

COMITE ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS

INFORME GENERAL (*)

1. Introducción

Entre los años 1984 y 1987 se terminaron en España 40 grandes Presas, cuyas características principales figuran en la tabla I. De estas presas, 24 se encontraban en construcción a finales de 1983 y por lo tanto estaban relacionadas en el Informe General presentado con ocasión del XV Congreso de Grandes Presas (Lausanne, 1985). Las 16 presas restantes se iniciaron y terminaron dentro del período a que se refiere este Informe.

En la actualidad se encuentran en construcción 47 grandes presas, cuya relación aparece en la tabla II, de las cuales en el anterior informe ya figuraban 25, mientras que 22 se han comenzado dentro del período 1984-87.

En el informe presentado en 1985 figuraban en construcción 53 grandes presas. De ellas ya están terminadas 24 y la construcción prosigue en otras 25; las cuatro restantes son casos especiales, ya que dos de ellas (Arinteiro y Cobre) están asociadas a explotaciones mineras, otra (Dorna) está pendiente de modificaciones en su proyecto y la última (Retuerta) ha sido abandonada.

En lo que se refiere a las presas terminadas (tabla I) puede señalarse que la mayor parte (36) pertenecen a las Administraciones Públicas y sólo 4 corresponden a empresas privadas.

Su descomposición por tipos es la siguiente:

Presas de Tierra homogéneas	3
Presas de Tierra con núcleo	2
Presas de Tierra con pantalla de PVC.	4
Presas de Escollera con núcleo	6
Presas de Escollera con pantalla de hormigón	3
Presas de Escollera con pantalla asfáltica	2

(*) Redactado por: M. Alonso Franco; L. Berga Casafont; G. Bravo Guillén; L. Casamayor Lizarralde; P. Fernández Fernández; J. Flora Becedoniz; J. M. Gaztañaga Sertucha; J. L. Guitart de Gregorio; E. Herrero Pérez.

Presas de Escollera con pantalla de PVC	3
Presas de Gravedad	15
Presas de Bóveda	2

En resumen, el número de presas de materiales sueltos asciende a 23 y las presas de hormigón son 17. De la lista pueden destacarse algunas realizaciones por sus características especiales:

- Presa de Valhondo (Ciudad Real) con 42 m. de altura, realizada de Tierra con sección homogénea.
- Presa de Cuevas de Almanzora (Almería) de escollera con núcleo y 120 m. de altura.
- Presa de Sallente (Lérida) de escollera con pantalla asfáltica y 89 m. de altura.
- Presa de Negrátin (Granada) que es una presa mixta, pues además de una zona de escollera con núcleo, tiene en su tramo central y margen derecha una parte importante de tipo gravedad, donde se instalan los desagües de fondo y de superficie.
- Presa de Bayona (Pontevedra) de gravedad y 45 m. de altura construida parcialmente en hormigón compactado.
- Presa de Castilblanco de los Arroyos (Sevilla) de gravedad y 24 m de altura, ejecutada en hormigón compactado.
- Presa de Chanza (Huelva) de gravedad y 85 m de altura, con un embalse de 384 Hm³.
- Presa de Béznar (Granada) de bóveda y 134 m. de altura, con un embalse de 440 Hm³.
- Presa de Riaño (León) de bóveda y 100 m. de altura con embalse de 664 Hm³.

Es interesante constatar que la mayor parte de las presas construidas en estos últimos años están situadas en la mitad Sur de la Península y en Canarias, con el fin de conseguir un me-

COMITE ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS. INFORME GENERAL

T A B L A I Presas terminadas en el período 1984-87

Nombre (y año de finalización de las obras)	Cuenca	Río	Provincia	Roca de cimentación	Tipo	Altura metros	Long. coronac. metros	Volumen presa Dm ³	Capacidad embalse Hm ³	Concesionario	Finalidad
1. Ahigal (86)	Tajo	Palomero	Cáceres	Pizarras, cámblicas	TE	19	478	113	4,67	Iryda	I
2. Antón del Valle (87)	Duero	Borraz	León	Arcillas	TE	18	240	67	0,78	Iryda	I
3. Bayona (85)	Norte	Bañiña	Pontevedra	Granitos	PG	45	267	51	0,48	Estado	S
4. Benijos (87)	Tenerife	Benijos	Sta. C. de Tenerife	Basaltos y escorias	TE	23	538	147	0,20	Cabildo insular	I
5. Besandino (84)	Duero	Grande	León	Cuarцитas (calizas en vaso)	PG	34	92	9	2,70	Iberduero	U
6. Beznar (86)	Sur	Izbor	Granada	Molvas cenozóicas	VA	134	408	440	56,55	Estado	I/S
7. Boquerón (87)	Guadiana	Boquerón	Badajoz	Pizarras y cuarцитas paleoz.	PG	24	132	16	5,62	Estado	I/S
8. Caldera Valle Molina (86)	Tenerife	—	Sta. C. de Tenerife	Basaltos y escorias	TE	15	—	198	0,60	Estado	I/S
9. Caminomorisco (85)	Tajo	Alabera	Cáceres	Granitos	PG	15	92	—	0,10	Ayuntamiento	S
10. Cancho del Fresno (87)	Guadiana	Ruecas	Cáceres	Pizarras y cuarцитas	PG	57	217	133	15,00	Estado	I/S
11. Casares (84)	Duero	Casares	León	Calizas	PG	32	83	16	7,00	Unión Fenosa	U
12. Castiblanco de los Arroyos (85)	Guadalquivir	Cala	Sevilla	Dioritas y diabasas (graníticos)	PG	24	123	18	0,82	J. de Andalucía	S
13. Corumbel Bajo (87)	Guadiana	Corumbel	Huelva	Pizarras devónicas	ER	46	137	48	18,82	Estado	I
14. Crevilente (canal) (85)	Segura	Bosch	Alicante	Margas y areniscas (mioceno)	ER	58	360	878	14,59	Estado	I
15. Cuevas de Almanzora (86)	Sur	Almanzora	Almería	Cuarцитas y pizarras	ER	120	669	7.180	169,00	Estado	I/S
16. Chanza (87)	Guadiana	Chanza	Huelva	Paleozoico	PG	85	338	320	384,00	Estado	S
17. Fresneda (87)	Guadalquivir	Fresneda	Ciudad Real	Cuarцитas y pizarras	PG	37	170	350	13,18	Estado	S
18. Horno Tejero (87)	Guadiana	Lacara	Badajoz	Pizarras y cuarцитas ordovico	ER	71	278	875	134,60	Estado	S
19. Isfalada (86)	Sur	Lobera	Granada	Conglomerados cuaternarios	TE	23	198	92	0,38	Iryda	I
20. Jerte-Plasencia (85)	Tajo	Jerte	Cáceres	Granitos y diabasas	ER	42	503	59	58,56	Estado	I/S
21. La Florida (86)	Tenerife	—	Sta. C. de Tenerife	Escorias y basaltos	TE	16	—	71	0,15	Cabildo	I
22. La Viñuela (86)	Sur	Guaro	Málaga	Pizarras y esquistos	ER	96	460	4.355	170,00	Estado	I/S
23. Los Machos (87)	Guadiana	Piedras	Huelva	Grauwacas y pizarras	ER	30	310	143	12,00	Estado	S
24. Llanos de Mesa (87)	Tenerife	—	Sta. C. de Tenerife	Basaltos y pumitas	TE	16	601	—	0,17	Estado	I
25. Martín Gonzalo (87)	Guadalquivir	Martín	Córdoba	Pizarras y grauwacas paleoz.	ER	56	240	538	16,00	Estado	S
26. Montaña de Taco (86)	Tenerife	—	Sta. C. de Tenerife	Escorias y pumitas	ER	16	991	—	0,82	Estado	I
27. Negratín (84)	Guadalquivir	Guadiana M.	Granada	Molvas y margas	PG/ER	75	439	1.061	546,00	Estado	/C
28. Portaje (86)	Tajo	Fresnedosa	Cáceres	Pizarras y arcillas	PG	33	369	45	22,80	Estado	I
29. Ramba del Moro (87)	Segura	Moro	Murcia	Margas y calizas dolomíticas	PG	38	102	44	0,00	Estado	C
30. Riaño (87)	Duero	Esla	León	Cuarцитas	VA	100	337	260	664,00	Estado	I/H
31. Sallente (85)	Ebro	Fiamisel	Lérida	Pizarras y granitos	ER	89	403	1.447	6,18	Fecsa	H
32. San Antón (87)	Norte	Endara	Navarra	Granitos y dioritas	ER	68	210	434	5,09	Estado	S
33. Tentudia (87)	Guadiana	Bodión	Badajoz	Pizarras precámbricas	PG	38	184	42	4,99	Estado	S
34. Torremenga (85)	Tajo	San Pedro	Cáceres	Granitos	ER	17	390	74	0,72	Ayuntamiento	I
35. Uzquiza (87)	Duero	Arianzón	Burgos	Pizarras y cuarцитas paleoz.	TE	64	445	2.420	75,02	Estado	S
36. Valhondo (Arroyo) (85)	Guadiana	Valhondo	Ciudad Real	Pizarras	TE	42	278	525	4,00	Particular	I
37. Villanueva de la Vera (87)	Tajo	Gualamino	Cáceres	Cranito	PG	26	126	—	0,14	Ayuntamiento	S
38. Villar de Plasencia (87)	Tajo	Gta. Oliva	Cáceres	Granito	PG	20	104	—	0,60	Estado	S
39. Villar del Rey (87)	Guadiana	Zapatón	Badajoz	Cuarцитas y pizarras	PG	50	205	80	132,56	Estado	S
40. Zufre (87)	Guadalquivir	R. de Huelva	Huelva	Pórfidos y pizarras paleoz.	ER	68	478	1.400	168,00	Estado-J. Anda.	S

COMITE ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS. INFORME GENERAL

TABLA II Presas en construcción en 1987

Nombre	Cuenca	Río	Provincia	Roca de cimentación	Tipo	Altura metros	Long. coronac. metros	Volumen presa Dm ³	Capacidad embalse Hm ³	Concesionario	Finalidad
1. Aceña	Tajo	Aceña	Avila	Granitos, neis y esquistos	PG	66	323	129	23,70	Estado	S
2. Agumansa	Tenerife	Quiquira	Sta. C. de Tenerife	Altern. de Basaltos y escorias	PG	18	510		0,69	Cabido	I
3. Alange	Guadiana	Matachel	Badajoz	Granitos, calizas, arcillas	PG	67	722	580	851,66	Estado	I/S
4. Aldeanueva	Tajo	Ambroz	Cáceres	Granito	PG	15	165		0,10	Estado	S
5. Alfifloros	Norte	Barrea	Asturias	Areniscas	ER	73	176	347	9,04	Estado	S
6. Arceniega	Norte	Arceniega	Burgos	Margas, pizarras caliz. margo.	TE	31	165	207	0,69	Diputación	S
7. Baños	Tajo	Baños	Cáceres	Granitos	ER/TE	50	1.262	1.973	40,86	Estado	I
8. Barbate	Guadalquivir	Barbate	Cádiz	Margas y arcillas	TE	31	1.359	2.256	231,00	Estado	S
9. Béjar	Tajo	Fuensanta	Salamanca	Neis y granitos	ER	73	348	763	13,80	Estado	S
10. Canales	Guadalquivir	Genil	Granada	Areniscas y limolitas	ER	158	340	7.248	70,70	Estado	I/S
11. Casavieja	Tajo	Vaguada	Avila	Granitos	ER	30	295	158	0,31	Jta. Cast.-León	S
12. Caspe II	Ebro	Guadalope	Zaragoza	Margas y areniscas	TE	54	397	1.613	81,60	Estado	I
13. Cenza	Norte	Cenza	Orense	Granitos y neis	ER	45	600	709	43,40	Iberduero	H
14. Colomera	Guadalquivir	Colomera	Granada	Margas, cal. marg., aluviales	ER	62	350	1.257	42,45	Estado	I
15. Cortes de Pallas	Júcar	Júcar	Valencia	Calizas margosas y margas	PG	112	312	682	116,00	Hidro. Española	H
16. Cruz Santa	Tenerife	—	Sta. C. de Tenerife	Piroplastos, basaltos, pumitas	ER	22	930		0,66	Cabido	I
17. Fernandina	Guadalquivir	Guarizas	Jaeen	Pizarras	PG	98	462	373	244,50	Estado	I/S
18. Guadalcacín II	Guadalquivir	Majaceite	Cádiz	Calizas margosas	ER	78	237	1.098	800,00	Estado	I/S
19. Huesna	Guadalquivir	Huesna	Sevilla	Pizarras y grauwacas	ER	71	278	875	134,60	Estado	S
20. José Torán	Guadalquivir	Guadalbacar	Sevilla	Esquistos y cuarcitas	VA	78	330	180	180,00	Estado	I
21. La Chorrera	Tajo	Tajo	Guadalajara	Caliza cársica	PG	14	255	9	0,32	Unión Fenosa	H
22. Laredo	Norte	Laredo	Guipúzcoa	Margas y esquistos	ER	40	364	163	2,14	Dip. Guipúzcoa	S
23. Las Cogotas	Duero	Adaja	Avila	Granitos	VA	66	284	6	58,60	Estado	S
24. La Serena	Guadiana	Zújar	Badajoz	Pizarras y grauwacas	PG	91	580	1.002	3.232,00	Estado	S
25. La Tajera	Tajo	Tajuna	Guadalajara	Calizas y margas	VA	63	210	52	70,00	Estado	I
26. Los Canchales	Guadiana	Lácara	Badajoz	Dolomías-aplitas	PG	28	265	51	15,00	Estado	C
27. Los Morales	Tajo	Morales	Madrid	Granito, neis y jabre	PG	28	201		2,34	C. Autónoma	S
28. Los Palancares	Tajo	—	Madrid	Granitos, neis	TE	17	847	248	0,65	Ayuntamiento	S
29. Mairaga	Ebro	Oloriz	Navarra	Margas y areniscas, jabre	TE	39	247	344	2,30	Estado	S
30. Muela	Júcar	—	Valencia	Margas y calizas	ER	39	4.500	3.500	22,00	Hidro. Española	H
31. Naranjero	Júcar	Júcar	Valencia	Margas y calizas margosas	PG	86	191	310	29,00	Hidro. Española	H
32. Orea	Ebro	Téxina	Zaragoza	Cuarcitas y conglomerados	VA	26	130	6	0,40	Cdad. Regantes	S
33. Pajarero	Tajo	Pajarero	Avila	Granitos, neis y arenas	PG	52	210		0,60	Ayuntamiento	S
34. Puerto de Vallehermoso	Guadiana	Azuero	Ciudad Real	Coluviales, limos y arenas	TE	25	268	219	6,92	Estado	S
35. Rivera Gata (Pral)	Tajo	Riv. Gata	Cáceres	Pizarras y aluvial	ER	56	356	596	48,90	Estado	I
36. Rivera Gata (D.F-U)	Tajo	Riv. Gata	Cáceres	Pizarra y aluvial	ER	17	172	31		Estado	I
37. Rivera Gata (D.I-U)	Tajo	Riv. Gata	Cáceres	Pizarras y aluvial	ER	13	225	23		Estado	I
38. Rivera Gata (Azud)	Tajo	Riv. Gata	Cáceres	Pizarras y aluvial	PG	17	41	3	0,04	Estado	I
39. San Clemente	Guadalquivir	Guardal	Granada	Cal. marg., margas y coluviales	ER	87	536	1.792	120,00	Estado	I
40. S. Rafael Navallana	Guadalquivir	Guadalmellato	Córdoba	Pizarras, grauwacas y argilitas	ER	57	355	1.180	157,00	Estado	I/S
41. Santa Eugenia	Norte	Jallas	Coruña	Granitos	PG	83	238	345	15,27	Carb. Metálicos	H
42. Santa M.ª Candeleda	Tajo	Sta. María	Avila	Granitos	ER	20	77	29	0,21	Ayuntamiento	S
43. Valdecaballeros	Guadiana	Guadalupjo	Badajoz	Pizarras, grauwacas, areniscas	PG	36	487	91	71,00	C.N. Valdecab.	U
44. Valparaíso	Dueró	Tera	Zamora	Neis	PG	64	540	251	168,50	Iberduero	H
45. Vallfornes	Pirin. Orient.	Vallfornes	Barcelona	Esquistos silíceos	TE	61	160	491	2,16	Gentat. Catal.	I
46. Yéguas	Guadalquivir	Yéguas	Córdoba	Pizarras y conglomerados	ER	85	669	3.000	224,00	Estado	I/H
47. Zahara	Guadalquivir	Guadaleté	Cádiz	Margas y areniscas	ER	85	500	2.011	212,00	Estado	N

por aprovechamiento de los ríos de la España seca.

En lo que se refiere a las presas en construcción también una gran parte pertenecen a las Administraciones Públicas (38) y solamente 9 corresponden a empresas privadas.

La descomposición por tipos de las 47 presas en construcción es como sigue:

Presas de Tierra homogéneas	2
Presas de Tierra con núcleo	4
Presas de Tierra con pantalla de hormigón	1
Presas de Escollera con núcleo	11
Presas de Escollera con pantalla de hormigón	6
Presas de Escollera con pantalla asfáltica	2
Presas de Escollera con pantalla de PVC	1
Presas de Gravedad	16
Presas Bóveda	4

En resumen, en construcción están 27 presas de materiales sueltos y 20 presas de hormigón.

Entre las presas en construcción merecen destacarse por sus características las siguientes:

- Presa de Canales (Granada) de escollera con núcleo y 158 m. de altura.
- Presas de San Clemente (Granada), Yeguas (Córdoba) y Zahara (Cádiz) también de escollera con núcleo y de más de 80 metros de altura.
- Presa de La Serena (Badajoz) de gravedad y 90 m. de altura con un embalse de 3232 Hm³.
- Presas de Cortes de Pallás y del Naranjero (Valencia) de arco-gravedad con alturas de 112 m. y 86 m. respectivamente.
- Presa de La Fernandina (Jaén) de gravedad y 98 m. de altura.
- Presa de Alange (Badajoz) de gravedad y 67 m. de altura.
- Presa de Santa Eugenia (Coruña) de gravedad y 83 m. de altura, ejecutada en hormigón compactado.
- Presa José Torán (Sevilla) de bóveda y 78 metros de altura.

- Presa de Las Cogotas (Avila) de bóveda y 66 m. de altura.

La distribución geográfica de las presas en construcción es la siguiente: 11 presas en Andalucía, 10 en Extremadura, 8 en Castilla-León, 3 en Castilla-La Mancha y Comunidad Valenciana, 2 en las Islas Canarias, Galicia, Madrid y Aragón y una presa en Asturias, Cataluña, Navarra y País Vasco.

La mayor parte de estas presas en construcción se destinan a regadíos y abastecimiento de poblaciones y menos del 15 por 100 se emplearán en la producción de energía hidroeléctrica.

En las tablas I y II se describen con mayor detalle las presas más significativas o importantes realizadas durante estos últimos años y que no han sido comentadas en anteriores Informes Generales presentados a los Congresos de Grandes Presas o que han sido objeto de modificaciones sustanciales que aconsejan ser tratadas de nuevo.

2. Presas de Materiales Suelos

A) Homogéneas

Barbate
Uzquiza.

B) Escollera con nucleo

Canales.
San Clemente.
Yeguas.
Zahara-El Castor.
Zufre.
Colomera.
San Rafael de Navallana.

C) Escollera con pantalla de hormigón

Béjar.
San Antón.

D) Escollera con pantalla asfáltica y polyester.

Sallente.
Negratín.
Huesna.

PRESA DE BARBATE

La presa de Barbate se encuentra ubicada en el río del mismo nombre, en las cercanías de Benalup de Sidonia, provincia de Cádiz.

El río Barbate nace en la Sierra de Aljibe, pasa por Alcalá de los Gazules y Benalup de Sidonia y atraviesa la antigua Laguna de la Janda, hoy desecada y convertida en tierras de regadío, para desembocar en el Océano Atlántico, junto a la población que le da nombre.

La presa se ubica aguas abajo de la confluencia de los ríos Rocinejo y Alberite, antes de la confluencia del río Alamo.

La fuente pluviométrica de la zona, 1038 mm/año, hace que, con una cuenca, en el lugar de emplazamiento de la presa 355 Km²., pueda darse una avenida de 42 Hm³, de aportación con un caudal punta de más de 1.300 m³/s. La necesidad de proteger a la zona regable de estas avenidas y la posibilidad de utilizar su regulación para riego ha hecho pensar en la conveniencia de la construcción de este embalse.

El embalse tendrá una capacidad de 231 Hm³, y con una superficie máxima inundada de 25,4 Km², tendrá una gran capacidad de laminación que podrá reducir la máxima avenida a unos 100 m³/s.

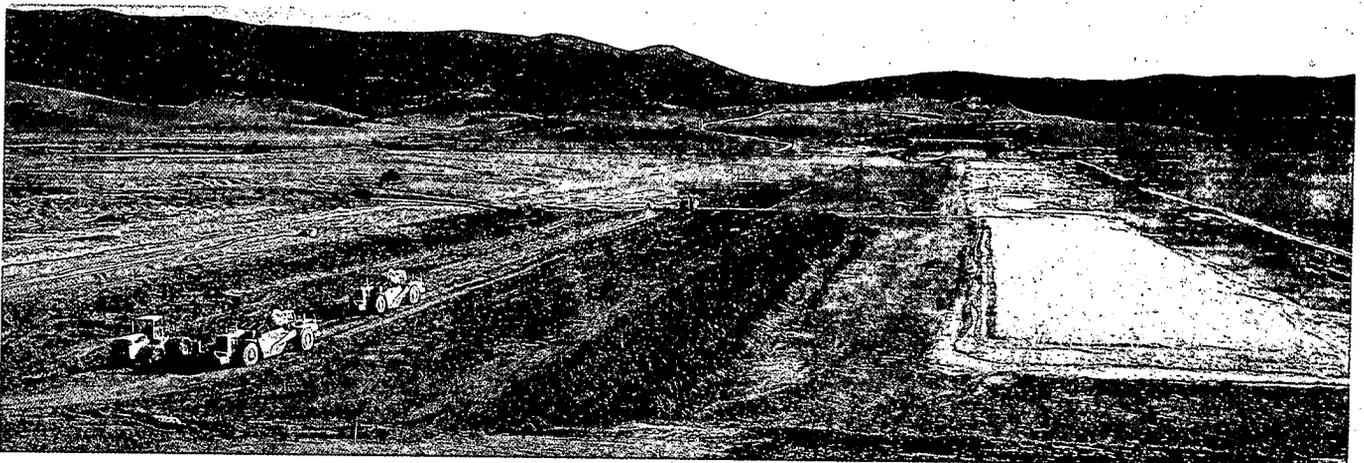
En la zona de la cerrada el río discurre por un amplio valle en el que existe una extensa llanura aluvial limitada por dos cerros de poca altura. La presa estará cimentada sobre un espe-

sor de unos 15 a 18 metros de terreno aluvial, bastante heterogéneo. Tiene una altura máxima sobre cimientos de sólo 33 metros y una longitud de coronación de 1.359 metros. La presa es de sección homogénea construida con materiales análogos a los que forman el cimiento aluvial. Tiene un dren chimenea conectado con la capa drenaje situada bajo el espaldón de aguas abajo.

La heterogeneidad de los materiales de la cantera y la gran variabilidad con la profundidad de su humedad, ha creado muchas dificultades al comienzo de la construcción por la dificultad de emplear para el control de la compactación las humedades óptimas y densidades deducidas de ensayos puntuales poco representativos. Se ha llegado a un sistema de control basado en el ensayo MCV (moisture condition value), que permite un control adecuado de la compactación.

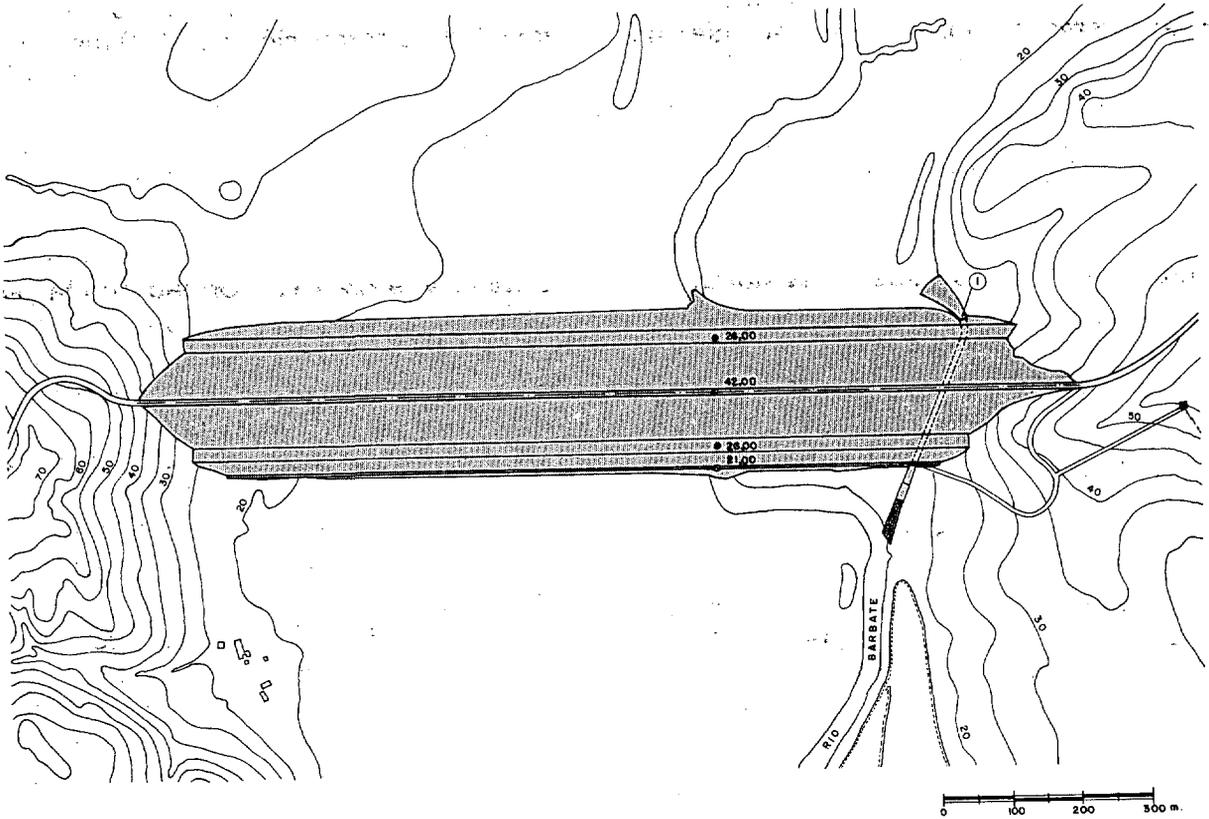
Los materiales del cimiento son suficientemente impermeables para que la disipación de presiones se produzca en algunas zonas con bastante lentitud, siendo bastante baja por otra parte su resistencia a esfuerzo cortante; ello obliga a construir la presa por fases, que permitan controlar la disipación de presiones intersticiales en el cimiento. En otras zonas, sobre todo en la base del aluvial, existen zonas muy permeables que obligan a la construcción de una pantalla de bentonita-cemento.

El aliviadero será de superficie, con labio fijo, por un collado lateral y los desagües se alojarán en la galería de desvío del río.

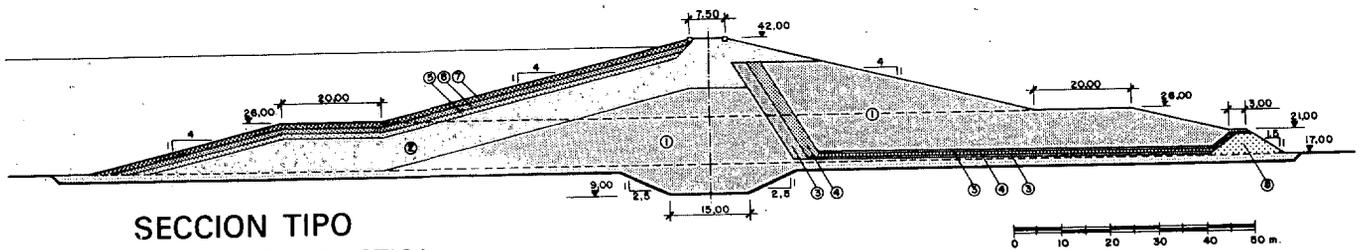


Presa de Barbate

PRESA DE BARBATE



PLANTA GENERAL
(1) DESAGÜE DE FONDO



SECCION TIPO

- (1) ARCILLA PLASTICA
- (2) ARCILLA MENOS PLASTICA
- (3) FILTRO
- (4) FILTRO GRUESO
- (5) TRANSICION
- (6) TRANSICION GRUESA
- (7) ESCOLLERA DE PROTECCION
- (8) DRENAJE

PRESA DE UZQUIZA

La Presa de Uzquiza en el río Arlanzón comenzó a construirse a finales de 1975 y cinco años más tarde finalizaron todos los trabajos, excepto aquellos para los que era conveniente, que el túnel de desvío del río estuviera cerrado, ya que la presa no podía embalsar por no estar resuelto el traslado de la población afectada por el embalse.

En el año 1986 se adjudicaron las obras de terminación y cierre de la presa, que incluyen como principales las siguientes unidades:

- Cierre del túnel de desvío del río.
- Conducciones para el abastecimiento de Burgos, situadas en el túnel de desvío del río.
- Cuenco amortiguador de las conducciones anteriores. Cuenco amortiguador del desagüe de fondo.
- Inyecciones y tratamiento de los túneles de desagüe de fondo y de desvío del río.

La toma para abastecimiento de agua de Burgos se realiza en una torre ya construida, de la cual parte un conducto de 1,2 m. de diámetro situado en la primera mitad del túnel de desvío del río, parte que se maciza posteriormente. A partir de ese punto la conducción se desdobra en dos tuberías metálicas de 0,8 m. de diámetro que recorren la segunda mitad del túnel, salen al exterior y terminan en un cuenco amortiguador. Esta segunda mitad del túnel es visitable y sirve de acceso a la galería de fondo de la presa.

El túnel de desvío del río vertía el agua al canal de salida del desagüe de fondo, por el que se restituía el agua al río. Al tener instalada la conducción para el abastecimiento a Burgos es posible cerrar completamente el desagüe de fondo, ya que en la toma para Burgos existe un aliviadero que vierte el agua sobrante al río, y de esta forma el cuenco del desagüe de fondo se puede construir con mayor comodidad.

En la actualidad el túnel de desvío está cerrado y la presa embalsando. Las conducciones para abastecimiento a Burgos estarán terminadas en Marzo de 1988, acabándose el resto de las obras en mayo.

Características de la presa:

Cuenca y Embalse:

Superficie de la cuenca	150,00 Km ² .
Aportación media	89,00 HM ³ .
Avenida de cálculo	250,00 m ³ /s.
Volumen de embalse	72,00 Hm ³ .

Presa:

Tipo	Homogénea de tierras, con dren chimenea, dren de base y laderas y cinco drenes horizontales.
----------------	--

Cota de coronación	1.104,40
Anchura de coronación	9,40
Longitud de coronación	445,00 m.
Altura sobre cimientos	65,00 m.
Altura sobre cauce	58,00 m.
Talud aguas arriba	1/2,90
Talud aguas abajo	1/2,20 con tres bermas de cinco metros (Talud medio 1/2,6).

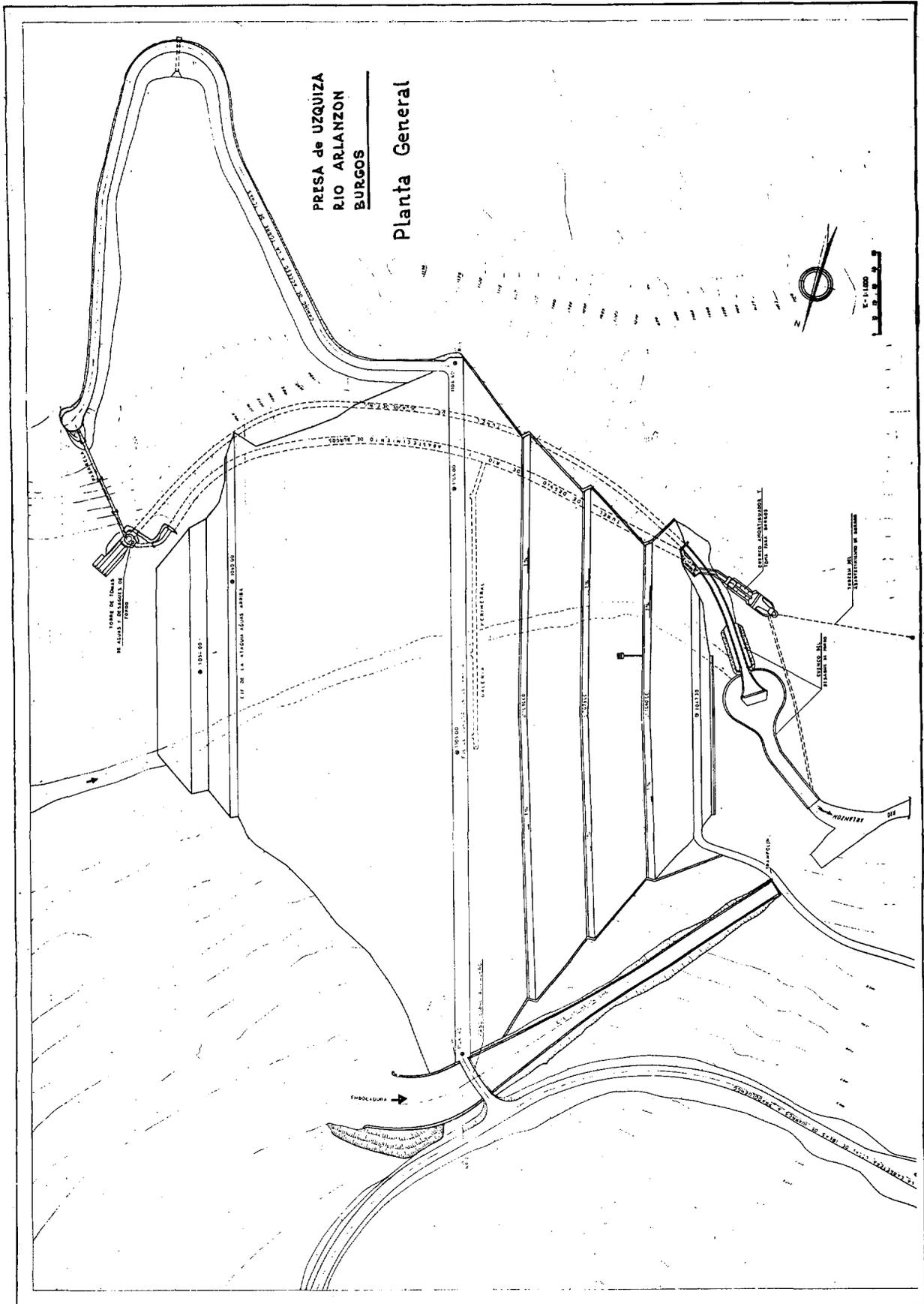
Volumen de tierras	2.200.000,00 m ³ .
Volumen filtros y drenes	300.000 m ³ .
Volumen escollera	175.000 m ³ .

Aliviaderos y Desagües:

Aliviadero	Labio fijo para 150 m ³ /s.
Desagües de fondo	En lámina libre en túnel.

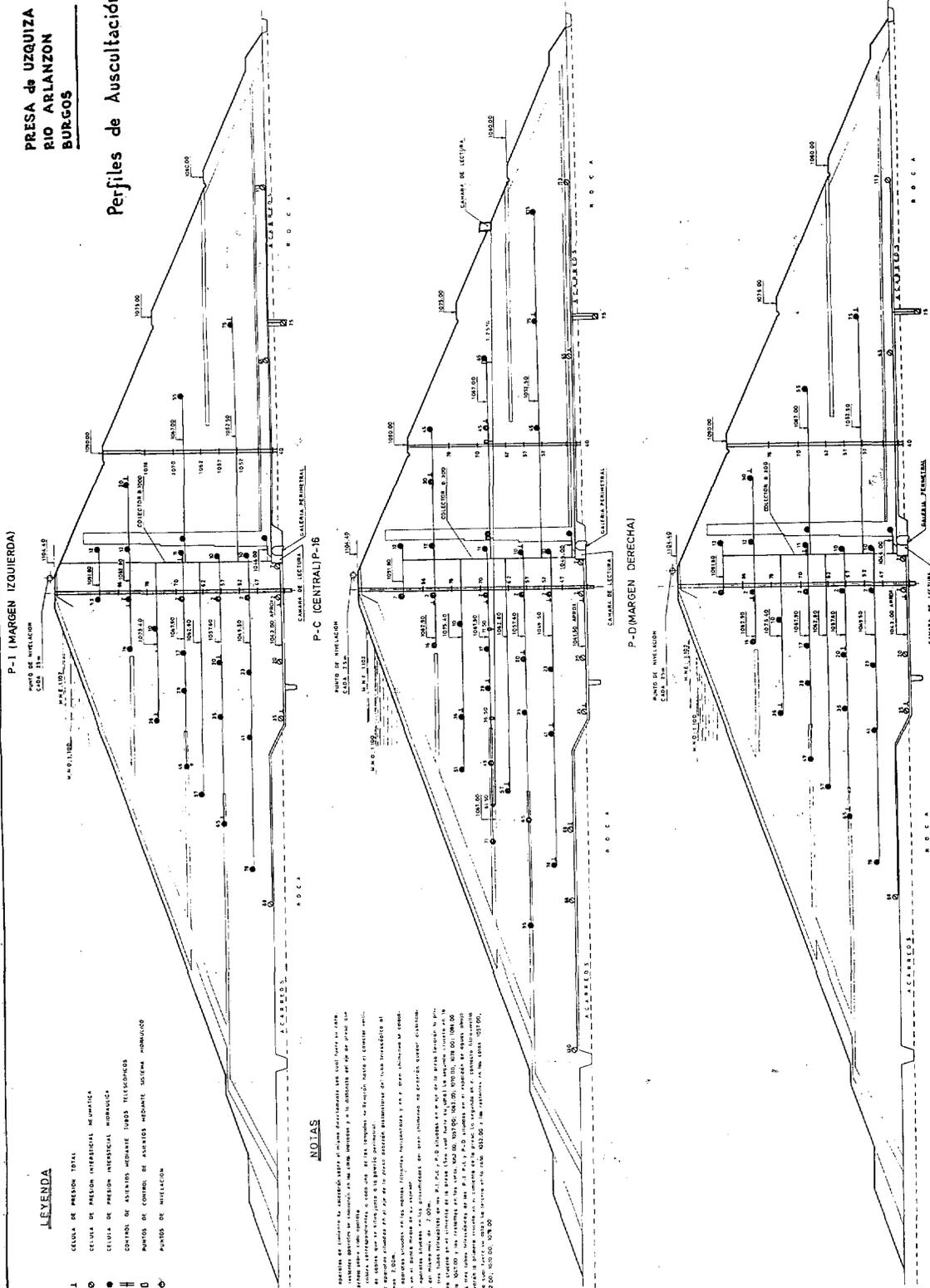
Capacidad	45,00 m ³ /s.
Tomas de abastecimiento	Tomas a tres niveles en torre. Dos tuberías de 0,8 m de diámetro, con válvulas mariposa y Howell.

