarán a la pantalla cada 200 m de longitud de cable.
8. Al finalizar una instalación deberá realizarse un croquis de detalle de la misma, acotándose la situación de todos los elementos de auscultación, con una precisión mínima de ± 1 cm.
9. En la instalación de péndulos se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:
 - a) La verticalidad de los pozos y tuberías para instalar y proteger el hilo.
 - b) La sólida fijación del hilo del péndulo.
 - c) La sólida fijación del equipo de medida o su soporte a la estructura a controlar.
 - d) El no contacto del hilo del péndulo y el flotador o peso a las superficies próximas.
10. En los grupos de extensómetros a instalar en hormigón se vigilará que:
 - a) Los sensores suministran lecturas al final de la instalación dentro del rango establecido por el fabricante.

- b) La situación geométrica de cada sensor es la prevista en el proyecto.
 - c) Se instalen protecciones especiales durante su hormigonado, las cuales se retirarán antes que finalice el mismo.
11. Los medidores internos de junta deberán quedar instalados con su eje perpendicular a la junta a controlar.
 12. En la instalación de células de presión total se evitará la formación de cavidades a su alrededor y se asegurará que quedan sólidamente apoyadas por una cara al cimiento o superficie base de hormigón.
 13. Los anclajes y cabezas de extensómetros de gran longitud se fijarán sólidamente al cimiento o a la estructura a controlar.
 14. Los piezómetros que controlen subpresiones se instalarán en taladros de acuerdo con las prescripciones del proyecto de auscultación.
 15. Los clavos, señales, pernos y otros elementos para el control geodésico de los desplazamientos de la estructura, su cimiento y zona inmediata a los mismos, se instalarán teniendo en cuenta las normas habitualmente utilizadas para controles topográficos de alta precisión.
 16. La estación o estaciones meteorológicas se emplazarán en zonas próximas a la presa, de acuerdo con las normas que para estas instalaciones da el Instituto Nacional de Meteorología.
 17. Los equipos de control sísmico serán instalados teniendo en cuenta la actual Norma Sismorresistente.
 18. Para controlar de una forma rápida las filtraciones internas de la presa se suelen seleccionar entre 2 y 10 localizaciones de aforadores, en las que se puedan totalizar las mismas, discriminándolos por zonas.
 19. En las centrales de lectura se evitarán humedades y goteos de agua.

9.2.4. Instalaciones en las presas con núcleo impermeable

Las siguientes recomendaciones son aplicables a los equipos instalados en este tipo de presas:

1. Son aplicables las recomendaciones referidas en los puntos 1, 2, 5, 8, 9, 12, 15, 16, 17, 18 y 19 del apartado anterior 9.2.3.

2. Los cables y tubos flexibles a colocar en el cuerpo de presa durante la construcción, se tenderán en pequeñas zanjas de sección trapezoidal de altura máxima 0,7 m y base mayor 1 m, con recorrido ondulado, el cual pueda absorber los asientos diferenciales de la presa. En las entradas en galería y casetas se dará mayor longitud a los mismos.
3. Las zanjas para tendido de cables, aparatos y tubos flexibles deberán compactarse con meticulosidad. En las que tengan una orientación hacia aguas arriba de la presa dentro de la zona del núcleo impermeable, deberán compactarse con varios cortes impermeabilizantes de bentonita u otro material adecuado.
4. En la instalación de células hidráulicas para control de asientos se prestará especial atención a que:
 - a) Se instalen en el cuerpo de presa con un elemento protector que asegure su integridad y evite sus desplazamientos y/o giros durante la compactación del material que las cubra.
 - b) El tendido de los tubos flexibles hasta la caseta de toma de lecturas tenga una pendiente en descenso desde la célula. Se evitarán sifones.
 - c) Se determine la cota absoluta de la solera de la caseta de lecturas, tanto al final de la instalación, como periódicamente al realizar campañas de lecturas.
 - d) En las células que utilicen mercurio, no se supere la diferencia límite en distancias horizontales y verticales entre sensor y central de lecturas, la cual se establece en los manuales de montaje.
5. Los piezómetros de tipo hidráulico se instalarán a una cota más elevada que la central de lectura correspondiente. Esta se procurará sea sencilla y de fácil manejo.
6. Se evitará el giro de las células de presión total que se instalen en el cuerpo de presa. Las situadas en el contacto presa-cimiento, o hastial de hormigón de un estribo se acomodarán sólidamente a la superficie base. En todos los casos se comprobará que la dirección de carga es la prevista.
7. Las cabezas y anclajes de extensómetros, así como bastidores de tubos telescópicos de asientos se deberán unir sólidamente al material u obra de fábrica, de forma que se puedan obtener lecturas representativas del control a realizar.
8. Se debe prestar especial atención a la instalación de los equipos de longitudes superiores a 40 m.

9. Se sustituirán periódicamente, y de acuerdo con los manuales de uso y conservación, las plumillas y el papel de los equipos que los utilicen. Asimismo se engrasarán los elementos que lo necesiten.
10. La solera o cuneta de los aforadores triangulares o rectangulares situados en el interior de las galerías de la presa deberán mantenerse sin sedimento.

9.2.5. Instalaciones en las presas de escollera con pantalla impermeable

1. Son aplicables las recomendaciones indicadas para presas con núcleo impermeable, con las singularidades y variaciones que se indican en los puntos 2 a 4 de este apartado.
2. Los tubos flexibles y cables en el cuerpo de presa se tenderán preferentemente en el interior de tubos rígidos, con uniones articuladas de los tramos o, por lo menos, se cubrirán con una capa de material granular fino seleccionado.
3. Las zanjas a realizar en el cuerpo de presa es recomendable que tengan una altura superior a 0,5 m e inferior a 2 m.
4. Los sensores a instalar en el cuerpo de presa tendrán los acomodos y protecciones de material fino u otros materiales, así como las piezas que se recomienden en los manuales suministrados por el fabricante.

9.2.6. Instalaciones en presas ya construidas

1. La instalación de aparatos de auscultación en estas presas se realizará de forma similar a los montajes desde galerías y exterior de las presas de fábrica y materiales sueltos.
2. Los taladros, camarines, registros y galerías se realizarán según proyecto y con precisión, evitándose riesgos que posibiliten la entrada de vías de agua. No suele ser recomendable la utilización de voladuras para efectuar estas obras.
3. El montaje en taladros de piezómetros y otros sensores, puede requerir la colocación permanente de obturadores y un sellado posterior de la zona superior al captor.

9.2.7. Instalación de sistemas automáticos de lectura

1. La instalación de un sistema automático no eliminará la posibilidad de realizar lecturas manuales de las señales previas y contrastarlas con las de salida de la Estación u ordenador.

2. Los elementos electrónicos, tales como conversores eléctricos, estaciones de lectura, equipos informáticos y otros, dispondrán de tomas a tierra y dispositivos protectores que eliminen al máximo los efectos de las sobretensiones, entre otras las generadas por tormentas.
3. Finalizada la instalación de un sistema de lectura automática se realizarán comprobaciones periódicas y frecuentes de lecturas, durante los 12 meses posteriores al inicio del funcionamiento del sistema.
4. Si se utiliza fibra óptica para la transmisión de datos se respetarán los radios de curvatura, tracciones y sistema de conexionado indicados en los manuales del fabricante.

9.2.8. Conservación y mantenimiento de los sistemas de auscultación

1. Una vez realizadas las campañas de lectura, los equipos portátiles de lectura se mantendrán limpios, secos y se depositarán en un almacén en las condiciones ambientales recomendadas por el fabricante, sin soportar carga alguna y si lo precisaran manteniendo periódicamente la carga eléctrica de las baterías.
2. Los aparatos, equipos y cables de auscultación se situarán en el interior de alojamientos, centrales o armarios que los protejan de actos de vandalismo y de las condiciones ambientales adversas. Se evitarán los goteos. Los terminales de centrales de lecturas se mantendrán limpios y secos.
3. Cada cierto tiempo, en general entre 4 y 5 años, se comprobará el estado de los drenes procediendo a las limpiezas y reperforaciones necesarias.
4. Los sistemas automáticos de lectura se revisarán y contrastarán por especialistas con una periodicidad máxima de 12 meses.
5. Los equipos y dispositivos hidráulicos se mantendrán en su camarín o caseta a temperatura ambiente o a la indicada por el fabricante.

9.3. Lecturas a realizar durante la construcción

9.3.1. Recomendaciones generales

1. Las lecturas deberán anotarse siempre "in situ", en impresos destinados a tal fin, o en equipos electrónicos en los que se puedan archivar en su memoria los datos obtenidos.
2. Al realizar una campaña de mediciones se llevarán las lecturas realizadas en la anterior campaña, con el fin de apreciar cualquier anomalía en el comportamiento y cursar inmediatamente la información oportuna a la persona responsable.

9.3.2. Presas de fábrica

Para la fase de construcción y posteriores se recomienda seguir el programa de lecturas que se indica en el cuadro nº 13. Se exceptuarán las situaciones o trabajos extraordinarios, en los que se establecerá el programa más adecuado.

9.3.3. Presas de materiales sueltos

Para la fase de construcción y posteriores se recomienda seguir el programa de lecturas que se indica en el cuadro nº 14. Se exceptuarán las situaciones extraordinarias en las que se establecerá el programa más adecuado.

CUADRO N° 13. PROGRAMA GENERAL ORIENTATIVO PARA TOMA DE LECTURAS EN LAS PRESAS DE FABRICA

VARIABLES		TIPO DE CONTROL O APARATO	FASE DE OBSERVACIÓN			OBSERVACIONES
			CONSTRUCCIÓN	1ª PUESTA EN CARGA	EXPLOTACIÓN NORMAL	
EXTERIORES		NIVEL DEL EMBALSE	-	CADA 12 HORAS (*)	DIARIA	LOS PROGRAMAS DE LECTURA PUEDEN Y DEBEN VARIARSE SEGÚN LAS CONDICIONES DE EXPLOTACIÓN Y LOS PROBLEMAS DETECTADOS
		TEMPERATURA AMBIENTE	DIARIA	DIARIA	DIARIA	
		TEMPERATURA DEL AGUA	-	SEMANAL	SEMANAL	
		PLUVIOMETRÍA	DIARIA	DIARIA	DIARIA	
		EVAPORACIÓN	-	DIARIA	DIARIA	
		HUMEDAD	-	DIARIA	DIARIA	
		RADIACIÓN SOLAR	-	DIARIA	DIARIA	
		SISMICIDAD NATURAL E INDUCIDA	CONTROL PERMANENTE	CONTROL PERMANENTE	CONTROL PERMANENTE	
		ACELERACIONES EN CIMENTACIÓN	(**)	(**)	(**)	
DE CONTROL (CUERPO DE PRESA Y CIMIENTO)	APARATOS EMBEBIDOS EN EL HORMIGÓN	TEMPERATURAS EN HORMIGÓN	(1) ESPECIAL FRAGUADO	SEMANAL	QUINCENAL	(1) PROGRMA ESPECIAL FRAGUADO - ANTES DE CUBRIR EL SENSOR - DEPUÉS DE CUBRIR EL SENSOR - A LAS 4, 8, 12 Y 24 H. DESPUÉS DE CUBRIR EL S. - 2 DIARIAS HASTA ALCANZAR LA M.T.F. DE LA TONGADA - 2 DIARIAS DURANTE UN MES - 1 SEMANAL A QUINCENAL HASTA M.T.E.
		DEFORMACIONES EN HORMIGÓN	IDEM	DIARIA A SEMANAL	SEMANAL A MENSUAL	
		MEDIDORES INTERNOS DE JUNTA	IDEM	SEMANAL	QUINCENAL A SEMANAL	
		DIRECTO EN TENSIONES	IDEM	DIARIA A MENSUAL	SEMANAL A MENSUAL	
		CAMBIOS VOLUM. DEL HORMIGÓN	IDEM	QUINCENAL	MENSUAL	
	APARATOS NO EMBEBIDOS EN EL HORMIGÓN	MOVIMIENTOS	SEMANAL	DIARIA (*)	SEMANAL (*)	
		DE LA PRESA CON PÉNDULOS	-	SEMANAL A MENSUAL	TRIMESTRAL A ANUAL	
		DE LA PRESA TOPOGRÁFICOS	SEMANAL A MENSUAL	DIARIA A SEMANAL	SEMANAL A MENSUAL	
		DE LA CIMENTACIÓN	SEMANAL	DIARIA A SEMANAL	QUINCENAL A SEMANAL	
		MEDIDORES EXT. DE JUNTAS	SEMANAL	DIARIA A SEMANAL	QUINCENAL A SEMANAL	
		DE FISURAS	SEMANAL	DIARIA A SEMANAL	QUINCENAL A SEMANAL	
		SUBPRESIONES	-	DIARIA A SEMANAL (*)	SEMANAL A QUNCENAL	
		FILTRACIONES	-	DIARIA A SEMANAL (*)	SEMANAL	
		EN EL CUERPO DE PRESA	-	DIARIA A SEMANAL (*)	SEMANAL	
		EN LA CIMENTACIÓN	-	DIARIA A SEMANAL (*)	SEMANAL	
		GIROS	SEMANAL A MENSUAL	SEMANAL A QUINCENAL	MENSUAL	
		AUSCULTACIÓN SÍSMICA	-	(**)	(**)	
		EN EL CUERPO DE PRESA	-	(**)	(**)	
		INSPECCIONES A LA PRESA	-	DIARIA A SEMANAL	DIARIA A SEMANAL	

(*) VARIABLE DEPENDIENDO DE LA VELOCIDAD DE SUBIDA DEL NIVEL DEL EMBALSE UNA VEZ SUPERADO EL 80% DE M.E.N. Y DE LA PROBLEMÁTICA GENERAL

(**) EL SENSOR REGISTRA Y ARCHIVA CUANDO SE REBASA EL UMBRAL DE ACELERACIÓN SELECCIONADO

CUADRO N° 14. PROGRAMA GENERAL ORIENTATIVO PARA TOMA DE LECTURAS EN PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