Ascultación	115 Células presión intersticial. 35 Células presión total. 8 Tubos telescópicos para medición de asientos. 24 Bases de nivelación y colimación.
-----------------------	--



PRESA de UZQUIZA
RIO ARLANZON
BURGOS

Perfiles de Auscultación



LEYENDA

- 1 CENEA DE PRESION TOTAL
- 2 CENEA DE PRESION INTERSTICIAL MEDIANA
- 3 CENEA DE PRESION INTERSTICIAL INFERIOR
- 4 CENEA DE PRESION INTERSTICIAL SUPERIOR
- 5 CONTROL DE ASIENTO MEDIANTE TUBOS TELESCOPICOS
- 6 PUNTO DE CONTROL DE ASIENTOS MEDIANTE SISTEMA HORNOZADO
- 7 PUNTO DE INTELIGENCIA

NOTIAS

1. Las mediciones de asientos se realizaron sobre el terreno directamente por una torre de obra.
2. Los asientos obtenidos se corrigieron por las lentes horizontales y se eliminaron los que se produjeron por deformaciones de la torre.
3. Los asientos obtenidos se corrigieron por las lentes horizontales y se eliminaron los que se produjeron por deformaciones de la torre.
4. Los asientos obtenidos se corrigieron por las lentes horizontales y se eliminaron los que se produjeron por deformaciones de la torre.
5. Los asientos obtenidos se corrigieron por las lentes horizontales y se eliminaron los que se produjeron por deformaciones de la torre.
6. Los asientos obtenidos se corrigieron por las lentes horizontales y se eliminaron los que se produjeron por deformaciones de la torre.
7. Los asientos obtenidos se corrigieron por las lentes horizontales y se eliminaron los que se produjeron por deformaciones de la torre.

PRESA DE CANALES

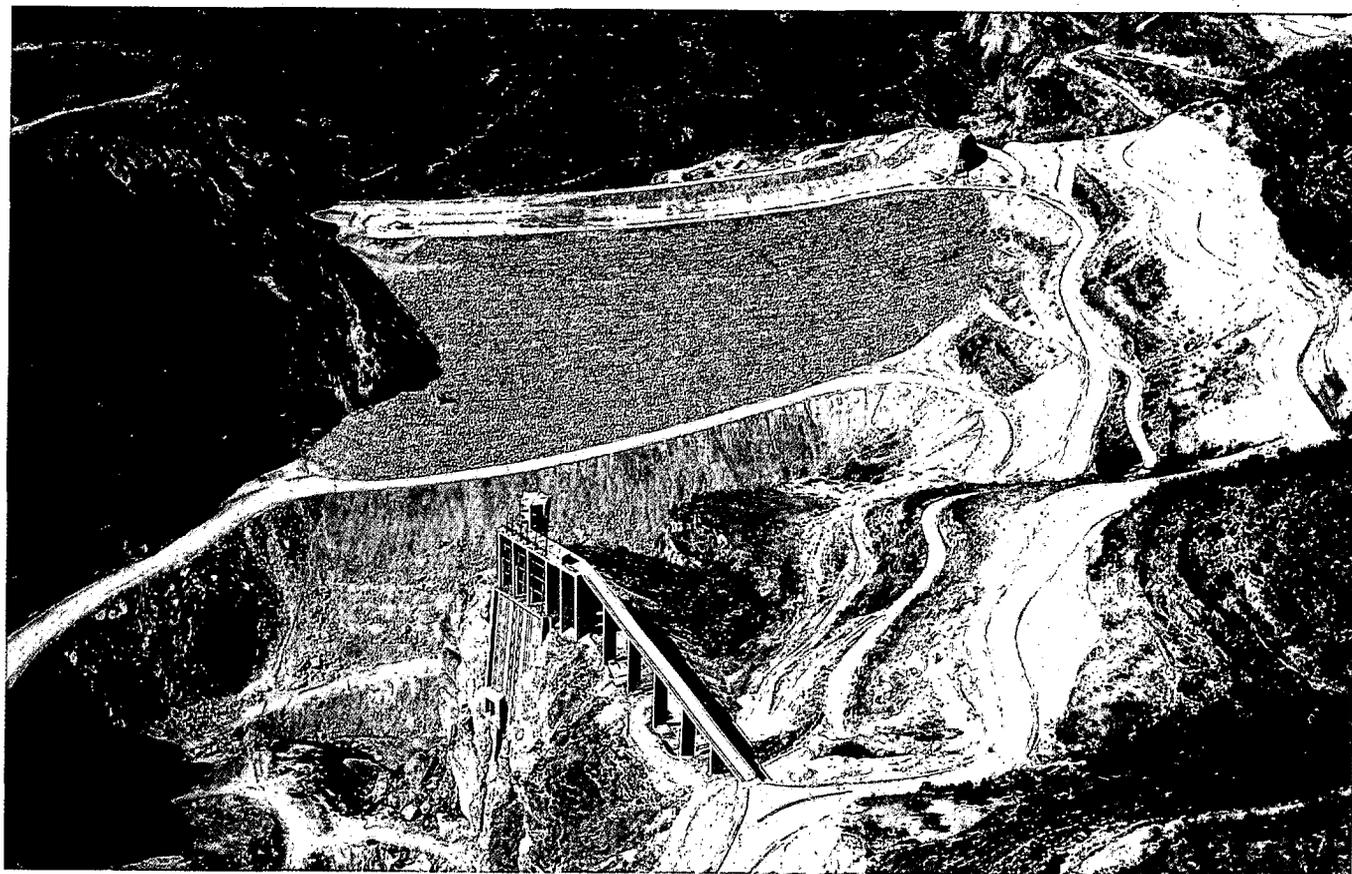
La presa de Canales, de 156 metros de altura, cuyo embalse, de 71 Hm³., garantizará el abastecimiento de aguas a la ciudad de Granada, al mismo tiempo que mejorará la dotación de los riegos de la Vega de Granada.

Su cuenca, de 173 Km²., que comprende las mayores alturas de la Península, incluye parajes de gran valor ecológico, como el valle de San Juan, limitado por las mayores alturas de la Península Ibérica, el Pico de Mulhacén y el del Veleta (3.394 m.).

Se trata de una presa de materiales sueltos, de núcleo central. Está ubicada sobre una cerrada de areniscas miocenas con fuertes pendientes, que presenta en el estribo derecho un hombro que podría hacer aumentar el peligro de fisuración del núcleo. Se han tomado medidas para evitarlo, tanto en el diseño de la presa como en su proceso constructivo y especial-

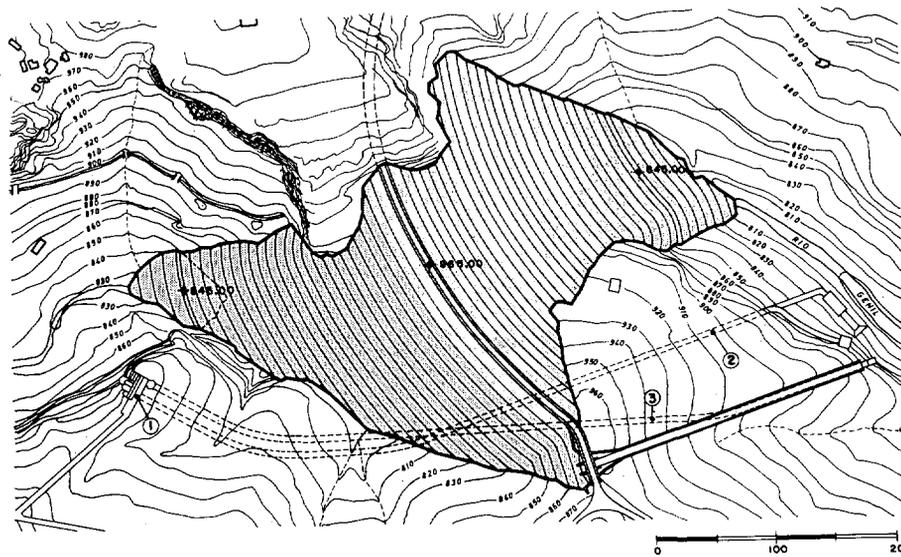
mente con una zona de filtros muy ampliamente dimensionada, procedente de unas arenas naturales, cercanas en la presa. Se estimó conveniente comprobar experimentalmente la fisurabilidad de la arcilla, in situ, como base para los estudios de fisuración que recomendaron una serie de medidas como el armado de una zona de núcleo próxima a la coronación con geomallas y la colocación de una precarga junto al estribo izquierdo para aumentar las compresiones en el núcleo en esta zona.

La presa, cuya coronación está a la cota 965,50 se ha construido en tres fases: La primera, hasta la cota 910, es decir hasta el hombro del estribo derecho, la segunda, que comprendía la construcción de la presa hasta la coronación en el centro de la presa y en su estribo izquierdo se demoró algo más de un año por dificultades administrativas. Esta segunda fase, destinada a cargar y a deformar la zona inferior de la presa antes de construir el cierre total, y la tercera, que completaba la presa.



Presa de Canales

PRESA DE CANALES

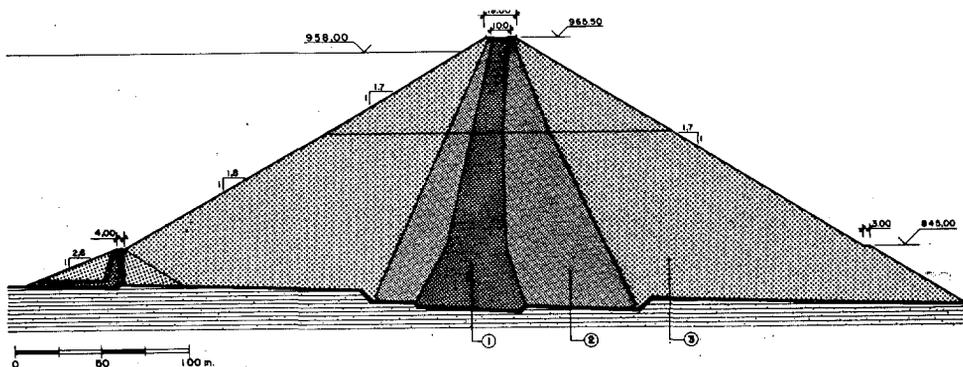


PLANTA GENERAL

- (1) MURO DE TOMA
- (2) TUNEL DE DESAGÜE DE FONDO
- (3) TUNEL DE DESVIO Y DESAGÜE DE MEDIO FONDO

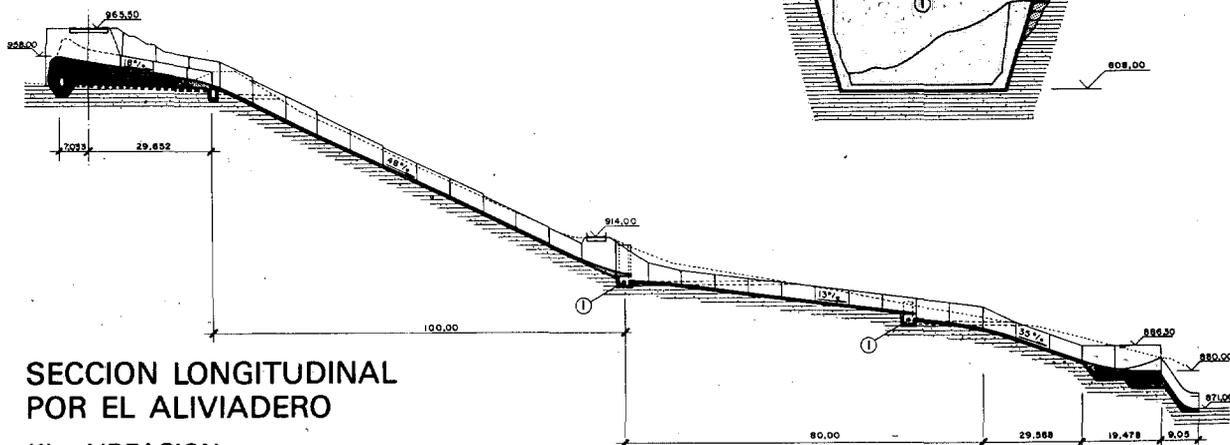
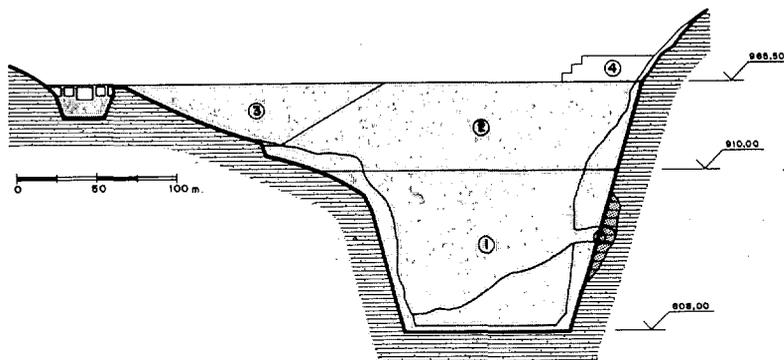
SECCION TIPO

- (1) NUCLEO IMPERMEABLE
- (2) FILTRO
- (3) ESCOLLERA



PERFIL LONGITUDINAL

- (1) PRIMERA FASE DE CONSTRUCCION
- (2) SEGUNDA FASE DE CONSTRUCCION
- (3) TERCERA FASE DE CONSTRUCCION
- (4) PRECARGA ANTIFISURACION



SECCION LONGITUDINAL POR EL ALVIADERO

- (1) AIREACION

El volumen total de excavación de la presa es de 1.200.000 m³., y el volumen de núcleo, filtros y espaldones es de 7.300.000 m³.

El desagüe de fondo y tomas de la Central hidroeléctrica está construido por dos tuberías de 1,50 m. de diámetro que están colocadas dentro de un túnel en la margen derecha. Cada una de las dos tuberías sirve de desagüe de fondo, cerrado por una Howell Bungler y las dos tuberías confluyen en el grupo de la central. Aguas arriba están cerradas por compuertas vagón.

El aliviadero, de labio fijo, está condicionado en su diseño por la proximidad aguas abajo de la ciudad de Granada. La máxima avenida prevista con período de retorno de 500 años tiene una punta de 502 m³/s. La ciudad de Granada se empezaría a inundar con una avenida de 226 m³/s. El aliviadero se ha proyectado con un vano central más bajo y relativamente estrecho, de forma que el embalse sea capaz de laminar la avenida de 500 años a la capacidad de desagüe de la ciudad. Avenidas superiores pueden ser aliviadas aprovechando los dos tramos laterales del aliviadero, de umbral más alto, y la sobreelevación correspondiente del agua en el central, de forma que en todo caso aún con una punta doble de la prevista la presa puede desaguar sin daño para sí misma y reduciendo la punta de la avenida al máximo.

PRESA DE SAN CLEMENTE

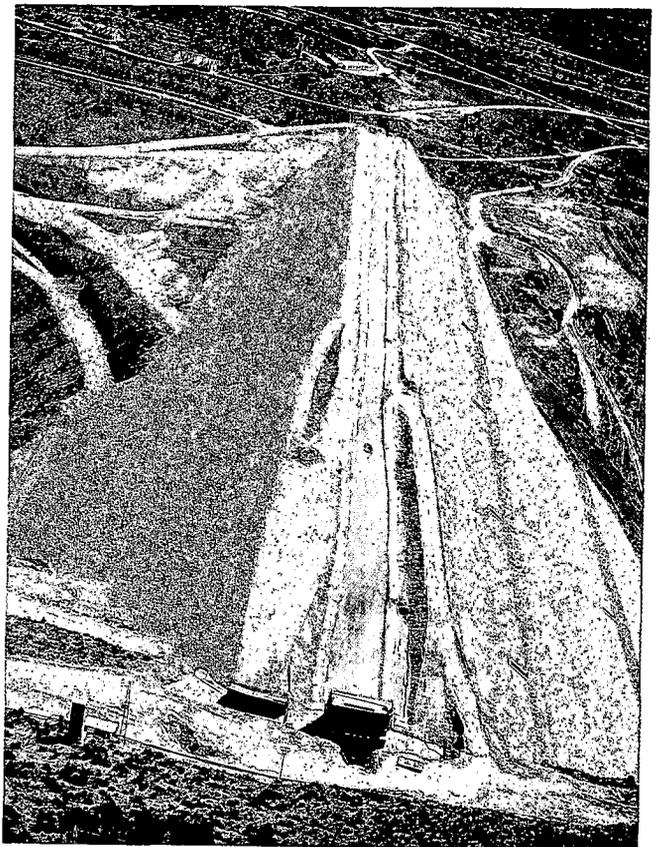
La presa de San Clemente, en el río Guadal, con sus 90 metros de altura y sus 560 metros de longitud de coronación va a crear un embalse de 120 millones de metros cúbicos en un río cuya aportación media no pasa de 68 millones.

Para llenarla se cuenta con el trasvase de otro afluente paralelo, el Castril, con 102 millones de aportación anual, que habrá que regular en la presa del Portillo, situada algo aguas arriba del pintoresco pueblo de Castril; así podrán derivarse algo más de 60 millones anuales al embalse de San Clemente, a través de un túnel de 7 kilómetros de longitud.

La presa de 85 m. de altura, está situada so-

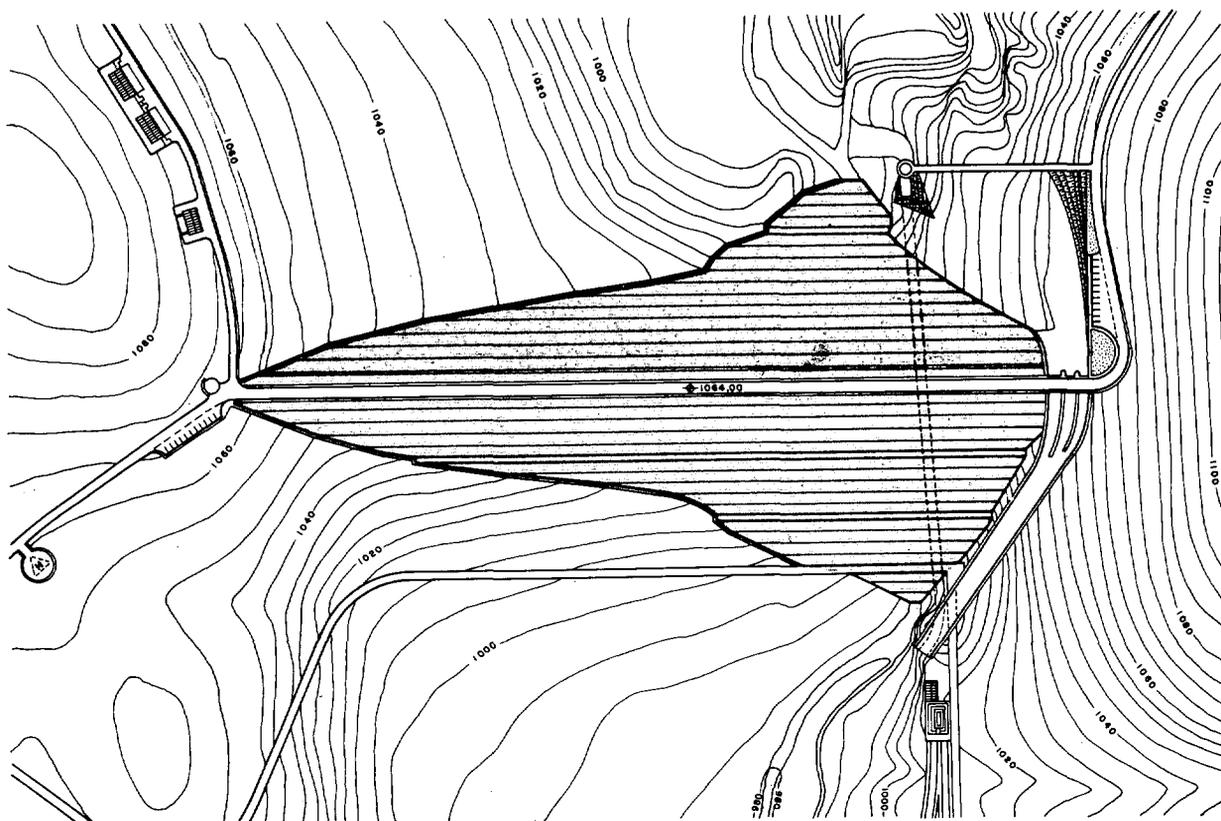
bre una cerrada de calizas, que pasan a margocalizas en todo el estribo derecho, que, a su vez, está cubierto por una formación de conglomerados de hasta 13 metros de espesor. El tipo de la presa es de materiales sueltos con un núcleo de marga arcillosa y espaldones de escollera caliza de muy buena calidad. El núcleo va protegido por filtros calizos procesados del mismo material calizo.

El aliviadero se sitúa en la margen izquierda de la presa y está constituido por tres vanos cerrados por compuertas Taintor de 8 metros de anchura por 4 metros de alto. El canal de descarga se desarrolla en las calizas con plantas curvas, evacuándose el agua por un trampolín final de lanzamiento. El caudal de cálculo del aliviadero es de 535 m³/s. que corresponde a la punta de la avenida de período de retorno de 500 años, sin tener en cuenta la laminación del embalse. El caudal máximo que admite el aliviadero con sobreelevación, agotando totalmente el resguardo de la presa, llega a 850 m³/s.

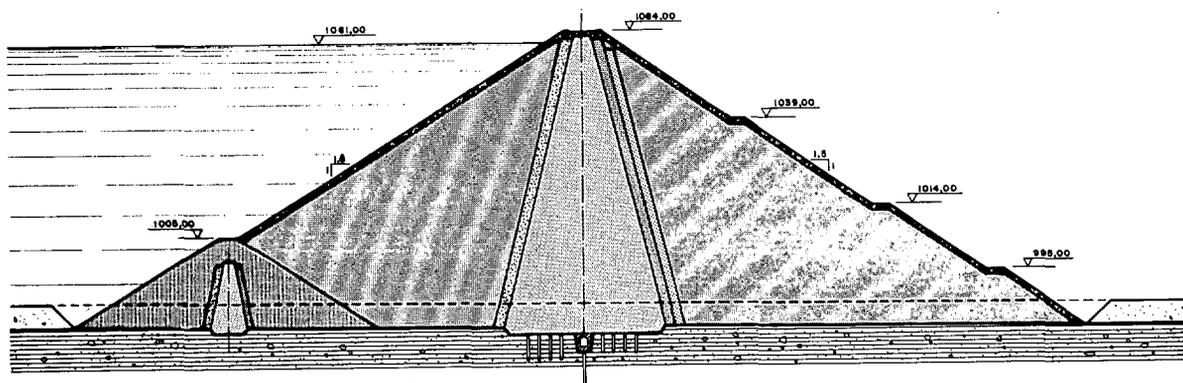


Presa de San Clemente

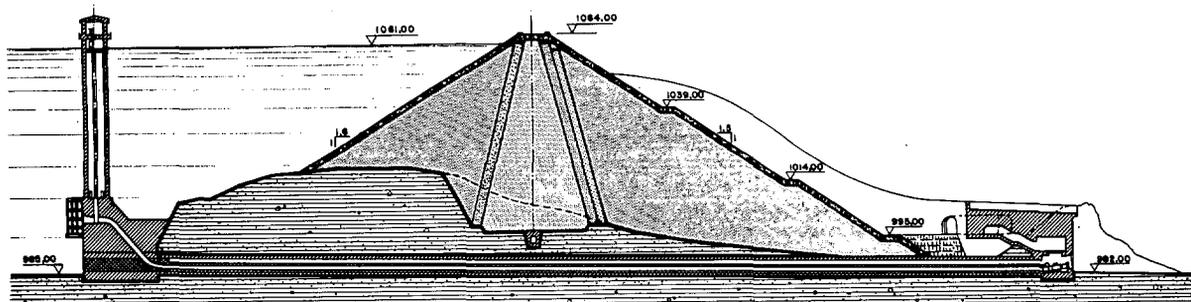
PRESA DE SAN CLEMENTE



PLANTA GENERAL



SECCION TIPO



DESAGÜES DE FONDO

Los desagües de fondo y de riego están formados por dos tuberías de 1,80 metros de diámetro alojados a lo largo del túnel que ha servido de desvío del río, y van provistos de compuertas de paramento aguas arriba, accionadas desde una torre de toma, y de válvulas de regulación aguas abajo Howell-Bunger, tanto para las tomas de riego y de la futura central hidroeléctrica de pie de presa, como para el desagüe directo al río.

Los embalses de San Clemente y Portillo, junto a los ya construidos de Negratín y la Bolería, formarán un conjunto de cuatro lagos artificiales en una zona donde en pocos kilómetros se pasa del casi desierto a un clima húmedo de montaña con buenas precipitaciones y abundante vegetación. Todo ello da a esta comarca un conjunto de valores paisajísticos, ecológicos y culturales que pueden originar una fuente de recursos, que evite su exclusiva dependencia del sector agropecuario.

PRESA DE YEGÜAS

La presa de Yegüas está situada sobre el río del mismo nombre, a cuatro kilómetros de su

confluencia con el Guadalquivir. Su tipo es de materiales sueltos, con núcleo central impermeable, de arcillas. Los espaldones son de escollera de pizarra, con un material de transición entre esta y el núcleo extraído de un conglomerado, muy abundante en las proximidades de la presa.

El río Yegüas, de unos 80 kms., de longitud, es uno de los pocos cauces que aún se hallan vírgenes en la cuenca del río Guadalquivir. No existen asentamientos urbanos ni industriales en sus márgenes, con lo que no se aprovechan sus aguas ni se contaminan. Al mismo tiempo no existen medidas de caudales ni de avenidas, ni de calidad de aguas, ni de arrastres de materiales, ni de erosiones. Tan solo existe desde hace unos cinco años una estación de aforos, 2 kms., aguas arriba de la presa.

La altura de la presa sobre cimientos es de 87 metros con una longitud de coronación de 700 m., con planta curva y el volumen de embalse de 224 millones de metros cúbicos, que se destinará a la regulación general de la cuenca.

El régimen de avenidas del río puede calificarse de torrencial, encontrándose seco unos



Presa de Yegüas

cuatro o cinco meses al año y dando caudales de avenidas de 400 a 500 m³/s., casi anualmente en el invierno. Esto, unido a la poca fiabilidad de los datos disponibles, ha hecho dar una gran importancia al estudio del aliviadero.

Se ha proyectado y construido un aliviadero lateral con una zona de vertedero, mixto de labio fijo y compuertas, y un canal de descarga perfectamente diferenciados por una sección de control, situada en la transición entre ambos. El vertedero está formado por un labio fijo de 77 m. de largo, dividido en 13 vanos de 5 m. por tajamares de 1 m., que permiten la aireación de la lámina. La zona de compuertas se coloca frontalmente con dos vanos de 6 x 6,50 m. Este aliviadero permite desaguar los 830 m³/s. a que queda reducido, por laminación, la punta de 1.350 m³/s. de la avenida correspondiente al período de retorno de 500 años, incluso con las dos compuertas cerradas. El adecuado manejo de las compuertas permitirá mejorar esta laminación. La capacidad máxima del aliviadero de 1.000 m³/s. permitirá desaguar el cadual punta de la avenida de 100 años sin laminación.

Los desagües están situados en el túnel de desvío: dos desagües de 1,25 x 1,50 m. están equipados con compuertas de seguridad tipo Bureau y compuertas Taintor de regulación y tienen capacidad para 63 m³/s. cada uno de ellos. Dos tomas de 1,00 x 1,25 m., equipadas con compuertas Bureau, tienen una capacidad total máxima de desagüe de 58 m³/s.

Características Técnicas del Proyecto

1.1. Características de la Cuenca

Río	Yegüas.
Afluente del	Guadalquivir
Superficie aportadora	790 km ²
Precipitación media	670 mm.
Aportación media	132 Hm ³
Coefficiente de esco-	
rrerentía	0,25
Máxima avenida	1.380 m ³ /seg.

1.2. Características del Embalse

Cota del lecho del río	172,50
Cota máximo embalse	
normal	248,50
Superficie	948,4 Ha.

Volumen	228,7 Hm ³
Embalse muerto	5,9 Hm ³
Aportación reguiada	107,0 Hm ³
Relación volumen	
emb./regulado	2,1

1.3. Presa

Cota de cimientos	166,50
Cota de coronación	253,50
Altura máxima sobre	
cimientos	87,00
Altura máxima sobre lecho	
del río	81,00
Tipo	Materiales sueltos, planta curva.
Longitud de coronación ..	687,31 m.
Ancho	13,50 m.
Calzada	10,00 m.
Aceras	2 x 1,50 m.
Volumen excavación	372.929,64 m ³ .
Volumen material	
impermeable	432.086,97 m ³ .
Volumen material	
semipermeable	1.158.941,23 m ³ .
Volumen escollera	1.280.146,59 m ³ .
Volumen material filtrante .	157.577,68 m ³ .
Volumen material drenante	76.368,46 m ³ .
Longitud galería	399,00 ml.

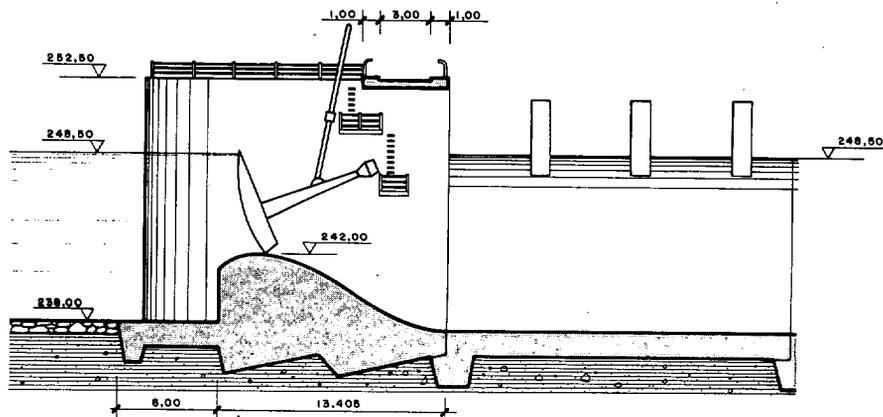
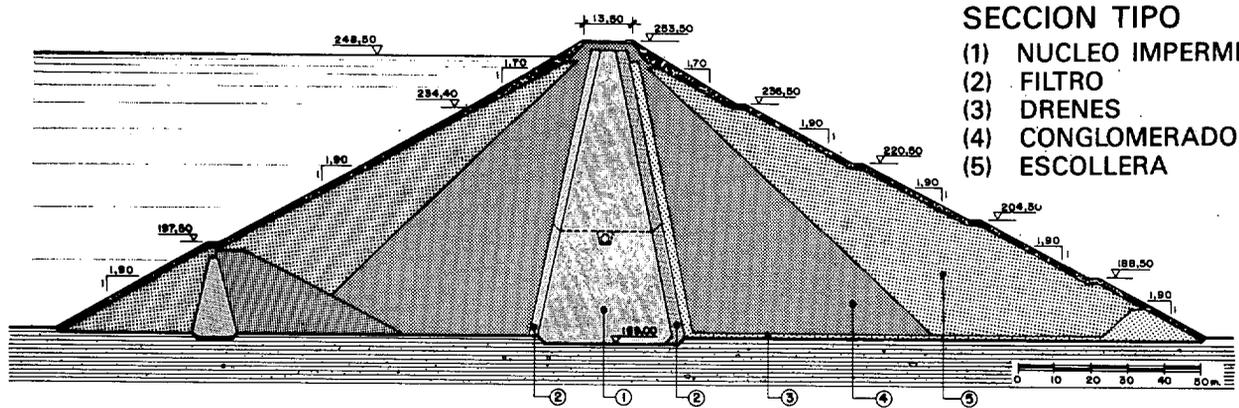
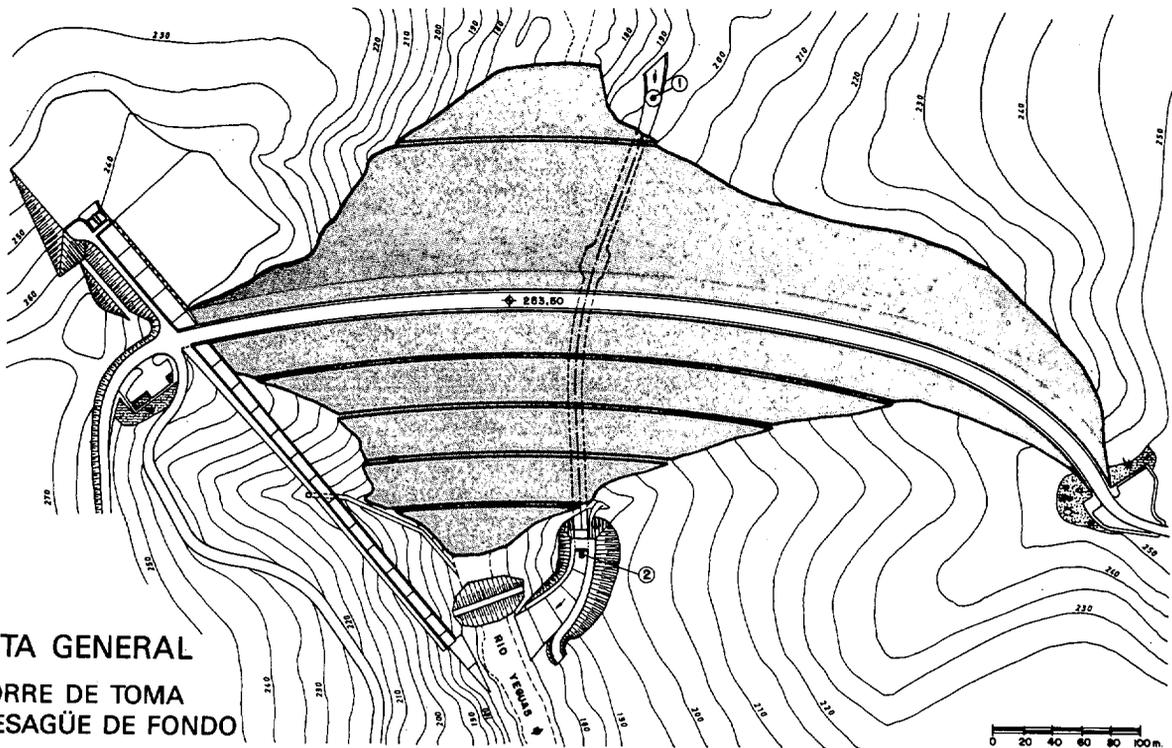
1.4. Aliviadero

Tipo	Mixto
Long. vertedero labio fijo .	70,00 m.
Longitud vertero	
compuertas	12,00
Tipo compuertas	TAINTOR
Lámina vertiente vert. labio	
fijo	2,00
Lámina vertiente vert.	
compuertas	8,50
Caudal máximo (M.E.O.) ..	378 m ³ /seg.
Caudal máximo (M.E.E.) ..	505 x 400 m ³ /seg.
Long. canal de transición .	58,15 m.
Longitud canal de	
descarga	222,945 m.
Trampolín	Salto de esquí con curva de volteo.

1.5. Desagües

Situación	En túnel de desvío.
Número de desagües de	
fondo	2
Dimensiones	1,25 x 1,50
Cierres	Buerau + Taintor
Capacidad máxima	2 x ó 3 m ³ /seg.
Número de tomas	2
Dimensiones	1,00 x 1,25
Cierre	Bureau
Capacidad máxima (desa-	
güe al río)	2 x 28,8 m ³ /seg.

PRESA DE YEGUAS



1.6. *Electrificación*

Enganche	Villa del río.
Tensión	20/25 KV.
Longitud	10.192,11 m.
Transformación	2 x 250 KVA.

1.7. *Edificación*

Casa de Administración ..	1
Viviendas de Técnicos ...	4
Laboratorio	1

1.8. *Caminos*

Acceso a coronación M.D.	2.043,67 m.
Acceso a coronación M.I.	2.270,33 m.
Acceso a pie de presa M.D.	717,59 m.
Acceso a pie de presa M.I.	964,20 m.
Acceso a zona de viviendas	465,50 m.
Acceso a centro de transf.	167,02 m.

1.9. *Factores económicos*

Porcentaje sobre total Presa-	
Despeje y desbroce	0,64 %
Excavación	6,57 %
Material impermeable	7,91 %
Material semipermeable ...	21,23 %
Escollera	29,65 %
Escollera filtrante	4,80 %
Escollera drenante	2,33 %
TOTAL PRESA	73,12 %
Galería perimetral	1,09 %
Tomas y desagües	3,02 %
Aliviadero	10,17 %
Inyecciones y drenajes...	1,16 %
Apoyo del núcleo	0,29 %
Coronación	1,25 %
Auscultación	0,80 %
Iluminación	0,27 %
Caminos y puentes sobre río	
Yegüas	5,81 %
Edificac. y urbanización ..	1,45 %
Línea eléc. y electrificación	1,33 %
Línea telefónica	0,07 %
Equipo laboratorio	0,17 %
TOTAL	100,00 %



Presa de Zahara

La cuenca del Guadalete, hasta la presa, tiene una superficie de 129 km²., con una aportación media de 72 Hm³. anuales, a los que pueden sumarse, y así está previsto en el futuro, 17 Hm³ más, procedentes del trasvase de un arroyo afluente al Guadalete aguas abajo de la presa.

El embalse, con una capacidad de 212 Hm³., podrá emplearse para el riego de unas 7.400 Ha. en la Zona Regable de Villamartín, aguas abajo de Algodonales.

La presa es de escollera con núcleo central, con planta recta. Tiene una altura sobre cimientos de 82 metros y una longitud de coronación de 500 metros. El volumen total de la presa será de casi dos millones de metros cúbicos.

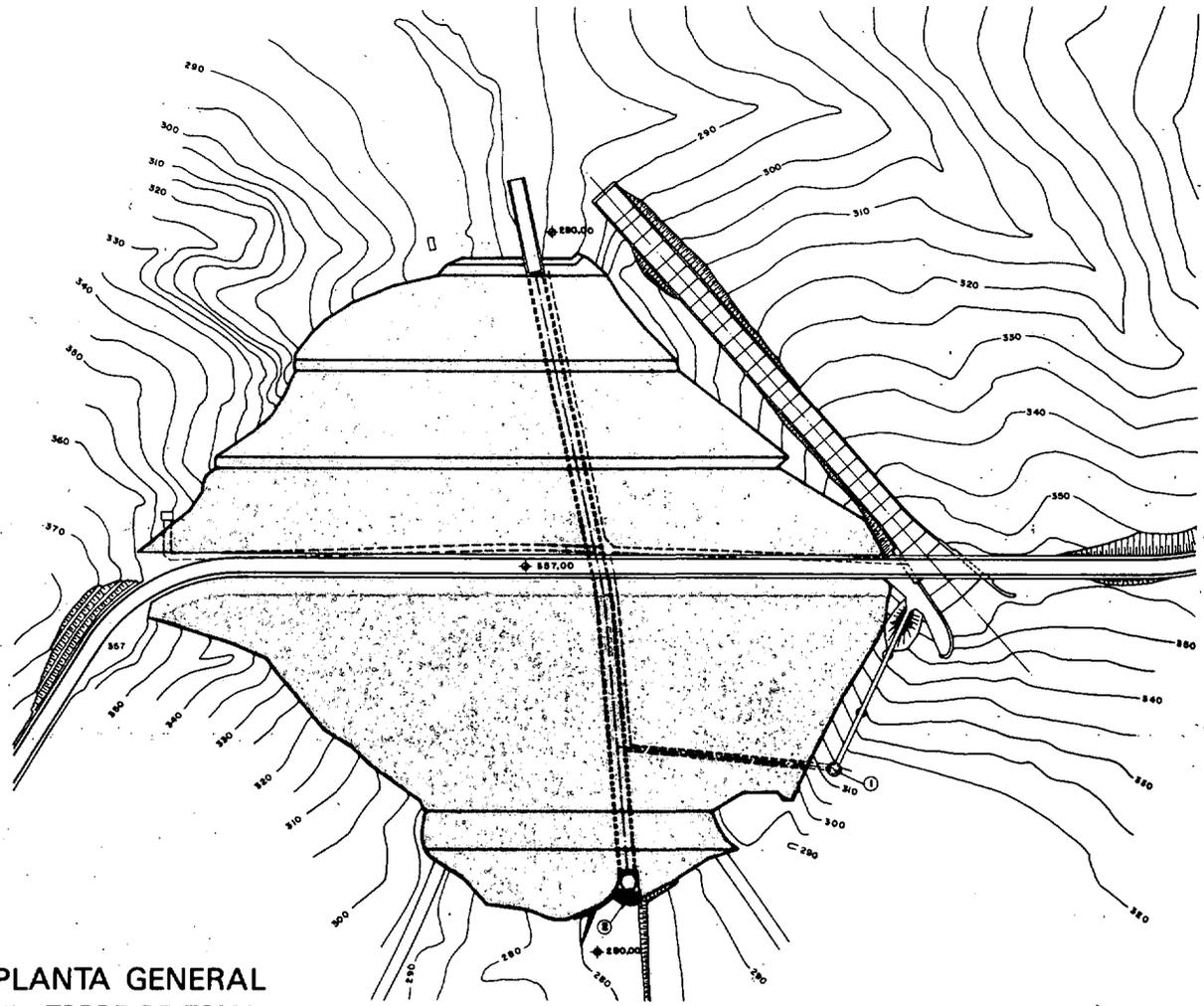
El aliviadero, de superficie, estará situado en la margen derecha. Es de labio con una capacidad de desagüe de 515 m³/s. cuya energía se destruye mediante un trampolín de lanzamiento. Está previsto, mediante este aliviadero, laminar con el embalse la máxima avenida de 1.100 m³/s.

El desagüe de fondo lo constituyen dos tuberías de 1.200 mm. de diámetro situadas en galerías visitables, de sección de herradura de 6,50 m. de diámetro, bajo el cuerpo de la presa. Una toma intermedia del mismo diámetro

PRESA DE ZAHARA-EL GASTOR

El embalse de Zahara-El Gastor se formará sobre el río Guadalete, que nace en la Sierra de Grazalma, abrupta formación jurásica que, por formar una primera barrera a los vientos lluviosos del suroeste, da lugar a una elevada pluviometría, cuyo valor medio anual en la cuenca del embalse es de 1.380 mm.

PRESA DE ZAHARA-EL-CASTOR



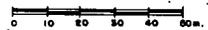
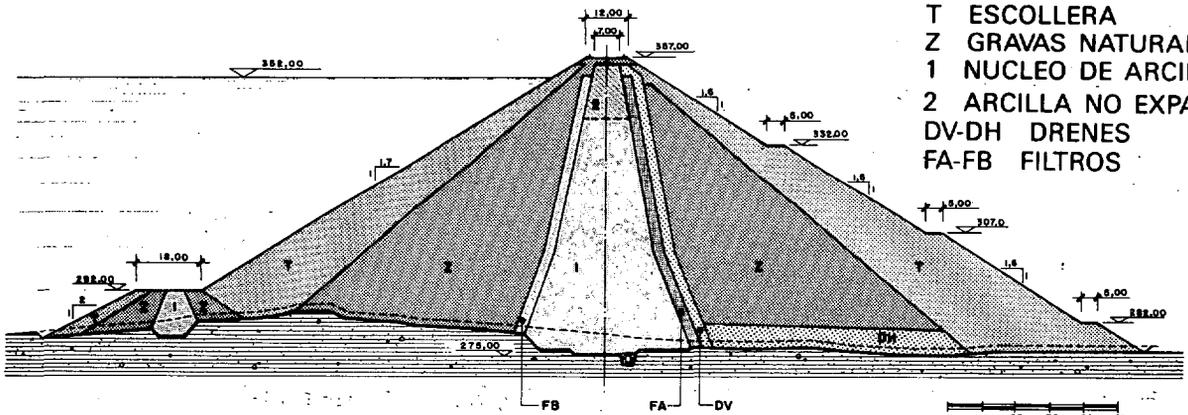
PLANTA GENERAL

- (1) TORRE DE TOMA
- (2) DESAGÜE DE FONDO



SECCION TIPO

- T ESCOLLERA
- Z GRAVAS NATURALES
- 1 NUCLEO DE ARCILLA
- 2 ARCILLA NO EXPANSIVA
- DV-DH DRENES
- FA-FB FILTROS



que los desagües, parte de una torre de toma de sección circular, con compuertas de paramento a dos niveles distintos.

Durante la ejecución de las obras, se ha desmontado un puente, que, aunque no catalogado, parece ser romano, para su reconstrucción en la margen izquierda del embalse.

Las características principales son las siguientes:

Cuerpo de presa:

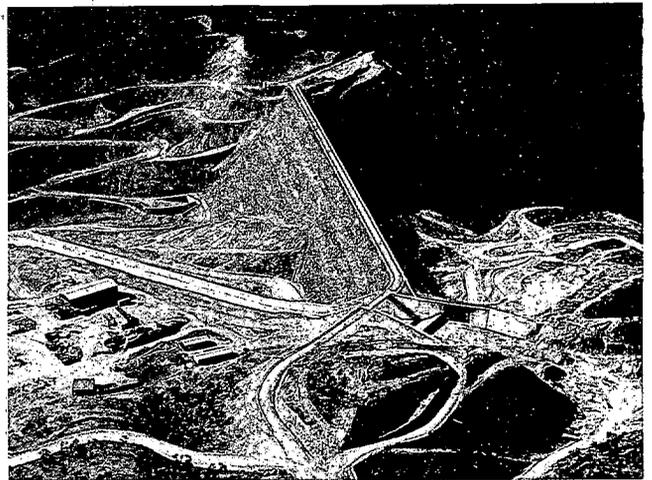
Cota de coronación	357 m.
Cota de cimientos	275 m.
Altura sobre cimientos	82 m.
Planta	Recta
Longitud de coronación	500 m.
Anchura de la coronación	12 m.
Talud de aguas arriba	1,7:1
Talud de aguas abajo	1,6:1
Volumen de arcilla	340.000 m ³
Volumen de acarreo	827.000 m ³
Volumen de escollera	629.000 m ³
Volumen de los filtros	89.000 m ³
Volumen del dren vertical	48.000 m ³
Volumen total del cuerpo de presa	1.933.000 m ³

Aliviadero:

Situación	Margen dcha.
Tipo	Vertedero sin compuertas, con trampolín de lanzamiento.
Cota del labio de embocadura ..	351,50
Anchura canal de descarga	12,00 m.
Capacidad máxima de desagüe ..	515,00 m ³ /seg.
Volumen de hormigón	12.000,00 m ³

PRESA DE ZUFRE

El embalse de Zufre, de 168 Hm³, de capacidad está destinado a complementar el abastecimiento de aguas a la ciudad de Sevilla y a los pueblos asociados a este abastecimiento. La presa, escollera con núcleo impermeable tiene una altura de 70 metros y una longitud de coronación de 467 metros. Es muy interesante porque el núcleo impermeable está constituido por su suelo residual (un limo arenoso procedente de roca tonalita muy alterada) de plasticidad casi nula. Su densidad seca media es de 1,95 T/m³, la humedad media de compactación es del 12 por 100, el índice medio de plasticidad de 4 por 100 y el porcentaje medio de



Presa de Zufre

finos del 25 por 100. Los espaldones son de pórfido y los filtros de un material aluvial de arenas con gravas.

El aliviadero, situado en la margen izquierda, es de labio fijo de 35 metros de longitud con capacidad de cálculo de 580 m³/s., que corresponde a la avenida de 500 años con el embalse lleno y su capacidad máxima es de 850 m³/s. Vierte al río mediante un trampolín final con fuerte curvatura para alinear la dirección de sus aguas con la del río.

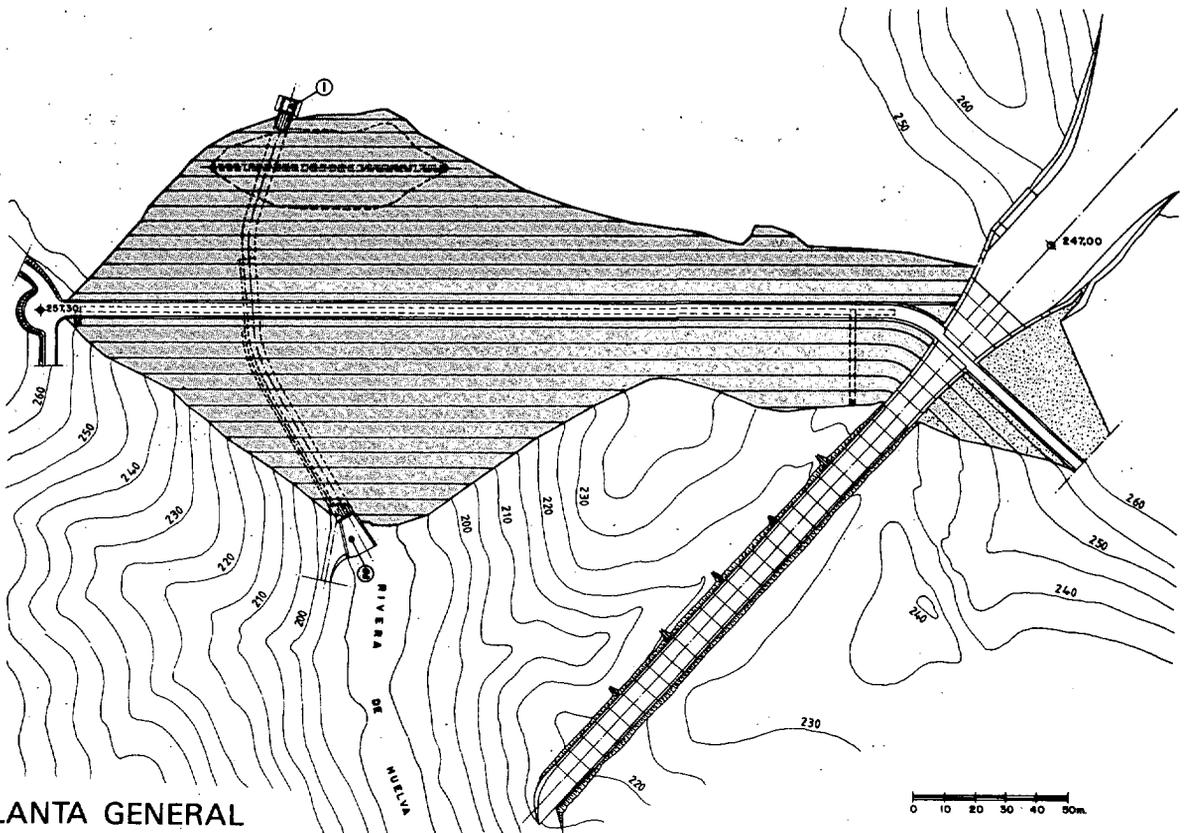
Para la construcción de la presa, se realizó un falso túnel de desvío de 6 metros de diámetro por el pie de la margen derecha. En este túnel se ha situado el desagüe de fondo constituido por dos tuberías de 1,20 m. de diámetro cerrado por cuatro compuertas de seguridad tipo Bureau (dos por conducto) y dos válvulas de chorro hueco para la regulación aguas abajo.

PRESA DE COLOMERA

Esta presa de Colomera, próxima a terminarse, completa la dotación de riegos de la antigua Vega de Granada, junto a las ya existentes de Cubillas y Quéntar. Está situada sobre el río del mismo nombre y su construcción creará un embalse de 42 Hm³.

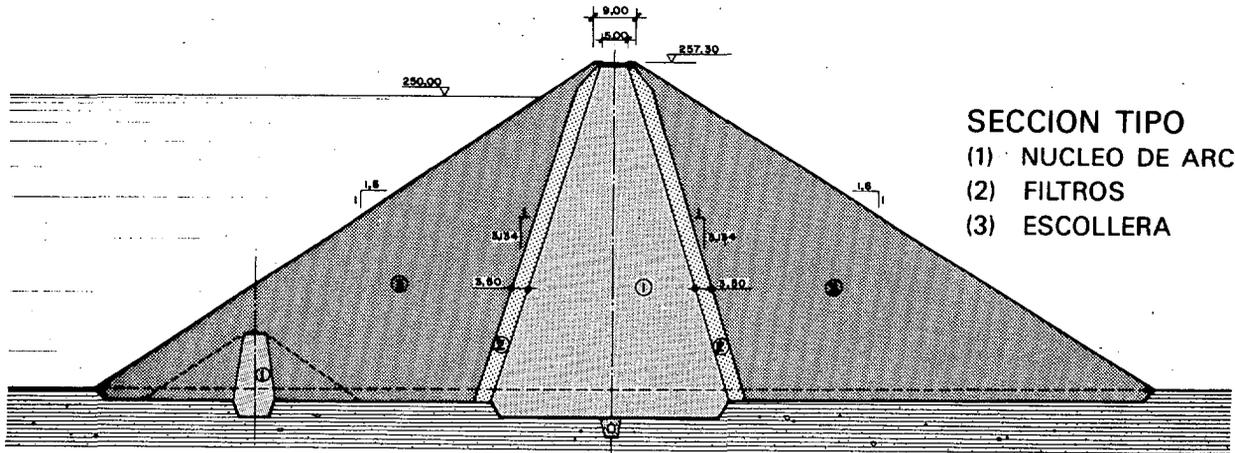
La presa, de 62 m. de altura y 350 m. de longitud de coronación, es de materiales sueltos, con núcleo central impermeable margo-arcilloso y espaldones de escollera caliza.

PRESA DE ZUFRE



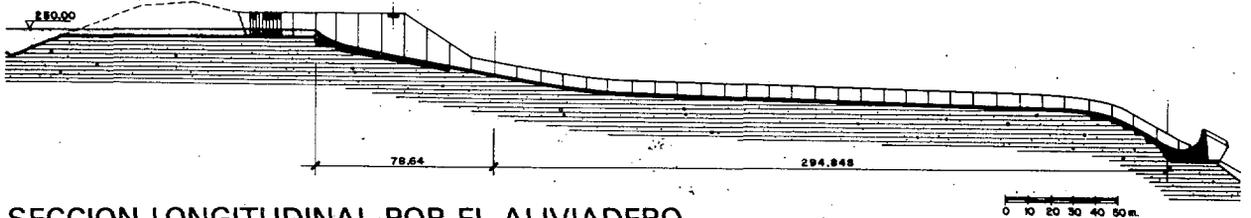
PLANTA GENERAL

- (1) TOMA
- (2) DESAGÜE DE FONDO



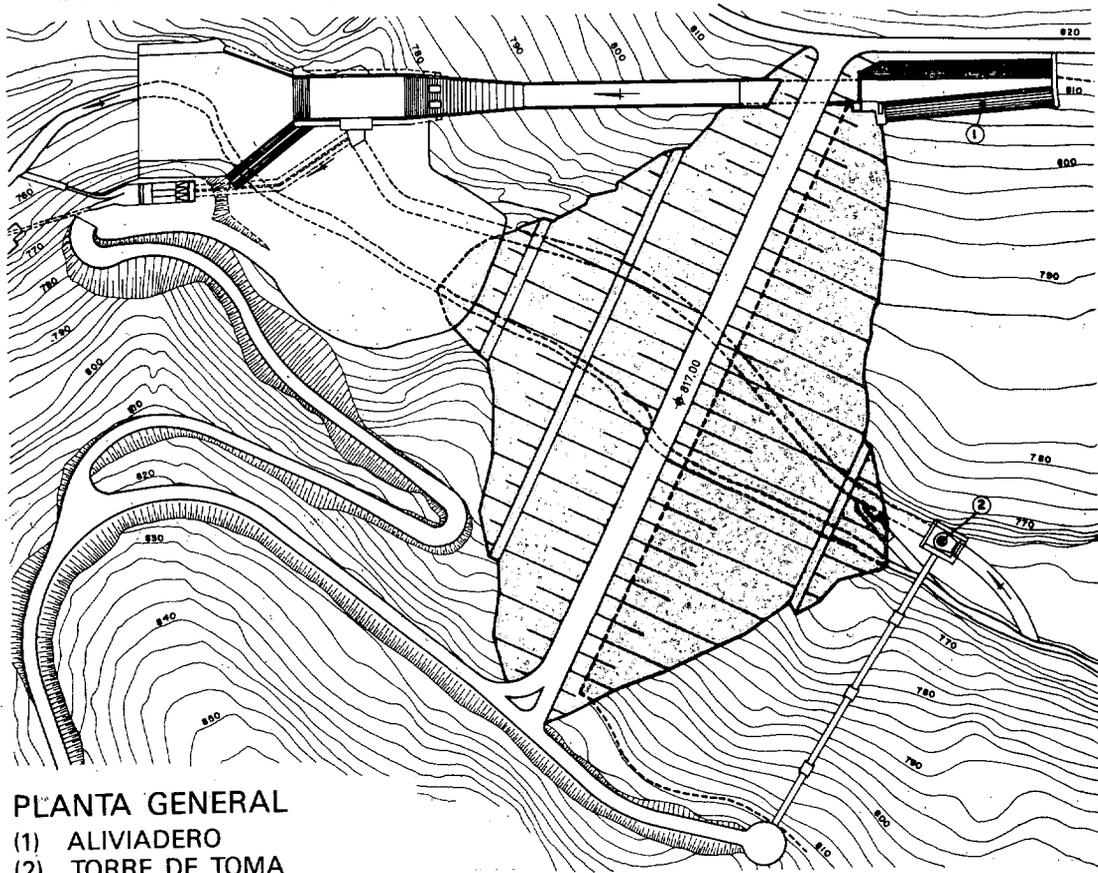
SECCION TIPO

- (1) NUCLEO DE ARCILLA
- (2) FILTROS
- (3) ESCOLLERA

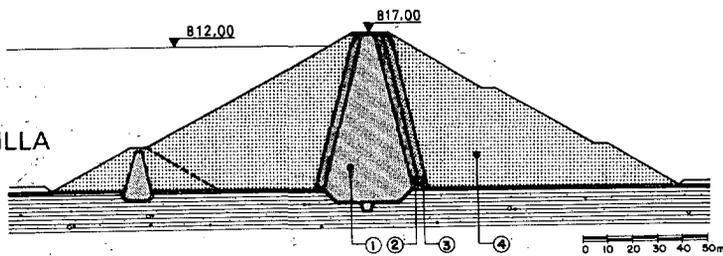


SECCION LONGITUDINAL POR EL ALIVIADERO

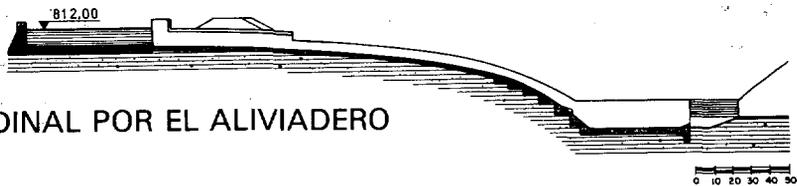
PRESA DE COLOMERA



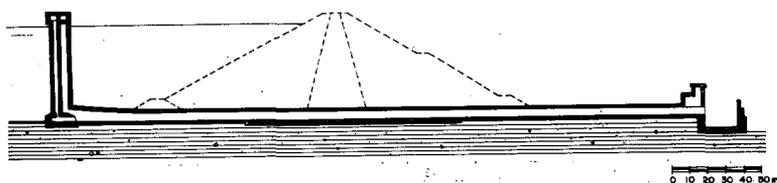
PLANTA GENERAL
 (1) ALIVIADERO
 (2) TORRE DE TOMA



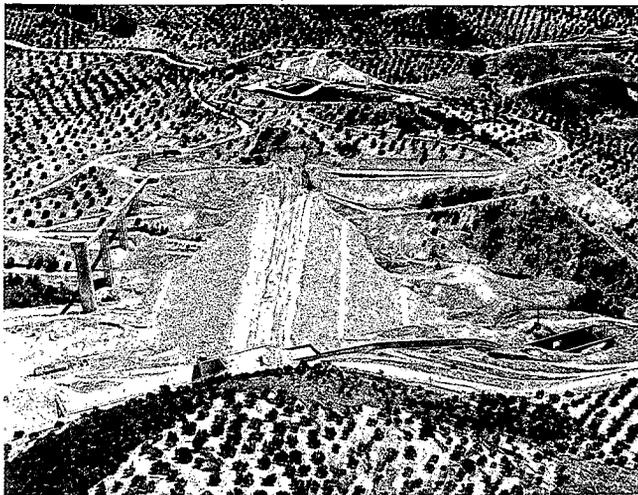
SECCION TIPO
 (1) NUCLEO DE ARCILLA
 (2) FILTRO
 (3) DREN
 (4) ESCOLLERA



SECCION LONGITUDINAL POR EL ALIVIADERO



TORRE DE TOMA Y DESAGÜE DE FONDO



Presa de Colomera.

En la cantera para extracción de los materiales del núcleo, situada dentro de lo que después será el embalse, se ha producido un importante corrimiento de tierras. Se ha estudiado su estabilización que ha de ser previa, naturalmente, al llenado del embalse.

El aliviadero de labio fijo de 80 m. de longitud es lateral y tiene capacidad para 550 m³/s. que corresponde a la punta de la máxima avenida para período de retorno de 500 años, sin tener en cuenta el efecto de la laminación del embalse.

Para la construcción de la presa, se ha desviado el río por un falso túnel que se aprovecha después para llevar las tuberías de toma y desagüe de fondo. Dos tuberías de 1,25 m. de diámetro sirven principalmente para los desagües de fondo mientras que una tercera tubería de 1,10 m. está destinada exclusivamente para tomas de riego; las tuberías de desagüe de fondo pueden también usarse si es necesario como tomas. Las tres conducciones van cerradas aguas arriba por compuertas vagón de paramento y compuertas tipo Bureau y aguas abajo por válvula Howell-Bunger.

PRESA DE SAN RAFAEL DE NAVALLANA

El embalse de San Rafael de Navallana, de 157 Hm³., se está construyendo sobre el río Guadalmellato, ya muy cerca de su confluencia con el río Guadalquivir, y aguas abajo de la presa

del Guadalmellato para su explotación conjunta con este embalse para el regadío de 8.000 Ha. en la zona regable del mismo nombre y para el abastecimiento de la ciudad de Córdoba.

La presa es una estructura de escollera con núcleo central de arcilla, de 57 metros de altura y una longitud de coronación de 364 metros. ha sido necesario resolver una serie de problemas para proteger el estribo izquierdo, que se apoya en arenas miocenas, mediante excavaciones de estabilización, sustituciones locales, losas armadas de apoyo y protecciones de filtros, impermeabilizaciones y drenajes.

Se ha prestado una especial atención al aliviadero que es doble: un aliviadero es lateral de labio fijo con una longitud total de vertedero de 186 metros y una lámina vertiente de 1,25 m. con capacidad para 634 m³/s.; el segundo está dotado con tres compuertas de sector, de 15 m. de anchura por 5,25 m. de altura y su capacidad es de 1.157 m³/s. El caudal punta de la avenida prevista para período de retorno de 500 años es de 1985 m³/s. ampliamente cubierto por ambos, teniendo en cuenta la capacidad de laminación del embalse.

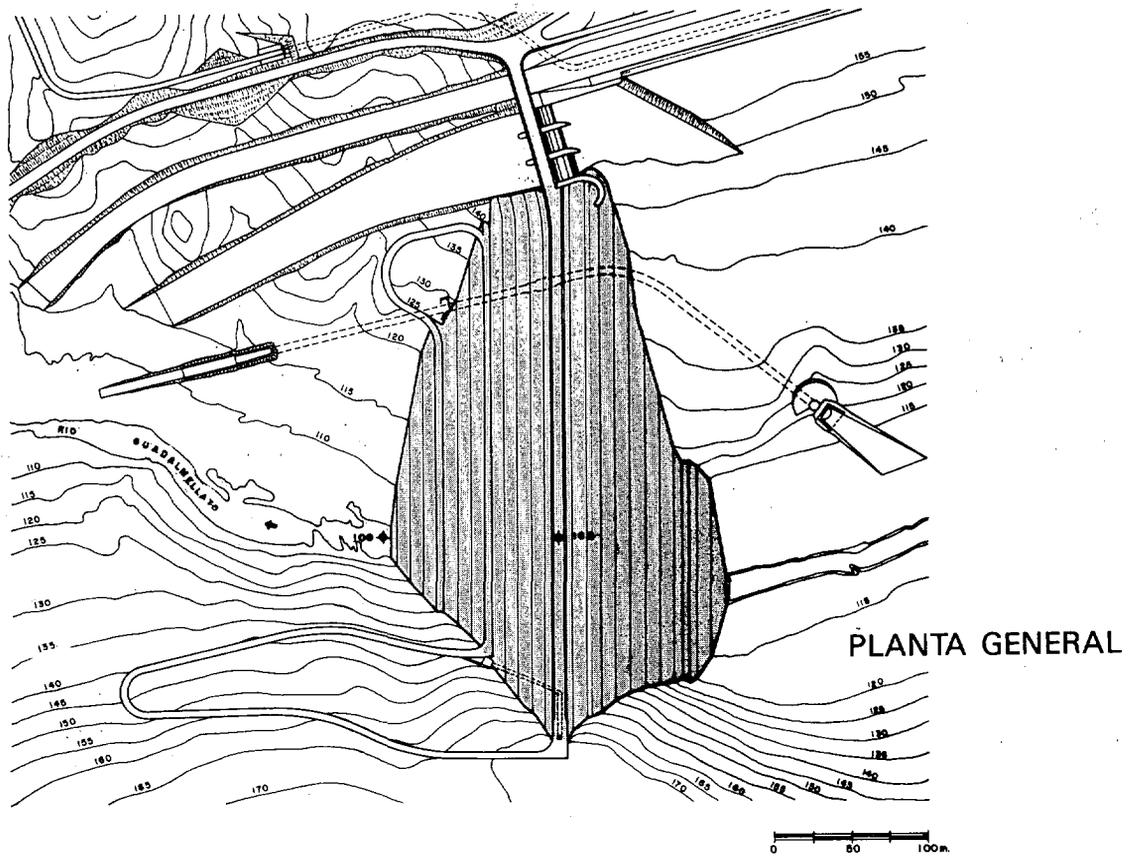
El desagüe de fondo aprovecha la galería construida para desvío del río, donde se ha colocado un tapón en el que se sitúan dos conducciones rectangulares de 1,25 x 1,50 m. cerrados por dos compuertas deslizantes en cada conducto.

El desagüe de explotación está constituido por dos tuberías de 1,25 m. de diámetro que



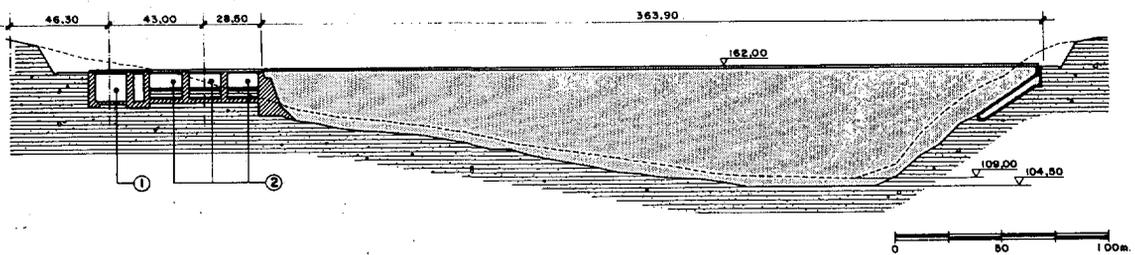
Presa de San Rafael de Navallana

PRESA DE SAN RAFAEL DE NAVALLANA



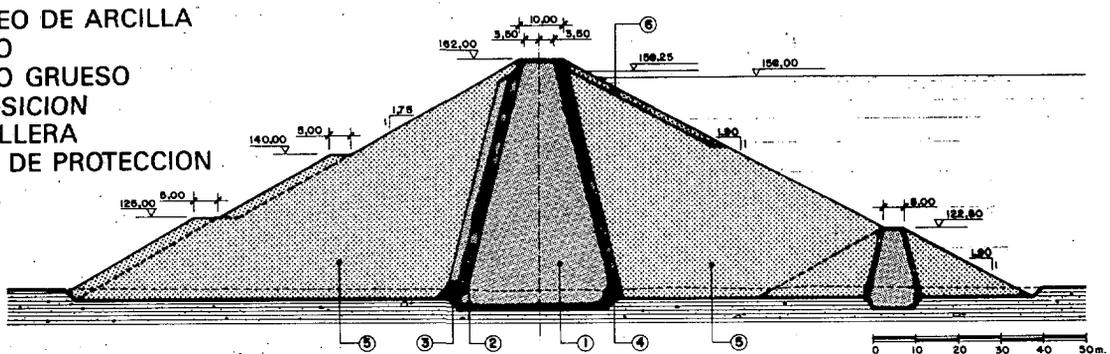
ALZADO DE LA PRESA

- (1) ALIVIADERO DE LA PRESA
- (2) ALIVIADERO CON COMPUERTAS



SECCION TIPO

- (1) NUCLEO DE ARCILLA
- (2) FILTRO
- (3) FILTRO GRUESO
- (4) TRANSICION
- (5) ESCOLLERA
- (6) CAPA DE PROTECCION



parten de una torre de toma con acceso directo y que están controladas por válvulas Howel-Bunger. El caudal previsto para este desagüe es de 10 m³/s.

Las características fundamentales del embalse son:

Superficie de la cuenca en el punto de cierre.	1.278,00 Km ²
Aportación media anual ...	167,00 Hm ³ /s.
Caudal medio	5,30 m ³ /s.
Volumen avenida 500 años ...	524,00 Hm ³ /s.
Caudal avenida 500 años ...	1.985,00 m ³ /s.
Caudal avenida 50 años ...	1.335,00 m ³ /s.
Cota máximo nivel normal ...	158,00
Cota máximo nivel avenida ...	159,25
Capacidad embalse muerto ...	72,00 Hm ³
Capacidad útil embalse ...	85,00 Hm ³
Volumen anual regulado garantía 0.9	70,00 Hm ³

Las características fundamentales de la presa son:

Altura máxima sobre cauce	53,00 m.
Altura máxima sobre cimentación núcleo	57,50 m.
Longitud coronación	363,90 m.
Anchura coronación	10,00 m.
Anchura coronación núcleo	7,00 m.
Cota coronación presa	162,00
Cota coronación núcleo	161,60
Altura resguardo (elemento impermeable)	2,35
Talud aguas arriba	1,90:1
Talud aguas abajo	1,75:1
Taludes núcleo	1,00:4
Volumen escollera	879.973,00 m ³
Volumen arcilla núcleo	268.831,00 m ³
Volumen filtros	99.565,00 m ³
Volumen total	1.247.774,00 m ³

Doble aliviadero con canales independientes.

Ensayo en modelo reducido:

Aliviadero de labio fijo

Tipo	Lateral.
Caudal máximo	634,00 m ³ /s.
Cota del labio de vertido	158,00
Altura máxima de lámina vertiente	1,25 m.
Longitud total de vertedero	186,00 m.
Longitud total del canal	628,76 m.

PRESA DE BEJAR

La presa es de escollera con pantalla de hormigón con una altura de 73,00 m. taludes 1,3/1 en ambos paramentos y longitud de coronación

de 356,00 m.; embalsa 14Hm³ con destino al abastecimiento de agua a la ciudad de Bejar recogiendo las aportaciones de tres cuencas: la del Arroyo de La Angostura, donde se encuentra situada (6,25 Km²), y las de los ríos Cuerpo de Hombre (10,89 Km²) y Regajo Vicioso (4,2 Km²) mediante conducciones en canal de lámina libre.

La cerrada donde se cimenta la presa está constituida por gneis migmatítico en la margen derecha y leucogranitos en la izquierda y fondo del río; con un contacto difuso. El macizo está moderadamente fracturado en los primeros diez metros como media y con una cobertura importante de material descompuesto en la margen derecha.

El cuerpo de presa está formado por escollera procedente de una cantera de granitos de grano grueso y medio y situada parcialmente en el vaso. Los dos tipos de granito se encontraban distribuidos de forma heterogenea, por lo que para conseguir el volumen necesario en presa fue preciso remover un volumen del orden del doble en cantera.

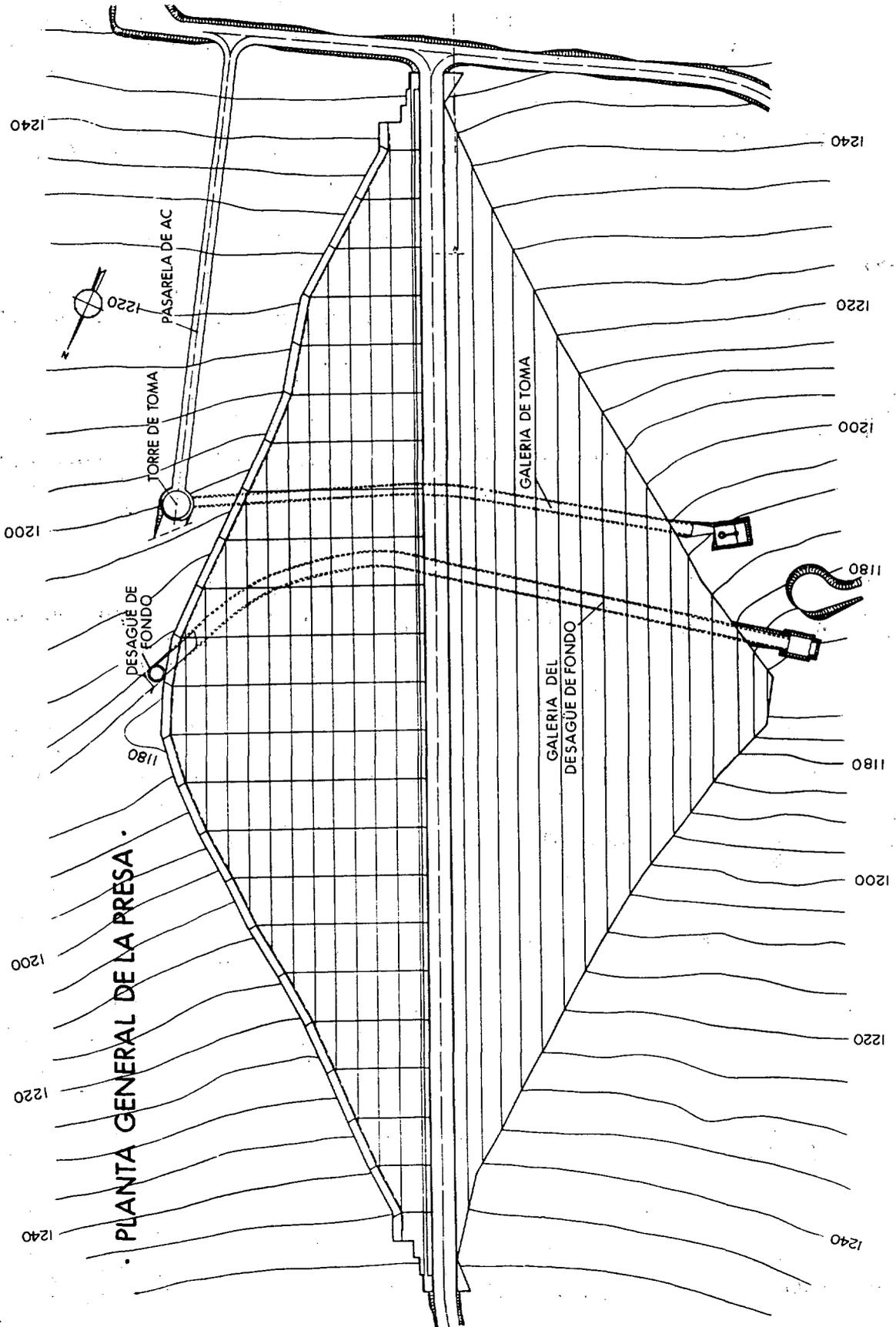
Sobre el cuerpo de escollera se dispuso una zona de transición formada por una capa de tres metros de espesor y tamaño de piedra inferior a cincuenta centímetros y otra, de cuatro metros de espesor y tamaño de árido inferior a quince centímetros, sobre la que se asienta la pantalla.