VARIABLES		TIPO DE CONTROL O APARATO	FASE DE OBSERVACIÓN			OBSERVACIONES
			CONSTRUCCIÓN	1ª PUESTA EN CARGA	EXPLOTACIÓN NORMAL	
EXTERIORES		NIVEL DEL EMBALSE	-	CADA 12 HORAS (*)	DIARIA	EL PROGRAMA DE LECTURAS PUEDE Y DEBE VARIARSE SEGÚN LAS CONDICIONES DE EXPLOTACIÓN Y LOS PROBLEMAS DETECTADOS
		PRECIPITACIÓN (LLUVIA Y NIEVE)	DIARIA	DIARIA	DIARIA	
		EVAPORACIÓN	-	DIARIA	DIARIA	
		SISMICIDAD NATURAL O INDUCIDA	CONTROL PERMANENTE	CONTROL PERMANENTE	CONTROL PERMANENTE	
		ACELERACIONES EN CIMENTACIÓN	CONTROL PERMANENTE	CONTROL PERMANENTE(**)	CONTROL PERMANENTE	
DE CONTROL	CUERPO DE PRESA Y CIMIENTO	<u>PRESIONES INTERSTICIALES (*)</u>	(1) SEMANAL A QUINCENAL	DIARIA A SEMANAL	QUINCENAL A MENSUAL	(1) COMO MÁXIMO CADA 3 CAPAS O CADA 1m DE MATERIAL
		EN NÚCLEO				
		EN FILTROS				
		EN CIMENTACIÓN A CONTACTO	QUINCENAL	DIARIA A SEMANAL	QUINCENAL A MENSUAL	
		<u>DEFORMAC. DIFERENC. ABSOLUTAS</u>	QUINCENAL	DIARIA A SEMANAL	QUINCENAL A MENSUAL	
		VERTICALES (*)	SEMANAL A QUINCENAL	DIARIA A SEMANAL	QUINCENAL A MENSUAL	
		HORIZONTALES (*)	SEMANAL A QUINCENAL	DIARIA A SEMANAL	QUINCENAL A MENSUAL	
		<u>DEFORM. ABSOLUTAS POR TOPOG.</u>	-	SEMANAL A MENSUAL	TRIMESTRAL A ANUAL	
		<u>FILTRACIONES (*)</u>	-	-	-	
		EN EL CUERPO DE PRESA	-	DIARIA	DIARIA A SEMANAL	
		EN LA CIMENTACIÓN	-	DIARIA	DIARIA A SEMANAL	
		<u>AUSCULTACIÓN SÍSMICA</u>	-	-	-	
		EN EL CUERPO DE PRESA	-	(**)	(**)	
	P.I.A.	TENSIONALES (2)	-	DIARIA A SEMANAL	SEMANAL A MENSUAL	(2) PANTALLA RÍGIDA Y EMPOTRAMIENTO
		DEFLEXIONES (3)	-	DIARIA A SEMANAL	QUINCENAL A ANUAL	(3) PANTALLA FLEXIBLE
INSPECCIONES A LA PRESA		-	DIARIA A SEMANAL	DIARIA A SEMANAL		

(*) DEPENDIENDO DE LA VELOCIDAD DE SUBIDA DEL NIVEL DEL EMBALSE UNA VEZ SUPERADO EL 80% DE M.E.N. (máximo embalse normal)

(**) EL SENSOR REGISTRA Y ARCHIVA CUANDO SE REBASA EL UMBRAL DE ACELERACIÓN SELECCIONADO

P.I.A. = PANTALLA IMPERMEABLE AGUAS ARRIBA

10.

OTROS TIPOS DE PRESAS

10.0. Generalidades

Se incluye en este capítulo una breve exposición, o mas bien una introducción a las principales características de otros tipos de presas menos frecuentes, que pueden resultar prometedoras e interesantes en algunos casos.

Se trata en primer lugar de variantes tipológicas en cuanto al sistema de impermeabilización de presas de materiales sueltos:

- El núcleo asfáltico, muy desarrollado en Europa Central, se presenta como una solución de futuro aplicable a presas de gran altura y muy competitiva con otras alternativas, en especial cuando no existen en el emplazamiento materiales naturales impermeables.
- La pantalla flexible como núcleo tuvo más aplicación en el pasado, siendo una solución interesante para reparación de núcleos de arcillas de presas existentes.

Las láminas aguas arriba se utilizan principalmente en presas de pequeña altura, depósitos, balsas y en reparación y rehabilitación de presas que presentan problemas de estanqueidad.

Las presas inflables y aliviaderos fusibles, son soluciones adecuadas para pequeños recrecimientos de presas existentes que permiten conseguir un mayor volumen de regulación sin perder la capacidad de laminación de avenidas e incluso aumentándola, por lo que resultan atractivas para el caso de tener que incrementar la capacidad de aliviaderos.

10.1. Presas de materiales sueltos con núcleo asfáltico

10.1.1. Introducción

Las condiciones exigibles al material asfáltico son similares a las de las pantallas asfálticas. La única diferencia estriba en que el núcleo, al estar en el interior de la presa, debe tener las mismas deformaciones que los espaldones y se construye al mismo tiempo que aquellos.

Como ventajas más relevantes destaca el ofrecer la máxima protección frente a agentes externos, actos de violencia y terremotos y el hecho de permitir el aprovechamiento parcial del embalse durante la construcción.

10.1.2. Características exigibles al núcleo asfáltico

- Baja permeabilidad
- Resistencia suficiente a los esfuerzos a que va a estar sometido
- Flexibilidad para adaptarse a las deformaciones de la presa sin fisurarse
- Resistencia al envejecimiento
- Buena capacidad de autosellado en caso de pequeñas filtraciones
- Resistencia a la erosión.
- Buen contacto entre el hormigón bituminoso y los materiales de la presa

10.1.3. Datos medios de proyecto y construcción

Generalmente el núcleo se coloca coincidente con el eje de presa y puede ser vertical, inclinado, en arco o formar un ángulo en el tercio superior, para prevenir la fisuración debida a asentos. Las últimas realizaciones abogan por el núcleo vertical.

Para presas de altura superior a 30 m, el espesor del núcleo suele estar comprendido entre 60 y 100 cm. En el arranque, bien con la galería perimetral o con el plinto de hormigón, y en el primer metro de altura, el espesor mínimo suele ser del orden de un 50% mayor que el del núcleo. El contacto se realiza con mástic asfáltico de 1 cm de espesor, a través de una superficie cóncava.

El núcleo va protegido a ambos lados por zonas de transición, de espesor comprendido entre 1 y 2 m, con granulometría bien graduada, del orden de 1/6 a 1/8 de la del material adyacente y tamaño máximo del árido de 100 mm. La de aguas arriba debe tener un contenido de finos apropiado para que pueda sellar cualquier fuga de agua que se produzca a través del núcleo y la de aguas abajo funciona como dren chimenea, debiendo proyectarse bien los filtros y drenaje para control de las filtraciones y de las zonas donde se produzcan, para lo que se recomienda situar capas drenantes discontinuas en la clave de la galería con tubos de drenaje en su interior.

La granulometría del hormigón asfáltico suele adaptarse a la curva de Fuller y como valores orientativos se pueden tomar como punto de partida, para iniciar los ensayos:

Áridos tamaño 2/20 mm, en tres tamaños:	≈ 50%
Arena, tamaño 0/2 mm:	≈ 30%
Filler:	≈ 14%
Betún 60/70:	≈ 6%

Al núcleo debe exigírsele las siguientes características:

Flexibilidad para que acompañe los movimientos de la presa sin fisurarse.

Densidad: ≈ 2,4 t/m³

Índice de huecos: ≈ 3% en volumen

Permeabilidad: ≈ 10⁻⁸ m/s - 10⁻¹⁰ m/s

Construcción: El núcleo y las zonas de transición deben construirse simultáneamente con el resto de la presa, admitiéndose como máximo un desfase de 1 m del núcleo por encima de los espaldones.

Actualmente existe maquinaria especial que coloca al mismo tiempo el hormigón asfáltico y las zonas de transición en tongadas del orden de 20 cm, realizando simultáneamente el vertido de ambos materiales, el calentamiento del hormigón asfáltico y la compactación, consiguiéndose rendimientos del orden de 160 ml/día con un máximo de 3 tongadas. La temperatura de colocación debe ser de unos 160°C.

Aparte de la maquinaria específica de colocación se requiere una planta asfáltica con capacidad del orden de 50 - 60 t/h; transporte en cubas con capacidad del orden de 1,25 m³; rodillo vibratorio de 2,5 t para las zonas de transición y de 1,3 t para el hormigón asfáltico.

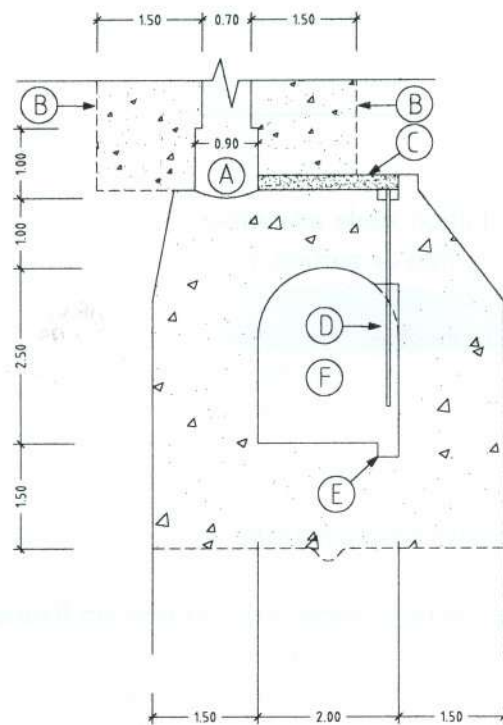
10.1.4. Control de calidad

Para garantizar una calidad constante del núcleo, deben realizarse ensayos sistemáticos de los materiales constituyentes y del hormigón asfáltico en el momento de la colocación y una vez compactado, para comprobar que se satisfacen y mantienen los criterios y límites determinados durante los ensayos previos, en la fase de proyecto.

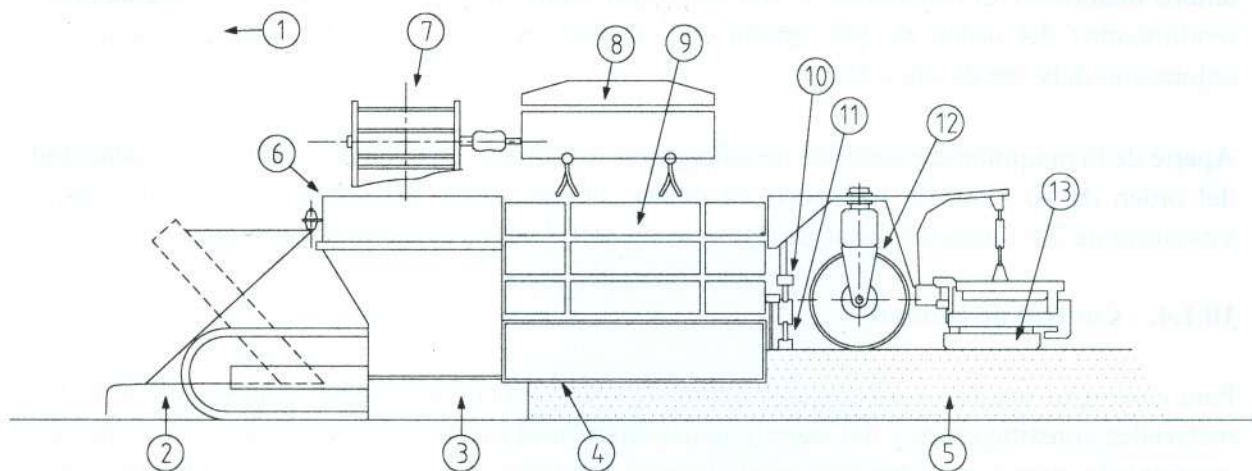
Materiales

Deben realizarse ensayos granulométricos diarios de los áridos y de la arena y controlar la limpieza y forma de las partículas.

Para el betún, debe controlarse el punto de reblandecimiento y realizar ensayos de penetración, y su compatibilidad con el filler y los áridos.



- A. Núcleo asfáltico
- B. Zonas de transición
- C. Capa drenante
- D. Tubería de drenaje
- E. Arqueta
- F. Galería



- 1. Dirección de colocación
- 2. Dispositivo de calentamiento
- 3. Encofrado metálico del núcleo
- 4. Regulador del espesor de tongada
- 5. Material de transición
- 6. Mezcladora del hormigón asfáltico
- 7. Transportador de cadenas de hormigón asfáltico

- 8. Equipo para la carga del material de transición
- 9. Tolva para el material de transición
- 10. Barra de nivelación del material de transición
- 11. Unidad de precompactación del hormigón asfáltico
- 12. Ruedas neumáticas
- 13. Tres placas vibrantes

NUCLEO ASFALTICO

Fig. 31

Mezcla

De la mezcla se tomarán muestras para comprobar su composición, determinar el grado de compactación y el porcentaje de huecos.

Núcleo

Deben extraerse muestras del núcleo mediante sondeo para determinar el grado de compactación y la adherencia entre tongadas. Este tipo de ensayos debe realizarse sólo cuando haya razones que lo justifiquen y en todo caso hacer los menos posibles, ya que los sondeos pueden afectar a la impermeabilidad del núcleo. Se han realizado ensayos no destructivos en algunas presas noruegas para control de la porosidad del hormigón asfáltico, que son una alternativa interesante a este tipo de ensayos de campo.

10.2. Presas de materiales sueltos con núcleo de pantalla flexible

10.2.1. Introducción

El uso de pantallas o diafragmas en el interior del cuerpo de presas de materiales sueltos como elemento impermeable es una técnica que se utiliza a veces en presas de pequeña altura y ante la ausencia de materiales naturales en la zona en cantidad y calidad suficiente. Se han empleado diversos materiales y métodos: acero, hormigones rígidos y plásticos, mezclas bentonita - cemento, geomembranas, hormigones asfálticos, etc.

Un diafragma se puede definir como una pantalla que, dada su poca rigidez a la flexión, asegura una buena adaptabilidad a las deformaciones del cuerpo de presa.

El estado actual del arte tiende a la investigación y uso de pantallas flexibles, aunque no se descarta la pantalla de hormigón rígido armada siempre que se asegure que no va a fisurarse debido a las deformaciones de la presa.

En términos generales, el uso de este tipo de impermeabilización es limitado y poco frecuente en la actualidad en presas nuevas. Sin embargo, en reparaciones de presas antiguas, con problemas de filtraciones a través del núcleo, fisuración o asentos, el uso de pantallas flexibles es mas frecuente, sobre todo después de la aparición de la hidrofresa en los años 80.

10.2.2. Distintas tipologías de pantallas flexibles

Dentro de este tipo, se citan las más utilizadas:

Diafragma en hormigón plástico: Se excava por bataches manteniendo la paredes con bentonita y hormigonando de abajo hacia arriba una mezcla de cemento-árido-bentonita o arcilla y agua.

El espesor está comprendido entre 0,50 a 0,60 m. Presenta el problema de unión entre los módulos que la integran y el tratamiento de las juntas correspondientes.

Muro colado: El procedimiento es muy similar al anterior, introduciendo como mejora que el material es un lodo bentonítico, fluido durante la perforación y que endurece en pocas horas, por lo que no es necesario la extracción de la bentonita de mantenimiento de las paredes de excavación y sobre todo porque se suprimen las juntas.

Diafragma inyectado: El procedimiento consiste en clavar un perfil metálico que se extrae con inyección simultánea de bentonita cemento. Su espesor es como máximo de 10 centímetros y su profundidad está limitada a unos 20 - 25 m.

10.2.3. Pantallas continuas con hidrofresa

La ejecución de pantallas flexibles con hidrofresa permite perforar bataches de muro pantalla a través del cuerpo de presa y en terrenos que van desde suelos granulares hasta rocas duras con resistencia de entre 35 - 50 MPA. Se pueden alcanzar profundidades de hasta 100 m e incluso más con adaptaciones especiales de la maquinaria.

La hidrofresa va suspendida de una grúa que necesita un ancho de trocha de 4 m, por lo que puede que sea necesario rebajar la coronación hasta conseguir una plataforma de unos 6 m. Hay que construir en coronación unos muros guías y realizar una preexcavación de, al menos 2,50 m, para que las fresas trabajen sumergidas en lodo fresco. El espesor de la pantalla con los equipos normales está comprendido entre 0,60 y 1,50 m y los paneles se excavan por bataches en el sentido longitudinal de la presa; al excavar los paneles secundarios se solapan unos 15 cm con los primarios para lograr la continuidad de la pantalla, consiguiéndose juntas de gran calidad y estanqueidad.

El material que se utiliza es una mezcla de bentonita cemento, que no necesita la extracción del lodo de mantenimiento de las paredes, ya que al quedar en reposo al terminar la excavación, el cemento comienza a fraguar hasta constituir un sólido impermeable. Tan sólo se necesita disponer de una tubería de retorno para extracción del detritus de excavación, arrastrado por parte de la mezcla.

Control de calidad

Se recomienda:

- Control sistemático de los materiales empleados.
- Si se trata de una reparación y la presa está parcialmente llena, hay que realizar un control riguroso del nivel piezométrico para detectar posibles fugas de agua que pueden derivar en sifonamiento.

- Control de avance de la hidrofresa. Debe medirse con una frecuencia del orden de cada 15 minutos, o más si se llega a las proximidades de la galería perimetral y al contacto con la roca.
- Control de las desviaciones de cada panel, tanto en el sentido longitudinal como transversal. Para ello, la hidrofresa lleva incorporados inclinómetros que permiten conocer en tiempo real las desviaciones que vayan produciéndose. Este control es de la máxima importancia sobre todo para verificar el solape de los paneles primarios y secundarios que aseguran la calidad de las juntas. En caso de desviaciones importantes, se debe hacer otro panel en paralelo que garantice la estanqueidad.

10.3. Presas de materiales sueltos con láminas aguas arriba

10.3.1. Introducción

Se ha avanzado notablemente en este campo, apareciendo nuevos productos y mejores materiales, de forma que el estado actual del arte y las tendencias futuras se centran en el uso de *Geomembranas* compuestas por polímeros sintéticos o por materiales bituminosos.

Se han utilizado en presas de hasta 32 m de altura, aunque no parece que existan limitaciones en este sentido.

Las geomembranas se han utilizado con éxito en reparaciones de presas con pantalla de hormigón y en la rehabilitación de presas antiguas de hormigón o mampostería, siendo éstos unos de los campos más atractivos para el futuro.

10.3.2. Geomembranas

Las geomembranas están compuestas por polímeros sintéticos o por productos asfálticos de muy baja permeabilidad, de sólo unos milímetros de espesor, muy flexibles y deformables. Existen numerosos tipos:

- Polímeros sintéticos: termoplásticos, termoplásticos cristalinos, elastómeros y elastómeros termoplásticos.
- Materiales bituminosos: asfaltos de destilación directa, asfaltos soplados, emulsiones asfálticas en frío, asfaltos con aditivos y asociaciones de asfalto y elastómero o plastómero.

Las geomembranas incluyen por lo general aditivos a los componentes base: minerales finos de carbón, caliza o pizarra, estabilizadores, plastificantes, fibras y elastómeros.

A veces se refuerza la geomembrana para aumentar la resistencia y el módulo de elasticidad a base de fibra de vidrio, poliéster, polipropileno o poliamidas.

En el Boletín N° 78 (1991) del ICOLD están descritos varios tipos, sus propiedades, ensayos a realizar y comportamiento.

10.3.3. Colocación

La colocación de la geomembrana requiere disponer de varias capas granulares:

Base: a modo de transición entre el material del cuerpo de presa y la capa de apoyo. El espesor varía entre 2 - 4 m en presas de escollera y alrededor de 1 m en presas de tierra.

Apoyo: Sobre la base se dispone una capa de unos 25 cm de espesor, de granulometría más fina y estabilizada con cemento o asfalto, que hace la función de dren. Es recomendable completar esta capa con un geotextil, sobre el que apoyará directamente la geomembrana.

Protección: Sobre la geomembrana se coloca una capa de protección frente a los agentes externos, punzonamiento, hielo, impactos, etc. Esta capa puede ser de escollera, hormigón bituminoso, bloques o placas de hormigón prefabricado.

No es recomendable disponer juntas horizontales y, en caso de tener que hacerlo, deben situarse a distintas cotas y solapar el panel superior sobre el inferior. Las juntas verticales entre los rollos o paneles van soldadas o pegadas, siendo recomendable disponer de un tapajunta, sobre todo si se producen uniones en T.

Otro punto importante es el sistema de sujeción de la geomembrana tanto en coronación como en el pie de presa. Puede hacerse mediante dos procedimientos: recubriendo la superficie de coronación en unos 60 cm y enterrando la membrana en zanja de unos 0,50 - 0,60 m que se rellena con material compactado, o anclada en coronación con protección que garantice la no entrada de agua. Es más recomendable el primer sistema. De cualquier forma, el anclaje definitivo no debe completarse hasta que se haya colocado la capa de protección y haya asentado. En el pie el procedimiento es similar, enterrada en zanja o anclada al hormigón si existe galería o plinto de apoyo.

10.3.4. Control de calidad

El control de calidad del producto se realiza mediante ensayos en fábrica que deben ser comprobados por el usuario. Se realizan ensayos de permeabilidad, de comportamiento ante las cargas a que va a estar sometida, comportamiento mecánico, comportamiento en las condiciones ambientales y comportamiento al envejecimiento. En el Boletín 78 de ICOLD antes citado, se exponen algunos de estos ensayos.

En obra los controles más importantes son:

Juntas: Entre los distintos métodos citaremos el control visual, por ultrasonido y por campana de vacío.

Deben extraerse muestras para efectuar ensayos de tracción y exfoliación.

Construcción: control de los dispositivos de estanqueidad y movimientos relativos.

Durante la puesta en carga y explotación debe controlarse el sistema de drenaje, aforando los caudales y su evolución en el tiempo. Este sistema debe estar automatizado para detectar cualquier anomalía en tiempo real, ya que es importante diagnosticar una fuga rápidamente por el riesgo de erosión interna que conlleva.

10.4. Presas inflables

Estas presas consisten en un cilindro de cloropreno armado con fibra de vidrio, resistente y deformable, lleno de aire a presión o con agua, que permite aumentar moderadamente la cota de NMN (unos 5 m) y por consiguiente el volumen de embalse, y que cuando el nivel de agua sube y desborda sobre la presa el cilindro se deforma dejando pasar el agua hasta que la lámina alcanza una cierta cota, para la cual se abre una válvula que lo desinfla, quedando completamente aplastado por el peso del agua.

Su uso está recomendado para pequeños recrecimientos de presas, para disponer barreras de marea que eviten la penetración de agua salada en ríos y acuíferos, en bermas o clapetas en muros laterales de encauzamiento y en pequeños aprovechamientos hidroeléctricos. Actualmente, tanto su fabricación como instalación se hace por empresas especializadas bajo patente.

La obra civil necesaria para su instalación consiste en una base de hormigón en la que se ancla el cilindro y unos cajeros laterales para sujetar los bordes.

El mecanismo de desinflado consiste en un sifón el cual, cuando el agua alcanza un cierto nivel, abre las válvulas automáticamente. El inflado posterior se realiza con una bomba para inflado o llenado con agua.

El sistema permite longitudes de hasta 80 m sin pilas, con un peso de 100 - 300 kg/ml incluidos accesorios y tuberías.

Este tipo de presas resiste bien los seísmos y el envejecimiento.

Entre sus inconvenientes podemos considerar su vulnerabilidad a actos de sabotaje y el riesgo de formación de hendiduras en V, en las presas infladas por aire, que constituyen caminos preferentes de desagüe que hacen que el vaciado no se realice por igual en toda su longitud. En ríos con arrastres sólidos el cuerpo de presa desinflado recibe impactos y, en el inflado, debe vencer la resistencia de la capa de sedimentos acumulados. Esto se mitiga mediante el uso de

almohadillas internas y una estrategia adecuada de inflado pulsante. El espesor de la lámina de agua sobre coronación no debe sobrepasar el 20% de la altura para presas infladas por aire y el 50% para presas infladas por agua.

10.5. Aliviaderos fusibles

Existen multitud de tipos, la mayoría basados en el principio de disponer un dique de tierras erosionable, con la coronación por encima del NMN, que rompe cuando vierte sobre la coronación.

Uno de ellos consiste en una serie de elementos de hormigón o acero, dispuestos uno al lado del otro con una junta vertical estanca, formando un vertedero en laberinto, que permite aumentar la capacidad tanto del embalse como del aliviadero.

Cada elemento apoya en una base de hormigón armado que se construye directamente sobre el labio del vertedero, previo un pequeño rebaje para conseguir una superficie horizontal. Cuando la lámina vertiente alcanza una altura prefijada, existe un dispositivo a modo de embudo que llena una cámara que provoca el vuelco del elemento por subpresión.

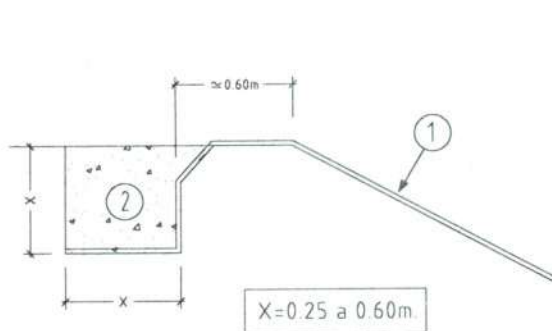
Los distintos módulos se colocan escalonados, de forma que el vuelco sea progresivo en función de la avenida que se presente. Generalmente se proyectan para que el primer vuelco se produzca para avenidas correspondientes a un período de retorno, entre 20 y 50 años.

La altura de elementos fusibles es del orden del 40% al 80% de la lámina vertiente en ausencia del elemento y soporta una carga de agua comprendida entre el 30% y el 150% de su altura.

El proceso constructivo consta de tres partes diferenciadas:

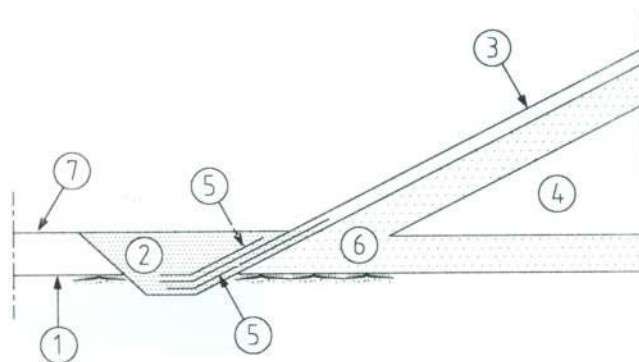
- demolición de la coronación y construcción de la base de apoyo.
- fabricación de los módulos en taller o fábrica.
- transporte e instalación en obra.

La ventaja principal del sistema estriba en que su funcionamiento es puramente hidráulico, sin intervención humana y sin elementos mecánicos. La principal desventaja es la pérdida del elemento cuando vuelca, lo que hace necesario disponer de módulos de repuesto, sobre todo los que están dimensionados para volcar con caudales de avenidas de bajo período de retorno.



EJEMPLO DE ANCLAJE EN CORONACION

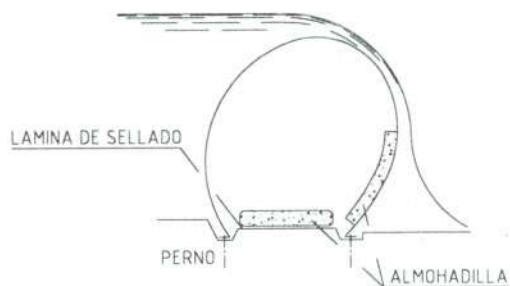
- 1. Geomembrana
- 2. Relleno compactado



ZANJA DE ANCLAJE EN EL PIE DE PRESA

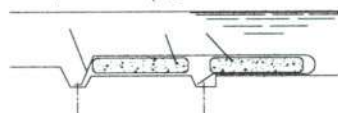
- 1. Cimiento impermeable
- 2. Material impermeable compactado
- 3. Geomembrana
- 4. Cuerpo de presa
- 5. Geotextil
- 6. Dren y colector de drenaje
- 7. Terreno natural

Geomembranas

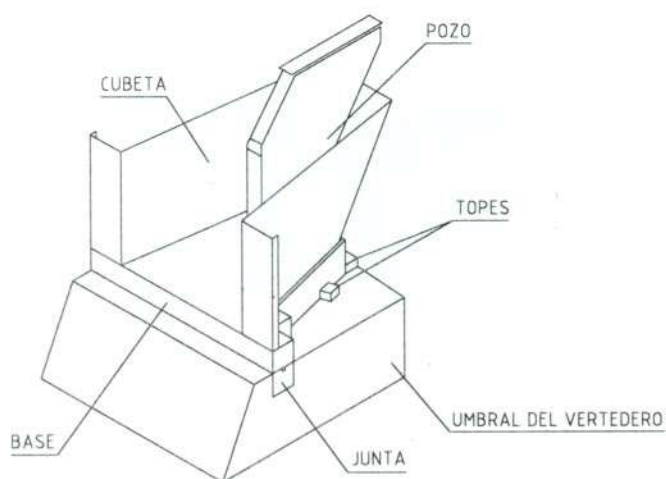


MECANISMO DE SUJECCION

ALMOHADILLADO ESPECIAL
ESPESOR 4 a 24 cm



Presas hinchables



Aliviadero fusible

Fig. 32

11.

PUESTA EN CARGA

11.0. Generalidades

En 1995 la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) publicó el Boletín nº 99 en el que se trata del análisis estadístico de la rotura de presas. Una de las conclusiones de este estudio es que una gran parte de las roturas de presas analizadas en el Boletín, en base a una encuesta a nivel mundial, se ha producido en presas jóvenes. Un 70% de los accidentes han tenido lugar en presas con menos de 10 años y muchos de ellos en el primer año, es decir, en el primer llenado.