El talud de aguas abajo está protegida por piedra de gran tamaño colocada con máquina.



Presa de Bejar.

PRESA DE BEJAR

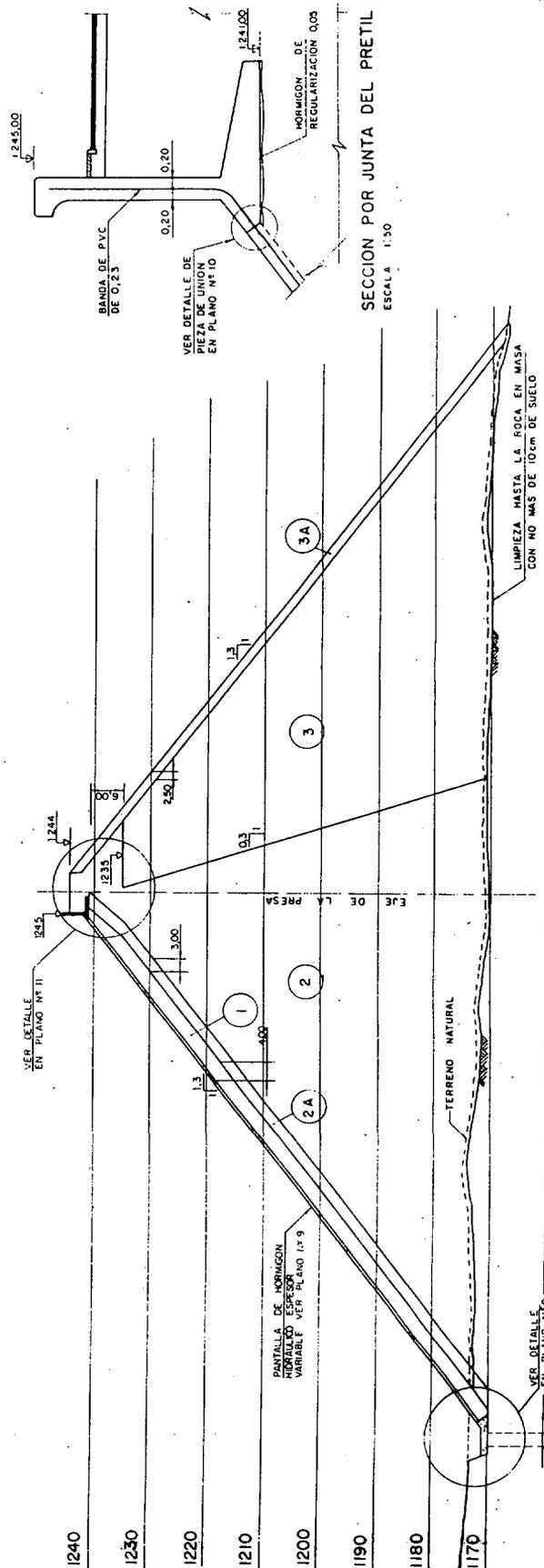


PRESA DE BEJAR

SECCION DE LA PRESA Y CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

CONDICIONES DE EJECUCION DE LA ESCOLLERA

ZONA N°	ESPAESOR DE CAPAS (m)	TAMANOS	COMPACTACION
1	0,50	TAMIZ 6" % QUE PASA 100 70-45 1" 55-35 1/2" 40-20 #4 35-15 #10 23-0	4 PASADAS DE RODILLO POSTERIORES COMPACTACION SOBRE EL TALUD.
2	1,00	TAMAÑO MAXIMO 1,00 m.	4 PASADAS DE RODILLO VIBRATORIO DE 10 Tm.
2A	0,50	TAMAÑO MAXIMO 50 cm.	4 PASADAS DE RODILLO VIBRATORIO DE 10 Tm.
3	2,00	TAMAÑO MAXIMO 2,00 m.	4 PASADAS DE RODILLO VIBRATORIO DE 10 Tm.
3A	-	TAMAÑO MINIMO 60 cm.	EMPUJADA HASTA EL PERFIL TEORICO DE AGUAS ABAJO.



El volumen total de material suelto en presa es de 1.000.000 m³.

La pantalla es de hormigón armado con espesor variable de 0,55 a 0,35 m y una capa centrada de armadura $\varnothing 20$ ó $\varnothing 25$, según la altura, en malla de 20 x 20, con refuerzos en la zona de contacto en el plinto, y en las juntas; todo ello sobre una capa de regularización. Su superficie es de 19.775 m².

El plinto es de hormigón armado, macizo, con una anchura de un quinceavo de la altura y como mínimo de tres metros. La profundidad máxima normal alcanzada está entre dos y tres metros.

Las juntas de pantalla están selladas por lámina de cobre y relleno de un polisulfuro las verticales comprimidas, y por lámina de cobre, cubrejuntas de PVC y relleno de un polisulfuro las verticales tendidas así como las de pantalla-plinto.

Desde el plinto se hace una pantalla de impermeabilización con taladros verticales e inclinados de 25 m. de profundidad inyectando en tres etapas en fases ascendentes, después de conseguir la consolidación mediante dos campañas a seis y doce metros de profundidad y bajas presiones.

La toma de agua se realiza por torre en el embalse comunicada con una pasarela con la plataforma de coronación del estribo izquierdo en tres puntos de toma, y conducción en tubo metálico de $\varnothing 700$ a través de una galería hormigonada a cielo abierto bajo el cuerpo de presa; asimismo en otra galería se alojan dos conductos del desagüe de fondo de $\varnothing 700$, equipados con válvulas Howell-Bunger para disipación de energía.

El aliviadero superficial es de labio fijo en dos niveles, con una longitud total de 15,30 m (10,00 + 5,30) y una capacidad de evacuación de 10 m³/seg. y está excavado en un collado lateral de la margen izquierda.

PRESA DE SAN ANTON

El embalse de San Antón, en el término Municipal de Lesaca, para el abastecimiento mancomunado de agua a las localidades de Irún y

Fuenterrabía, en la provincia de Guipúzcoa, con una capacidad neta de 4,99 Hm³.

La presa es de escollera zonificada con pantalla de hormigón armado y zócalo perimetral provisto de galería accesible, para el control de filtraciones. La altura desde el cauce es de 56,20 m., y la longitud de la coronación es de 203 m.

El ancho de la coronación es de 11,00 m., para poder permitir el paso de la carretera, y un paseo de peatones, en la zona de aguas arriba. El paramento aguas arriba es continuo con talud de 1,35 en horizontal por 1,00 en vertical. El paramento de agua abajo se interrumpe mediante dos bermas, enrasadas a las cotas 226,50 y 206,5 es decir, con diferencia de nivel de 20 m. entre ellas. El talud entre bermas es del 1,35/1,00 y el ancho de las mismas de 3,00 m. con lo que el talud medio del paramento resulta de 1,50/1,00.

El cuerpo de la presa asentará sobre la superficie de la roca, después de eliminar los productos de coluvión existentes, ya que de no hacerlo así, podrían producirse asientos por la mayor rigidez de pedraplén respecto al coluvión.

Se ha zonificado la presa, señalándose dos tipos distintos de escollera, caracterizados por la exigencia, en cada una de ellas, de determinadas características de permeabilidad o rigidez.

La zona n.º 1 de 3,00 metros de espesor horizontal, situada inmediatamente debajo de la pantalla, se constituirá con escollera de pequeño tamaño, para asegurar una buena regularización de la superficie del paramento, pero



Presa de San Antón.

al mismo tiempo, se le exigirán cualidades drenantes, para asegurar que no se pueden presentar presiones intersticiales, bajo la pantalla, en caso de desembalse rápido.

La zona 2.^a constituye el cuerpo de presa destinado a asegurar una buena estabilidad, al tiempo que mantiene una característica drenante en el pedraplén.

Sus características se definen como pedraplén formado por cantos graníticos preferentemente de gran tamaño, que permite su colocación en tongadas de 1,50 m. de espesor y el tamaño de los cantos será inferior a 1,00 m.

La pantalla impermeable es de hormigón armado de 30 cms. de espesor, como es usual en este tipo de realizaciones. Se compondrá de cuatro tamaños de áridos y se exige una resistencia característica de 250 Kg/cm². y una dosificación de cemento entre 325 y 375 Kg/cm.

Las armaduras estarán constituidas por un emparrillado, en la fibra media, formado por rondos de acero corrugado de alta resistencia, de 14 mm. de diámetro separados 13,6 cms. en cada dirección ortogonal.

Entre la escollera tipo n.º 1 y el hormigón se ha previsto una capa de regularización de hormigón poroso de 20 cms. de espesor.

En las juntas verticales, la separación entre caras de hormigón es de ocho milímetros. Se utilizará también como elemento de impermeabilización banda de caucho natural mientras que el material de relleno será de masilla de polisulfuro caucho, previo serrado de la junta a dos centímetros de anchura en un centímetro de alto. La separación entre juntas es variable aunque dentro de lo posible, se ha procurado unificarla en diez metros cincuenta centímetros. En la parte superior enlaza la pantalla con el petril antioleaje de la coronación mediante una junta horizontal análoga a las verticales. A la galería perimetral se le han dado amplias dimensiones interiores, 1,30 m. de ancho por 2,50 m. de altura, lo que facilitará, en su caso, las labores de perforación o inyección que se lleven a cabo desde su interior. La galería se accederá desde las dos márgenes de la presa mediante entradas hechas en el muro estribo de la margen izquierda y adosada al cajero del aliviadero a la margen derecha.

Se distinguen en el aliviadero tres partes diferenciadas:

- Vertedero.
- Canal de descarga.
- Trampolín de lanzamiento.

Se ha dimensionado el vertedero para evacuar el caudal de avenida correspondiente al período de retorno de 500 años, según prescribe la Instrucción de Grandes Presas, que, teniendo en cuenta el efecto laminador del embalse, se reduce desde 180 m³/seg. a 47,3 m³/seg. El vertedero de labio fijo, planta recta y 30 m. de longitud de labio, desagüa el caudal de cálculo de 47,3 m³/seg. con un espesor de lámina de 1,08 m.

El canal de vertedero es de sección trapezoidal, con un ancho en la base de 6,00 m. taludes 1/2 y una profundidad media de 5,0 m. desde el labio. Al terminar la sección trapezoidal, se establece una sección de control en la que se produce el régimen crítico, de forma rectangular y 6,00 m. de ancho, y que enlaza con aquella mediante una transición en paraboloides.

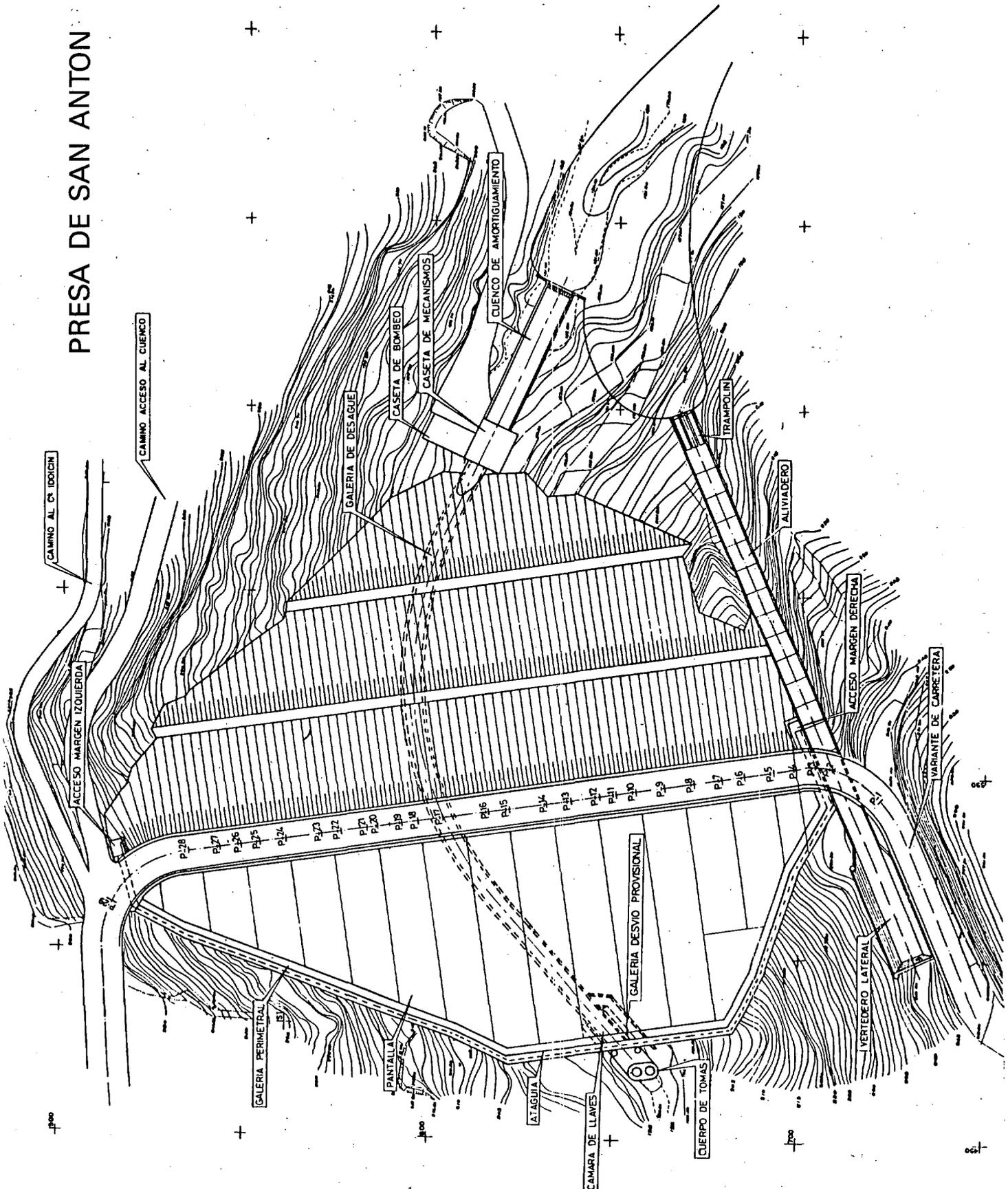
Dada la calidad de la roca, aguas abajo del rápido no se ha considerado necesario un cuerpo de amortiguamiento sustituyéndose éste por un trampolín dentado de lanzamiento en «Salto de ski».

El conjunto de los elementos de desagüe comprende un cuerpo de tomas, en el que se sitúan las tomas de abastecimiento los desagües de fondo para limpia, una cámara de llaves, una galería de desagüe y una caseta de mecanismos.

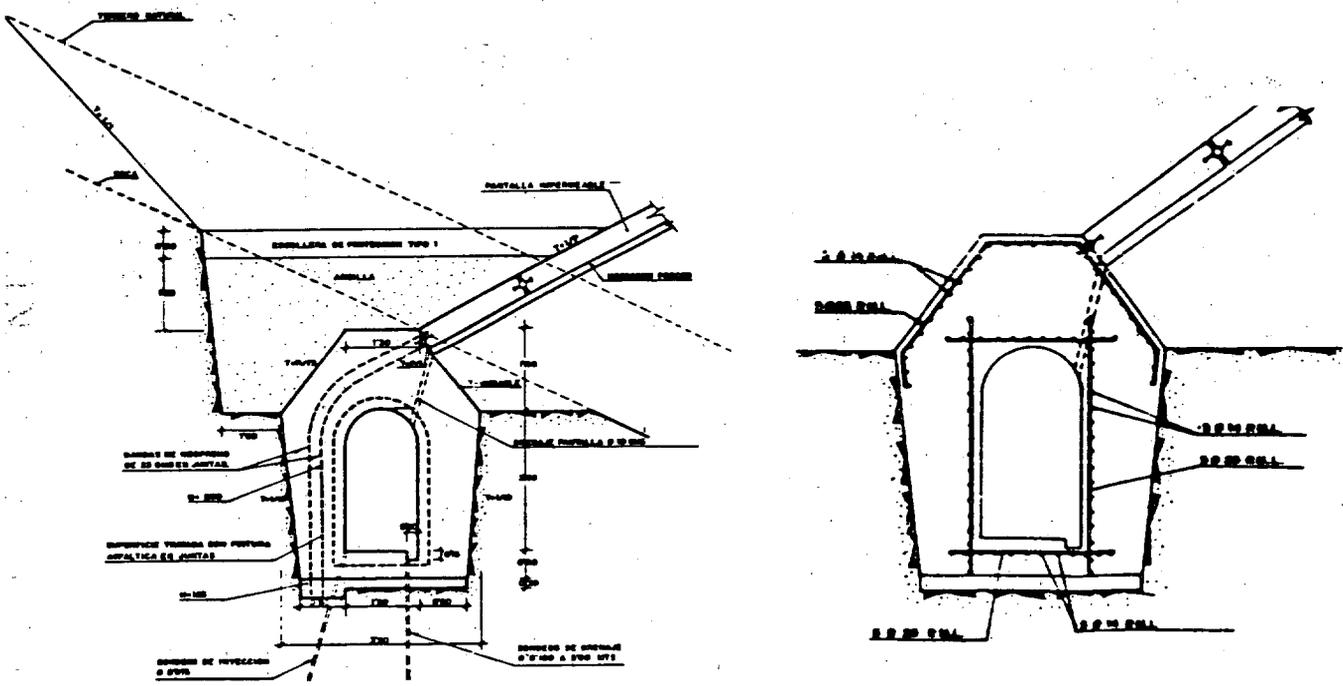
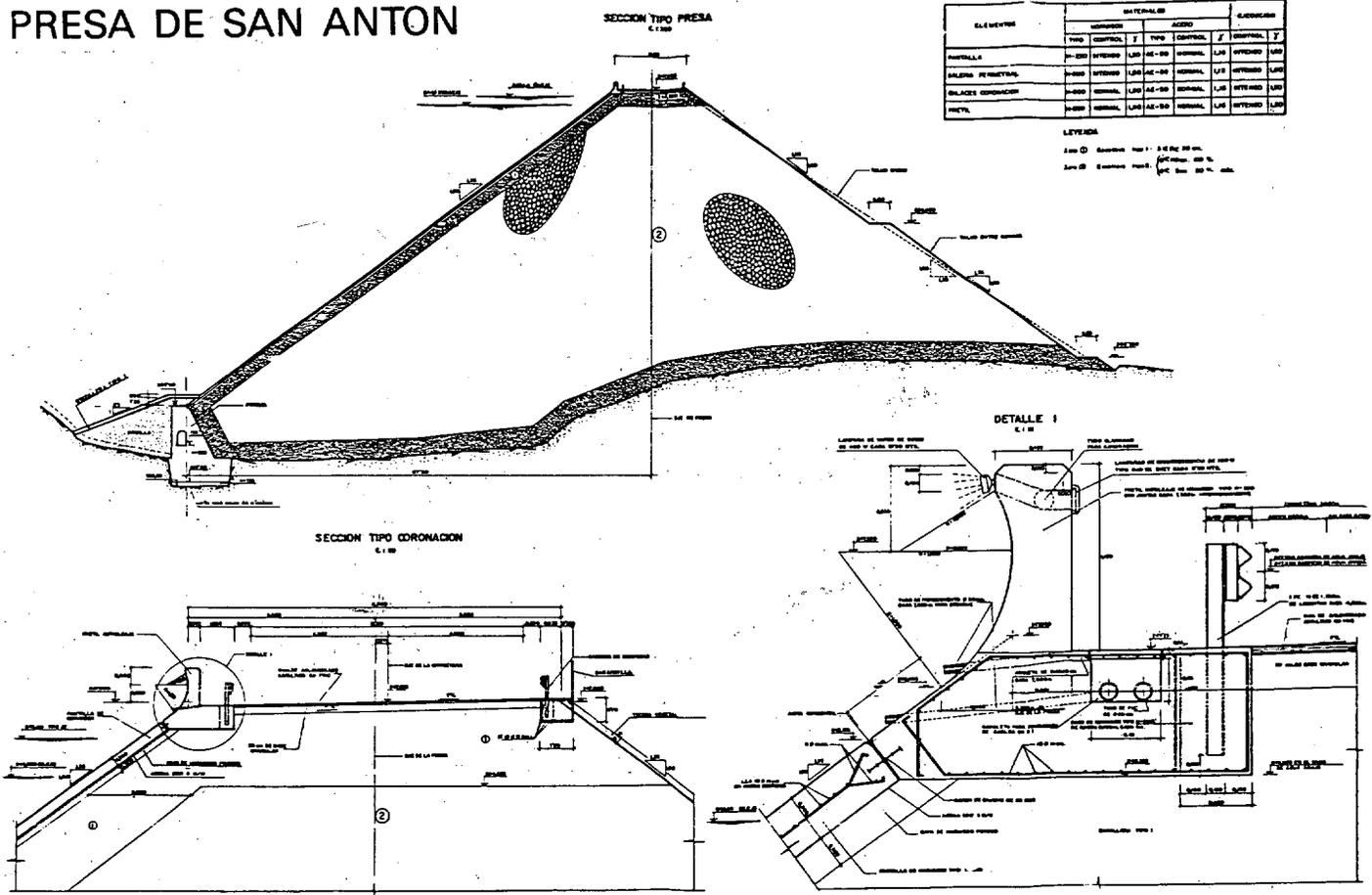
Características físicas

Superficie de cuenca	10,50 Km ² .
Pluviometría media anual	2.410,00 mm.
Aportación media anual	20,00 Hm ³ .
Capacidad de embalse	5,10 Hm ³ .
Embalse útil con 37 m de carrera ...	5,00 Hm ³ .
Capacidad de aliviadero	47,00 m ³ /s.
Capacidad de desagüe de fondo	41,00 m ³ /s.
Cimiento de la presa	Granito.
Cota de coronación	247,00
Máximo embalse normal	244,50
Máximo embalse extraordinario	245,50
Umbral del aliviadero	244,50
Cota del cauce	195,00
Cota de cimientos	190,80

PRESA DE SAN ANTON



PRESA DE SAN ANTON



PRESA DE SALLENTE

La presa de Sallente es de escollera de pizarra con pantalla asfáltica impermeable situada en el paramento de aguas arriba. Su longitud en coronación es de 397,58 m. siendo su anchura de 10 m. y su altura máxima de 89 m. El volumen de escollera que forma el cuerpo de presa es de 1.542.000 m³.

La capacidad del embalse es de 5,400 Hm³.

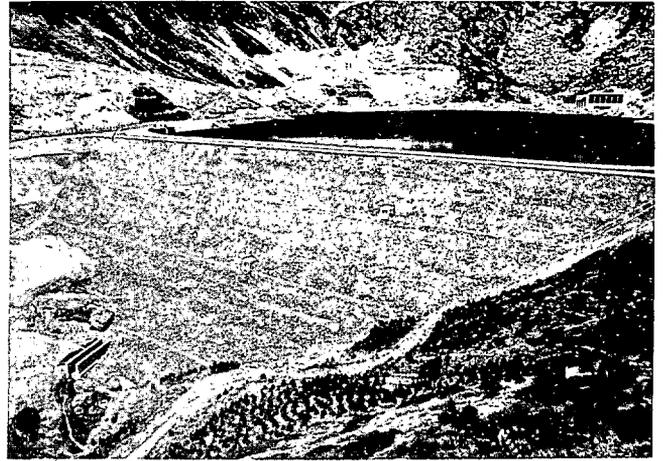
Los taludes de ambos paramentos tienen una inclinación de 1/1,75, excepto en los estribos, que al ser curvados hacia aguas arriba obligan al paramento a variar su inclinación, pasando, en la margen derecha a 1/1,13 y en la izquierda a 1/1,21, lo que obliga a modificar la dosificación en estas zonas, dada la sustancial modificación de la pendiente del paramento.

En el paramento de aguas abajo se disponen tres bermas de 2 m. de anchura.

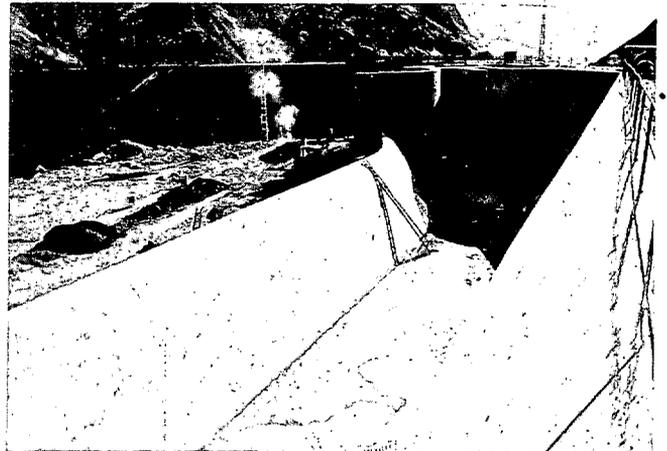
Al pie de aguas arriba se sitúa una galería perimetral de drenaje e inspección, que a su vez sirve de apoyo a la pantalla.

El aliviadero de superficie es de tipo canal lateral, con descarga en túnel a lámina libre, y está dimensionado para evacuar 125 m³/s.

Los desagües de fondo desembocan en río Flamicell, concentrando los mecanismo y compuertas en una cámara sumergida, situada aguas arriba de la pantalla, con acceso desde la galería perimetral, pudiendo desaguar 36 m³/s.



Vista aguas abajo.



Aliviadero.



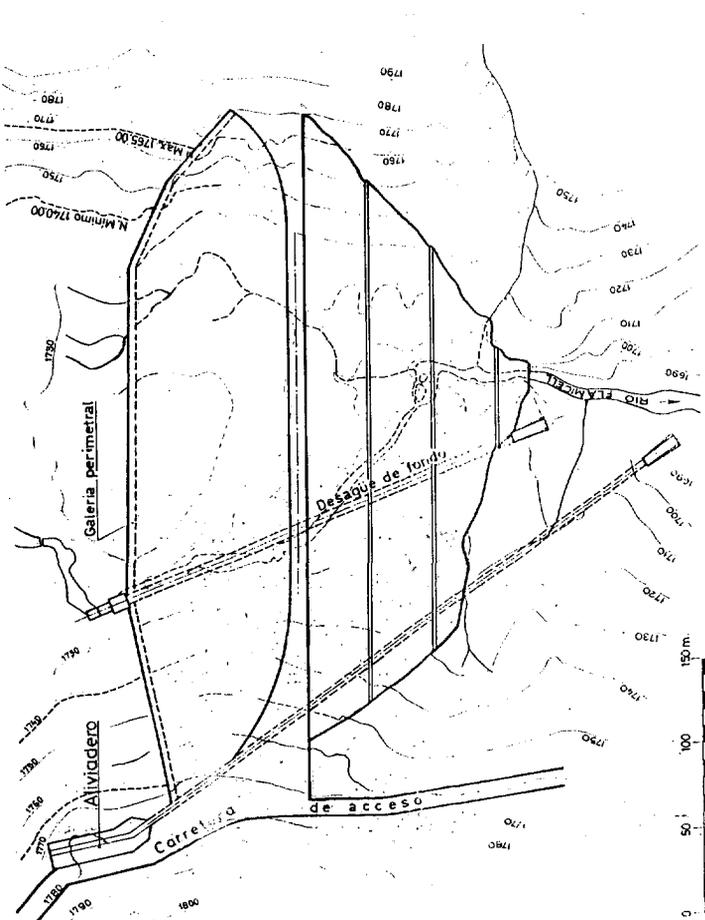
Vista aguas arriba.



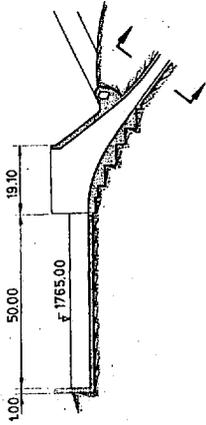
Extendido de pantalla asfáltica en margen izquierdo.

PRESA DE SALLENTE

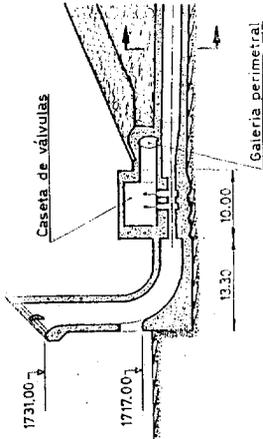
PLANTA



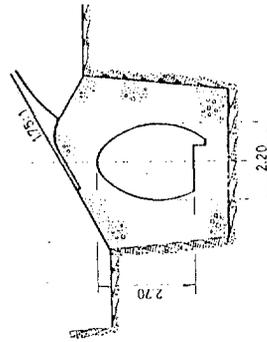
ALIVIADERO



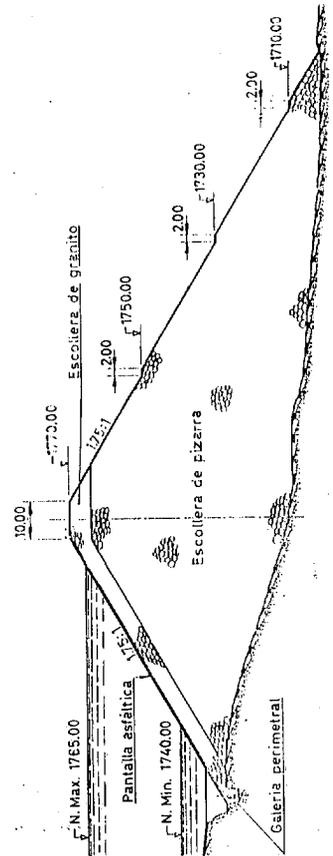
DESAGÜE DE FONDO



GALERÍA PERIMETRAL



SECCION TIPO



La presa de Saliente es de esbatera de pizarra con pantalla estática impermeable situada en el paramento aguas arriba. Su longitud en coronación es de 337.56 metros y su anchura de 70 metros, siendo su altura máxima 89 metros. Los aliviaderos de ambos paramentos tienen una inclinación de 1,75/1, disponiéndose en el de aguas abajo tres bermas de 2,00 metros de anchura. En el pie de aguas arriba se proveerá una galería perimetral de inspección y drenaje, que a su vez sirve de apoyo a la pantalla.

El aliviadero de superficie es del tipo canal lateral con descaño en túnel a lámina libre dimensionado para evacuar 125 m³/seg.

Los desagües de fondo siguen sensiblemente el cauce del río Francisc, concentrando los mecanismos en una cámara aguas arriba de la pantalla con acceso a la misma a través de la galería perimetral, pudiendo desaguar en conjunto 36 m³/seg.

El embalse formado por esta presa tiene una capacidad útil de 5,40 Hm³, mayor que la capacidad del embalse de Estany Gento, debido a que este embalse que en un futuro sea también el embalse inferior de la central reversible de Fosch, actualmente en estudio. La fluctuación será de 25 metros.

PRESA DE NEGRATIN

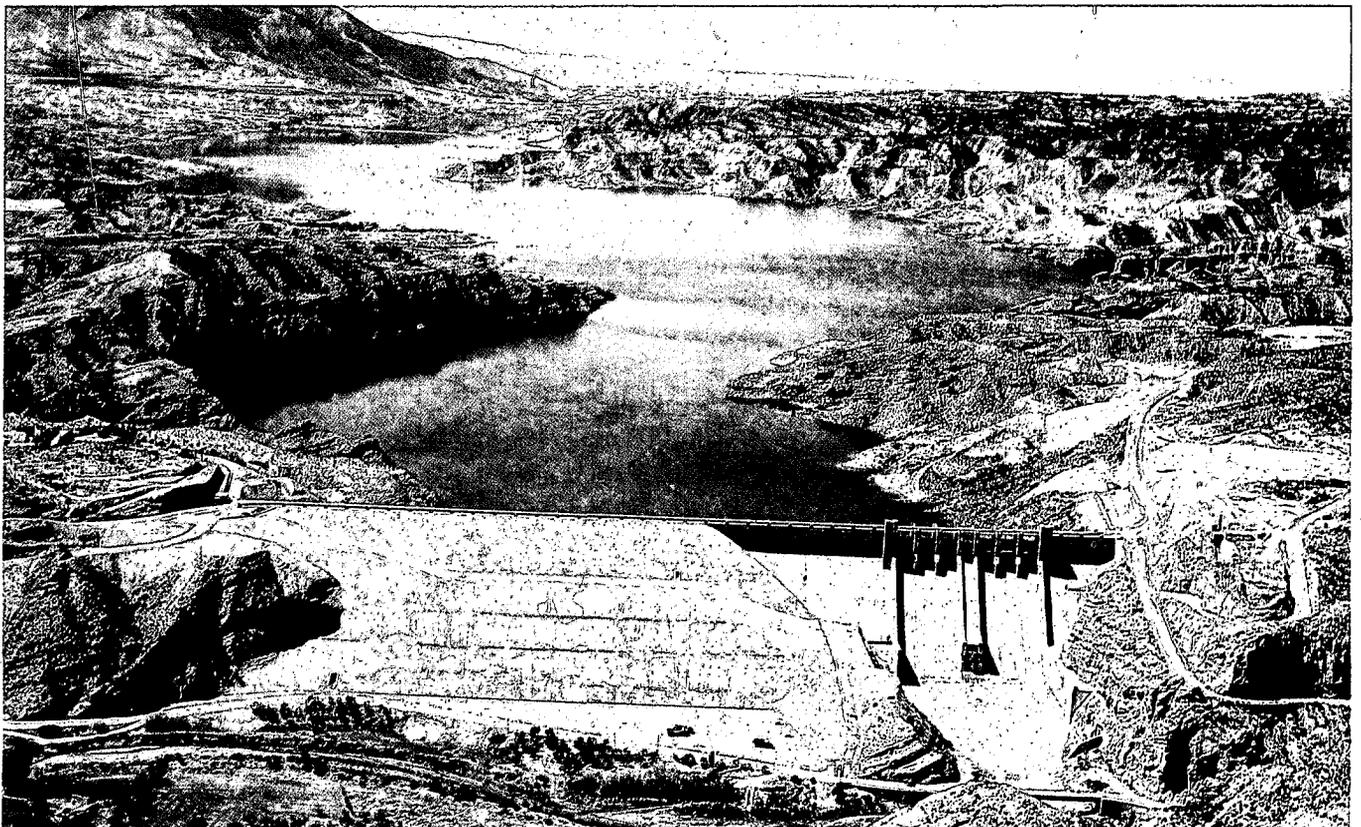
Se trata de una presa de 75 metros de altura, con la parte central y derecha de gravedad, donde está ubicado el aliviadero y la izquierda de escollera impermeabilizada con una pantalla asfáltica. La razón para esta estructura está en la diferencia de cimentación entre la ladera derecha y el fondo del río, constituidos por areniscas y la margen izquierda, de formaciones margo-arcillosas, mucho más blandas. La presa se ubica en una zona muy trastornada geológicamente, al borde de un diapiro triásico. La ladera derecha y el fondo del río están formadas por areniscas miocenas helvecienses, ligeramente inclinadas sobre las cuales se encuentran unas margas tortonienses, excesivamente deformables para cimentación de presa de fábrica. Esta disimetría geológica de la cerrada, junto a la necesidad de disponer de aliviadero para un caudal de 2.500 m³/s., ha condicionado la elección del tipo de presa.

La pantalla asfáltica va apoyada en un zóca-

lo, provisto de una galería y embutido en la roca. Desde la galería se ha hecho una labor importante de inyección y sobre todo de drenaje, para descargar de subpresión el zócalo. El contacto entre ambas estructuras ha requerido minuciosos estudios para definir el diseño de la junta.

El volumen de excavaciones necesario ha sido de 420.000 m³, y la presa tiene un volumen de hormigón de 404.000 m³, en su parte de gravedad y de 706.000 m³, de escollera; la superficie de la pantalla asfáltica es de 23.500 m².

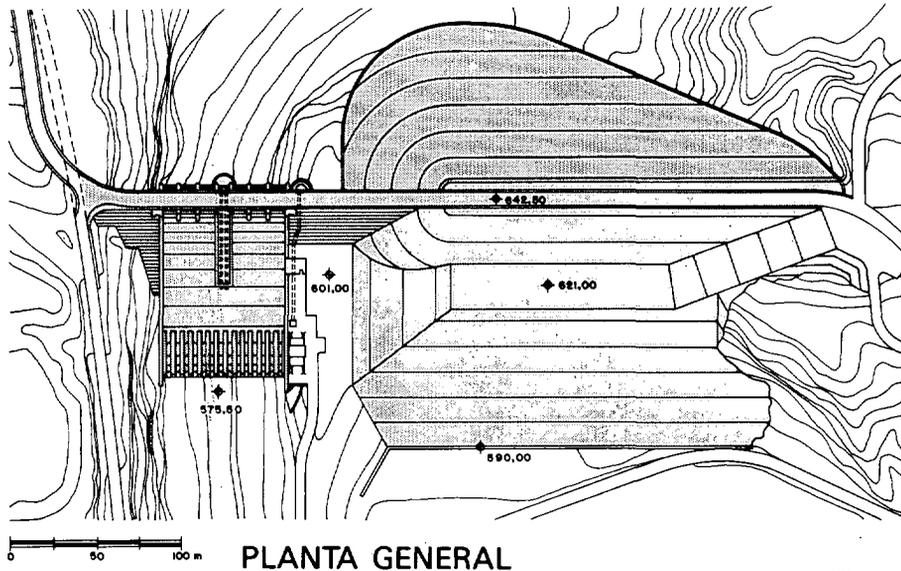
Dos desagües de fondo de dos metros de diámetro, equipados con compuertas aguas arriba de tipo vagón y válvulas de aguas abajo tipo Howell-Bunger atraviesan la sección de gravedad, como lo hacen cuatro desagües auxiliares de 40 centímetros de diámetro, equipados con ocho válvulas tipo Bureau para eliminación de sólidos por corrientes de densidad. La toma de la central hidroeléctrica de 8.900 Kw.,



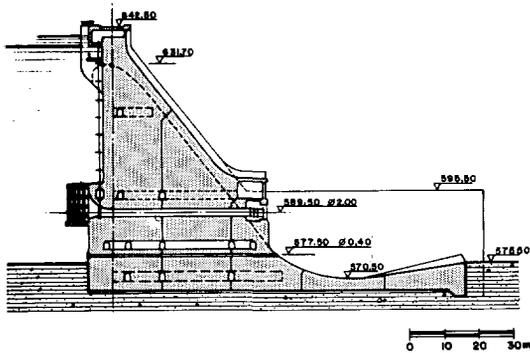
Presa de Negratín.