Se puede recordar la presa de Malpasset, en la que a pesar de llevar algún tiempo en servicio su rotura se produjo cuando el embalse alcanzó por primera vez una cota muy próxima a la máxima. También el accidente de Vaiont que aunque no tuvo como consecuencia la rotura de la presa sí inutilizó el embalse y causó grandes daños aguas abajo, se produjo al alcanzar el embalse por primera vez una cota del orden de 12 o 13 m bajo la máxima prevista, lo que desencadenó el deslizamiento de mas de 240 millones de metros cúbicos de rocas y tierras

En muchas estructuras se realiza una prueba de carga previa a su entrada en servicio, en la que se controla su evolución al ir aumentando las cargas en unas condiciones tales que, aunque el comportamiento no sea correcto, se consigue, en general, evitar el fallo. Así, en un puente se pueden medir los desplazamientos verticales a medida que se van aplicando cargas por medio de vehículos lastrados y comparar estos desplazamientos con los deducidos en el modelo de cálculo. Sin embargo, en una presa la única forma de hacer la prueba de carga es llenar el embalse, y este llenado se realiza con las aportaciones del río, que no dependen de la voluntad del técnico responsable de la prueba. Es necesario, por tanto, adoptar las medidas oportunas para controlar en lo posible este llenado, con la ayuda de los órganos de desagüe.

Esto quiere decir que en la puesta en carga de una presa, al no disponer de antecedentes sobre el comportamiento de la estructura realmente construida ante las acciones a que se le somete, se debe proceder según un programa de actuaciones que permita aceptar las extrapolaciones sucesivas de las medidas que se van tomando, y comprobar que el comportamiento real está dentro de los márgenes admitidos en los modelos, tanto matemáticos como físicos, que han servido de base para el desarrollo del proyecto.

Pero es necesario recordar que en el modelo de una presa, por muy completos que hayan sido los reconocimientos geológicos y estudios desarrollados, siempre quedan unas incertidumbres que no desaparecen hasta la puesta en carga.

11.1. Programación general: Época del año en que se efectúa la puesta en carga.

De una forma general se puede decir que la mejor época para realizar la puesta en carga de una presa es aquella en la que las aportaciones del río son de la magnitud suficiente para poder establecer un ritmo de llenado adecuado, pero al mismo tiempo puedan ser controladas por los órganos de desagüe disponibles, es decir, que sea posible detener en cualquier momento la subida del embalse, e incluso bajar su nivel si esto fuera conveniente.

Evidentemente, los órganos de desagüe utilizables deben tener la capacidad suficiente para que durante el período en que no son previsibles avenidas importantes, puedan regular los caudales esperables en el río.

Para el control de llenado de la presa se debe contar con el uso de los desagües de fondo y medio fondo. Los aliviaderos de superficie, como es lógico dada su situación en coronación, solo son operativos en el llenado de los últimos metros. Las tomas de agua, salvo si se han diseñado con la posibilidad de derivar también agua al cauce del río o a otro cauce mediante dispositivos especiales de desagüe, pueden no ser utilizables. Debe tenerse en cuenta que, por ejemplo, una central hidroeléctrica también estará en pruebas durante el primer llenado del embalse y es posible que sea necesario realizar ajustes o reparaciones que impidan turbinar los caudales previstos.

Por estas razones debe evaluarse previamente la capacidad de desagüe realmente disponible para controlar con seguridad el llenado de la presa, y programar el primer llenado del embalse en aquella época del año en que se esperan caudales en el río manejables con esta capacidad de desagüe.

Si la relación entre el volumen de embalse y las aportaciones del río lo hacen posible, se recomienda programar el primer llenado del embalse de tal forma que se inicie en la fase final de la época de aguas altas, con objeto de poder alcanzar una carga de agua del orden del 50% de la altura máxima en un período relativamente corto. Es sabido que la carga total hidrostática es proporcional al cuadrado de la altura, por lo que es en la parte superior del embalse, se podría decir que después de alcanzar el 60 o 70% de la altura máxima, cuando es necesario extremar las

precauciones. Sin embargo hay que reconocer que en muchos casos no es posible conseguir el llenado del embalse procediendo de esta forma, ya que el final de la construcción se alcanza en otra época del año y, por razones económicas, no se debe retrasar el comienzo de la explotación. Por lo tanto, el período de puesta en carga deberá adaptarse a la realidad hidrográfica del lugar y no siempre podrá realizarse en el momento óptimo.

11.2. Cierre del desvío provisional

La primera operación de la puesta en carga de la presa es el cierre del desvío provisional del río.

Con objeto de poder realizar este cierre en el momento oportuno, es necesario haber estudiado las distintas maniobras a realizar y haber previsto los medios materiales y humanos adecuados.

Al efectuar el cierre del desvío los desagües de fondo o medio fondo deben estar operativos.

Es conveniente disponer de una compuerta que se sitúe en la boca de entrada del túnel de desvío, caso de que este sea el procedimiento adoptado para la derivación provisional, o en la del canal, o bien en la parte de aguas arriba del conducto que atraviesa la presa y a través del cual están circulando los caudales del río. Esta compuerta, que generalmente no es recuperable, debe estar dimensionada para resistir la carga de agua que pueda almacenar el embalse hasta que se haya terminado el cierre definitivo que suele efectuarse por medio de un tapón de hormigón.

A la hora de estimar la carga de agua que debe soportar la compuerta es necesario aceptar hipótesis pesimistas, ya que en la parte baja de un embalse el volumen de agua almacenado es pequeño, y una avenida no excesiva puede elevar la cota de agua de forma considerable.

A pesar de las revisiones que se hayan realizado de las guías y dispositivos de cierre de la compuerta del desvío, debe preverse siempre algún otro procedimiento de emergencia para el caso de que se presente algún imprevisto que impida que la compuerta cierre de forma adecuada.

11.3. Disponibilidad de desagües profundos

Al efectuar el cierre del desvío del río, los desagües profundos, tanto los de fondo como los de medio fondo deben estar operativos.

Con objeto de que el llenado de la presa se pueda realizar de una forma controlada, la capacidad de los órganos de desagüe profundos debe estar relacionada con las aportaciones del río previsibles en la época del llenado, así como con la capacidad del embalse hasta las cotas de seguridad adoptadas.

Así el caudal embalsado será

$$S(h) \Delta h = q_e - q_s$$

Como el caudal de entrada q_e es función de t (hidrograma de entrada) siendo t el tiempo, y el caudal de salida q_s es función de h , siendo h la altura del agua sobre el eje de desagües, y también $S(h)$ es decir la curva superficie de embalse/cota es conocida, se puede determinar, para distintos hidrogramas de entrada, la velocidad de subida del embalse en función de los caudales evacuables por los desagües profundos disponibles.

Si se prevé efectuar el llenado del embalse en una época determinada, se deben establecer los hidrogramas de aportaciones esperables para distintos períodos de retorno. Una forma práctica de hacerlo será establecer varios hidrogramas, bien medidos en el río o bien fijados por comparación con cuencas próximas o por cualquiera de los métodos habituales en hidrología, a partir de los hietogramas o evolución de lluvias en el tiempo. Una vez se disponga de los hidrogramas que se consideren aceptables, se pueden estimar los caudales máximos instantáneos para períodos de retorno que podrían ser de 25, 50, 100 o mas años, y estableciendo como coeficiente de mayoración a aplicar a los caudales instantáneos la relación entre el caudal máximo instantáneo para los períodos de retorno antes citados en la época del año en que se va a hacer el llenado, y el máximo instantáneo del hidrograma considerado, se determinan unos hidrogramas corregidos, multiplicando los caudales del hidrograma por el coeficiente de mayoración, con los que se analice la posible evolución del llenado.

De esta forma se podrá estimar la idoneidad de los caudales de desagüe disponibles o la conveniencia de aumentarlos, si esto es posible.

Evidentemente, los elementos de desagüe disponibles para el control del primer llenado deben estar operativos en todo momento y ante cualquier eventualidad, y debe estar garantizado su funcionamiento mediante dos fuentes de suministro de energía, es decir, línea y grupo electrógeno.

De acuerdo con el artículo 23 del Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses, en las presas de categoría A y B, es obligatorio que exista un grupo electrógeno, como fuente autónoma de suministro de energía, debidamente mantenido y sometido a control frecuente.

Al efectuar las operaciones de puesta en carga se debe disponer en obra de abundantes medios materiales y humanos tales como equipos eléctricos, mecánicos, etc. lo que permite actuaciones inmediatas de reparación de los órganos de desagüe ante averías imprevistas.

Como precaución complementaria los aliviaderos de superficie también deben estar operativos, y en caso de que estén dotados de compuertas, éstas deben mantenerse completamente abiertas ante la eventualidad de situaciones extremas, no esperables e imprevisibles. La precaución de que los aliviaderos de superficie estén completamente abiertos es una garantía de seguridad adicional muy recomendable en la puesta en carga de la presa, hasta que se vea la necesidad de cerrar las compuertas para proseguir con el llenado programado.

11.4. Auscultación y control de comportamiento

Es evidente que la razón de realizar el llenado controlado del embalse se debe al hecho de que no estamos seguros al cien por cien de que la presa se ajusta al modelo previsto en el proyecto. Ni en una presa, ni en ninguna obra realizada por el hombre, se puede asegurar que su comportamiento se va a corresponder exactamente con el del modelo, matemático o físico, que ha servido de base para su diseño, hasta que se haya verificado experimentalmente en el prototipo.

Para comprobar que el comportamiento de la presa se ajusta al modelo previsto, es necesario que los dispositivos de auscultación estén operativos. En la Guía Técnica nº 7 "Auscultación de las presas y sus cimientos" se describen los procedimientos para realizar la auscultación así como los equipos que normalmente se emplean.

En la fase de puesta en carga el análisis del comportamiento de la presa debe hacerse de forma casi permanente, por lo que las lecturas de los dispositivos de auscultación deben ser muy frecuentes.

Para poder comparar el comportamiento de la presa, a través de la información facilitada por la auscultación, con el esperado según el modelo empleado en el proyecto, es muy conveniente desarrollar previamente el cálculo del comportamiento de la presa para distintas cotas parciales de llenado que podrían ser del 50, 75, 90 y 95 por cien de la carga total de agua, además de conocer la situación, como es lógico, para la carga total.

En ocasiones se podrán desarrollar los cálculos completos para un número menor de hipótesis de carga, (por ejemplo para el 50%, 75% y 100%) e interpolar los valores de determinadas magnitudes entre las correspondientes a estas situaciones, para llenados intermedios.

De todas formas, el uso generalizado de programas de Elementos Finitos (E.F.) y el cálculo por ordenador con modelos simplificados pero suficientemente aproximados, hace que no sea muy costoso el realizar los cálculos para todas las hipótesis de llenado antes indicadas.

Para estas situaciones de nivel de embalse u otras similares que se consideren mas adecuadas para la presa de que se trate se pueden determinar, en las condiciones térmicas correspondientes a la época del año en que se prevé realizar la puesta en carga, los desplazamientos de la presa en los puntos en que exista control por péndulos y las subpresiones estimadas en proyecto en las zonas de control por piezómetros en cimentación, entre otras magnitudes, en el caso de presas de hormigón. En las presas de materiales sueltos se analizaron las presiones intersticiales o totales en los puntos en que se hayan instalado las células de medida adecuadas, los asientos previstos en puntos en que haya elementos de control, etc.

Por otra parte, se deben determinar los caudales de filtración esperables en presas de materiales sueltos en función de las permeabilidades medidas durante las obras, y estimar los valores aceptables en el caso de cimentaciones rocosas de presas de hormigón de acuerdo con los ensayos Lugeon realizados, las admisiones de lechada de inyección o simplemente por comparación con

otras presas de características similares de cimentación y altura de agua. Estos valores estimados serán muy útiles para poder opinar sobre los caudales de filtración que se vayan aforando a medida que se pone en carga la presa.

Antes de iniciar el llenado de la presa, y tomando como base el modelo del proyecto y la información recogida en la fase de construcción, el equipo técnico responsable dispone, para varias cotas de embalse, de unos valores o mas bien un rango de valores entre los que pueden oscilar las magnitudes medibles por los equipos de auscultación, de tal forma que, estando el valor medido dentro del rango correspondiente a la cota de agua y estado térmico acorde con la época del año, se pueda decir que el comportamiento de la presa se ajusta lo suficiente al modelo como para admitir que la presa cumple las condiciones de seguridad previamente aceptadas.

11.5. Desarrollo de la puesta en carga

Una vez que estén operativos los dispositivos de desagüe y los equipos de auscultación, y se disponga de la información facilitada por los modelos de la presa empleados en el proyecto y corregidos con la obtenida en la fase de construcción, se puede poner en práctica el programa de llenado preestablecido.

En este programa se habrá fijado un ritmo de subida del embalse acorde con las posibilidades del río y limitado superiormente. Esta limitación podría ser, por ejemplo de 2 a 4 metros día en la mitad más baja del embalse; 0,5 a 1 m/día hasta alcanzar un 75% de la carga total y 0,15 o 0,30 m/día en los metros superiores del embalse. En este programa se habrán establecido unas paradas de dos, tres o mas semanas, a determinadas cotas de embalse para las que se haya efectuado el cálculo de la presa a que se ha hecho referencia en el apartado anterior. El número de paradas a realizar en el programa de llenado del embalse dependerá de la importancia de la presa y de sus características particulares, así como de las variaciones de las magnitudes que se controlan y de otras observaciones que vayan obteniéndose.

Todos estos valores que se citan al tratar del programa de puesta en carga deben considerarse como un simple ejemplo, ya que, en cada caso particular y en función de las características de la presa, las posibles singularidades que la afectan (por ejemplo cambio brusco de la forma del valle a partir de una cota determinada, presencia de una discontinuidad en la cimentación, o cambio de las características de la roca) se establecerán para esa presa concreta las cotas de embalse mas adecuadas a las que se deben efectuar los análisis detallados de su comportamiento.

A partir del momento del cierre del desvío, y del cierre total o parcial de los órganos de desagüe profundos para lograr la subida del nivel del embalse al ritmo preestablecido, es necesario disponer de los equipos humanos que puedan efectuar las medidas requeridas de los equipos de auscultación y para maniobrar los dispositivos de desagüe.

Debe tenerse en cuenta que en esta fase de puesta en carga, aunque se disponga de los dispositivos necesarios para el control automático de las magnitudes que se miden con los equipos de

auscultación, incluso de las acciones de causa como, por ejemplo, la cota de embalse, es precisamente en esta fase donde se están poniendo a prueba estos equipos, y por tanto debe disponerse del personal necesario para efectuar medidas manuales de todos ellos. Estas medidas, realizadas con una frecuencia grande, servirán también para verificar el correcto funcionamiento de los dispositivos de medida automáticos, red de transmisión de datos, etc.

Si siempre es importante la inspección visual de la presa, lo es mucho más en esta fase. Pueden existir fisuras que hayan pasado inadvertidas, zonas de alta permeabilidad, o cualquier otro tipo de anomalía difícilmente detectable por los aparatos de medida. Por este motivo la inspección visual de la presa, macizos de cimentación, aliviaderos, galerías, etc. debe ser muy frecuente, a ser posible diaria o cada dos o tres días.

Además de los valores de determinadas magnitudes para una situación del nivel de embalse y unas condiciones ambientales determinadas como los desplazamientos de los péndulos, por ejemplo, que pueden compararse con los facilitados por el modelo, o las subpresiones, que se puedan comparar con las hipótesis admitidas, la evolución en el tiempo de éstas y otras magnitudes proporciona una información muy importante para juzgar el comportamiento de la presa.

Los caudales de filtración, controlados por los drenes perforados en la cimentación, o los recogidos a través del filtro de aguas abajo de un núcleo de una presa de materiales sueltos, o bien al pie del talud de aguas abajo, requieren para su interpretación analizar, no solo los valores absolutos que se obtienen con el embalse a una determinada cota, sino también su variación al subir el nivel de embalse. Todo incremento o reducción brusca para una subida o bajada uniforme de la cota de agua es sospechoso y requiere un análisis detallado.

Debe tenerse en cuenta también que al efectuar la puesta en carga de la presa, se producen ligeros ajustes de la estructura y la cimentación que pueden dar lugar a unos pequeños desplazamientos irreversibles.

Para decidir sobre el comportamiento correcto o incorrecto de la presa, se dispone de unos valores de magnitudes medidos con una cierta evolución en el tiempo, que no siempre responden exactamente a lo que se puede obtener del modelo de la presa analizado en el proyecto. Por este motivo es conveniente contar para las operaciones de puesta en carga, con la colaboración de los técnicos que han intervenido en el proyecto, del Director de obra, así como de ingenieros experimentados en estas labores, que hayan tenido que ver en su actividad profesional con la puesta en carga de otras presas. También es deseable analizar previamente la información obtenida en la puesta en carga de presas parecidas.

Pero siempre es recomendable que ante la primera duda razonable de un comportamiento no correcto de la presa, se detenga el llenado del embalse, bajando incluso su nivel si se considera conveniente, hasta que se hayan realizado los análisis oportunos y se hayan tomado, caso de considerarse aconsejable, las medidas correctoras necesarias.

11.6. Medios materiales y humanos presentes en obra

Al iniciar la puesta en carga de la presa, y ante la eventualidad de tener que efectuar determinadas medidas correctoras, es conveniente disponer en obra de una serie de medios materiales y humanos. Ya se ha hablado de la necesidad de la presencia en obra del personal necesario para medir la evolución de las magnitudes de causa y efecto y accionar los órganos de desagüe (se ha dicho que aunque existan dispositivos automáticos o de mando a distancia, es precisamente en la puesta en carga cuando se prueban todos estos dispositivos de telemedida y telemando, y por tanto es necesario poder efectuar las medidas y operaciones de apertura y cierre manualmente). También es muy recomendable que los talleres mecánico y eléctrico, utilizados durante la obra para mantenimiento de las instalaciones, continúen total o parcialmente operativos y contar con la disponibilidad de alguna grúa o medio de carga (puede ser el blondín, si es que existe) para trasladar a emplazamientos, no siempre de acceso fácil, elementos para eventuales reparaciones. Es importante disponer hasta el final de las operaciones de puesta en carga de equipos de fabricación y puesta en obra de hormigón, generalmente empleados también para los remates y obras de acondicionamiento ambiental.

Unos equipos que deben estar siempre presentes son los de perforación e inyección de la cimentación. Es frecuente que durante la puesta en carga de una presa cimentada en un macizo rocoso se pongan de manifiesto en determinadas zonas subpresiones elevadas o caudales drenados importantes. En estos casos, durante una de las paradas parciales previstas, se puede efectuar una inyección complementaria en la zona en que las condiciones hidráulicas del cimientado no se consideran óptimas, inyectando lechada a través de los drenes y perforando posteriormente nuevos drenes, e incluso haciendo nuevas pantallas de inyección locales en las zonas que lo demanden. También puede darse el caso que haya necesidad de reforzar la inyección de una junta para reducir filtraciones.

En ocasiones es necesario bajar el nivel del embalse para efectuar estas correcciones.

Como conclusión de este apartado, en el que se han expuesto algunos ejemplos de problemas que pueden presentarse, se puede decir que es necesario disponer en obra, durante la fase de puesta en carga, de determinados equipos que permitan acometer pequeñas reparaciones de forma inmediata, facilitando el que se mantenga el ritmo de llenado del embalse y la fecha de comienzo de la explotación prevista.

11.7. Situaciones y presas excepcionales

Todo lo que se ha expuesto está relacionado con presas de una dimensión que se puede considerar "normal", con todas las imprecisiones que esta palabra encierra. Intentando precisar un poco más se podría incluir dentro de este término aquellas presas cuyo volumen de embalse sea del orden de los 400 o 500 Hm³; como máximo, y que la capacidad del embalse represente de un 10 a un 30 por cien de la aportación anual del río. Si se trata de un hiperembalse, la puesta en carga será lógicamente más lenta y el control del comportamiento se puede realizar con más tiempo. Lo que

debe considerarse en una presa de este tipo es el coste de la presencia de equipos auxiliares, fundamentalmente de inyección y perforación durante un período mas largo de lo habitual, si bien el hecho de que el llenado sea en general muy lento permite disponer de tiempo para transportar a obra los equipos en caso de ser necesario.

Si la capacidad de embalse es pequeña en relación con las aportaciones del río, puede plantearse la situación de que la puesta en carga se presente de forma súbita en una avenida. En estos casos debe analizarse bien la fecha de cierre del desvío, disponer de un desvío de dimensiones adecuadas, y los desagües de fondo y medio fondo deben sobredimensionarse para evitar en lo posible que la puesta en carga sea súbita, sin un control como el requerido.

De todas formas, en los casos en que sea previsible que el período de llenado del embalse sea mas rápido que lo deseable, es necesario ultimar las precauciones y los controles del comportamiento.

En el proyecto se debería tener en cuenta esta posibilidad ampliando la capacidad de los desagües intermedios y considerando unos márgenes de seguridad mayores de lo habitual, al ser factible que durante la puesta en carga puedan presentarse situaciones de hecho que hagan difícil aplicar medidas correctoras.

Se recomienda, por tanto, analizar la fase de puesta en carga al redactar el proyecto, y tener en cuenta que, en caso de que por una razones o por otras la puesta en carga pueda ser rápida, se deben disponer márgenes de seguridad mas amplios y sobredimensionar los órganos de desagüe, principalmente los desagües de fondo y de medio fondo.

11.8. Equipo de puesta en carga

Es responsabilidad del titular de la presa el nombrar el equipo encargado de la puesta en carga, a la cabeza del cual debe estar un Técnico cualificado. Este Técnico generalmente es el Director de la construcción o el Director de explotación de la presa. Debe contar siempre el responsable de la puesta en carga con la colaboración del Director del proyecto y técnicos que han intervenido en las fases tanto del proyecto como de la construcción.

Es recomendable que pueda asesorarse por técnicos que hayan tenido la responsabilidad de la puesta en carga de presas similares.

En este equipo debe incluirse el personal de Auscultación, ampliado para poder tomar las medidas de los aparatos manualmente y con una frecuencia notablemente superior a la que se desarrollará en la fase de explotación, después de la puesta en carga total de la presa.

Es conveniente la colaboración de los suministradores de los equipos de auscultación, ya que, al realizarse también la prueba real de estos equipos, puede ser necesario requerirles su opinión sobre algún comportamiento o medida extraña de estos aparatos.

Deben estar presentes en obra, como ya se ha dicho, los equipos materiales y humanos para poder realizar las operaciones de inyección, perforación, etc. los cuales, sin intervenir en las operaciones de puesta en carga deben estar preparados para actuar si se requiere su servicio.

Y por último debe disponerse de un sistema de alarma que se encuentre operativo durante toda la fase de puesta en carga, y que, contando con la colaboración de los servicios de protección civil de la Administración, pueda alertar a los habitantes de aguas abajo, en caso de peligro. Es evidente que este sistema de alarma, controlado por el equipo de puesta en carga, tiene que estar coordinado íntimamente con los servicios de la Administración Pública correspondiente.

Este sistema de alarma, previsto en el Reglamento de Seguridad de Presas y Embalses y en la Directriz Básica de Protección Civil contra el riesgo de inundaciones, debería estructurarse y probarse en la puesta en carga de la presa.

En la fase de puesta en carga se debe probar, no solo el comportamiento de la presa, sino también el funcionamiento de todos los medios materiales e inmateriales relacionados con su seguridad.

11.9 Ejemplos

Se incluyen a continuación algunos ejemplos de como se ha desarrollado la puesta en carga de algunas presas españolas.

Presa Bóveda de 90 m de altura

- Año de terminación: 1972
- Cimentación: granitos y gneis
- NMN - 265
- Umbral de vertedero: 258

Durante todo el período de llenado se controlaron los siguientes dispositivos de auscultación:

- Extensómetros de gran base en roca
- Extensómetros en hormigón
- Péndulos (directos e invertidos)
- Pares termoelectrónicos
- Medidores de juntas
- Bases de elongómetros
- Drenaje
- Piezómetros

En la Puesta en Carga se efectuaban dos lecturas semanales de drenaje, subpresión y péndulos, y una lectura semanal de los restantes aparatos.

Aparte de estas medidas sistemáticas, se realizaron campañas de medida de todos los aparatos cuando el embalse alcanzó las cotas 258, 260, 261, 262, 263, 264 y 265 y se mantuvo un ritmo máximo de elevación de cota de embalse a partir de la cota 260 de 0,15 m/día excepto entre las cotas 264 y 265 en que el crecimiento máximo de la cota de embalse fue de 0,10 m/día.

Antes de autorizar la continuación del llenado del embalse en cada una de estas etapas, se realizaba un detenido examen de los resultados de las distintas lecturas de los aparatos de Auscultación, y al comprobar el correcto comportamiento de la estructura, se continuaba el llenado del embalse hasta la etapa siguiente.

En la primavera de 1973 se efectuaron nivelaciones de precisión y poligonación para comprobar, junto con los péndulos, los movimientos de la estructura. Estas medidas se realizaron con el embalse a las cotas 225, 258 y 262.

A partir del mes de febrero de 1973 se inició el llenado del embalse, que alcanzó la cota 262,70 en julio del mismo año.

A partir de esta fecha y por necesidades de explotación se inició el desembalse que se continuó hasta finales de diciembre de 1973 en que se alcanzó la cota 228.

En el mes de enero de 1974 y en un período de 10 días subió el embalse de la cota 228 a la 258. Entre los días 16 de enero y 2 de febrero se mantuvo sensiblemente la misma cota.

Hacia el 20 de febrero se alcanzó la cota 262.

Entre el 20 de febrero y el 5 de marzo bajó el nivel de embalse hasta la cota 256, y a partir de esta fecha se forzó la subida de nivel de embalse hasta el día 30 de mayo en que se alcanzó la cota 265. Con el embalse a esta cota se realizó una nivelación y poligonación.

Como consecuencia de los controles efectuados durante la puesta en carga, se efectuó un tratamiento suplementario de consolidación e impermeabilización en dos bloques del estribo izquierdo y se reinyectaron dos juntas de estribo

Presa Bóveda de 140 m de altura

Año de terminación	1974
Cimentación	Pizarras y cuarcitas
NMN	883

Ritmo de llenado:

Entre cotas 840 y 850	de	1,00 m a 1,50 m día
Entre cotas 850 y 860	de	0,50 m a 1,00 m día
Entre cotas 860 y 870	de	0,33 m a 0,75 m día

Entre cotas 870 y 876 de 0,25 m a 0,50 m día

Entre cotas 876 y 882 de 0,20 m a 0,40 m día

Control del comportamiento durante el llenado

Lecturas de frecuencia diaria:

- Péndulos directos e invertidos en todas sus bases de lectura
- Medida de filtraciones acumuladas en los diversos tramos de galerías
- Drenes y manantiales más significativos.
- Precipitaciones y temperaturas del aire

Lecturas de frecuencia semanal:

- Filtraciones
- Subpresiones
- Movimiento de fallas
- Bases de elongómetro y medidores de juntas
- Extensómetros en el hormigón
- Pares termoelectricos
- Temperaturas del agua del embalse

Lecturas de frecuencia mensual:

- Colimación
- Nivelación

Lecturas en función de la cota de embalse:

- Cada 5 metros: nivelación y colimación
- En las cotas 840, 850, 860, 870, 876 y 880 se realizaron observaciones geodésicas para medida de las deformaciones de la presa. Coincidiendo con ellas se llevó a cabo una lectura generalizada de todos los dispositivos de auscultación.

Presa de gravedad, de H.C.R. de 49 m de altura,

Año de terminación	1993
Cimentación	granitos y gneis.
NMN	1341

El llenado de la presa se realizó sin establecer límites en el ritmo de llenado, salvo las paradas a las cotas 1.300, 1.316, 1.328, 1.336 y 1.341, abriendo si era necesario los desagües de fondo, con objeto de realizar, a cada uno de estas cotas, una campaña completa de auscultación.

Únicamente cuando la subida en siete días era mayor de 2 m, se tomaban precauciones para cumplir el programa de paradas y controles.

Además de estos controles completos a las cotas indicadas, se efectuaban los siguientes controles:

- Las lecturas del nivel de embalse, filtraciones totales y las de la estación meteorológica se realizaban de forma diaria. También se realizaba una inspección visual diaria de la galería, los paramentos y el zócalo de la presa así como de coronación y se registraba cualquier incidencia con indicación de la fecha y hora.
- La auscultación topográfica (nivelación y bisección) se realizaba de forma mensual.
- Se procedió a la lectura de los extensómetros y termómetros una vez cada quince días o cada dos metros de subida del embalse. Las subpresiones y las deformaciones en las juntas se medía semanalmente o cada 2 metros de subida del embalse. Asimismo, el aforo de caudales en los drenes se realizaba cada siete (7) días o cada 2 m de subida del nivel de embalse.
- Además de las campañas de lectura de cada aparato indicadas anteriormente, se leían todos los aparatos de auscultación dispuestos en la presa a embalse vacío y a las cotas 1.316, 1.328 y 1.336 así como a la cota 1.341.

Presa de escollera con núcleo de arcilla de 135 m

Año de terminación	1995
Cimentación	Calizas y margas del creácico; conglomerado, areniscas, limos y margas del Terciario.
NMN	130

Debido a consideraciones tanto relativas a las singularidades de la presa como a su plan de explotación, ha sido necesario establecer un programa de puesta en carga de tres años consecutivos. Las cotas o niveles de embalse máximos a alcanzar para cada uno de los años del programa son las siguientes:

- 1^{er} Año. Cota máxima de embalse. 110
- 2^o Año. Cota máxima de embalse. 120
- 3^{er} Año. Cota máxima de embalse. 128 (eventualmente la cota 130 NMN)

En los cuadros siguientes se indica el plan de llenado y el programa de lecturas de los equipos de auscultación durante el período de puesta en carga de la presa.