(invertida)

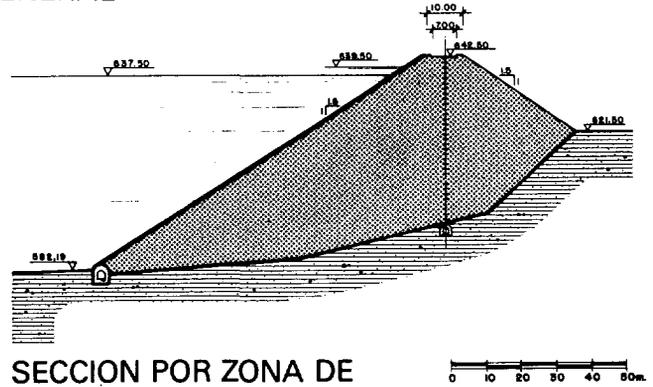
PRESA DE NEGRATIN



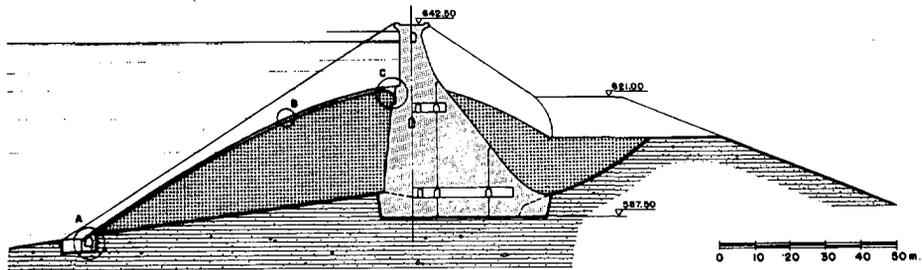
PLANTA GENERAL



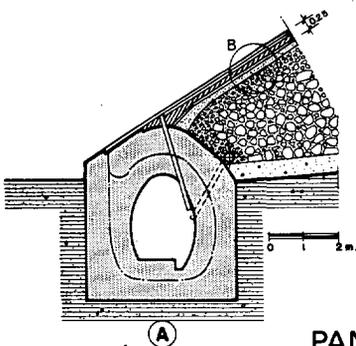
SECCION POR ZONA DE HORMIGON



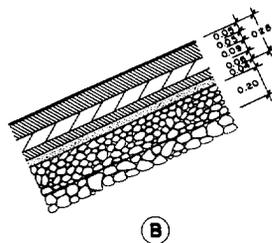
SECCION POR ZONA DE MATERIALES SUETTOS



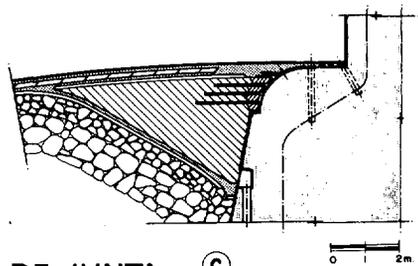
SECCION POR ZONA DE JUNTA



(A)



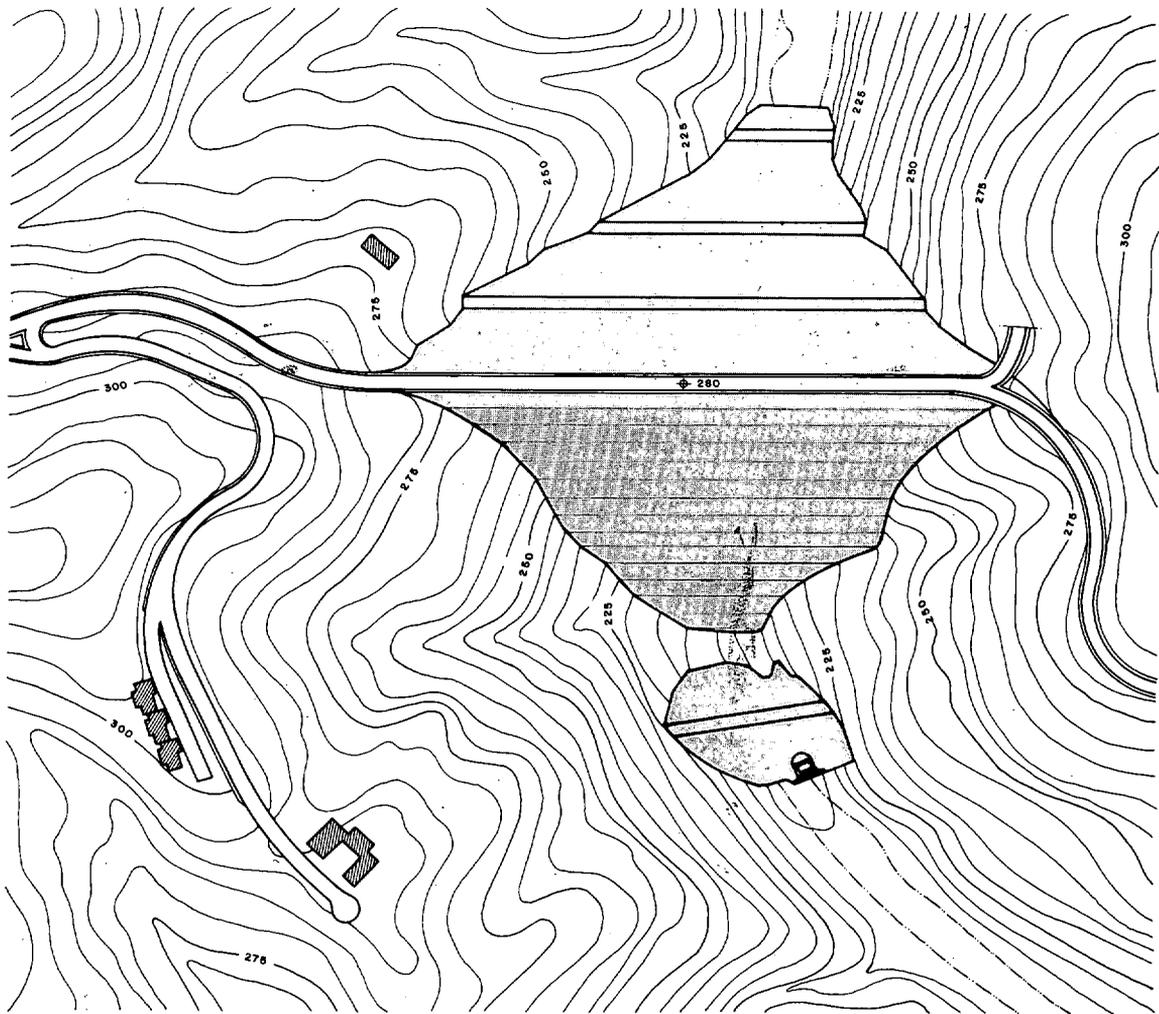
(B)



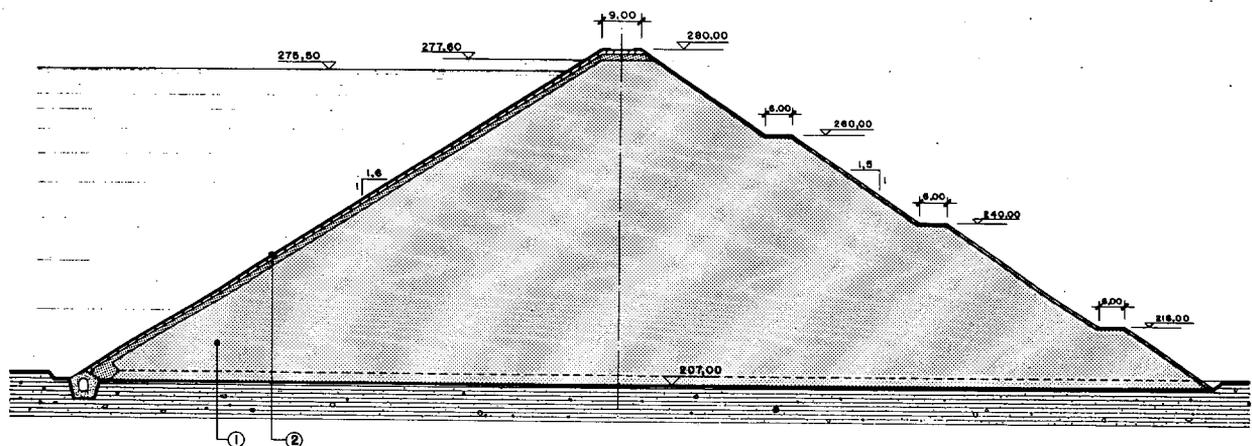
(C)

PANTALLA ASFALTICA Y ZONA DE JUNTA

PRESA DE HUESNA

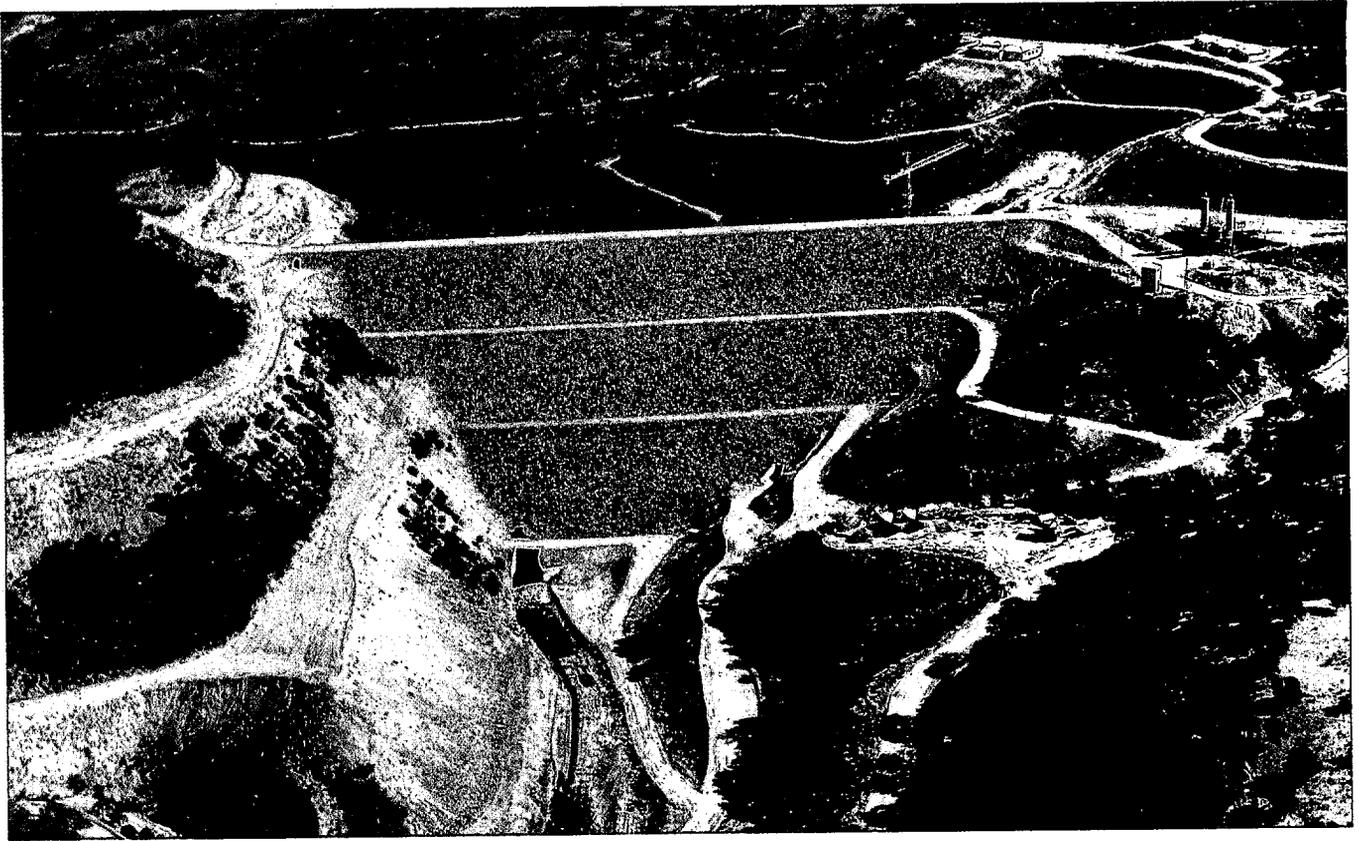


PLANTA GENERAL



SECCION TIPO

- (1) ESCOLLERA
- (2) PANTALLA ASFALTICA



Presa de Huesna.

aún en construcción, está formada por un conducto de 2,50 metros de diámetro.

El aliviadero, con una capacidad de 2.500 m³/s. está equipado con ocho compuertas Taintor de 9 x 5,80 m.

Aunque la parte norte de la cuenca del embalse produce aportaciones importantes, otra parte de la cuenca pertenece a la zona más árida de España, con precipitaciones medias, del orden de los 200 milímetros anuales, donde a veces se producen tormentas de cierta importancia; ello conlleva importantes posibilidades de erosión que están siendo objeto de estudio y consideración.

PRESA DE HUESNA

La presa de Huesna, destinada al suministro de agua potable a varias poblaciones de la campiña sevillana, tendrá una altura sobre cimientos de 73 metros y una longitud de coronación

de 278 metros, con una capacidad de embalse de 135 millones de metros cúbicos. Está situada sobre la Ribera de Huesna, en los términos municipales del Pedroso y Constantina. La superficie de la cuenca es de unos 459 Km², y la aportación media anual 85 Hm³.

La presa es de escollera con pantalla impermeable asfáltica bicapa, apoyada en un zócalo perimetral, provisto de una galería para drenaje e inyección de la roca de cimentación de dos metros de anchura por dos metros cincuenta centímetros de altura.

La pantalla de impermeabilización, que tiene una superficie de unos 22.000 m²., está constituida por una capa de regularización de 5 centímetros de espesor, una capa de binder de 3 centímetros y dos capas de hormigón asfáltico impermeable de 6 centímetros de espesor, cada una de ellas.

El aliviadero es de labio fijo, situado sobre un collado en la margen derecha del embalse, situado a un kilómetro aguas arriba de la presa.

El aliviadero ha necesitado para su encaje en el terreno una gran obra de excavación en roca que se ha utilizado para construir la totalidad del cuerpo de presa que tiene un volumen de 1.150.000 m³. El aliviadero permite laminar los 780 m³/s., que constituyen la punta de la avenida de 500 años de período de retorno, a 470 m³/s.

El desagüe de fondo va alojado en la galería de desvío construida en falso túnel y situada en la margen derecha de la cerrada. Dentro de esta galería, que tiene una sección en arco peraltado de 34 m², se ha construido un tapón donde van instaladas dos tuberías rectangulares de 1,00 m. por 1,20 m. cada una de ellas va cerrada por dos válvulas, tipo Bureau, de 1 × 1 metros. A la cámara de accionamiento de estas válvulas se accede por una galería de 233 m. de longitud.

La toma parte de una torre pentagonal de 60 metros de altura donde van instaladas tres compuertas de 1 × 1,30 metros; una tubería metálica de 1.300 mm. de diámetro instalada en galería tiene capacidad para el suministro de un caudal de 6 m³/s.

3. Presas de Fábrica

A) Gravedad con hormigón convencional

Fernandina
La Serena
Alange
Valparaíso
Cancho del Fresno

B) Gravedad con hormigón compactado

Santa Eugenia
Castiblanco
Los Morales

C) Arco-Gravedad

Cortes de Pallás y El Naranjero
Fresneda

D) Bóvedas

Béznar
Riaño
José Torán
Castro de las Cogotas



Presas de la Fernandina.

PRESA DE LA FERNANDINA

Situada en el río Guarrizas, creará un embalse de 244 millones de metros cúbicos. Con este embalse podrán transformarse en regadío 12.000 hectáreas en la cuenca del río Guadiel.

Geológicamente, la cerrada está situada sobre rocas del Carbonífero situadas paralelamente a una banda ordovícica, que forma el basamento de la cuenca. Estas rocas de la cerrada presentan multitud de incrustaciones minerales, debidas a fenómenos plutónicos. Una intrusión gramítica post-carbonífera fuertemente mineralizada ha dado lugar al desarrollo desde tiempos primitivos de una zona minera productora esencialmente de blendas, piritas y galenas. Existe constancia de su explotación en tiempos de Anibal, que contrajo matrimonio con Himilce en la antigua ciudad de Cástulo, situada en las inmediaciones de la presa. Los romanos siguieron explotando los filones, utilizando jóvenes de pequeña estatura, según parece observarse en un antiguo bajorrelieve hallado en la zona, lo que explica lo inaccesible de algunas galerías excavadas, incluso bajo el nivel normal del río. La investigación y el posterior saneamiento y relleno de estas galerías en la zona de la cerrada de la presa ha constituido una meticolosa y cuidada labor, previa a la cimentación de la obra.

La roca de cimentación de la cerrada está formada por rocas areniscosas, que en el cauce pasan a cuarcitas: su calidad es buena en el cauce y mediana en ambas laderas.

La presa es de perfil gravedad convencional con una altura sobre cimientos de 101 metros y una longitud de coronación de 462 metros. El talud del paramento de aguas arriba es de 0,05 y el de aguas abajo de 0,75. La presa dispone de un amplio sistema de galerías para inspección, auscultación, inyección de juntas y drenaje.

El aliviadero, situado sobre la presa, está controlado por cuatro compuertas Taintor de 4×8 metros, con lo que su capacidad de cálculo es de $1.064 \text{ m}^3/\text{s}$., si se admite una sobreelvación hasta la cota 454,40, diez centímetros más baja que la coronación de la presa.

Dos desagües de fondo de 1,60 metros de

diámetro atraviesan la presa, controlados por dos compuertas tipo Bureau cada uno, aguas arriba y aguas abajo.

En la margen derecha van dispuestas dos tuberías de toma o de desagüe: una de 1,80 m de diámetro y la otra de 1,20 m. de diámetro, ambas equipadas con compuerta Bureau aguas arriba y válvula mariposa aguas abajo; de la menor sale una tubería de desagüe el cauce cerrada con válvula Howell-Bunger.

A la mayor se conectará en su día una central hidroeléctrica de pie de presa con una potencia de 16.000 Kw. y una producción anual de casi diez millones de kilovatios-hora.

PRESA DE LA SERENA

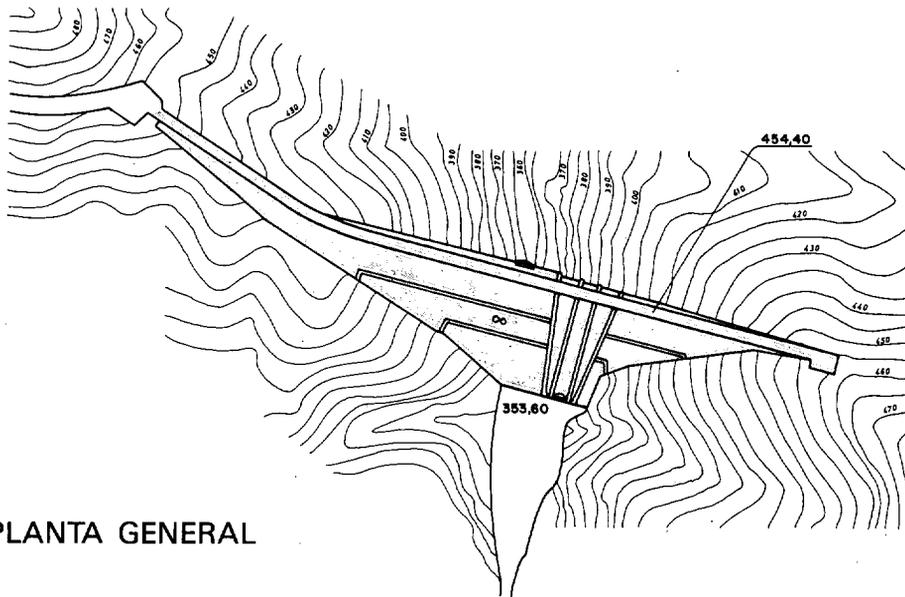
La Presa de la Serena sobre el río Zújar, en construcción en la provincia de Badajoz, constituye la pieza más importante del Plan Hidrológico Nacional, tanto por su capacidad de embalse, 3.232 millones de metros cúbicos, como por el volumen de obra proyectada y finalidad de la misma.

Un estudio en profundidad de las máximas avenidas del río Zújar, basado en los abundantes datos pluviométricos y foronómicos recogidos durante los dieciocho últimos años, permitió determinar, por métodos distintos, caudales máximos circulantes entre 4.056 y $5.216 \text{ m}^3/\text{s}$. Así se puso de manifiesto la necesidad de una mayor regulación de la cuenca, limitada en la actualidad a los $320 \text{ Hm}^3/\text{año}$ de embalse del Zújar. Con la incorporación del nuevo embalse la capacidad reguladora se situará en torno a los $790 \text{ Hm}^3/\text{año}$, lo que supone un incremento de $470 \text{ Hm}^3/\text{año}$, si bien en casos de regulación conjunta esta aseveración no resulte del todo exacta.

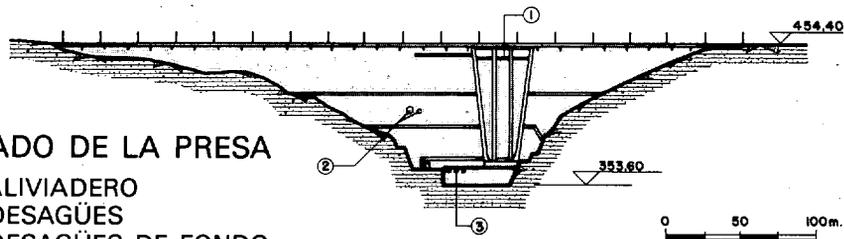
No obstante, la derivación de los caudales regulados a la cota que se fije en su momento dará origen en la Serena a la existencia de un gran embalse muerto que disminuirá sensiblemente la regulación conjunta.

El importantísimo efecto laminador de avenidas que posee un hiperembalse se ve magnificado en esta ocasión por la confluencia de los ríos Zújar y Guadiana, a escasos kilómetros

PRESA DE LA FERNANDINA

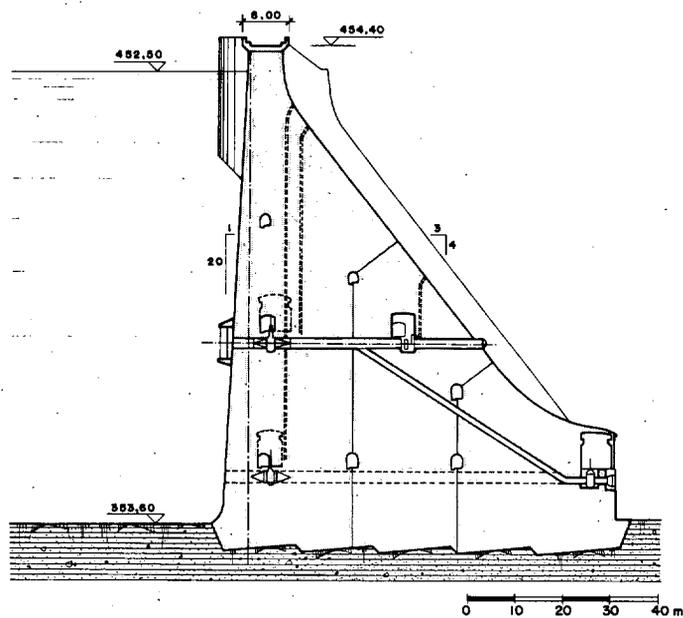


PLANTA GENERAL



ALZADO DE LA PRESA

- (1) ALIVIADERO
- (2) DESAGÜES
- (3) DESAGÜES DE FONDO



SECCION TRANSVERSAL

aguas abajo de las obras en construcción. Como fruto de la intervención del hombre el embalse de la Serena permitirá desfasar las puntas de avenidas en los dos caudalosos cauces, mitigando eficazmente los trastornos que la simple suma de caudales pudiera producir.

La Presa de la Serena presenta la particularidad de estar dentro de un embalse de manera que aguas abajo quedará cubierta por el agua en unos 50 metros.

Para atender los compromisos de riego con el embalse antiguo, había que garantizar cada 1.º de Mayo, 70 Hm³ de agua de la aportada en el año, que alcanzaba en la zona de obra 30 m. de altura sobre los cimientos.

Por ello se considera como muy singular el sistema de desvío del río y creación de un recinto estancado de unos 100.000 m² de superficie con agua por los cuatro lados, formado por dos canales y dos presas de materiales pro-

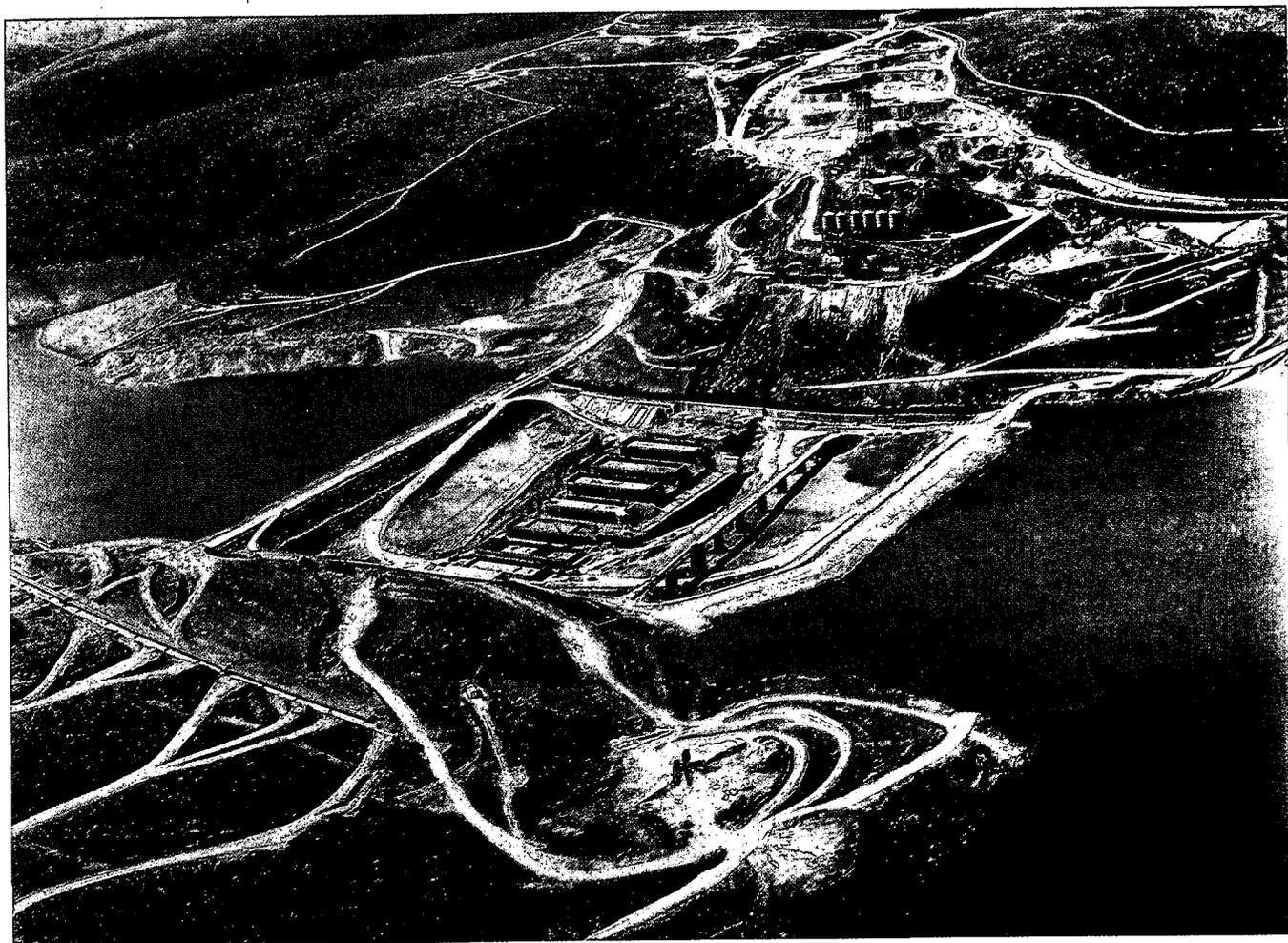
cedentes de la excavación. La impermeabilización se hizo con pantalla de cemento-bentonita en los acarreo y unos 8 metros de presa. En los otros se hizo, con núcleo de arcilla.

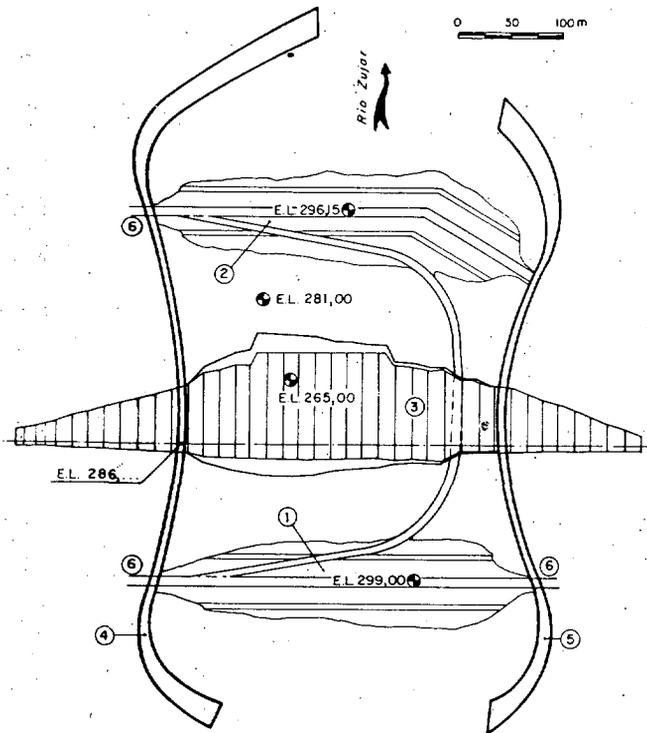
La excavación del cuenco se ha hecho ripando la pizarra y comprobando la calidad del cimientto por procedimientos geofísicos; la excavación de las laderas se ha hecho con explosivos.

No se ha hecho junta longitudinal, por lo que los bloques mayores han sido 80 x 15 m², siendo siempre 2,5 m. la altura de tongada.

Desde Abril a Octubre se han enfriado las gravas y gravillas manteniéndolas durante 7 minutos dentro de agua a 4º C., en una cinta, durante el transporte a la torre de hormigón.

El aglomerante es P-450 especial y cenizas volantes en proporción variable, 70 por 100 a 60 por 100 de cemento y 30 por 100 a 40 por 100 de cenizas.

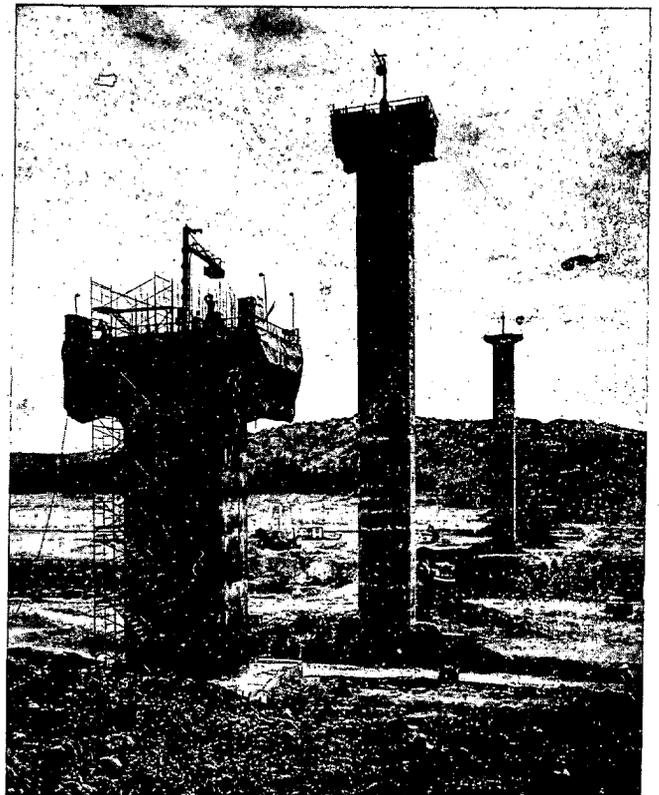
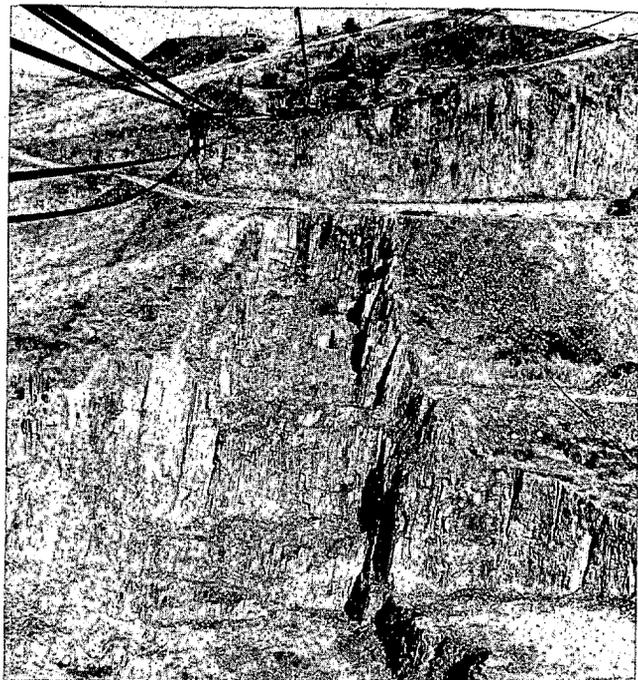
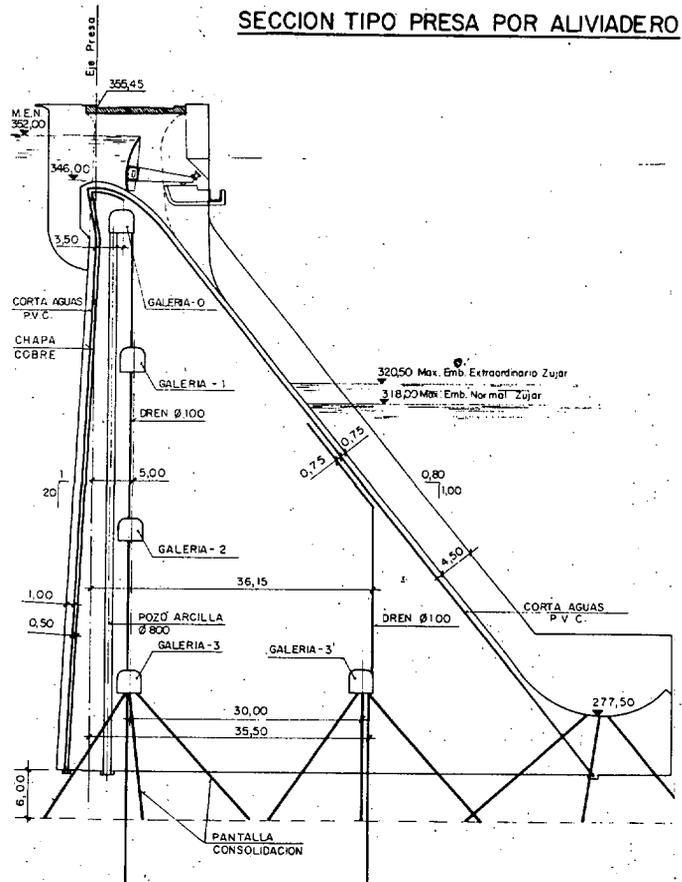


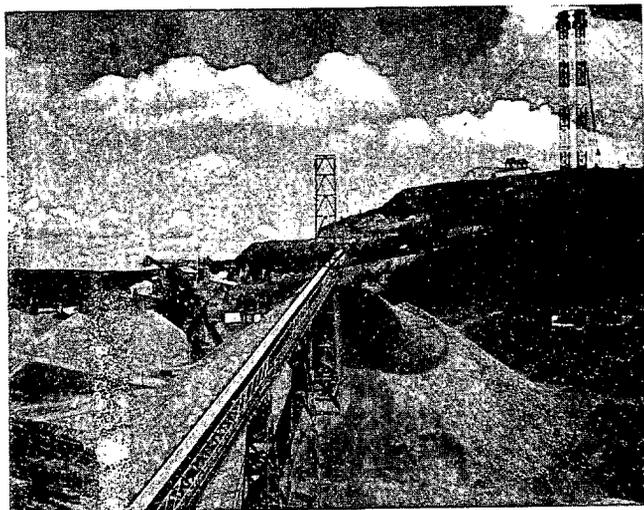


Planta de desvío y excavación en la presa.

1. Atagüía.
2. Contra-atagüía.
3. Excavación de los acarrees de la roca.
4. Canal de desvío de margen izquierda.
5. Canal de desvío de margen derecha.
6. Acceso a la atagüía sobre los canales de desvío.

SECCION TIPO PRESA POR ALIVIADERO





El cemento y la ceniza se mezclan y homogenizan previamente en la obra y en las proporciones deseadas, almacenándose la mezcla en silos de torre donde se pesa la cantidad de aglomerante homogenizado para cada amasada.

El transporte de hormigón se hace con dos blondines de 20 toneladas de carga en gancho, con puntos fijos separados y camino de rodadura común. El camino de rodadura está sobre una viga inclinada con el 26 por 100 de pendiente, pegada al terreno y con doble curvatura.

Características fundamentales son:

Embalse

Río Zújar. Cota máximo embalse (m.e.n.)	352,00 m.
Volumen embalse	3.32,00 Hm ³ .
Aportación máxima	2.895,00 Hm ³ .

Presa

Volumen de excavaciones	485.000,00 m ³ .
Volumen de hormigón	1.035.000,00 m ³ .
Altura máxima sobre cimientos ..	91,00 m.
Logitud coronación	600,00 m.
Cota coronación	355,45 m.

Aliviadero de superficie

Capacidad de desagüe	5.714,00 m ³ /s.
8 Uds. compuertas Taintor	11 x 6 m.

Desagüe de fondo

Capacidad (2 Uds.)	34,00 m ³ /s.
--------------------------	--------------------------

Desagüe de aligeramiento

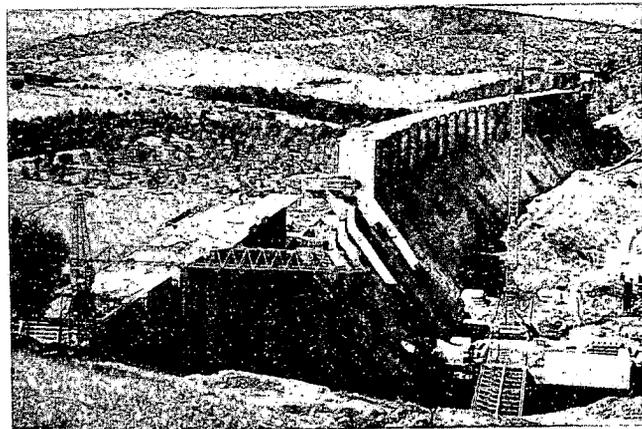
Capacidad (6 Uds.)	360,00 m ³ /s.
--------------------------	---------------------------

PRESA DE ALANGE

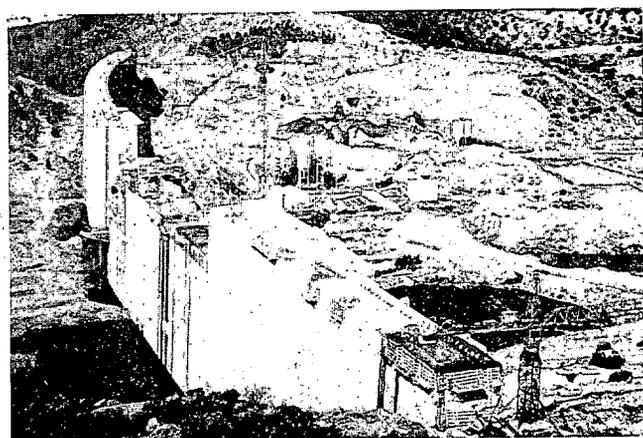
La solución elegida, de fábrica de hormigón-gravedad, responde a su tipología común y sus características técnicas más notables. Cabe, no obstante, añadir que el eje de la presa sigue una directriz recta, desde el estribo derecho, en una longitud de 200 m. y, luego, otra circular de gran radio, en unos 500 m., ajustándose así a las condiciones topográficas más favorables de la cerrada.

La red de galerías para el drenaje y control de la estructura, de sección transversal amplia, se organiza de modo que permite la observación del comportamiento del cimiento (en cauce y laderas), junta longitudinal, etc.

Los caudales excedentes en avenidas, evaluados en 1.175 m³/s. para la de 500 años, se

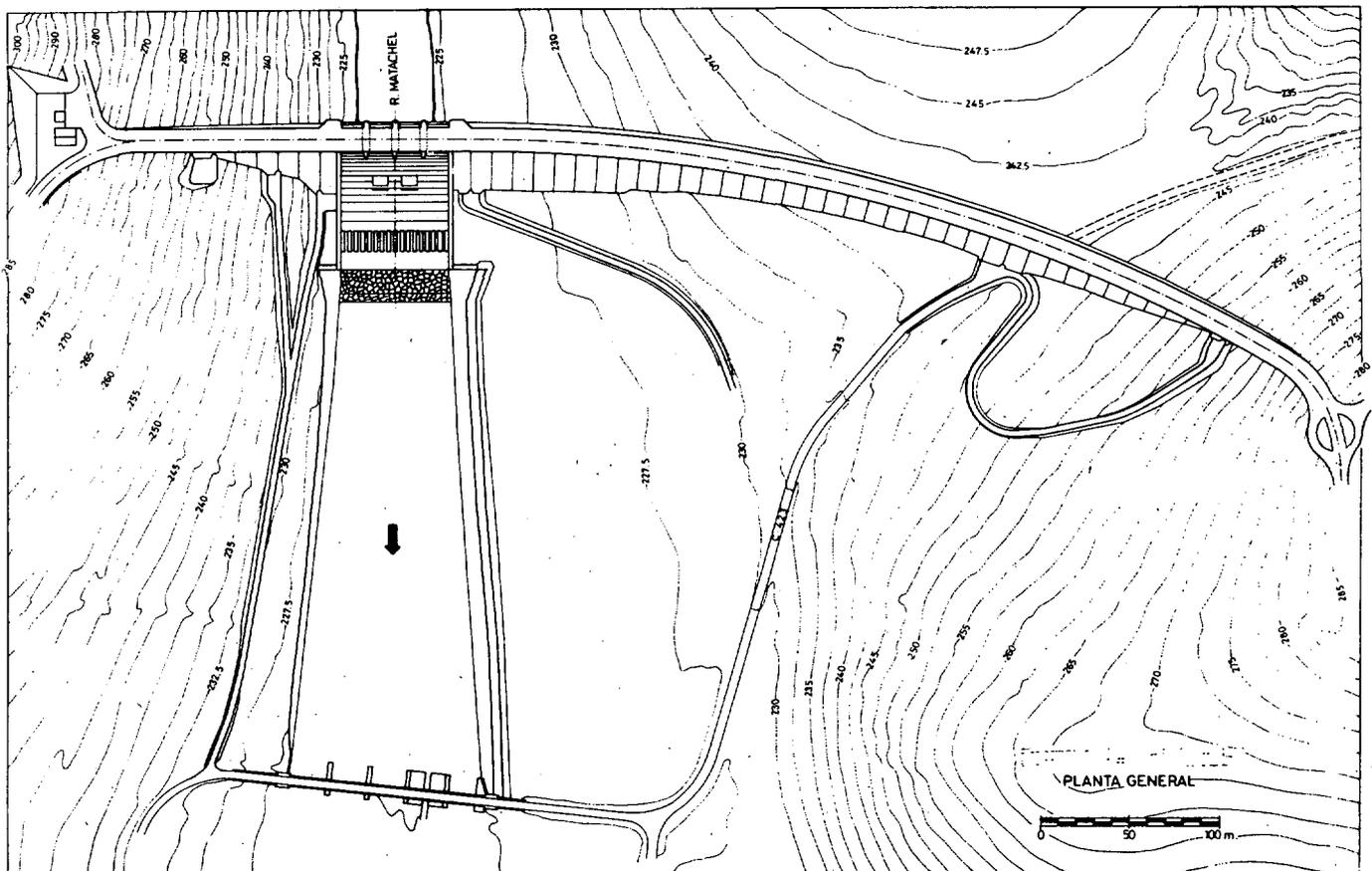
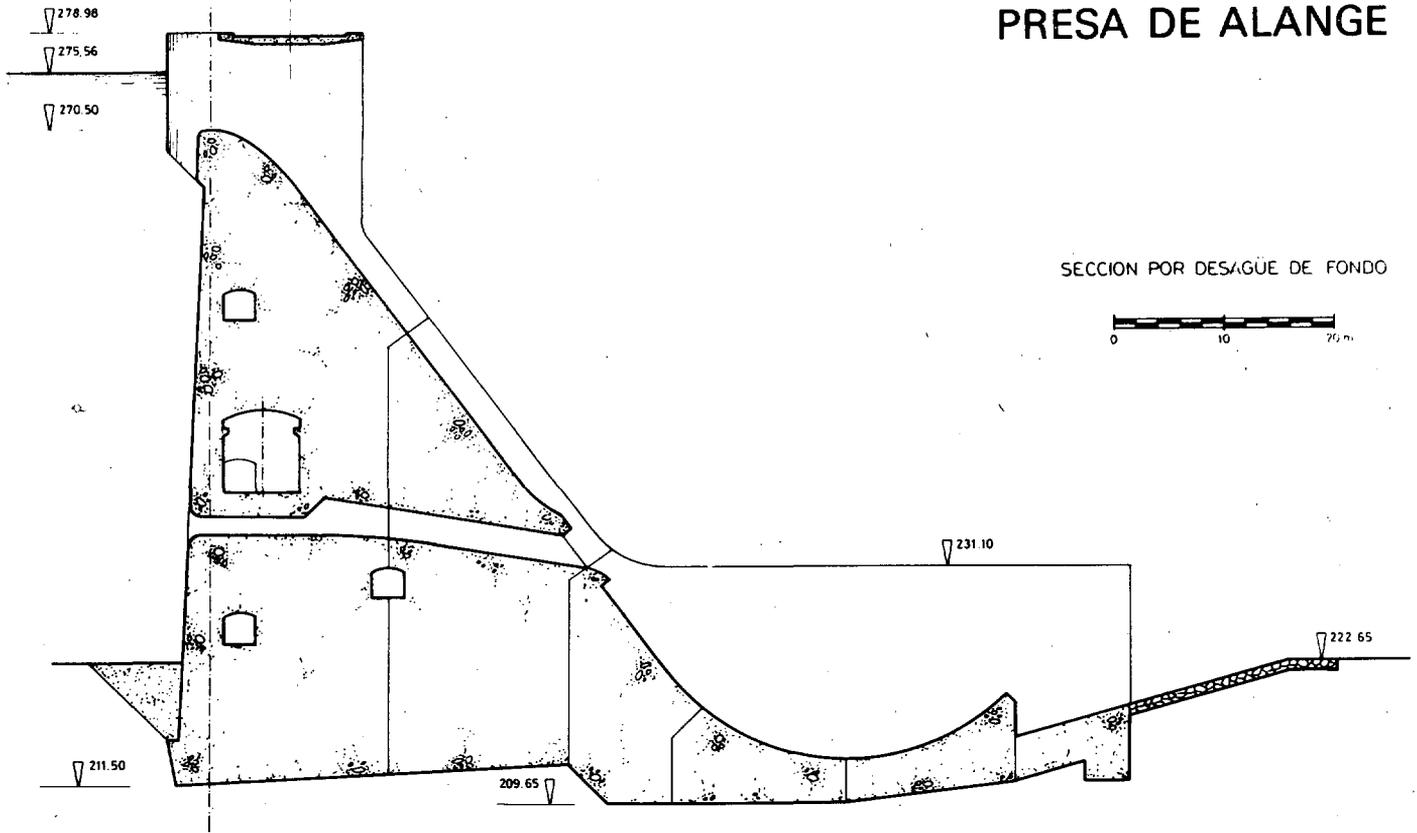


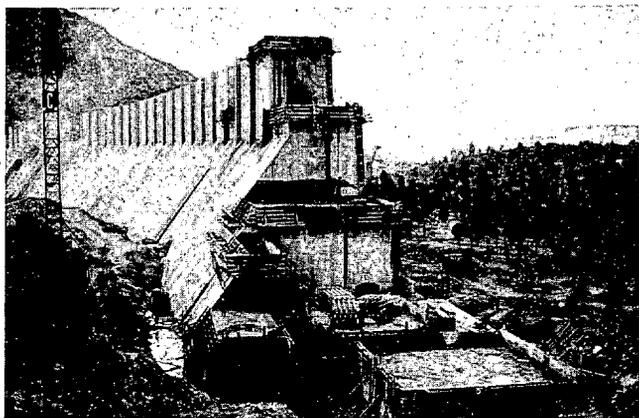
Presa de Alange vista desde la margen derecha (zona de aguas abajo).



Presa de Alange vista desde margen derecha (zona de aguas arriba).

PRESA DE ALANGE





Presa de Alange vista desde el cerro del Castillo.

evacuarán a través de un aliviadero con perfil Creager, regulado con compuertas Taintor. La energía del vertido se disipará, al pie de aguas abajo, en un cuenco amortiguador con trampolín sumergido. A dicho cuenco caen los chorros evacuados por los cuatro conductos de los desagües de fondo, seccionados, cada uno, por dos compuertas Bureau accionables desde cámaras situadas en el interior del cuerpo de presa. Está prevista también la disposición de tomas para abastecimiento, regadíos y producción hidroeléctrica.

Sobre el cuerpo de presa descrito, se dispone una amplia plataforma que soportará la nueva variante de la carretera C-423 y ramal de enlace con la N-630, con una longitud de 20,3 Kms. Finalmente, dentro de esta descripción, se debe recoger al intento de potenciar los recursos paisajísticos y turísticos de los alrededores de Alange, mediante la construcción de un camino-paseo por la margen del embalse, entre el estribo y el pueblo, junto con el relleno de una depresión que, evitando la visión de laderas deforestadas y afectadas por las oscilaciones de nivel del embalse, posibilite su habilitación como zona recreativa.

Los trabajos comenzaron el 9 de abril de 1984; a partir de entonces, previo el montaje y prueba de las instalaciones precisas, las obras fueron poniéndose en marcha sucesivamente y siguen desarrollándose sin incidencias notables, aunque su ritmo, naturalmente, depende de las circunstancias meteorológicas. Por otra parte, se ha proseguido el estudio de detalle de las características geológicas y geotécnicas del em-

plazamiento de la presa, adecuándose las soluciones constructivas a los resultados obtenidos.

Asimismo, como consecuencia del estudio de los materiales de las graveras del río Guadiana y de los conglomerantes, en el caso de la presa, se llegó a la determinación de las formulas de trabajo de los hormigones para los que, a grandes rasgos, se ha ido a una clasificación en arena (dos tamaños, con separación por hidrociclón) y áridos gruesos (cuatro tamaños, con máximo de 120 mm.) y conglomerante mezcla de cemento (P 450 ARI) y cenizas, en proporción del 70 por 100 y 30 por 100.

Dada la situación actual de las obras, más del 90 por 100 del hormigón de presa colocado y porcentajes análogos de inyecciones de consolidación e impermeabilización; realizado el montaje de los desagües de fondo y pendientes de adjudicación las compuertas de aliviadero, es de suponer que, para el otoño de 1988, las obras principales estén en condiciones de entrar en servicio. Entonces se habrá conseguido un avance más en el desarrollo de la infraestructura de la cuenca; sin que ello constituya un fin en sí mismo, sino, simplemente, un peldaño más en el incremento del potencial aprovechable de sus recursos, que quedarán en disposición para su aprovechamiento integral.

Características técnicas

Volumen en M.N.N.	852,00 Hm ³ .
Volumen de hormigón	620.000,00 m ³ .
Longitud coronación	720,00 m.
Altura sobre cimientos	67,35 m.
Cota de coronación	278,85 m.
Cota de cimentación (mínima) ...	211,50 m.
Talud:	
• Aguas arriba	0,05
• Aguas abajo	0,75
Aliviadero de superficie:	
• Longitud libre	48,00 m.
• Cota del labio	270,50 m.
• Espesor de lámina	5,06 m.
• Dimensión compuertas (4 Uds.)	12,00 x 6,25 m.
Desagües de fondo:	
• Cota del eje	235,00 m.
• Capacidad	275,00 m ³ /s.
• Dimensión compuertas	1,50 x 2,00 m.
Cuenca amortiguador:	
• Cota de la solera	218,10
• Longitud	40,50 m.
• Anchura	60,00 m.
• Profundidad	9,00 m.

PRESA DE VALPARAISO

La presa de gravedad de planta recta de 67 m. de altura y 540 m. de longitud de coronación, corresponde a uno de los tres aprovechamientos en cascada situados en el río Tera (provincia de Zamora), cuya misión es garantizar el suministro de agua para riegos y la producción de energía eléctrica.

Una Central Hidroeléctrica instalada a pie de presa, aloja dos grupos-reversibles de 30 MW. cada uno, que son alimentados por un caudal que transcurre por la correspondiente toma de aguas y tubería forzada contenidas en el cuerpo de presa, y se restituye al río mediante un corto cauce de desagüe.

La cerrada donde se cimenta la presa, está constituida por gneiss glandular en facies «Ollo de Sapo». Esta formación metamófica debe tener una edad cámbrica o precámbrica, con una parte más ojosa y de menor tamaño de grano, que suele estar en contacto con la formación superior de pizarras oscuras del Ordovícico inferior «Formación Puebla».

En la margen derecha la roca es muy sana hasta unos 20 ó 25 m. por encima del lecho del río, con alteración o descompresión pequeñas que no llegan a los 5 metros. Pequeñas fallas y diaclasas más abiertas, hasta llegar a coronación, limitan algunas zonas más alteradas cuya profundidad no sobrepasa los 10 m.

En la zona del cauce la roca es sana en forma continua.

En la margen izquierda, la zona descompresida va siendo algo superior a la de la derecha a medida que se asciende por la aldera, encontrándose en la zona alta tres fallas: una diagonal y dos paralelas al río que producen una alteración mayor que sobrepasa en algunos puntos los 12 m.

El sistema de diaclasas principal es entre paralelo y oblicuo al eje de la Presa: otro sistema poco frecuente, es casi horizontal. La esquistosidad es normal.

Para el tratamiento del macizo rocoso de la cimentación de la presa, se han realizado, primeramente, una campaña de inyección de consolidación con el fin de mejorar su impermeabilidad, y posteriormente, como control de filtraciones se ha ejecutado un completo sistema de drenaje para reducir la subpresión.

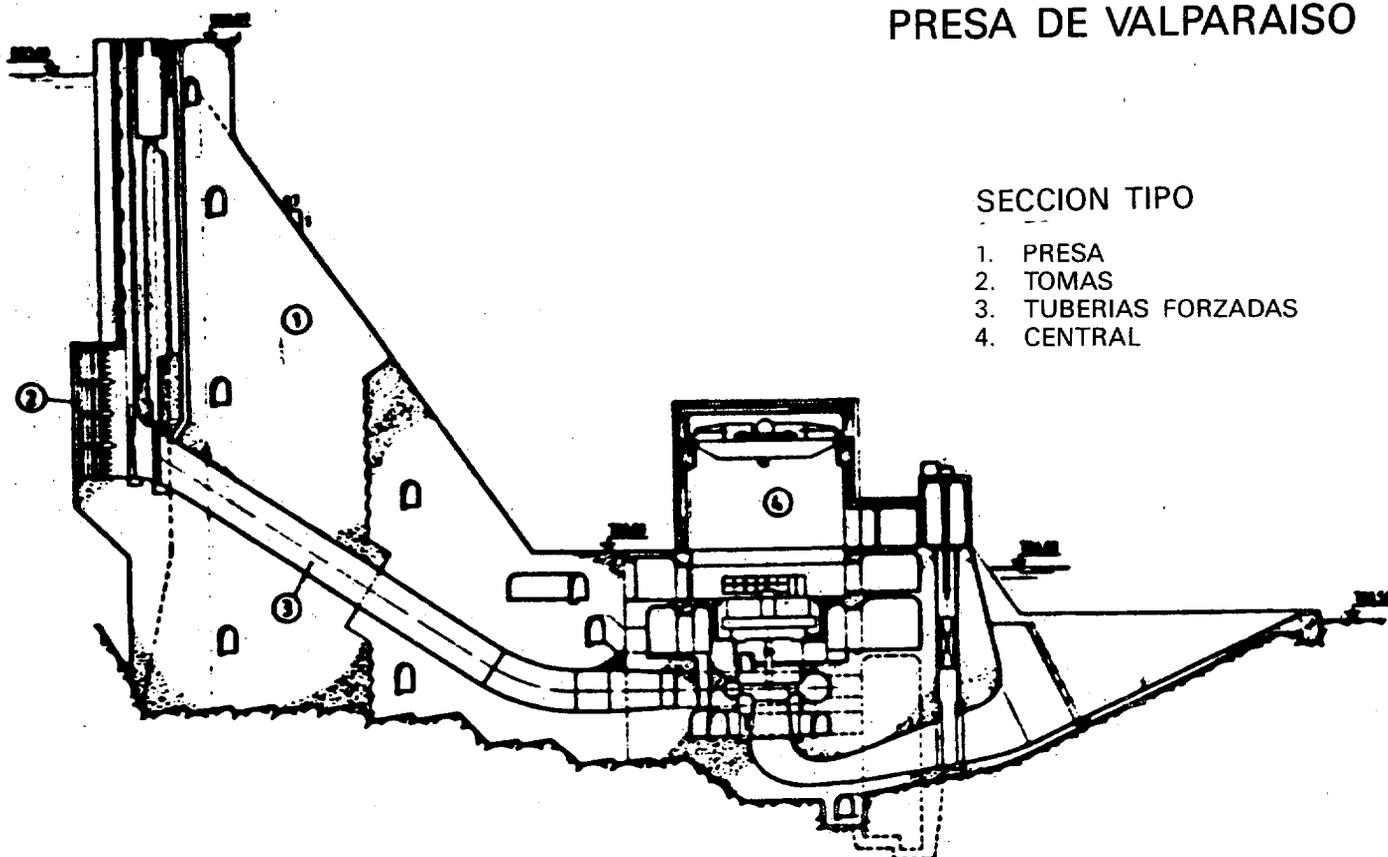
En la construcción de la presa fue necesario excavar 174.000 m³. de roca y colocar 270.000 m³. de hormigón. En la fabricación de este hormigón fueron refrigerados los áridos y se agregaron cenizas volantes al cemento.

El aliviadero lateral para 860 m³/s. está situado en la margen izquierda y devuelve las aguas al río mediante dos canales que finalizan en salto de sky.



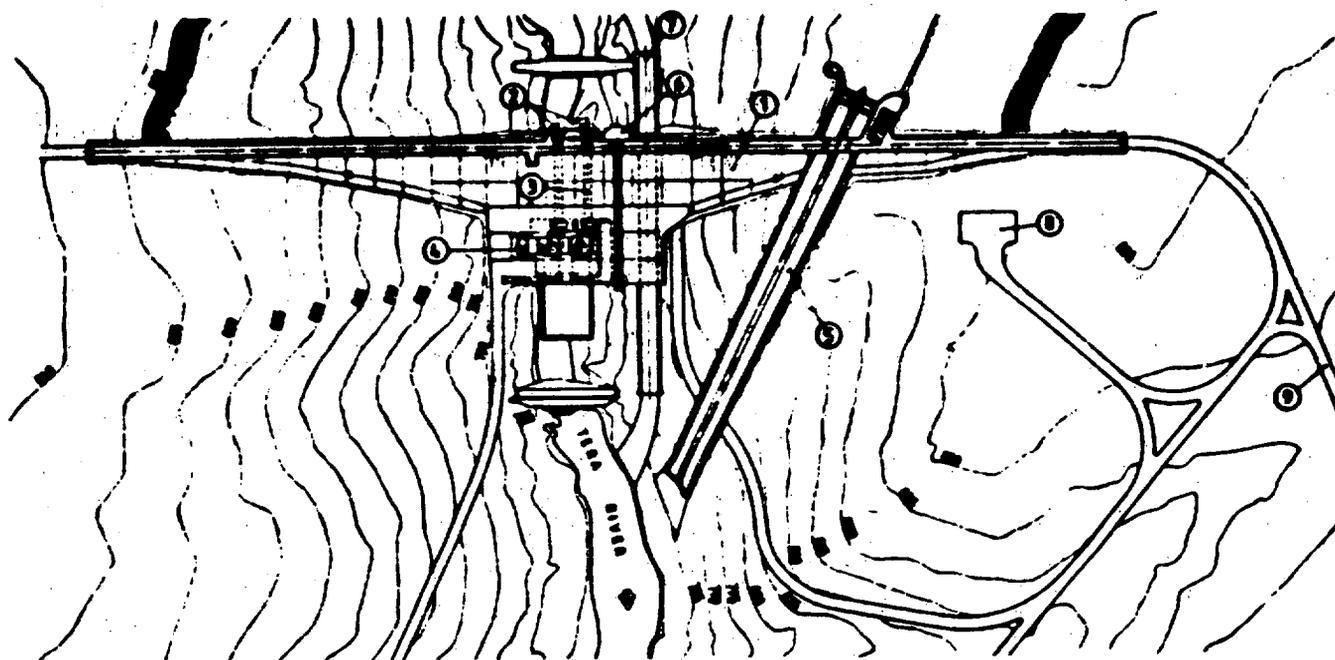
Presa de Valparaíso.

PRESA DE VALPARAISO



SECCION TIPO

1. PRESA
2. TOMAS
3. TUBERIAS FORZADAS
4. CENTRAL



PLANTA GENERAL

- | | |
|----------------------|---------------------|
| 1. PRESA | 5. ALIVIADERO |
| 2. TOMAS | 6. DESAGÜE DE FONDO |
| 3. TUBERIAS FORZADAS | 7. DESVIACION |
| 4. CENTRAL | 8. SUBSTACION |
| | 9. ACCESO |

PRESA DE CANCHO DEL FRESNO

El proyecto definitivo en el que se varió la utilización inicialmente prevista de regadíos exclusivamente, disminuyendo el número de hectáreas en regadío en 750 y asegurando el suministro de agua a las poblaciones de Cañame-ro, Zorita y Logrosán, cuya población conjunta actual es de 9.000 habitantes, pero que en el año horizonte se estima aumente hasta 15.000, con un incremento estacional veraniego en torno al cincuenta por ciento. El consumo estimado para abastecimiento es de 2 Hm³/año que, unidos a los 8,7 Hm³. necesarios para el riego permiten un excedente útil de almacenamiento de unos 6 Hm³., que cubren holgadamente las necesidades de los abastecimientos.

El proyecto de ejecución de la Presa de Cancho, incluye las obras correspondientes a la presa propiamente dicha y todos los complementarios precisos para la ejecución y posterior explotación de la misma.

La presa es de tipo gravedad de planta recta de aproximadamente cincuenta y siete metros de altura total sobre cimientos, con taludes 0,05 aguas arriba y 0,75 aguas abajo. Su capacidad de almacenamiento es de 15 Hm³.

Las cotas principales que la definen son:

Cota del lecho del río ...	580,00
Cota del labio fijo del vertedero	626,00
Cota del vértice de la presa	628,50
Cota coronación	629,50

La longitud total de la coronación es de 217 m. El vertedero central del labio fijo, desa-



Presa de Cancho del Fresno.

gua mediante tres vanos de 11 m., con lámina vertiente máxima de 2,50 m.

La presa posee tres niveles de galerías de inspección y drenaje situados respectivamente a las cotas 579,00, 597,00 y 614,00, enlazadas por una galería perimetral.

El acceso a las mismas se efectúa por cuatro galerías transversales, que llegan al paramento de aguas abajo de la presa, dispuestas dos por cada margen. La sección de la galerías es de 2,50 x 1,50 m².

La presa fue proyectada para su ejecución en bloques. 15 bloques con separación entre juntas de 15 m., a excepción de los dos centrales de aliviadero cuyas juntas están separadas 12 m. y los dos terminales de ambos estribos.

Se ha dispuesto una junta longitudinal en los bloques centrales de la presa, rematada en una galería a la cota 597,00. En dicha junta se han dejado previstos los dispositivos necesarios para inyección, por si fuese necesario realizarla a la vista del comportamiento de la junta.

La impermeabilización de las juntas transversales y longitudinales se realiza mediante bandas de P.V.C. de 0,40 m.

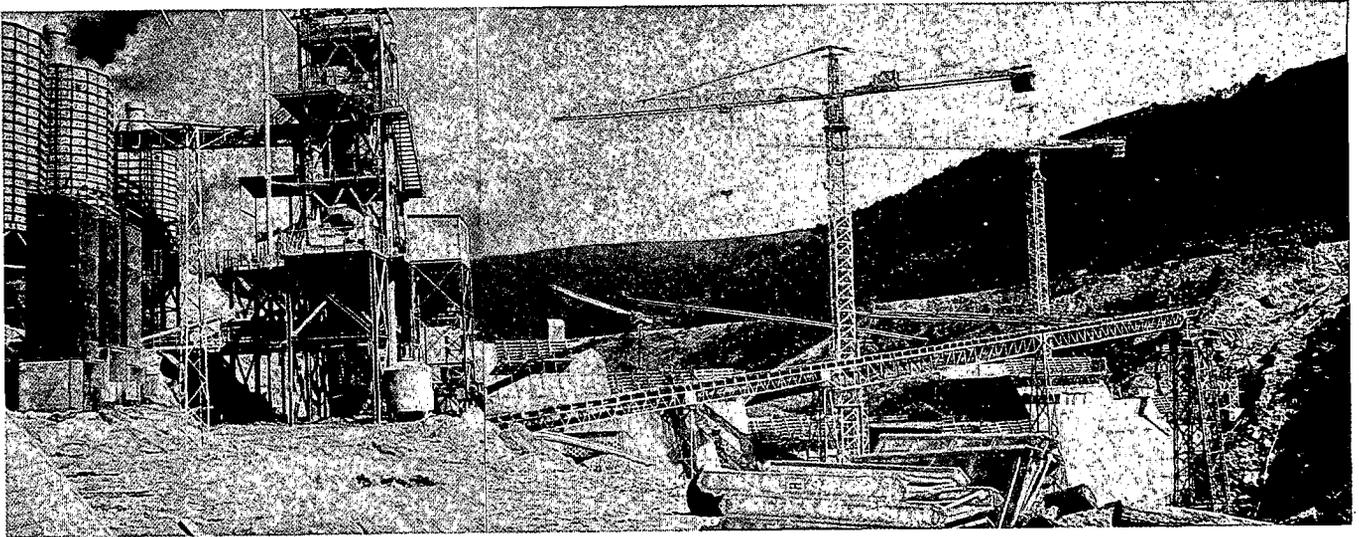
La coronación se ha proyectado con un ancho de calzada de 6 m. y aceras volantes de 1,50 m. a ambos lados. La cuña de coronación se ha aligerado por el lado del paramento de aguas abajo, retranqueando éste en 1,50 m. y disponiendo unos contrafuertes con separación entre ejes de 5 m. y ancho de los mismos de 1 m., que además de suponer un ligero ahorro de hormigón mejorarán la estética del conjunto.

La escotadura del aliviadero tiene una longitud libre total de 33 m., repartidos en tres vanos iguales.

Las pilas extremas del aliviadero son de 2,50 m., de anchura y 11,5 m. de largo. Las dos pilas intermedias son de un metro de anchura y 10 m. de largo. Todas las pilas van terminadas con acuerdos circulares.

Las aguas vertidas se lanzan mediante trampolín, lejos del pie de aguas abajo.

El desagüe de fondo formado por dos conductos b..ndados de 1 m. de diámetro se sitúa en un bloque central del vertedero, quedando el eje de su escotadura a la cota 590.



Presa de Cancho del Fresno.

Los conductos de los desagües de fondo quedan embebidos en el hormigón de la presa habiéndose previsto una transición a sección rectangular de $1,00 \times 0,80 \text{ m}^2$, al llegar a la cámara donde se han dispuesto las válvulas de maniobras.

Se disponen de dos válvulas de maniobras, tipo compuerta rectangular (Bureau of Reclamation) de $1,00 \times 0,80 \text{ m}^2$, motorizada, por tubería. Una será de cierre de seguridad y la obra de maniobra. Todas llevan aguas abajo de las mismas, un conducto de aireación encargado de suministrar aire a fin de evitar fenómenos de cavitación. Este tubo de aducción de aire asciende hasta la coronación de la presa.

Se ha dispuesto un puente grúa, recorriendo la cámara, con carga en gancho de 5 Tn. para facilitar las maniobras de montaje de las válvulas.

La presa dispone de tres tomas de agua a distinta altura, todas ellas constituidas por tubería $\varnothing 500$ milímetros. Las dos más altas, cuya embocadura se halla a las cotas 620 y 612,82 se ubican sobre el mismo plano vertical y disponen de una salida común. La más baja con embocadura a la cota 596,22, dispone de salida independiente. Todas las tomas se han colocado en margen derecha.

La pantalla de inyecciones se preve realizarla hasta una profundidad de 20 m. a partir de la galería perimetral.

La pantalla de drenaje de la cimentación está constituida por drenes verticales de 7,5 cms., de diámetro separados a 3 metros.

Se ha previsto para la auscultación de la presa un péndulo invertido, en el bloque adyacente al aliviadero por la margen izquierda, con anclaje hasta una profundidad de 15 m. A ambos lados del aliviadero se prevén dos secciones de control en las que se colocarán extensómetros y termómetros eléctricos y los respectivos controles de lecturas, así como un coordinómetro.

La colocación del hormigón de la presa del Cancho del Fresno, con un volumen aproximado de 135.000 m^3 , se realizó con una instalación de cintas transportadoras de alta velocidad. Con este sistema, utilizado por primera vez en este país, se obtienen elevados rendimientos de colocación, en esta obra próximos a los $120 \text{ m}^3/\text{h}$. La instalación se compone de:

- Cinta fija de 89 ml. y 650 mm. de anchura de banda; va instalada entre la central de hormigón y la cabeza de un castillete de transferencia situado en el eje del río Ruelas, aguas abajo de la presa. Tiene tres apoyos intermedios.
- Cinta móvil ROTEC de 41,7 ml. Apoya sobre el castillete anterior en uno de sus extremos, descansando el otro sobre mástiles fijos, situados en las laderas. Su posición depende de la margen donde se hormigona. Los mástiles de ladera son re-

crecidos de acuerdo con la altura alcanzada por el hormigón de la presa.

- Cintas ROTEC de 35 ml. Son dos y van desde los mástiles de las laderas al brazo distribuidor. El punto intermedio de las dos cintas apoya sobre mástiles móviles.
- Brazo distribuidor ROTEC de 20 ml. Se trata de una estructura que aloja una cinta telescopable; puede rotar 360° y adoptar posiciones en pendiente mediante gatos. Apoya sobre un eje de giro situado en la cabeza de un poste metálico de \varnothing 600 mm y 8,70 m de altura, cuya base se empotra en un hueco dejado en cada tongada de la presa y se hormigona la siguiente.

Se dispone de dos de estos distribuidores para disminuir el tiempo de maniobra del cambio de equipo entre dos fases de hormigonado de bloques.

Para el posicionamiento de las cintas se emplean dos grúas Imenasa 776 y una Potain 180, que se utilizan también para el manejo de encofrados, transporte de tractores de vibrado, etc.

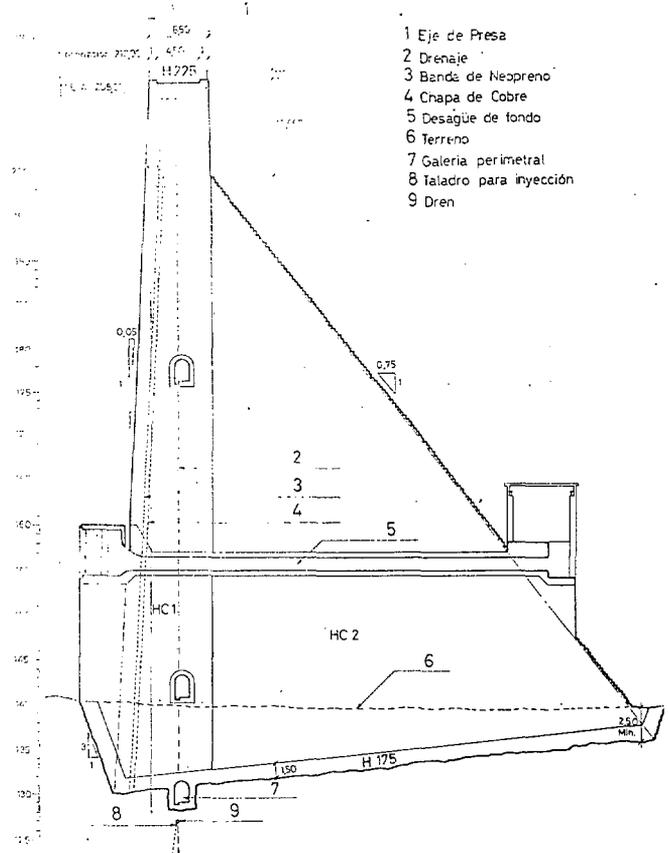
Características técnicas

Volumen de embalse	15,00 Hm ³ .
Tipo de presa	Gravedad
Longitud coronación	217,00 m.
Altura máxima sobre cauce	50,00 m.
Altura sobre cimientos	57,00 m.
Aliviadero	Frontal labio libre.
Amortiguación de energía	Trampolín.
Desagüe de fondo	2 tuberías \varnothing 1.000
Tomas para abastecimiento	3 tuberías \varnothing 500
Volumen de excavación	45.000,00 m ³ .
Volumen de hormigón	133.000,00 m ³ .

PRESA DE SANTA EUGENIA

Se ocuparon terrenos el 1.º de octubre de 1986. Al principio de mayo de 1987, se acabó la excavación de la Presa.

A final de abril se comenzó el terraplén de Ensayo o losa de Ensayo con las instalaciones totalmente acabadas. Este trabajo duró dos meses. En la primera semana de junio se comenzó el hormigón H-175 de la Presa, corres-



Presa de Santa Eugenia. Sección por desagüe de fondo.

pondiente al Zócalo y el día 30 de junio el hormigón compactado con los siguientes ritmos aproximados:

Junio 87	15.000 m ³ .
Julio 87	31.000 m ³ .
Agosto 87	36.000 m ³ .
Septiembre 87	11.000 m ³ .
Octubre 87	10.000 m ³ .
Noviembre 87	21.000 m ³ .
Diciembre 87	18.000 m ³ .
Enero 88	18.000 m ³ .