Año 1º	Fecha	Cota	Duración parada (días)	Veloc.subida/bajada (m/día)
	1-dic	84,50		
	9-dic	90,50		0,75
	21-ene	90,50	43	
	9-feb	100,00		0,50
	8-abr	100,00	58	
	30-abr	109,90		0,45
	29-jun	109,90	60	
	1-ago	100,00		0,30
	30-ago	100,00	29	
	2-oct	90,10		0,30
	30-nov	90,00		

Año 2º	Fecha	Cota	Duración parada (días)	Veloc.subida/bajada (m/día)
	1-dic	90,00		
	18-dic	100,20		0,60
	13-ene	100,20	26	
	30-ene	110,40		0,60
	28-feb	110,40	29	
	22-mar	120,30		0,45
	19-may	120,30	58	
	22-jun	110,10		0,30
	20-jul	110,10	28	
	12-ago	100,30		0,40
	10-sep	100,30	29	
	30-sep	90,30		0,59
	1-oct	90,00		

Año 3°	Fecha	Cota	Duración parada (días)	Veloc.subida/bajada (m/día)
	1-dic	90,00		
	20-dic	105,20		0,80
	14-ene	105,20	25	
	28-ene	115,00		0,70
	27-feb	115,00	30	
	21-mar	128,20		0,60
	22-abr	128,20	32	
	24-abr	130,00		0,60
	30-abr	130,00	6	
	6-may	128,20		0,30
	20-may	128,20	14	
	16-jun	120,10		0,30
	15-jul	120,10	29	
	4-ago	110,10		0,50
	1-sep	110,10	28	
	2-oct	90,00		0,65

PLAN DE LECTURA DE LOS DISPOSITIVOS DE AUSCULTACIÓN

PERIODICIDAD DIARIA	PERIODICIDAD MENSUAL
1.- Variables exteriores Nivel de embalse Estación meteorológica Caudales de filtración	1.- CONTACTOS Extensómetros de movimientos no automatizados Extensómetros movimiento horizontal no automatizados Piezómetros de c.v. no automatizados Células de presión total no automatizadas
2.- CAUDALES DE FILTRACIÓN Filtraciones en la presa Filtraciones exteriores, fuentes y manantiales (máx.3)	2.- CUERPO DE PRESA Colimación de coronación Nivelación coronación Colimación berma c.100 aguas arriba Nivelación berma c. 100 aguas arriba Control de extensión long. de coronación Control de extensión long. berma c. 100 aguas arriba Células hidráulicas de asiento (resto) Tubos de asiento Inclinómetros Piezómetros de c.v. no automatizados Células de presión total no automatizadas Extensómetros movimientos relativos no automatizados Extensómetros movimiento horizontal no automatizados
3.- CIMIENTO Piezómetros de c.v. automatizados Extensómetros de varillas automatizados	
4.- CONTACTOS Extensómetros de movimientos relativos automatizados Extensómetros de movimiento horizontal automatizados Piezómetros de c.v. automatizados Células de presión total automatizadas	
5.- CUERPO DE PRESA Extensómetros de movimientos relativos automatizados Extensómetros de movimiento horizontal automatizados Piezómetros de c.v. automatizados Células de presión total automatizadas	3.- DESAGÜE INTERMEDIO Termómetros de hormigón Extensómetros de armadura Células presión total
6.- INSPECCIONES DIVERSAS Recorrido e inspección de la galería perimetral Inspección visual de los barrancos aguas abajo de la presa (una vez cada 2 días)	4.- TORRES DE ACCESO Control juntas torre acceso D.I. Control juntas torre acceso P.4.
PERIODICIDAD SEMANAL	5.- PUENTE DEL ALIVIADERO Y ESTRUCTURAS ANEJAS Extensómetros de armadura Extensómetros de control de asientos Comparadores horizontales Comparadores verticales
1.- CAUDALES DE FILTRACION Pantalla de drenaje Completar aforos externos Piezómetros abiertos (2 veces por semana)	
3.- CIMIENTO Juntas galería cota 30	
5.- CUERPO DE PRESA Células hidráulicas de asiento (cota 140)	6.- AUSCULTACIÓN SÍSMICA
6.- INSPECCIONES DIVERSAS Recorrido de caminos de servicio y coronación presa Inspecciones de la presa, paramentos y estructuras Recorrido de galerías Inspección visual de los barrancos aguas abajo de la presa (resto)(una vez cada 15 días)	PERIODICIDAD TRIMESTRAL
	1.- CUERPO DE PRESA Control de extensión transv. de coronación Colimación berma c.130 aguas abajo Nivelación berma c. 130 aguas abajo Control de extensión long. en berma c. 130 aguas abajo Nivelación berma c. 100 aguas abajo Control de extensión long. en berma c.100 aguas abajo Tubos de asiento (excepto en coronación) Inclinómetros (excepto coronación)
	PERIODICIDAD ANUAL
	1.- CUERPO DE PRESA Triangulación

En el programa de puesta en carga de esta presa, se contempla la posibilidad de que se presenten distintas avenidas en varias situaciones de llenado del embalse. Se analiza, para estos casos, la evolución de la cota del agua, la forma de actuar en los órganos de desagüe, y los caudales evacuados.

Con objeto de facilitar el análisis de la información que se obtenga de la auscultación de la presa, se incluyen comentarios sobre los valores esperables en la evolución de varias magnitudes, tomando como base para estos comentarios los resultados obtenidos de los ajustes de los modelos de cálculo que se efectuaron con las medidas realizadas durante la construcción.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA GENERAL

ALVAREZ, A. "Apuntes de proyecto y construcción de presas". Publicaciones de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, 1976.

BUREAU OF RECLAMATION (USA), "Desing of Small Dams", 1973.

CEDEX, MOPU, "Curso internacional de presas y embalses", 1 octubre-2, diciembre, Madrid 1984.

COMITÉ ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS, "Un testimonio de las presas españolas", Madrid 1973.

COMITÉ ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS. "Grandes presas: experiencias españolas en su proyecto y construcción". Pub. MOPU, Madrid, 1976.

COMITÉ ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS. "Métodos convencionales de construcción de presas". 1992. (Traducción del Bulletin nº 76 de ICOLD)

CREAGER, W.P, JUSTIN, J.D. and HINDS J., "Engineering for Dams", John Wiley and Sons, Inc. Chapman and Hall, Ltda. Ney York, 1945.

DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRÁULICAS. "Pliego de prescripciones técnicas generales para la ejecución de obras hidráulicas". Diciembre 1992.

GOLZE, ALFRED, R., "Handbook of Dam Engineering", Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1977.

GÓMEZ NAVARRO, J.L., y JUAN ARACIL, J., "Saltos de agua y presas de embalse", Tipografía artística, Alameda 12, Madrid, 1964.

ICOLD, Conventional methods in dam construction. (Boletín nº 76, 1990).

ICOLD, New construction methods. (Boletín nº 63, 1988).

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS, "General Papers", International Congress on Large Dams, Montreal, 1970, Madrid 1973, Mexico, 1976, New Delhi, 1979; Río de Janeiro, 1982; Lausanne, 1985, San Francisco 1988, Viena 1991, Durban 1994.

JANSEN, J.B.A. "Advanced Dam Engineering", Van Nostrand Reinhold, 1988.

MOPTMA "Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses". 1996

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS, "Special Issue International Congress on Large Dams", Roma 1961, Edinburg, 1964, Istanbul, 1967, Montreal, 1970, Madrid, 1973; Mexico 1976, New Delhi, 1979, Río de Janeiro, 1982, Lausanne, 1985, San Francisco 1988, Viena 1991, Durban 1994.

THOMAS, HENRY, H., "The Engineering of Large Dams", A. Wiley and Sons, London, New York, Sidney, Toronto, 1976.

USCOLD. "Development of Dam Engineering in the United States". Pergamon Press, 1988.

VALLARINO, E. "Tratado básico de Presas". Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, 1991.

VARLET, H., "Barrages-Réservoirs", Eyrolles (Paris), 1966.

CAPITULO 2. PLANIFICACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

CEDEX, M.O.P.T.M.A. "Curso internacional de presas y embalses". Oct.-Dic. 1984.

CEGP. "Grandes Presas. Experiencias españolas en su proyecto y construcción". 1976.

DUELO, C. "Plan de hormigón de una presa". Revista de O.P., Abril - 1964, Madrid.

ICOLD. "Hormigón compactado con rodillo para presas de gravedad. Técnica actual". (Bol. 75, 1990).

ICOLD. "Ahorros en la construcción de presas, comentarios y propuestas". (Bol. 73, 1990).

ICOLD. "Nuevos métodos de construcción de presas". (Bol. 63, 1998)

ICOLD. "Owners, consultants and contractors. How to improve relationship". (Boletín 85, 1992)

ICOLD. "Métodos convencionales de la construcción de presas". (Bol. 76, 1990)

PARKERAD Planning and estimating dam construction. Mac-Graw Hill Book. C.O. New York, 1971.

PASCUAL BENDICHO, J. "Manual de planificación y programación para obras públicas y construcción, camino crítico". Pert. C.P.M., (1983), Ed. Rueda.

VALLARINO. "Tratado básico de presas". E. Colegio I.C.C. y P. 1991, Madrid.

CAPITULO 3. DESVÍO DEL RIO

ASCE ⁽¹⁾. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, February 1971.

ASCE. Journal of Construction Division, March 1978.

ASCE. Journal of Hidraulic Division, January 1968, 1981.

ASCE. Journal of Power Division, June 1970, January 1971.

BUREAU OF RECLAMATION. Design of Small Dams. Chapter XI Diversion during construction. U.S. Government Printing Office, Washington 1974.

CIVIL ENGINEERING, June 1951, June 1956, September 1956, October 1963, January 1971, November 1971.

FILHO, W.J. Optimal risk for designing diversion works of hydropower schemes, 20th Congress of IAHR, Moscow, September 1983.

FOOKES, R.W.J. Diversion strctures for Hydro Electric structures, 2nd Australian Conference on Hydraulics and Fluid Mechanics, 1965.

HYDROTECHNICAL CONSTRUCTION, May 1969, November 1976.

IBASH, S.V. and KHALDRE, K.Y. Hydraulics of river channel closure. London. Butterworths 1970.

ICOLD 9º CONGRESO (Estambul 1961)

Question 33: Temporary and permanent provisios for the control of flows, R3, R9, R11, R49.

ICOLD 11º CONGRESO (Madrid 1973)

Question 41: Flow control and energy control during construction and after completion: R1, R8, R9, R10, R12, R,15, R18, R24, R27, R28, R30, R31, R32, R41, R45, R46, R47, R52, R57, R58, R59, R60, R61, R63, R64, R67, R69, R75, R81.

ICOLD 13º CONGRESO (New Delhi 1979)

Question 50: Large capacity outlets and spillways: R2, R9, R16, R26, R27, R41, R49.

⁽⁴⁾ AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS

ICOLD 14º CONGRESO (Río de Janeiro 1982)

Question 55: Materials and construction methods for embankment dams and cofer dams:
R12, R26, R50, R52, R54, R60.

ICOLD. "Lessons from Dam Incidents". 1974.

ICOLD. "River Control During Dam Construction". (Boletín n 48)

MAHMOOD, K. and YEVJEVICH, V. Unsteady flow in open channels (3 volumes) Water Resources Publications, Fort Collins, U.S.A. 1975.

THE CHINESE NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS. Dam construction by de Chinese People, 1979.

TRAVAUX, Aout 1958, Mai 1961, Avril 1964, Juin 1970, Mai 1975.

WATER POWER, September 1967, June 1973, July 1981.

CAPITULO 4. EXCAVACIONES

ADALID, J.L. "Diseño de cimentación de presas de fábrica". Curso sobre cimentación de presas. E.T.S.I.C.C. y P. Valencia 1983;

BRAVO, G. "La cimentación de la presa de Canales". Curso sobre cimentación de presas. Valencia 1983.

CASAMAYOR L. "Excavación de presas de fábrica". Curso sobre cimentación de presas. E.T.S.I.C.C. y P. - Valencia 1983;

CASAMAYOR, L. "Excavación de presas de materiales sueltos". Curso sobre cimentación de presas. E.T.S.I.C.C. y P. Valencia 1983;.

D.G.O.H. "Pliego de Prescripciones. Técnicas Generales para la ejecución de O.H.". Diciembre 1992.

ICOLD. "Métodos convencionales de la construcción de presas". Bol 76, 1990.

ICOLD. "La cimentación de presas en macizos rocosos" Traducción Bol 88. 1993.

ROMANA, M. "Diseño de cimentación de presas de materiales sueltos". Curso de cimentación de presas. Valencia 1983.

VALLARINO, E. "Tratado básico de presas". Colegio de I.C.P. Madrid 1991.

CAPITULO 5. TRATAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

ACKER, R.C. & JONES, J.C. "Foundations and abutments treatments for rockfill Dams. Journal of the S.M. and F.D.A.S.C.E.- Vol. 98 n° SMIO oct 1972.

CAMBEFORT, H. "The Principles and Application of grouting". Quarterly journal of Engineering Geology. The Geological Society London, Vol.- 10.- 1977.

CAMBEFORT, H. "Injections del sols". EYROLES. Paris, 1968.

CASAGRANDE, A. "Control of seepage through Foundations and Abutments of Dams". Geotechnique. 11:3:161.-181.

HOULSBY, A.C. "Engineering of grout curtains to standards". Journal of the Geotechnical Engineering Division A.S.C.E., N1 GT9.

ICOLD CONGRESO VIII (Edimburgo 1964)

Question 28: Physical and mechanical properties of rock in situ, means of determining these properties and improving them, with special reference to the design and construction of large dams.

ICOLD CONGRESO X (Montreal 1970)

Question 37: Recent developments in the design and construction of dams and reservoirs on deep alluvial, karstic, or other unfavourable formation.

ICOLD CONGRESO XVII (Viena 1991)

Question 66: Dams on difficult foundations.

ICOLD CONGRESO XV (Lausana 1985)

Question 58: Foundation treatment of seepage.

ICOLD. "Moraine as embankment and foundation material. State of the art," Boletín 69, 1989.

ICOLD "Rock foundation for dams". Boletín 88, 1993

KLEIN, A. & POLIVKA, M. "The use of admixtures in cement Grouts". Journal of the S.M. and F.D., A.S.C.E. N1 5 MI.

LOMBARDI, G. - DEERE, D. "Grouting design and control using the GIN Principle. Water-Power Dam Construction, June 1993

LONDE, P. "La mecánica de rocas y el proyecto de cimentación de grandes presas. ICOLD, 1974. Trad. esp.

SABARLY, F. "Les injections et les drainages de fondation des barrages". Géotechnique, 18-1968.

WAHLSTROM, ERNEST E. "Dams, Dam Foundations and Reservoir Sites" Elsevier 1974

WEYERMANN, W.J. "Rock conditions improved through pressure grouting". Rodio, Zürich, 1977.

CAPITULO 6. PRESAS DE HORMIGÓN

6.1. Hormigón convencional

ACI. "ACI Manual of Concrete Practice". Detroit 1988

ACI. "Proportioning Concrete Mixes". Detroit 1980

ACI. "Durability of Concrete". Detroit 1975

AENOR. Normas UNE. 1989

ASCE. "Economical construction of concrete dams". Asilomar Conference Grounds, California 1972.