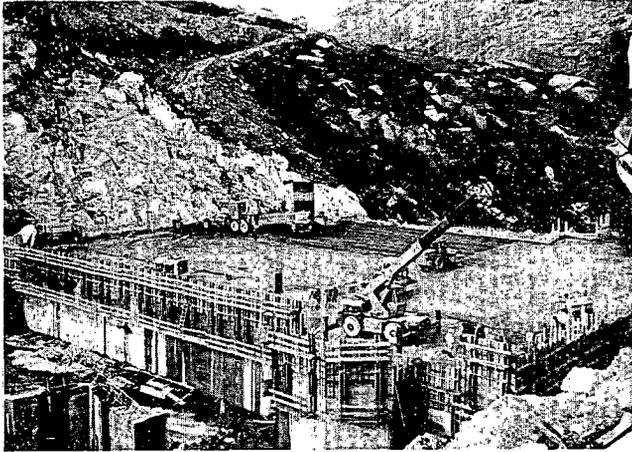
Total colocado en presa a finales de enero de 1988, 160.000 m³.

Se utilizan dos tipos de hormigón compactado:

HC-1: Se coloca junto al paramento de aguas arriba. Tamaño máximo 70 mm.

Dosificación: 110 kgs. cemento PA-250, 130 kgs. de cenizas volantes.

HC-2: Se coloca en el resto de la presa. Tamaño máximo 100 mm.



Presa de Santa Eugenia.

Dosificación: 90 kgs. cemento PA-250, 125 kgs. de cenizas volantes.

El salto que está en fase de montajes consta de torre de toma, túnel, tubería y central, con una longitud total de la conducción de 1662 m. distribuidos de la siguiente manera:

Túnel	1.256 ml. (Ø 4,50).
Tuberías	363 ml. (Ø 2,40).
Toma y bifurcación	43 ml.

En la central se instalan dos turbinas con caudales de 26 m³/s. cada una.

Características técnicas

Comienzo de obra	Octubre 1986.
Final de obra	Junio-Julio 1988.
Río	Xallas.
Término municipal	Dumbria y Mazaricos.
Provincia	La Coruña.
Tipo de presa	Gravedad, de planta recta.
Altura	83 m.
Longitud de coronación ..	280 m.
Volumen de presa	240.000 m³.
Volumen de embalse	18,05 Hm³.
Aliviadero	En perfil Creager. 4 vanos de 5,50 x 5 m. con compuertas tipo vagón.
Desagües de fondo	Dos conductos de Ø 1,50 con compuertas Tipo Bureau de 1,25 x 1,50 m. y válvulas de regulación tipo Howell-Bunger de Ø 1,50 m.
Volumen de excavación ..	67.000 m³.
Vol. hormigón compactado	215.000 m³.
Vol. hormigón convencional	25.000 m³.
Acero en armaduras	200.000 Kgs.

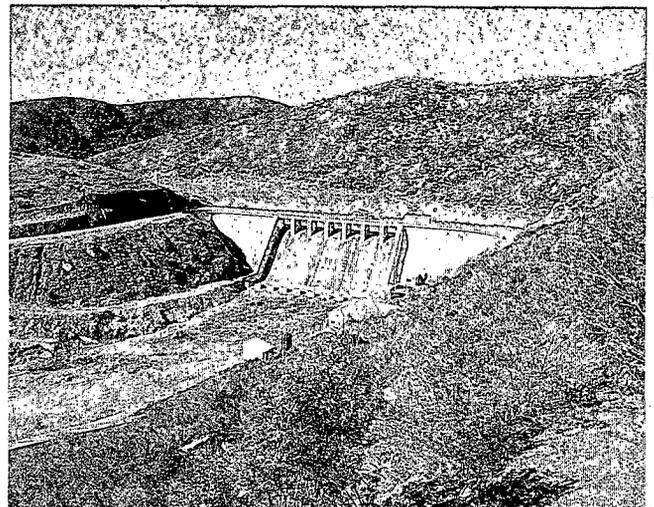
PRESA DE CASTILBLANCO

La presa de Castilblanco, con sus 25 metros de altura y una longitud de coronación de 123 metros está situada en la Rivera de Cala; tiene una capacidad de un millón de metros cúbicos que se destinan al abastecimiento del pueblo de Castilblanco de los Arroyos. La cuenca con una superficie de 71 Km². tiene una aportación media anual de 16 Hm³.

La presa de gravedad y su proyecto original consistía en una presa de hormigón convencional con una disposición de juntas cada 15 metros, como es habitual. Posteriormente en una revisión del proyecto se decidió ejecutarla con hormigón compactado: la presa tiene ahora una sola junta de construcción en el centro de la presa que obedece a razones distintas de la técnica de este tipo de hormigón.

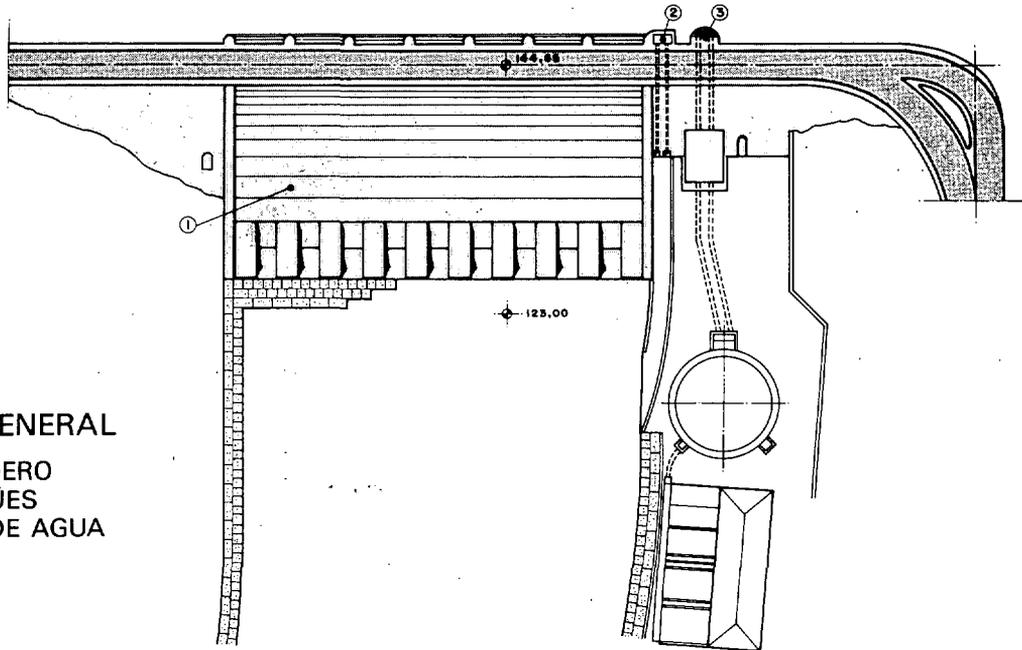
De los 20.000 m³. de hormigón que constituyen el volumen de la presa, 14.000 m³, se han ejecutado con hormigón compactado y el resto con hormigón convencional en aquellos elementos, que por llevar armaduras o por resultar inaccesibles a la maquinaria de compactación no pueden ser ejecutados con hormigón compactado. También se ha colocado un espesor de un metro de hormigón convencional en ambos paramentos.

Tiene el interés de ser la primera presa construida en España con hormigón compactado. Ha constituido una fuente muy interesante de



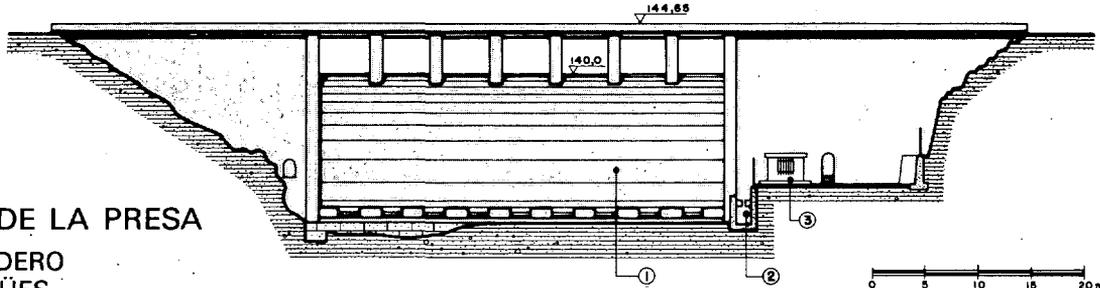
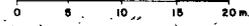
Presa de Castilblanco.

PRESA DE CASTILBLANCO



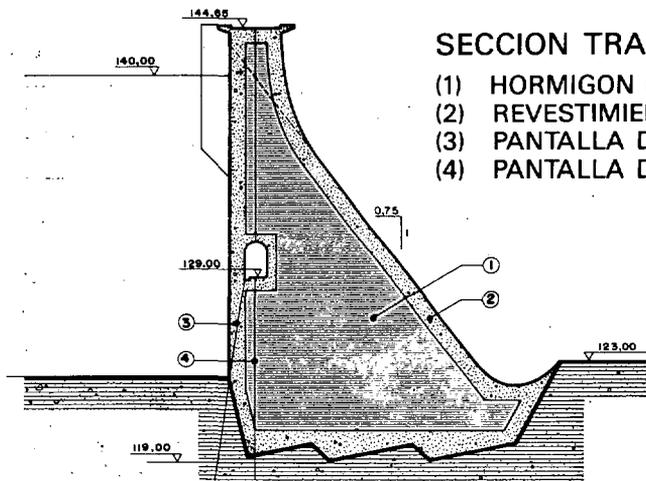
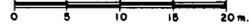
PLANTA GENERAL

- (1) ALIVIADERO
- (2) DESAGÜES
- (3) TOMA DE AGUA



ALZADO DE LA PRESA

- (1) ALIVIADERO
- (2) DESAGÜES
- (3) TOMA DE AGUA



SECCION TRANSVERSAL

- (1) HORMIGON COMPACTADO CON RODILLO
- (2) REVESTIMIENTO DE HORMIGON
- (3) PANTALLA DE INYECCIONES
- (4) PANTALLA DE DRENES



experiencia que se ha aplicado ya a algunos proyectos como el de la presa de la Puebla de Cazalla, de 70 metros de altura, y a algunos otros más actualmente en estudio.

El aliviadero va situado sobre la misma presa y es de lámina libre, con siete vanos de cinco metros de anchura cada uno; la altura prevista de lámina es de 4 metros y el caudal máximo de 610 m³/s.

Va equipada con dos desagües de fondo de 80 cms. de diámetro, accionados por doble compuerta manual cada uno de ellos, y con dos tomas de 50 cms. de diámetro, cerradas aguas arriba por compuertas manuales y aguas abajo por válvulas de mariposa motorizadas.

PRESA DE LOS MORALES

Las obras comenzaron en noviembre de 1986, quedando concluidas en enero de 1988.

La roca de cimentación fue granito de dureza grado 2, aunque muy diaclasado. En el estribo izquierdo, a la cota 790, apareció un manto de jabre totalmente suelto que obligó a prolongar este estribo en una longitud de 30 m., después de haber efectuado la limpieza del mismo hasta conseguir cimentar en un granito de grado 3.

La presa se comenzó toda ella con hormigón compactado, incluso paramentos, con excepción del aliviadero que se ejecutó en hormigón convencional. Después de unos ensayos de permeabilidad, y cuando el muro se encontraba a la cota 780, se decidió continuar con el paramento de aguas arriba en hormigón convencional, en un espesor de 40 cms. De esta manera se alcanzó la cota 800, a partir de la cual, y más que nada por motivos puramente constructivos, se volvió a ejecutar toda la obra con hormigón compactado. La galería perimetral se ha construido en hormigón convencional armado.

La prolongación del estribo izquierdo también se ha ejecutado en hormigón convencional por imposición de sus dimensiones, que no permitía el empleo de la maquinaria necesaria para llevarla a cabo con hormigón compactado.

Se emplearon 5 tipos de árido de tamaños

0-2; 2-5; 5-20; 20-40; 40-80, además de cemento P-450 y cenizas volantes. La dosificación se efectuó por volumen, lo que obliga a tarar las tolvas de áridos una vez al día, y la de cemento y cenizas de 3 a 4 veces diarias. El amasado se efectuaba en una hormigonera continua de capacidad de 50 m³/h.

La puesta en obra era, desde la estación de hormigonado hasta el tajo, por medio de cintas transportadoras telescópicas. A partir de su vertido, se extendía con una pala niveladora y se compactaba con un rodillo de 10 Tn. estáticas y 12 Tn. dinámicas. Se daban 8 pasadas, la primera y última sin vibrar.

La dosificación más empleada fue:

Cemento P-450	69 Kgs.
C/V	153 Kgs.
Arenas	656 Kgs.
Arido 5/20	419 Kgs.
Arido 20/40	449 Kgs.
Arido 40/80	580 Kgs.

En los paramentos se eliminaba el árido de 40/80 para conseguir una mejor terminación.

Hasta el día de hoy se ha inyectado el cuerpo de presa desde la galería perimetral hasta el terreno natural sin conseguir admisiones sensibles. También se han ejecutado inyecciones de cosido con resultados variables.

Está pendiente llevar a cabo un estudio del comportamiento del cuerpo de presa, ejecutado con hormigón compactado, ante una campaña de inyecciones en el mismo.

Características técnicas

Aportación media anual	1,40 Hm ³ .
Cota de máx. nivel normal	802,00 m.
Cota de nivel máx. extraordinario	802,90 m.
Cota de mín. nivel de explotación	790,00 m.
Volumen útil	2.220.000,00 m ³ .
Cota coronación	804,00 m ³ .
Cota lecho arroyo	782,00 m.
Cota fondo cimentación	777,00 m.
Altura sobre cimientos	27,00 m.
Longitud coronación	201,00 m.
Talud aguas arriba	Vertical.
Talud aguas abajo	0,75 (escalonado con altura de 0,40 metros.)
Anchura del camino de coronación	3,00 m.
Vol. excavación (cuerpo de presa)	12.921,62 m ³ .
Volumen total	23.161,54 m ³ .

Aliviadero

Situación	Central.
Capacidad	15,00 m ³ /s.
Número de vanos	2
Longitud del labio	8 m.
Cota del umbral	802,00 m.
Altura lámina	0,90 m.

Desagües de fondo y tomas

Cota de captación	790,00 m.
Conductos	2 Ø 500
Válvulas seguridad tipo compuerta	2 Ø 500
Vál. regulación tipo Howell-Bunger	2 Ø 500
Capac. de los desagües de fondo	2.800,00 l/s.
Conducciones de toma	2 Ø 400
Capacidad de la toma	175,00 l/s.

PRESAS DE CORTES DE PALLAS Y EL NARANJERO

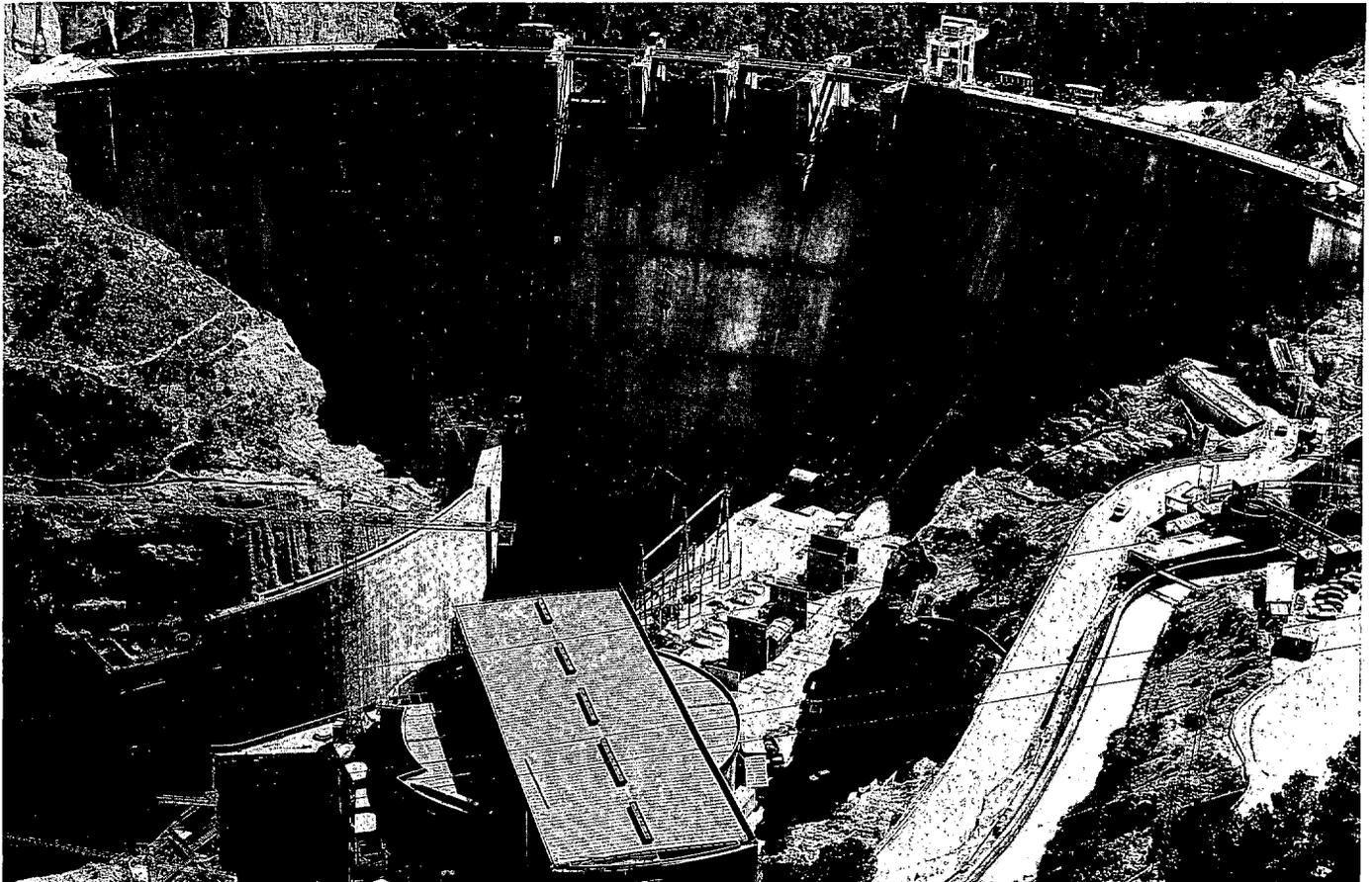
El Salto de Cortes II en el río Júcar está constituido por las presas de Cortes y de El Naranjero ambas de arco-gravedad y de 116 y 84 metros de altura respectivamente.

El volumen total de hormigón, incluidas la central de pie de presa y las estructuras complementarias, se eleva a 1.405.000 m³, de los que 867.000 m³, corresponden a la presa de Cortes y 401.000 a la de El Naranjero.

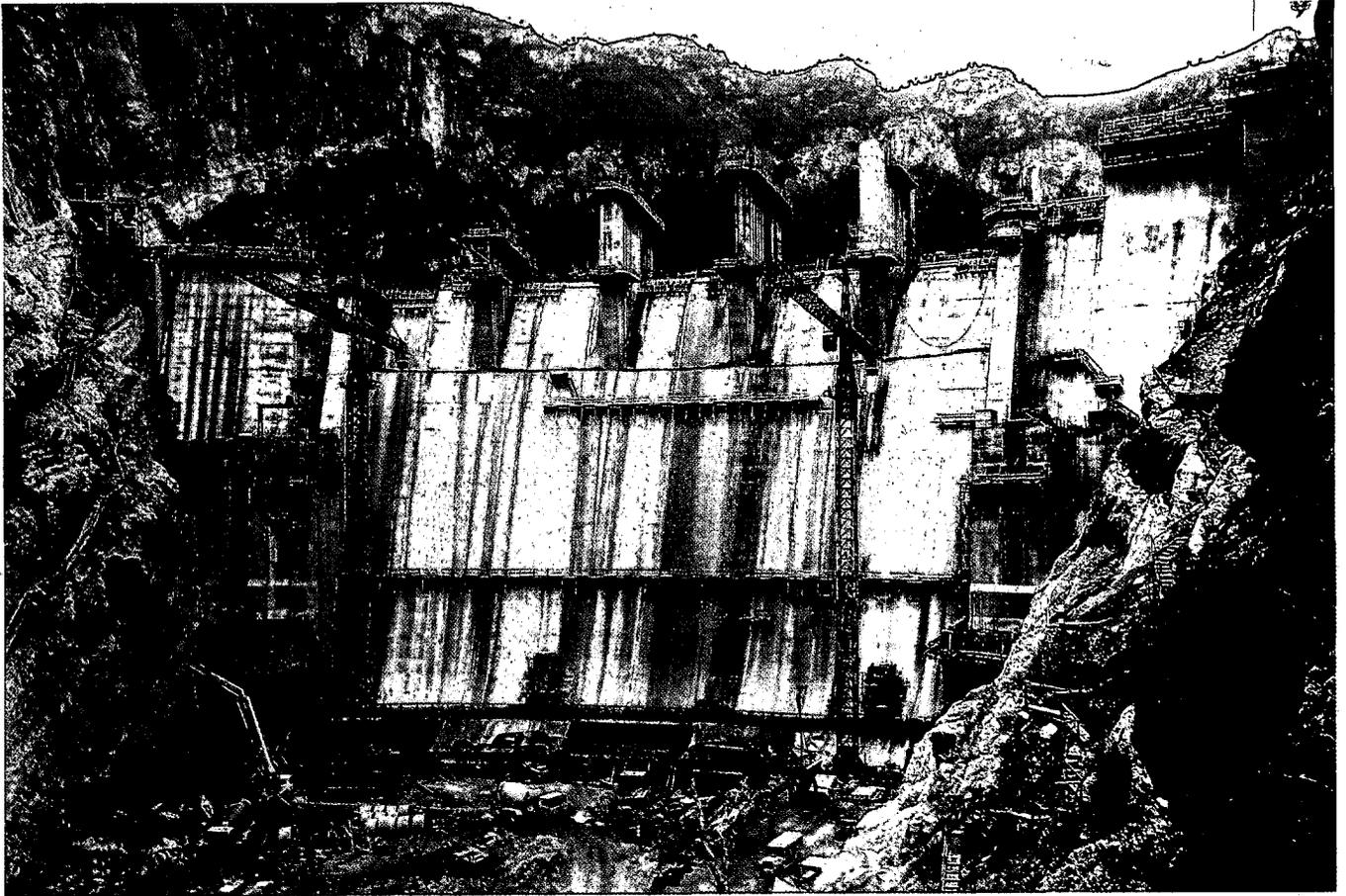
Aunque la distancia entre ambas presas es de 7 Kms., para su construcción se ha dispuesto una instalación única de hormigonado, situada en la margen izquierda, inmediatamente aguas arriba de la presa de Cortes, junto a la cantera, transportando las masas de hormigón hasta la presa de El Naranjero mediante camiones calorifugados de 12 m³, de capacidad.

Las instalaciones se han preparado para hacer frente a las exigencias impuestas, por una parte, por la dimensión de las tongadas, de 800 a 1.000 m³, y por otra a la producción mensual prevista en el programa.

Los hormigones se han fabricado con 4 tamaños de áridos y 2 arenas y con cemento tipo PY-PUZ-275 de bajo calor de hidratación, (65



Presas de Cortes.



Presa de El Naranjero.

calorías/gramo a 28 días) preparado especialmente para estas obras.

El hormigón tipo de ambas presas, de tamaño máximo 150 mm., se ha colocado a una temperatura comprendida entre 8 y 11° C., para lo cual ha sido necesario amasar en época de temperaturas elevadas con escamas de hielo (hasta 25 kgs, de hielo/m³, de hormigón) y áridos enfriados a 4° C., por inmersión de los mismos en aguas a 1° C. de temperatura.

Cada una de las dos plantas de hormigonado, de 150 m³/hora, contaba con 4 hormigoneras de 3 m³, de capacidad, lo que ha permitido el amasado con escamas de hielo sin perder producción.

La baja temperatura de colocación ha retrasado el comienzo del fraguado lo que ha servido para facilitar el transporte y la colocación del hormigón en la presa de El Naranjero.

La adopción de este sistema de refrigeración,

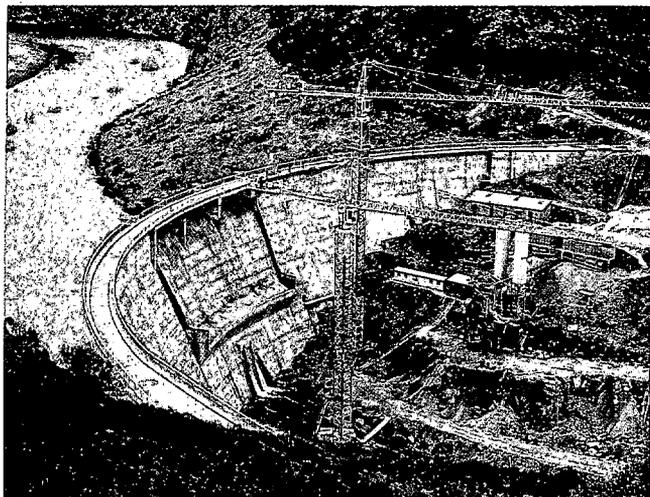
en sustitución del enfriamiento con agua a través de serpentinas, ha permitido acelerar la preparación de tongadas, disminuir el gradiente, y conseguir mayor uniformidad de temperatura en los bloques de hormigón.

Las producciones mensuales máximas alcanzadas han sido 50.000 m³, en la presa de Cortes y 27.000 en la de El Naranjero.

PRESA DE FRESNEDA

Es una pequeña presa, situada sobre el río Fresneda, afluente del Jándula que, a su vez, es afluente del Guadalquivir por la derecha. Produce un embalse de 13 Hm³, que se destinarán a abastecimiento de aguas al pueblo de Valdepeñas, en plena Mancha de Ciudad Real.

La presa, de tipo arco-gravedad, tiene una altura de 38 m., con radio de 92 m. y ángulo en



Presa de Fresneda.

el centro de 120 grados. El paramento de aguas arriba es vertical y el de aguas abajo tiene un talud de 0,45. La longitud de coronación es de 193 m.

El aliviadero, situado centralmente sobre la presa, es de labio fijo con capacidad para 316 m³/s. y restituye las aguas al cauce mediante un trampolín de lanzamiento.

Está dotada de dos desagües de fondo de 80 centímetros de diámetro, que atraviesa la presa, equipados con dos válvulas mariposa en cada uno de los conductos.

Características técnicas

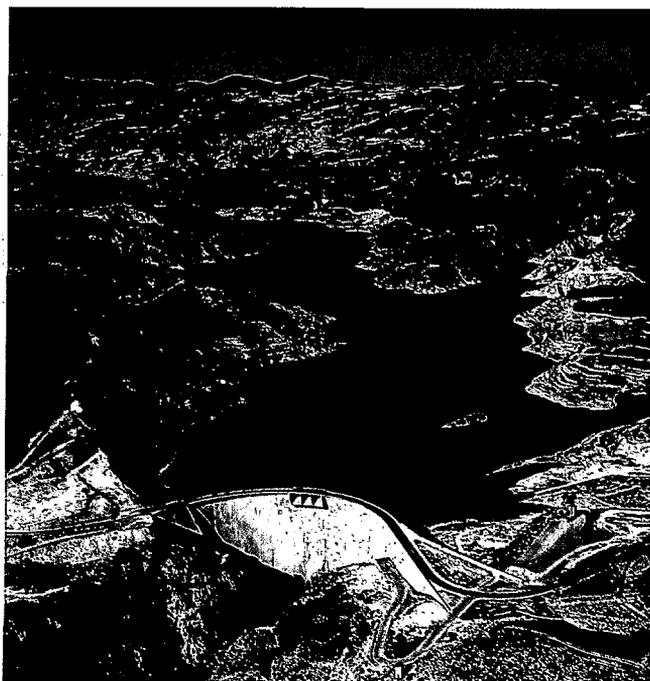
Precipitación media	566 mm.
Aportación media	14,63 Hm ³ /año.
Caudal medio	0,46 m ³ /s.
Cota máx. nivel normal embalse	717,00 m.
Cap. embalse a máx. nivel normal	13,20 Hm ³ .
Aportación regulada	11,79 Hm ³ /año.
Cota de coronación	719,55
Altura de presa	38,00 m.
Longitud de coronación	193,00 m.
Anchura de coronación	2,50 m.
Volumen de excavación	7.161,52 m ³ .
Volumen de hormigón	29.799,86 m ³ .
Longitud de aliviadero	3 × 12 = 36,00 m.
Cota del umbral de vertido	717,00
Cota máx. nivel embalse durante avenidas de 500 años	718,55
Resguardo mín. durante avenidas de 500 años	1,00 m.
Restitución al cauce	Trampolín de lanzamiento.
Cap. máx. de desagüe fondo ...	13,74 m ³ /s.

PRESA DE BEZNAR

El embalse de Béznar pertenece a una de las cuencas de la Confederación Hidrográfica del Sur y está emplazado sobre el río Izbor, afluente principal del Guadalfeo. Este último drena la vertiente Sur y parte del Sur-Oeste de Sierra Nevada, en la provincia de Granada. El Izbor recoge aguas al pie del Cerro del Caballo (cota 3.013) por el río Dúrcal y, alimentado éste por los desagües de las Lagunas del Padul (cota 750), se reúne en la cola del pantano (cota 490) con los ríos Torrente y de las Albuñuelas en el corazón del Valle de Lecrin. La cuenca receptora resultante es de 352 Km²., con una aportación media anual de 55,6 Hm³.

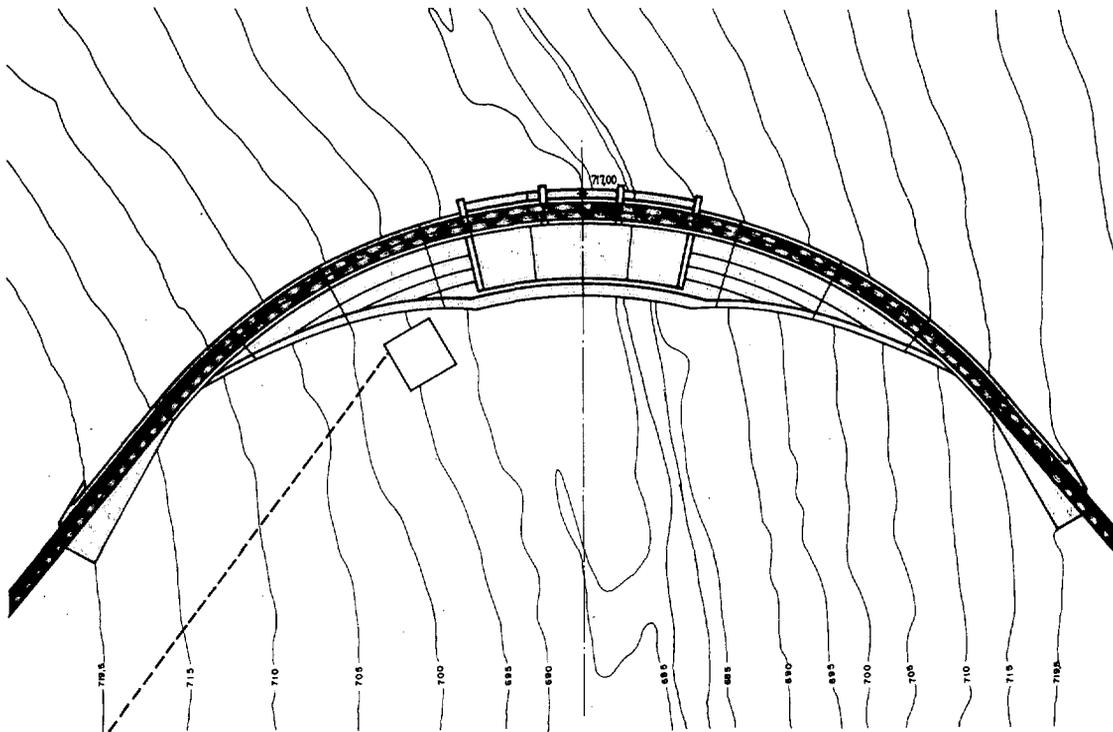
El embalse tiene una capacidad de 56,5 Hm³, es de regulación anual y se destina a: garantizar los Antiguos y Nuevos Riegos de Motril-Salobreña (unas 6.000 Has.), colaborar a la ampliación de la zona regable del litoral hasta la cota 300 y a mejorar el abastecimiento de la costa.

Para crear el embalse ha sido necesario construir una presa bóveda gruesa con doble curvatura, sobre terrenos Miocenos del borde de la depresión de Granada. Tiene 184 m. de al-

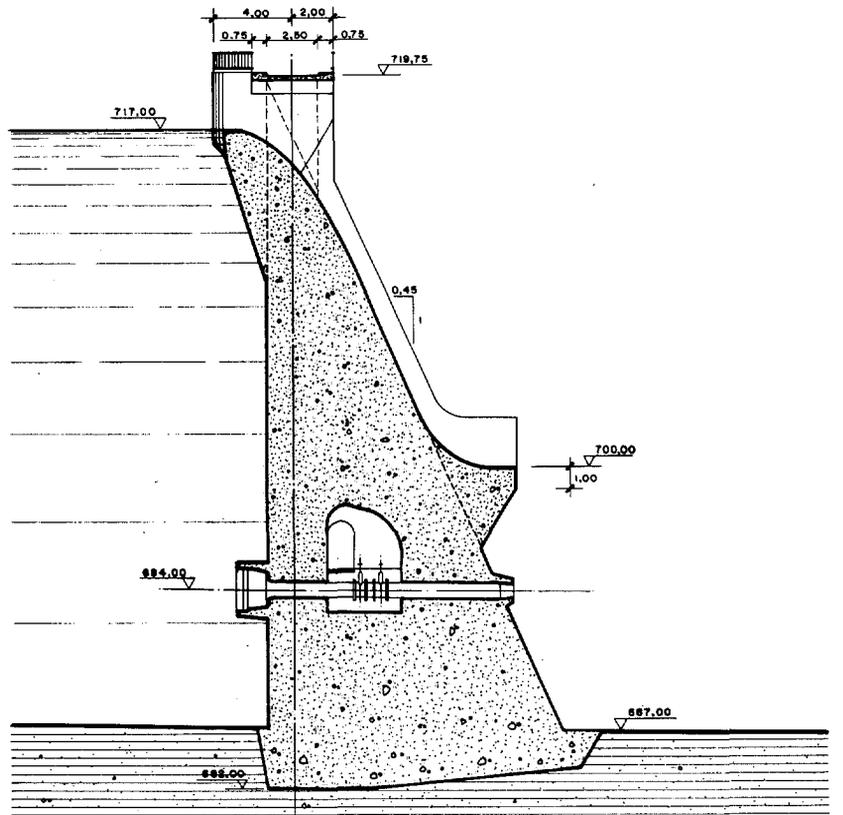


Presa de Béznar.