ASCE. "Rapid construction of concrete dams". Asilomar Conference Grounds, California 1970.

BARON, J. , SAUTEREY, R. "Le Beton Hydraulique". Paris 1982

BUREAU OF RECLAMATION (USA) "Concrete manual" 8th Edition. 1981

BUREAU OF RECLAMATION (USA), "Thermal properties of concrete", Part VII, Bulletin nº 1, Boulder Canyon Project Final Reports, 1940.

BUREAU OF RECLAMATION (USA), "Control of cracking in mass concrete structures. Engineering monograph, nº 34; water resources technical publication, 1965.

BUREAU OF RECLAMATION. "Design of Arch Dams". Denver 1977

BUREAU OF RECLAMATION. "Proyecto de Presas Pequeñas". Madrid 1970

BUREAU OF RECLAMATION (USA), "Cooling of concrete dams", Part VII, Bulletin nº 3, Boulder Canyon Project Final Reports, 1949.

BUREAU OF RECLAMATION. "Design of Gravity Dams". Denver 1976

- CABRERA, J. G., CUSENS, A. R. "The Use of PFA in Concrete". Leeds 1982
- COLLEPARDI, M. "Scienza e Tecnologia del Calcestruzzo". Milano 1980
- DELIBES, A. "Tecnología y Propiedades Mecánicas del Hormigón". 1987
- DEWAR, J. D., ANDERSON R. "Manual of Ready-Mixed Concrete". London 1988
- ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES. "International Conference on Concrete at Early Ages". Paris 1982
- EGLINGTON, M. S. "Concrete and his Chemical Behaviour". London 1987
- FERNÁNDEZ CÁNOVAS, M. "Hormigón". Madrid 1989
- GÓMEZ NAVARRO, J. L. "Saltos de Agua y Presas de Embalse". J. J. Aracil. Madrid 1964.
- ICOLD CONGRESO VI. Nueva York 1958.
- Question 23: Use of admixtures and pozzolanic materials in concrete for dams and the influence of the finer sand particles.
- ICOLD CONGRESO VII. Roma 1961.
- Question 24: The selection, processing and specification of aggregates for concrete for large dams.
- ICOLD CONGRESO VII. Roma 1961.
- Question 26: Modern techniques of concrete dams for wide valleys and ancillary works
- ICOLD CONGRESO X. Montreal 1970.
- Question 39: Recent developments in the design and construction of concrete dams.
- ICOLD CONGRESO XI. Madrid 1973.
- Question 43: New ideas for more rapid and economic construction of concrete dams.
- ICOLD CONGRESO XV. Lausana 1985.
- Question 57: Concrete dams (an old problem always present: cracking; a new technology: rolled concrete (rollcrete)). R-18.
- ICOLD CONGRESO XVI. San Francisco 1988.
- Question 62: New developments in the construction of concrete dams.
- ICOLD. "Conventional Methods in Dam Construction". Boletín 76, 1990

- ICOLD. "Cements for concrete for large dams". Boletín 36a, 1980-82
- ICOLD. ""Accelerating and retarding admixtures" Boletín 24, 1973.
- ICOLD. ""Possolanas and slags for concrete for large dams". Boletín 22, 1972.
- ICOLD. "Surface-active admixtures for concrete for large dams". Boletín 20, 1968.
- ICOLD. "Deterioration of Dams and Reservoirs". París 1983
- ICOLD. "Alkali-aggregate reaction in concrete dams. Review and recommendations". Boletín 79, 1991.
- ICOLD. "Materials for joints in concrete dams". Boletín 57, 1986.
- ICOLD. "Quality control of concrete". Boletín 47, 1983.
- ICOLD. "Fiver reinforced concrete". Boletín 40a, 1982-89
- JIMÉNEZ MONTOYA, P. "Hormigón Armado". Madrid 1982
- KUMAR MEHTA, P. "Concrete structure, properties, and materials". University of California, Berkeley, 1986
- LELIAVSKY, S. "Dams". London 1981
- LESAGE, R. "Etude Experimentale de la Mise en Place du Béton Frais". Paris 1974
- MATERIALS FOR DAMS 84. Water Power and Dam Construction. Monte Carlo 1984
- MOPU - CEDEX. "Curso Internacional de Presas y Embalses". Madrid 1984
- NEVILLE, A. M. "Concrete Technology". London 1987
- NILSSON, L. "Durability of Concrete". Gothenburg 1986
- PÉRA, J. "Resistance des Barrages". Grenoble 1981
- PEURIFOY, R.L. "Encofrados para estructuras de hormigón". Mac Graw-Hill. 1967
- REBOLLO, ARTURO, "La presa bóveda de Susqueda", Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, 1972.
- RIXOM, M. R. "Aditivos para los Hormigones". Barcelona 1984

STUCKY, A., DERRON, M.H., Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs", Sciences-Technique, Lausanne, 1957.

TATTERSALL, H., BANFILL, P. F. G. "The Rheology of Fresh Concrete". G. London 1983

THOMAS, H. H. "The Engineering of Large Dams". London, 1976.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. "Structural Desing of Spillway and Outlet Works". Washington 1964

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. "Gravity Dam Desing". Washington 1958.

VENUAT, M. y PAPADAKIS, M. "Contrôle et essais des ciments, mortiers et bétons". Eyrolles. París 1961

6.2. Hormigón Compactado con Rodillo

1.^{as} CONFERÊNCIAS portuguesas sobre barragens de betao compactado com cilindros. BCC. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, 11 e 12 de Novembro de 1996.

ACI 207.5R-80. "Roller compacted concrete". ACI Journal. July-August 1980. pag 215-236

ANDRIOLO, F.R. and.SCHMIDT, M.T "The Capanda RCC dam in Angola" Water Power & Dam Construction, February 1992 .

ASCE. "Roller compacted concret II. Proceedings of the Conference sponsored by the Construction", Geotechnical Engineering and Materials Engineering Divisions of the American Society of Civil Engineers. San Diego, California February 29-March 2, 1988

BUREAU OF RECLAMATION. "Mix desing investigation. Roller compacted concrete construction". Upper Stillwater dam, Utah. June 1984.

BUREAU OF RECLAMATION. "Roller compacted concrete interagency forum". Colorado, Abril 1985.

BUREAU OF RECLAMATION. "Guidelines for designing and constructing roller compacted concrete dams". U.S.Denver 1987.

CANNON, R. W. "Desing considerations for roller compacted concrete and rollcrete in dams". ACI Journal, 1982

DIEZ -CASCON, J., POLANCO, J.A. "University of Cantabria experience on RCC". The International Journal on Hidropower & Dams, 1995.

DIEZ -CASCON, J., POLANCO, J.A, "RCC design and performance: a Spanish perspective" The International Journal on Hydropower & Dams 1994.

DIEZ-CASCON, J. , BLANCO, J.L. "Studies on the hydraulic behaviour of stepped spillway". Water Power & Dam Construction.1991.

DUNSTAN, M. R. H. "Recent developments in roller compacted concrete dam construction". Water Power & Dam Construction Handbook 1989

ELVIRO, V. and MATEOS, C. "Spanish research into stepped spillways" Hydropower & Dams, Volume Two, Issue Five, September 1995.

ENGINEERING MANUAL, U.S. Army Corps of Engineers "Roller compacted concrete". Washington 1985.

FERNÁNDEZ, R., RUBÍN DE CÉLIX, M. and GÓMEZ LAÁ, G. "The behaviour of RCC dams in Spain". Hydropower & Dams, Volume Two, Issue Five, September 1995.

GÓMEZ LAÁ, G. "Diseño, características y comportamiento del hormigón compactado en presas". Dirección General de Obras Hidráulicas. Vigilancia de Presas. Notas de colaboración. Número 14. Enero 1988.

GÓMEZ LAÁ, G. "Experience with RCC dams in Spain". International Water Power & Dam Construction, September 1992.

HANSEN, KENNETH D. and REINHARDT, WILLIAM G. "Roller compacted concrete dams". McGraw Hill, 1991

HANSEN, K. D. "Roller compacted dams worldwide". Water Power and Dam Construction Handbook. Febrero 1987.

HANSEN, K. D. . Roller Compacted Concrete I. American Society of Civil Engineering. ASCE. New York 1985.

HANSEN, KENNETH D. and McLEAN, FRANCIS G. "Roller compacted concrete III" Denver. Colorado. February 1992

HANSEN KENNETH D. "Built in the USA - RCC dams of the 1990" International Water Power & Dam Construction, April 1994.

HOLLINGWORTH, F. and GERINGER J.J. "Cracking and leakage in RCC dams" Water Power & Dam Construction, February 1992

HOLLINGWORTH, F., HOOPER, D.J. and GERINGER, J.J. "Roller compacted concrete arched dams". Water Power & Dam Construction, November 1989 .

ICOLD "Rolled compacted concrete for gravity dams". Report to Committee on materials for concrete dams. November 1987.

ICOLD. Seizième Congrès des Grands Barrages . R. 3.. San Francisco, 1988.

ICOLD. Roller compacted concrete for gravity dams. Bulletin 75. 1989.

ICOLD. XIV Congrès International des Grands Barrages. Rio de Janeiro, Mayo 1982.

"C.18.- Research and practice concerning RCD method". T. Hirose pag 1347-1365

"R.5.- Construction of cofferdam at Guri with rollcrete" T. Choudry, W. Bogdovitz, G. Chavarri pag 69-84

"R.26.- Willow Creek dam, a roller compacted concrete fill". E. K. Schrader, H. J. Thayer pag 453-479

ICOLD. XV Congrès des Grands Barrages. Lausanne, Juin 1985.

IECA y Comité Nacional Español de Grandes Presas. "Presas Españolas de hormigón compactado". Diciembre 1995.

IECA. III Curso de Presas de Hormigón Compactado. Madrid, 17 y 18 de septiembre de 1996

IECA - C.N.E.G.P. "Presas de hormigón compactado" Simposio Internacional, Santander 2-4 octubre 1995 (3 volúmenes)

INTERNATIONAL SYMPOSIUM reviews RCC progress. Hydropower & Dams, Volume Three, Issue Two, 1996

MENDAÑA, F. "Spanish experience of RCC dams: construction aspects" Hydropower & Dams, Volume Two, Issue Five, September 1995.

PRESSE DE L'ÉCOLE NATIONALES DE PONTS ET CHAUSSÉES "Le béton compacté au rouleau". Le barrages en BCR. Paris 1996.

REVISTA CEMENTO-HORMIGÓN "Presas de Hormigón Compactado", n° 761, Agosto 1996.

TECHNOLOGY CENTER for National Land Development "Dam construction by the RCD method". Tokio, Julio 1981.

WATER POWER & DAM CONSTRUCTION. January 1986.

WATER POWER & DAM CONSTRUCTION "Handbook 1993 International"

WATER POWER & DAM CONSTRUCTION "Handbook 1992"

WATER POWER & DAM CONSTRUCTION "Handbook 1995"

WATER POWER & DAM CONSTRUCTION Yearbook 1996 International

WATER POWER & DAM CONSTRUCTION. Handbook 1998. International

WATER POWER & DAM CONSTRUCTION, "Post-symposium study tour to Fujian Province" February 1992

WATER POWER & DAM CONSTRUCTION "Handbook 1994"

WATER POWER & DAM CONSTRUCTION. February 1988.

CAPITULO 7. PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

ALVAREZ RIBEIRO, A., "Barragens de Enrocamento", Universidade de Porto. Laboratorio de Hidráulica, Porto, 1983.

ASCE, "Special Memorial issue: Concrete-face Rockfill Dam", Journal of Geotechnical Engineering, Oct. 1987.

ASCE. "Rockfill Dams". Transactions of the ASCE. Vol 125. 1960

BRAVO, G., "Teoría y prácticas de la filtración y drenaje en presas de materiales sueltos", C.E.G.P., (1995).

BUNN, R.A. "Asphaltic concrete membranes in embankment dams" B.P. enero 1983

BUREAU OF RECLAMATION (USA) , "Earth Manual", 1974.

COOKE, J.B., SHERARD, J.L., "Concrete Face Rockfill Dams", ASCE, October 1985.

COOKE, J.B. "Progress in Rockfill Dams". The eighteenth Terzaghi lecture, 1982. ASCE, vol. 110., nú. 10, octubre 1984, págs. 1381-1414.

COOKE, J.B., "Progress in rockfill dams", 19th Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical Engineering, Vol, 110, Oct. 1984.

DAMS AND EMBANKMENTS. The Construction Press 1978.

DE MELLO, V.F.B., "Embankments", Cap. 44 de "Ground engineer's reference book", Bell, 1987.

EMBANKMENT-DAM ENGINEERING Casagrande Volume.. Willey and Sons, New York, London, Sidney, Toronto, 1973.

FELL R., MACGREGOR P. & STAPLEDON D., "Geotechnical engineering of embankments dams", Balkema, 1992.

FELTZER, C.A., "Materials for embankments", Cap. 6 de "Advanced dam engineering", Jansen, 1988.

ICE. Clay Fills. London 1979

ICOLD - Bulletin n° 32a. "Bituminous concrete facings for earth and rockfill dams". 1977-82.

ICOLD. Bulletin n° 39. "Upstream facing interface with foundations and abutments". 1981. (suplemento al Boletín ° 32a)

ICOLD. Bulletin n° 51. "Filling materials for Watertight cut off walls". 1985.

ICOLD. Bulletin n° 54. "Soil-cement for embankment dams". 1986

ICOLD. Bulletin n° 55. "Geotextiles as filters and transitions in fill dams". 1986.

ICOLD. Bulletin n° 56. "Quality control for fill dams". 1986

ICOLD - Bulletin n° 63, "New construction methods", (1988).

ICOLD - Bulletin n° 69. "Moraine as embankment and foundation material". State of the art. 1989

ICOLD. Bulletin n° 70. "Rockfill dams With concrete facing". State of the art. 1993.

ICOLD - Bulletin n° 76, "Conventional methods in dam construction", (1990).

ICOLD - Bulletin n° 77. "Dispersive soils in embankment dams". Review. 1990.

ICOLD - Bulletin n° 78. "Watertight geomembranes for dams". State of the art. 1991.

ICOLD - Bulletin n° 84. "Bituminous cores for fill dams". State of the art. 1992.

ICOLD - Bulletin n° 89. "Reinforced rockfill and reinforced fill for dams". State of the art. 1993.

ICOLD - Bulletin nº 88. "Rock foundations for dams", 1993.

ICOLD - Bulletin nº 91. "Embankment dams. Upstream slope protection". Review and recommendations. 1993.

ICOLD - Bulletin nº 92. "Rock materials for rockfill dams". Review and recommendations. 1993.

ICOLD - Bulletin nº 95. "Embankment dams". Granular filters and drains. 1994.

ICOLD - Bulletin nº 106. "A guide to Tailing Dams and impoundments. Design, construction, use and rehabilitation". 1996.

ICOLD. Question 22. "Compaction methods and moisture content for materials used in the construction of earth core and supporting fill for earth and rockfill dams". VI Congreso Internacional de Grandes Presas. Nueva York 1958.

ICOLD. Question 27. "Sealing of earth and rockfill dams with bitumen and other materials". VII Congreso Internacional de Grandes Presas. Roma 1961.

ICOLD. Question 31. "Design, methods of construction and performance of high rockfill dams (above or about 80 m)". VIII Congreso Internacional de Grandes Presas. Edimburgo 1964.

ICOLD. Question 36. "Recent developments in the design and construction of earth and rockfill dams". X Congreso Internacional de Grandes Presas. Montreal 1970.

ICOLD. Question 42. "Impervious elements and slope protection on earth and rockfill dams". XI Congreso Internacional de Grandes Presas. Madrid 1973.

ICOLD. Question 44. "Problems associated with special types of fill dams". XII Congreso Internacional de Grandes Presas. México 1976.

ICOLD. Question 55. "Materials and construction methods for embankment dams and cofferdams". XIV Congreso Internacional de Grandes Presas. Río de Janeiro 1982.

ICOLD. Question 61. "Embankment dams: impervious elements other than clay cores". XVI Congreso Internacional de Grandes Presas. San Francisco 1988.

ICOLD. Question 67. "New developments for fill dams and fill cofferdams". XVII Congreso Internacional de Grandes Presas. Viena 1991.

JIMÉNEZ SALAS, J.A.; DE JUSTO ALPAÑES, Y J.L. SERRANO GONALEZ, A. "Geotecnia y Cimientos". Editorial Rueda. Madrid (tres tomos), 1980.

JIMÉNEZ SALAS, J.A., "Núcleos, espaldones y escolleras: estudio de préstamos y características de los materiales", Simposio sobre presas de materiales sueltos, Zaragoza, S.E.M.S.C., (1993).

KNODEL, P.C., "Dispersive clays", Cap. 6 de "Advanced dam engineering", Jansen, (1988).

MARSAL, R.J., NUÑEZ, D.R., "Presas de tierra y enrocamiento", Limusa, México, 1975.

PENMAN, A.D. M., CHARLES, J.A. et al., "Dams and embankments", BRE Building, Research series. The Construction Press Lancaster-London-New York, 1978.

PENMAN, A.D., "Materials for embankment dams", Water Power & Dam Construction, Jan. 1983.

SHERARD, J.L., DUNNIGAN, L.P., "Filters and leakage control in embankment dams", Symposium on seepage and leakage from dams and impoundments, Denver, A.S.C.E., (1985).

SHERARD, J.L., WOODWARD, R.J., GIZIENSKY, S.F., CLEVINGER, W.A., "Earth and Earth-rock Dams", John Wiley and Sons, New York-London-Sydney, 1967.

SHERARD, J.L., DUNNINGAN, L.P., TALBOLT, J.R., "Basic properties of sand and gravel filters", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 100, June 1984.

SHERARD, J.L., DUNNIGAN, L.P. & TALBOLT, J.R., "Filters for silts and clays", Journal of the Geotechnical Engineering Division, A.S.C.E. Vol. 110, N° GT6, (1984).

SHERARD, J.L. & DECKER, R.S., "Some engineering problems with dispersive clays", Symposium on dispersive clays related piping and erosion in geotechnical projects, Philadelphia, A.S.T.M., Special technical publication 623, 1977.

SHERARD, J.L., "Trends and debatable aspects in embankment dam engineering", Water Power and Dam Construction, Dec. 1984.

SHERARD, H.K, Y COOKE, J.B. "Concrete-Face Rockfill Dam: I". Assesment, II. Design. Asce Journal of Geotechnical Engineering. Oct. 1987.

SHERARD, J.L. Y DUNNIGAN, S.P. "Filters and Leakage Control in Embankment Dams". Prod. Symp. on Seepage and Leakage from Dams and Impoundements, may 5, 1985. Am. Soc. Civ. Engrs., New York.

THOMAS, H.H., "The engineering of large dams", Wiley, (1976).

VIEU, PAUBEL, TER-MINASSIAN, CARON, "Noyaux d' étanchéité internes", ICOLD 11, Madrid, 1973.

VILLEGAS E., MEJIA, O. SANCHE, G., "Construction of an earth dam built of silt in Colombia under extremely rainy weather", ICOLD 12, Mexico, 1976.

VITHALANI, J., "The use of soft rock for R.D. Bailey dam", 12th Congress ICOLD, Mexico, 1976.

WILSON, S.D., Y MARSAL, R.J. "Current trends in Design and Construction of Embakment Dams". ICOLD y ASCE, 1979.

CAPITULO 8. MONTAJE Y PRUEBAS DE INSTALACIONES Y EQUIPOS PERMANENTES.

CETC ⁽¹⁾ "Recomendations for the design, manufacture and erection of steel penstocks of welded construction for hydroelectric installations". 1980 Edition.

DAVIS C.V. AND SORENSEN K.E. "Handbool of Aplied Hydraulics", MacGraw Hill, New York. USA, 1969.

DIN 19705. "Hydraulic steel structures. Recomendations for desing, construction an erection".

EDF. "Conception et verification del assemblages soudés XMA 01-08-T", Recomendation 05-1989.

ICOLD. Boletín n1 49a. "Operation of hydraulic structures of dams" 1984-86.

ICOLD. Boletín n1 102. "Vibrations of Hidraulic Equipment for dams". Review and Recommendations. 1996

MOPT. "Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la ejecución de Obras Hidráulicas" (PTGOH). Cap. 39, Sec. 2 "Equipos hidromecánicos"; y Cap. 37, Sec. 3 "Tuberías forzadas y blindajes" y Art1, 37.41 "Rejas". Año 1989.

US. BUREAU OF RECLAMATION "Valves, Gates an Steel Conduits". Desing Standards nº7, 1976.

CAPITULO 9. INSTALACIÓN DE APARATOS DE AUSCULTACIÓN

COMITE ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS, "Guía Técnica de Auscultación de las presas y sus cimientos" (de próxima publicación)

⁽⁵⁾ CETC = Comité Européen de la Chaudronnerie et de la Tolerie.

ICOLD. Bulletin n° 60. "Dam monitoring". General consideration. 1988.

ICOLD. Bulletin n° 68. "Monitoring of dams and their foundations". State of the art. 1989.

ICOLD. Bulletin n° 87. "Improvement of existing dam monitoring. Recommendations and case histories". 1992.

ICOLD. Bulletin n° 104. "Monitoring of Tailing Dams. Review and recommendations". 1996.

ICOLD. Question 21. "Observation of stresses and deformations in dams and in their foundations and abutments; and a comparison of these observations with computations and tests on small scale models". VI Congreso Internacional de Grandes Presas. Nueva York 1958.

ICOLD. Question 29. "Results and interpretation of measurements made on large dams of all types, including earthquake observations". VIII Congreso Internacional de Grandes Presas. Edimburgo 1964.

ICOLD. Question 38. "Supervision of dams and reservoirs in operation". X Congreso Internacional de Grandes Presas. Montreal 1970.

ICOLD. Question 56. "Dam and foundation monitoring". XV Congreso Internacional de Grandes Presas. Lausana 1985.

ICOLD. Question 60. "Reservoirs and the environment. Experience in management and monitoring". XVI Congreso Internacional de Grandes Presas. San Francisco 1988.

MONITORING ON DAMS AND FOUNDATION IN JAPAN, June, 1986, Japanese National Committee on Large Dams International Commission on Large Dams.

SPECIAL ISSUE TO THE 17TH INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, June 1991, Viena, WASER ENERGIE LUFT, Mayo/Junio 1991.

USCOLD "General considerations applicable to performance monitoring of dams", Febrero 1986.

CAPITULO 10. OTROS TIPOS DE PRESAS

Núcleos asfálticos

ICOLD, 16 Congreso, Q.61, R.47 a 57, 1988.

STRABAG, "Asphaltic Concrete Cores for Earth and Rockfill Dams", Schriftenreihe Nr. 45, 1990.

WATER POWER & DAM CONSTRUCTION, "Evaluation of asphaltic concrete cores for embankment dams", K. Hoeg, Julio 1992.

Pantallas flexibles

FENOUX, G.Y. "Écrans en Paroi Réalisés après Édification des Remblais, Nouveaux Outillages, Nouvelles Méthodes pour Travaux Neufs ou Travaux de Réparation", XVI ICOLD, Q.61, R.1, 1988.

GRAYBILL, K. "Construction of a Cut Off Wall with the Hydrofraise trough the Core of Mud Mountain Dam", (USA). XVII ICOLD, Q.66, R.49, 1991.

HINDLEY, M.A. & ALTER, "The application of the bentonite slurry trenches method to construct simultaneously an impermeable core and a deep cut-off for the Grahamstown Dam", XV ICOLD, Q.42, R.8, 1985.

ICOLD, 12 Congreso, Q.44, R.4, "Nouvelles Méthodes de Conception et Techniques de Réparation de Dignes en Remblai", Grupo de trabajo del Comité Francés de Grandes Presas, 1976.

MORLANS, HONORIO J. "Impermeabilización de la cimentación mediante pantalla plástica ejecutada con hidrofresa", Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos, Zaragoza 1993.

SCHOBBER, W. "A Study on the Behaviour of Embankment Dams with Diaphragms, XVI ICOLD, Q-61, R.53, 1988.

Láminas aguas arriba

GRUPO DE TRABAJO DEL COMITÉ ITALIANO DE GRANDES PRESAS, "Embankment Dams with Impervious Upstream Facings: on Overview of Italian Practice", 16 Congreso ICOLD, Q.61, R.23, 1988.

ICOLD, Boletín 78 "Geomembranes Impermeables para presas", 1991.

JUSTO, J.L. & ALT, "The Upstream Facing of Martin Gonzalo Rockfill Dam", 16 Congreso ICOLD, Q.61, R.23, 1988.

WATER POWER & DAM CONSTRUCTION, Marzo 1987.

Presas inflables

E. CIFRES Y J. MORA, "Aspectos funcionales y constructivos de la presa inflable de Encaroz en el río Serpis", Terceras Jornadas Españolas de Presas, Barcelona, Junio 1990.

JAPANESE MINISTRY OF CONSTRUCTION , "Technical Standard for inflatable Rubber Gate", August, 1983.

Aliviaderos fusibles

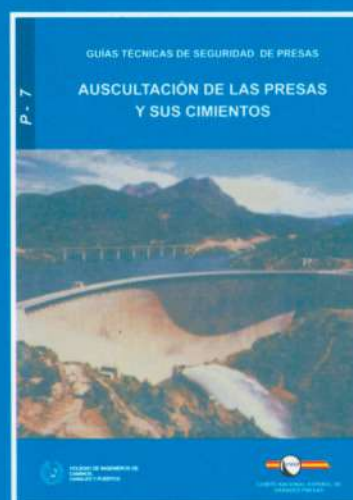
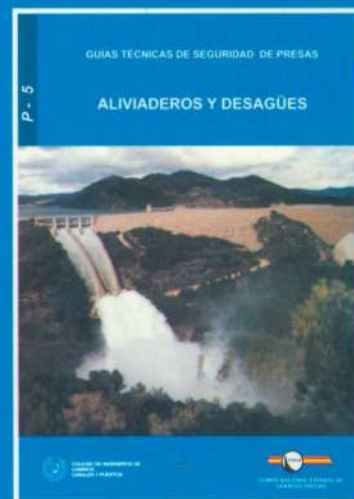
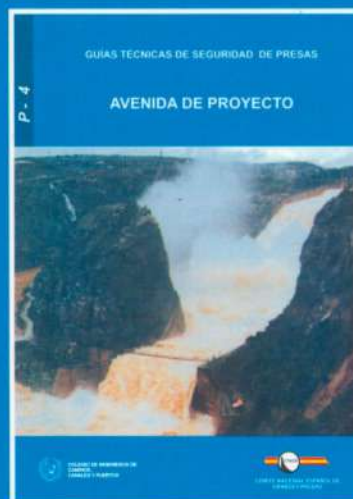
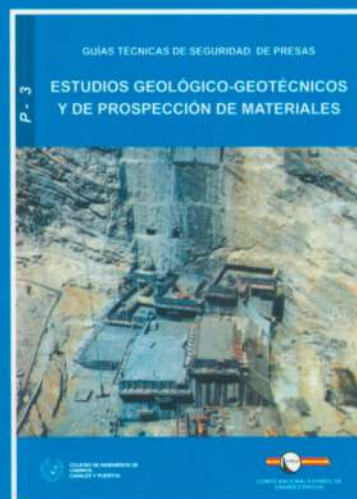
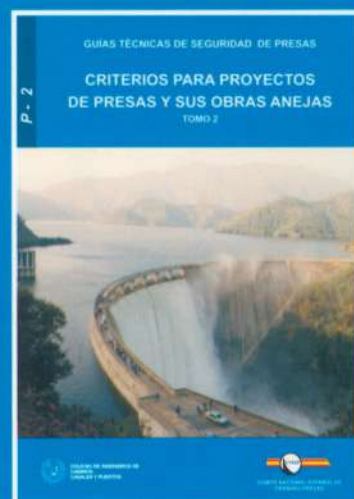
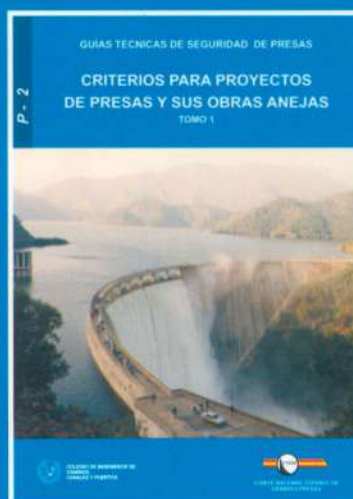
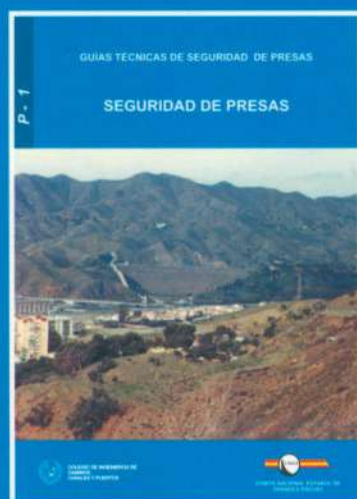
C.BESSIERE. "Hydroplus submersible Fusegates for surface spillway". International Symposium on Dams in Extreme Floods. Granada 1992.

NELSON L. DE S. PINTO, "Dams and Extreme Floods - Desing". International, Symposium. Granada 1992.

SHEN CHONGGANG, "Some Experience on Practice of Emergency Spillways and Fuse Plugs", International Symposium on Dams in extreme Floods, Granada 1992.

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