PRESA DE FRESNEDAS



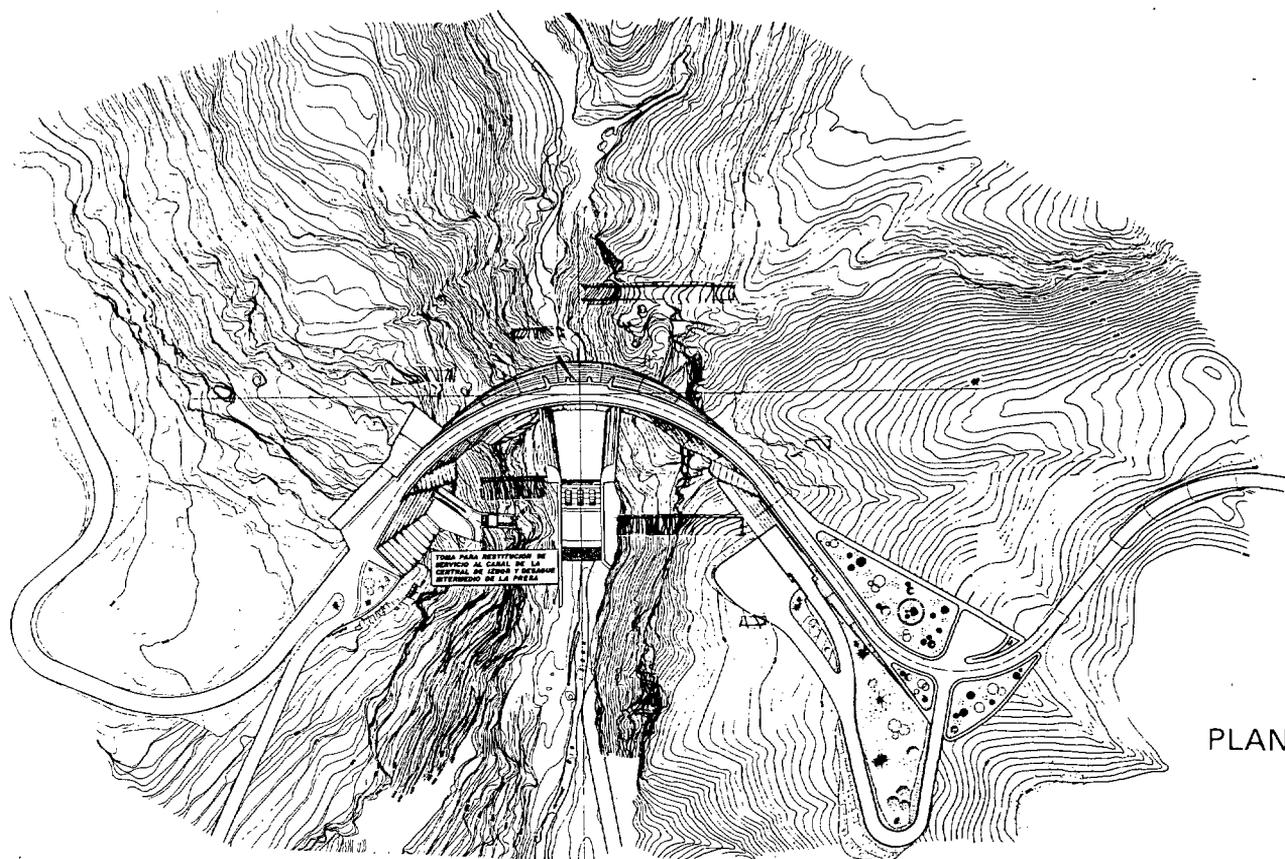
PLANTA GENERAL



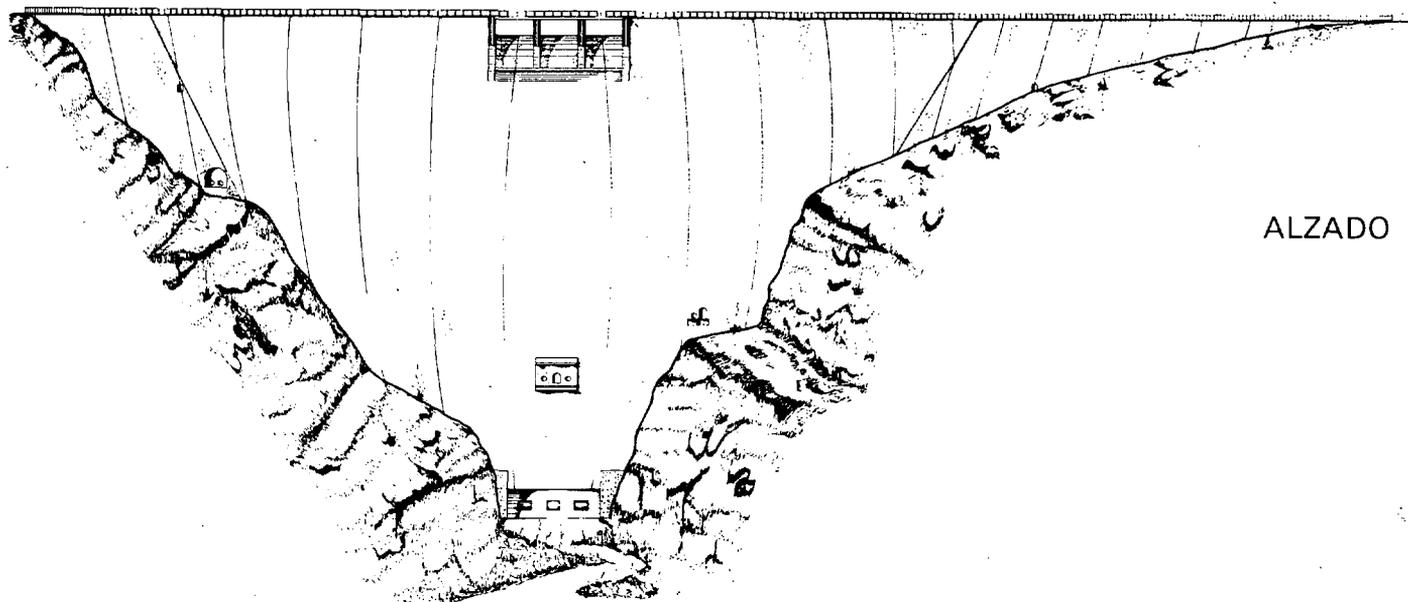
SECCION TRANSVERSAL Y DESAGÜE DE FONDO



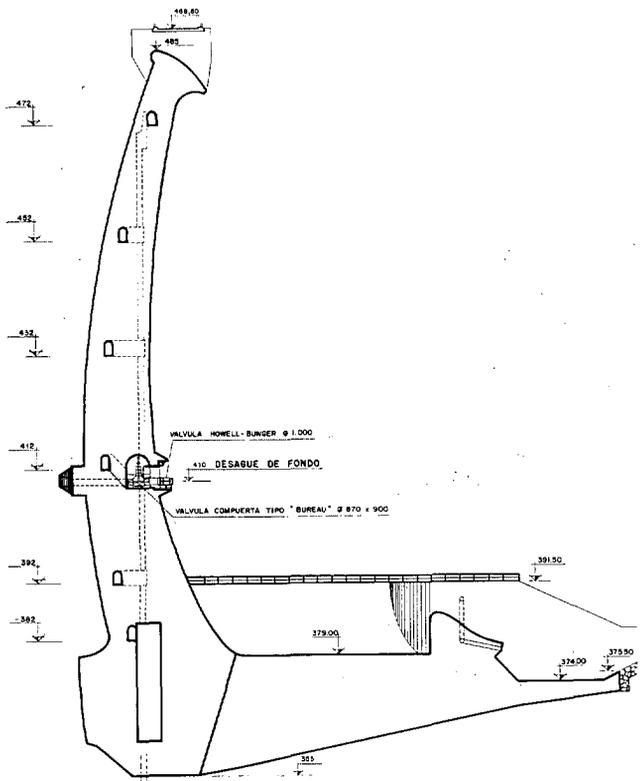
PRESA DE BEZNAR



PLANTA



ALZADO



Presa de Bézar. Ménsula central.

tura desde el cimiento del bloque central, 110 m. desde el cauce, y un desarrollo total en coronación de 408 m. incluyendo estribos.

La bóveda propiamente dicha es simétrica en su mitad superior y disimétrica en las cotas bajas. Tiene una relación cuerda/altura de 1.6, ángulo central de 40°, ángulo total entre estribos de 108°, y estriba por gravedad sobre ambas laderas. El estribo izquierdo se ha aligerado dándole una forma de esbelta y los arcos son circulares de tres centros y la ménsula central tiene un radio de curvatura medio de 150 m., con espesores en coronación y cimiento de 6 y 19 m. respectivamente.

El aliviadero es de labio fijo vertiendo libremente sobre coronación a un sistema formado por un cuenco-azud-contracuenco a pie de presa. Tiene tres vanos de 8,50 m. de longitud y permite la evacuación de 321 m³/s con una lámina vertiente de 3,30 m. El hidrograma de la avenida de 500 años da un punta de 535 m³/s. y laminado por el embalse se reduce a 194 m³/s.

El desagüe de fondo (cota 410) lo constitu-

yen dos conductos circulares de un metro de diámetro, con rejilla preparada para ataguar en el paramento, válvulas de seguridad de compuerta tipo Bureau y de regulación Howell-Bunger. Es capaz de descargar 44 m³/s. a cota de M.E.N. (485). El desagüe de medio fondo (cota 452) es un conducto circular de 1,20 m. de diámetro que se bifurca en dos de 0,80 m. a través de una pieza pantalón. Estas tuberías tienen válvulas de seguridad de compuerta tipo Bureau y de regulación del tipo Hollow-Jet. El chorro hueco cilíndrico concentrado rompe carga en un cuenco tipo Bureau, con planta de 25 × 5 m. y compuerta de nivel constante. Un corto trampolín lanza el caudal de desagüe, hasta 16 m³/s, en caída libre de 1,70 m de altura hasta el contratueno situado en el cauce. De este cuenco exterior de rotura de carga sale un canal, en túnel, para reponer el servicio de la antigua central hidroeléctrica de Izbor (Vélez de Benaudalla), con 11.400 Kw. de potencia instalada, cuyo canal de toma ha quedado inundado por el embalse en un tramo de unos dos Kms. También se ha colocado en la presa un conducto circular de 1,40 m. de diámetro, a cota 424, para un posible aprovechamiento hidroeléctrico en el pie de la misma. Está cerrado por una válvula de mariposa y brida ciega al final.

Para construir la estructura se han excavado 380.000 m³ de roca y se han puesto en obra 407.000 m³ de hormigón de 5 tamaños de árido y cemento PUZ II 350 con un 30 por 100 de cenizas volantes. El hormigón se ha refrigerado en dos fases: con agua natural del río primero, y con esta refrigerada a 4° C para inyectar juntas a una temperatura de 11° C en el hormigón.

Las mayores dificultades de esta obra surgieron en la cimentación y han dado motivo a importantes labores de corrección, refuerzos y tratamientos del terreno, para mejorar notablemente la garantía de seguridad en ambos estribos. Estas operaciones han costado una cantidad importante del presupuesto global de la obra, del orden de un tercio del mismo. Los 40 m. superiores de la margen derecha, constituidos por una costra de tobas y un conglomerado muy roto, ha habido que impermeabilizarlos con una pantalla de cuatro filas de taladros

separados cinco metros al tresbolillo en una longitud en planta de 200 m. Con tubo-manguito se han inyectado morteros y lechadas plásticas de cemento con cenizas volantes y eventualmente se han añadido arenas para taponar conductos y cavidades de las discontinuidades más importantes erráticamente distribuidas. En la margen izquierda, otros 40 m. superiores de areniscas con litoclasas subverticales abiertas se han tratado con variadas técnicas para consolidar el macizo que sirve de apoyo al estribo. Finalmente, una discontinuidad arcillosa muy delgada, subhorizontal, denominada «Plano Rátin», que sirve de superficie de separación a los dos macizos de areniscas que conforman la ladera izquierda, se ha atacado disponiendo un emparrillado de galerías de cinco metros de diámetro, bisecando la discontinuidad, y rellenando el sistema posteriormente con hormigón. Previo a este macizado, en la zona más directamente influida por el bulbo de presiones de la bóveda se ha podido lavar la arcilla de la discontinuidad por bataches y sustituirla por mortero directamente inyectado desde estas galerías de enclavamiento o «llaves».

La presa, y refuerzos de cimentación, disponen de un abundante dispositivo de auscultación que puede leerse «manualmente» y, en gran parte, de forma automática definible por el usuario a través de un sistema de adquisición de datos controlados por un ordenador PC instalado en las oficinas de explotación.

PRESA DE RIAÑO

La presa de Riaño de tipo bóveda con doble curvatura, y contorno asimétrico, comenzó a construirse en el año 1965. Diez años más tarde se dieron por terminados los trabajos a falta de una serie de unidades relacionadas con el cierre de la presa y de la inyección de juntas de bloques. La razón fundamental era la imposibilidad de embalsar debido a que no estaban concluidas las variantes de carreteras y, sobre todo, que el proceso de las expropiaciones no había finalizado ni se habían desalojado los pueblos afectados por el embalse.

A finales de 1986 se adjudicaron las obras de terminación y cierre de la presa, que fundamen-

talmente incluyen las siguientes unidades:

- Cierre de los dos portillos dejados en la bóveda para el paso del agua en averías.
- Azud y losa en el pie de aguas abajo de la presa para cerrar un cuenco amortiguador.
- Cierre del túnel de desvío del río.
- Cierre del túnel de desvío de la carretera.
- Inyección de juntas de bloques.

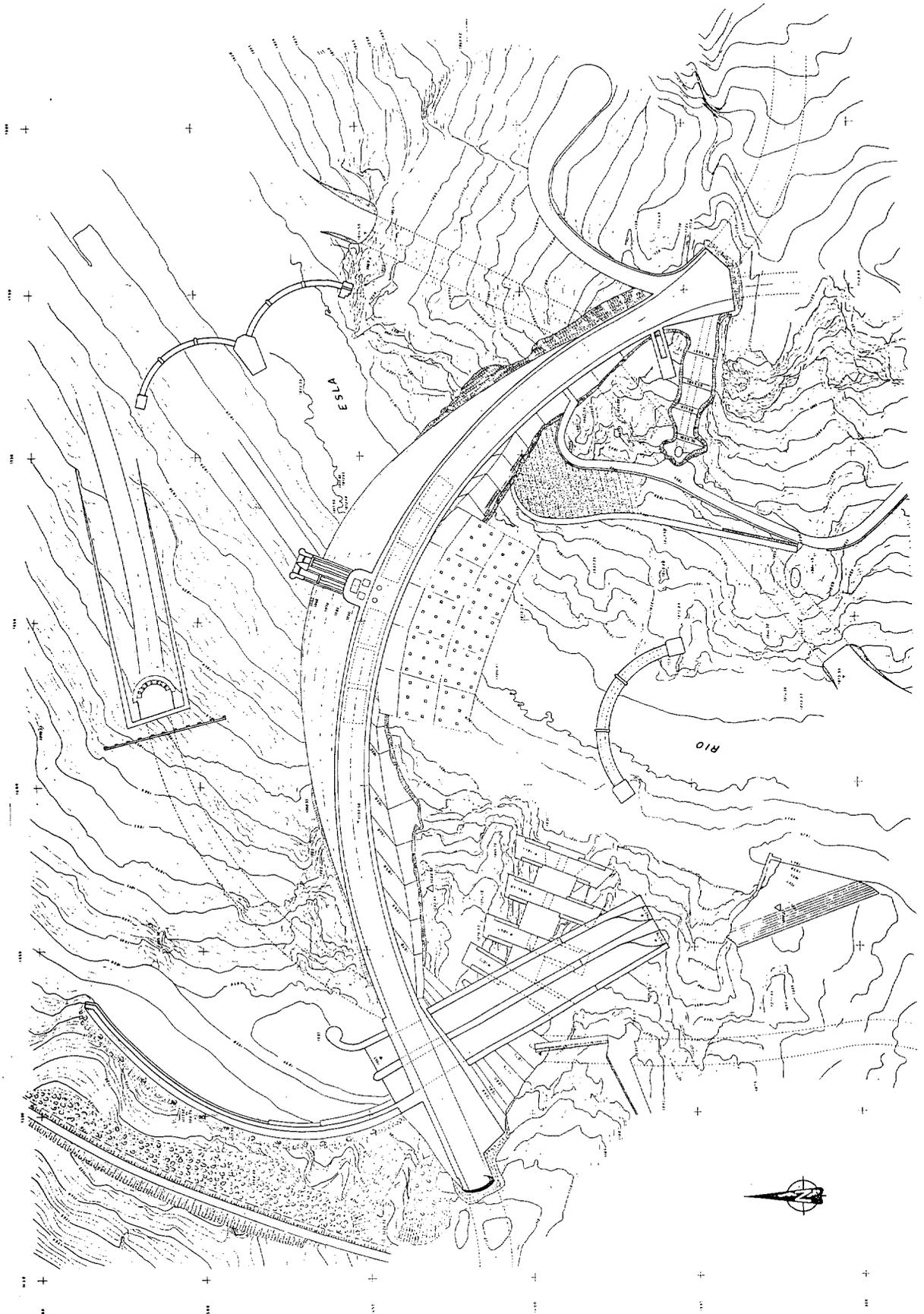
Durante el año 1987 se han realizado los trabajos mencionados en el párrafo anterior, comenzando a embalsar el 31 de diciembre pasado. La terminación de las obras después de una paralización de 12 años, ha supuesto menos problemas de los que era lógico pensar, principalmente en la inyección de juntas entre bloques y el hormigonado de los portillos de la bóveda.

Al realizar la inyección de juntas, se pudo comprobar que la mayoría de los recintos que están divididas tenían una estanqueidad



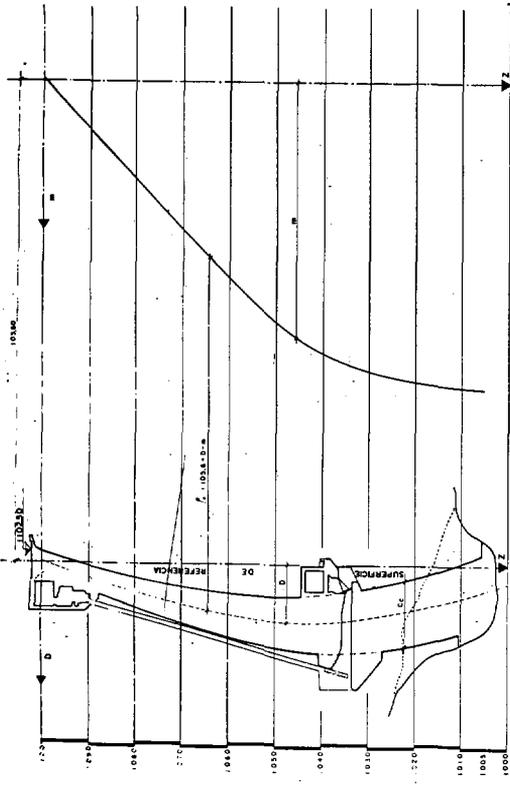
Presa de Riaño.

PRESA DE RIAÑO



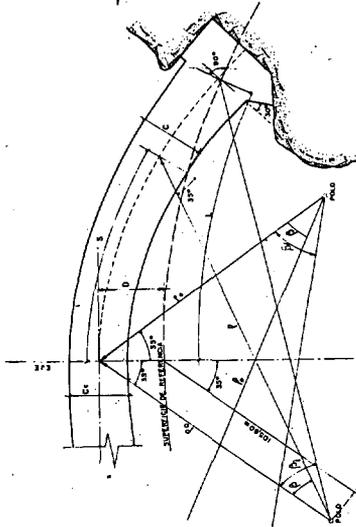
PRESA DE RIAÑO

PERFIL CENTRAL DE DEFINICION



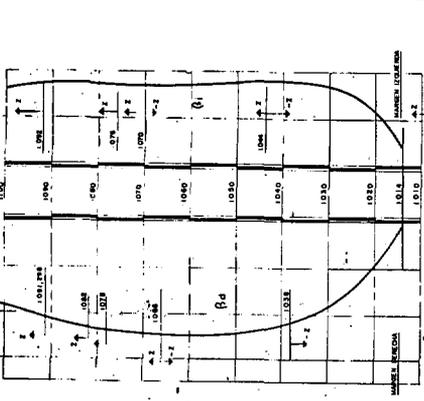
Z ENTRE	VALORES DE σ_{10}	VALORES DE σ	VALORES DE m
0.52 ≤ Z ≤ 10.00	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$m = 2.10285$
10.00 ≤ Z ≤ 10.50	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$m = 2.10285$
10.50 ≤ Z ≤ 11.00	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$m = 2.10285$

DEFINICION DE LAS SECCIONES HORIZONTALES



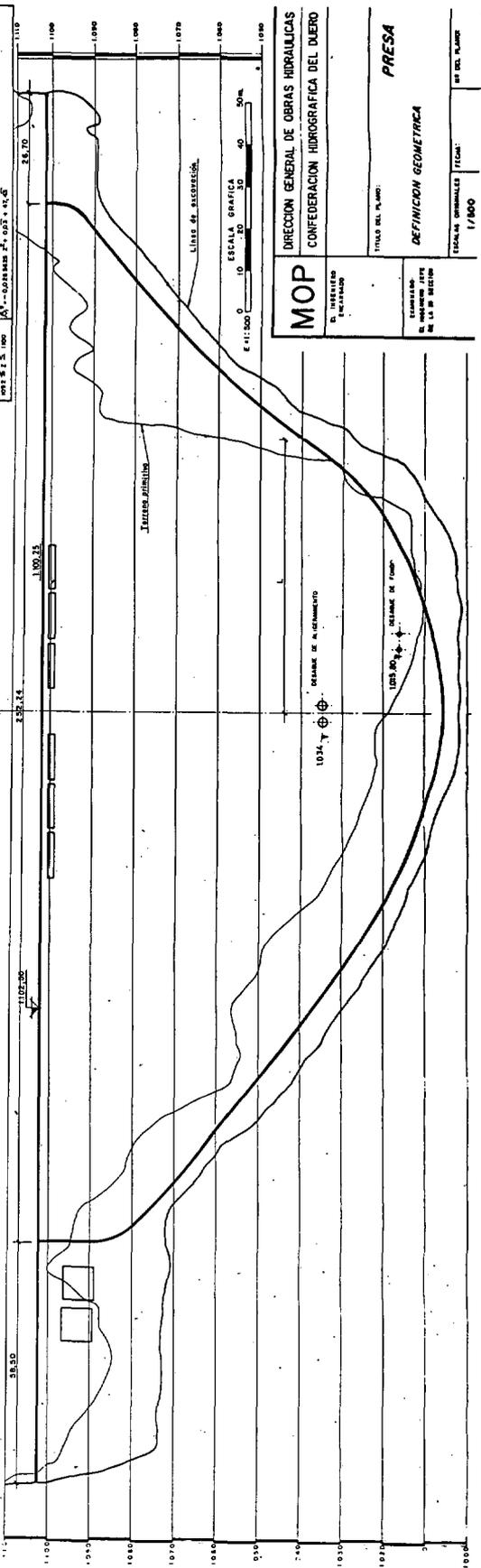
Z ENTRE	VALORES DE B	VALORES DE δ_{10}	VALORES DE δ	VALORES DE f	VALORES DE σ
0.52 ≤ Z ≤ 10.00	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$
10.00 ≤ Z ≤ 10.50	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$
10.50 ≤ Z ≤ 11.00	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$

ANGULO DE LAS SECCIONES HORIZONTALES



Z ENTRE	VALORES DE σ_{10}	VALORES DE σ	VALORES DE m
0.52 ≤ Z ≤ 10.00	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$m = 2.10285$
10.00 ≤ Z ≤ 10.50	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$m = 2.10285$
10.50 ≤ Z ≤ 11.00	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$0.000000 \cdot Z^4 + 0.000000 \cdot Z^3 + 0.000000 \cdot Z^2 + 0.000000 \cdot Z + 0.000000$	$m = 2.10285$

DESARROLLO DE LA PROYECCION DE LA SUPERFICIE MEDIA, SOBRE LA DE REFERENCIA

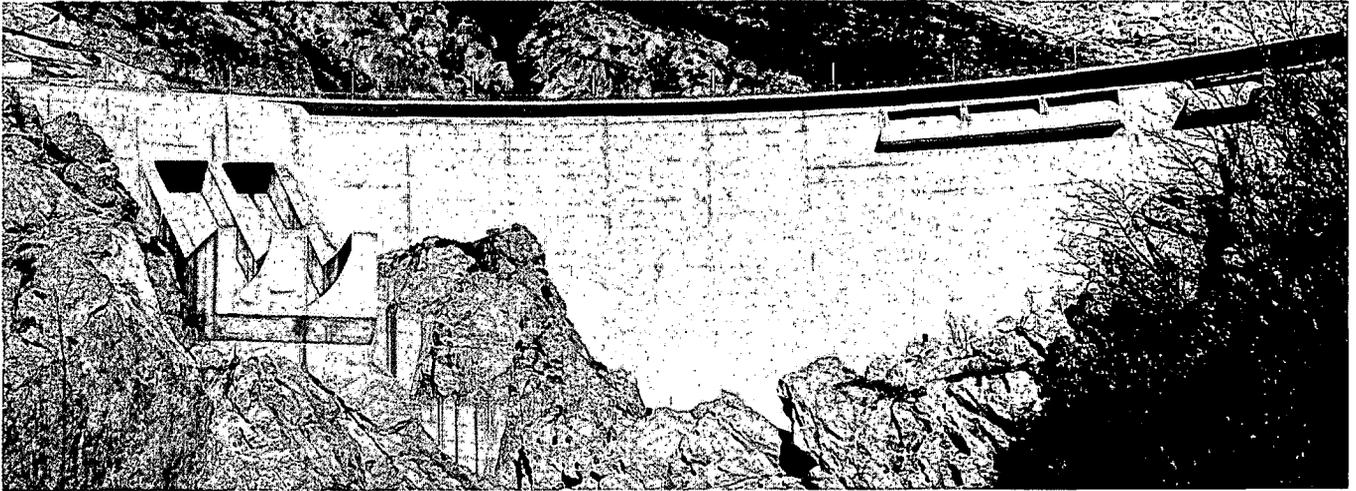


MOP
DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS
CONFERENCACION HIDROGRAFICA DEL DUERO

TITULO DEL PLANO: **PRESA**

DEFINICION GEOMETRICA

ESCALA ORIGINAL: 1/1000
BY DEL PLANO



Presas de Riaño.

muy buena, lo que supone que las bandas de P.V.C. utilizadas para impermeabilizar las juntas se encontraban en buen estado pese al tiempo pasado desde su colocación.

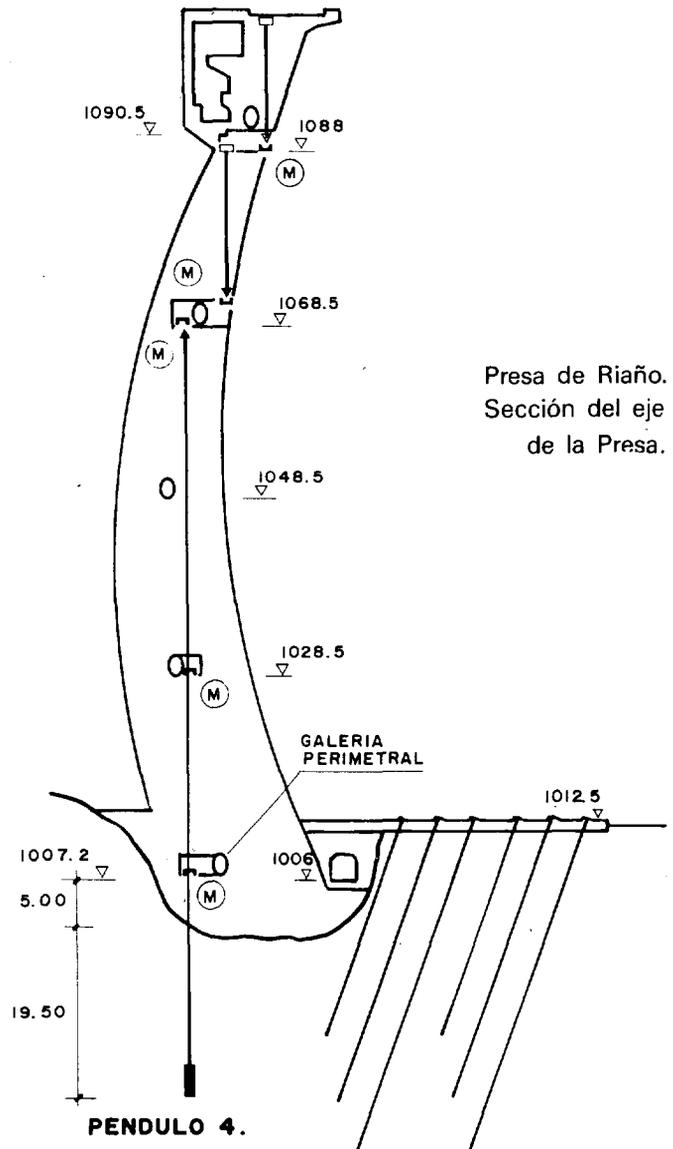
Para el hormigonado de los portillos dejados en la bóveda, se realizó previamente un picado de las superficies del hormigón viejo. Las inspecciones realizadas y la propia labor del picado indicaron claramente el magnífico estado del hormigón antiguo. El contacto entre ambos hormigones se trató con un producto epoxílico y se inyectó posteriormente, con admisiones despreciables.

Con independencia de las obras de terminación, ha sido preciso revisar, reparar y poner a punto los elementos mecánicos de desagüe (desagües de fondo e intermedios y compuertas de aliviadero) que naturalmente no habían funcionado con agua en su ya larga vida.

Durante el año 1988 se rematarán las labores de inyección y drenaje y obras accesorias, así como se iniciarán las obras de la central de pie de presa.

Características técnicas

Excavaciones en cimentación	336.000,0 m ³ .
Hormigones en presa	354.000,0 m ³ .
Aportación media anual	671,0 Hm ³ .
Máxima avenida de cálculo	1.250,0 m ³ /s.
Volumen de embalse	664,0 Hm ³ .
Cota de coronación	1.102,5
Cota de M.E.N.	1.100,0



Presas de Riaño.
Sección del eje de la Presa.

Cota de M.E.E.	1.101,9
Altura sobre cimientos	101,0 m.
Altura sobre el cauce	90,5 m.
Longitud de coronación	337,0 m.
Espesor de la bóveda: En arranque de cimientos	16,4 m.
Espesor de la bóveda: En la cota 1.100	4,2 m.
Aliviadero lateral: Dos canales de descarga con salto en trampolín y dos compuertas Taindor de $8,0 \times 7,0$ m ² . Capacidad máxima	600,0 m ³ /s.
Aliviadero central, de labio fijo con caída libre. Capacidad máxima	200,0 m ³ /s.
Desagües de aligeramiento, dos gemelos de $\varnothing = 2,0$ de capacidad máxima cada uno	76,0 m ³ /s.
Desagües de fondo, dos gemelos de $\varnothing = 1,0$ de capacidad máxima cada uno	20,0 m ³ /s.

millones de metros cúbicos, que permitirán regular en gran medida los 45 Hm³ de aportación anual media que corresponden a su cuenca de 243 Km², con los que se mejorará la zona regable del Bembézar, permitiendo, además, su ampliación en unas 3.000 hectáreas más.

La presa, de 78 m de altura, es de tipo bóveda finalizada en estribos de gravedad en ambas laderas. Los arcos tienen directrices circulares de tres centros, siendo el radio del arco central de coronación de 103,40 m y de 173,6 m el de los laterales; el desarrollo angular de la coronación es de 102 grados. La ménsula central tiene un espesor en la base de 14 m y de 6 m en coronación. Su cimentación, compuesta de roca paleozoica metamórfica, con esquistosidad vertical, sometida a una intensa tectonización, que la ha dejado fuertemente fragmentada, a presentado algunas dificultades, ya resueltas.

PRESA DE JOSE TORAN

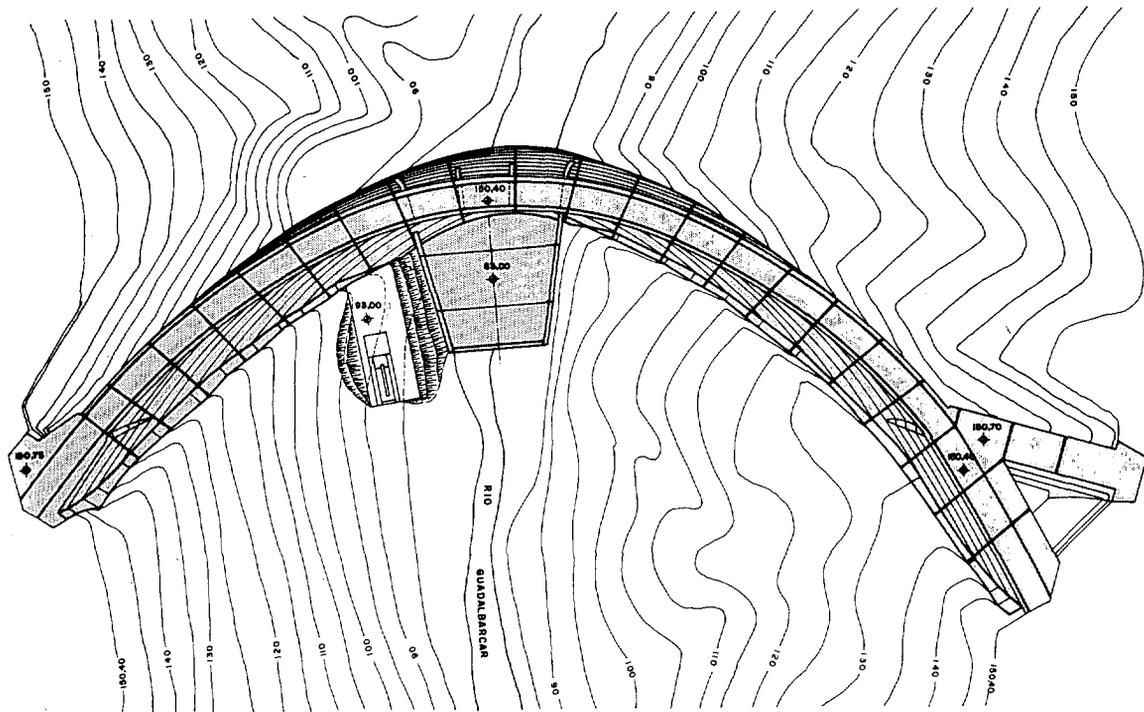
El embalse de José Torán, situado sobre el río Guadalcanal, tendrá una capacidad de 101

El aliviadero, con capacidad de desagüe de 353 m³/s, irá situado centralmente sobre la

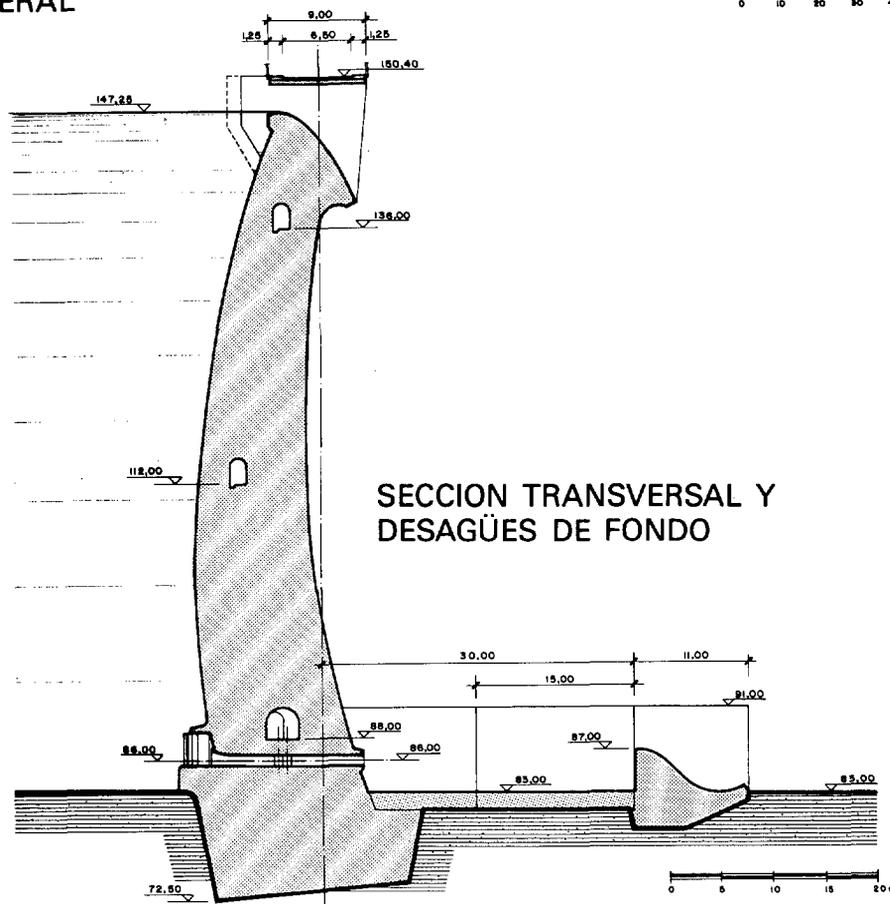


Presas de José Torán.

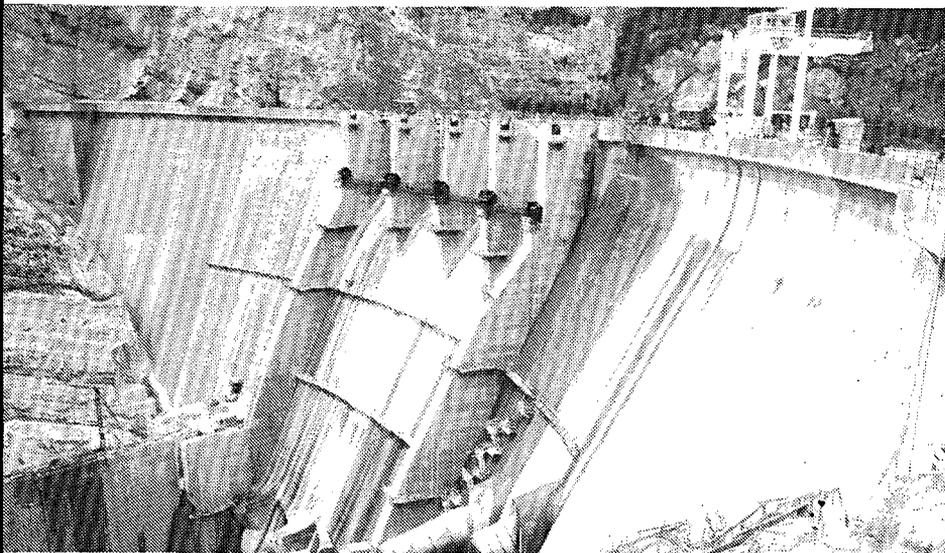
PRESA DE JOSE TORAN



PLANTA GENERAL



APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO CORTES - LA MUELA



SALTO DE CORTES II

El Aprovechamiento Hidroeléctrico de Cortes-La Muela, uno de los mayores y más avanzados de Europa, es un complejo mixto de turbinación convencional —Cortes II— y de turbinación y bombeo —La Muela—. Sus cinco grupos irán entrando en funcionamiento entre 1988 y 1990.

Situado en la provincia de Valencia, su aportación de "energía de calidad" al Sistema Eléctrico Nacional para horas punta, será muy interesante y su construcción crea un importante complejo de producción (Cortes-C.N. Cofrentes), mucho más teniendo en cuenta el carácter deficitario en energía de la Comunidad Valenciana.

CARACTERISTICAS FUNDAMENTALES

■ SALTO DE CORTES II

Superficie de la cuenca	17.149 Km ²
Volumen de embalse	116 Hm ³
Tipo de presa	arco-gravedad
Altura	116 m
Longitud de coronación	312 m
Número de grupos en la Central	2
Potencia total	240.000 kW

■ CONTRAEMBALSE DE EL NARANJERO

Volumen de embalse	29 Hm ³
Tipo de presa	arco-gravedad
Altura	84 m
Longitud de coronación	191 m

■ SALTO DE BOMBEO DE LA MUELA

Capacidad del depósito superior	22 Hm ³
Número de grupos turbina-bomba	3
Potencia en turbinación	630.000 kW
Potencia en bombeo	540.000 kW

bóveda, cayendo libremente desde su coronación. El espesor máximo de la lámina vertiente es de 2,75 m.

Dos desagües de fondo, situados centralmente en el cuerpo de la presa, son rectangulares de 1,00 x 1,25 m, cerrados por dos compuertas deslizantes en cada conducto; su capacidad al nivel máximo normal será de 80 m³/s.

Otros dos conductos de toma, circulares de 60 cm de diámetro, con capacidad variable de 3 a 6 mm³/s, según el nivel del embalse, irán cerrados aguas arriba por compuertas deslizantes y aguas abajo por válvulas de chorro hueco.

Características técnicas

Caudal medio	1,42 m ³ /s.
Avenida con período de retorno de 50 años	1.000,00 m ³ /s.
Avenida con período de retorno de 500 años	1.400,00 m ³ /s.
Volumen de la avenida de 500 años	24 Hm ³ .
Cota de máximo nivel normal del embalse	147,25
Capacidad total del embalse a su máximo nivel	101,24 Hm ³ .
Cota de coronación (acer. 150,75)	150,40
Altura presa	78,00 m.
Volumen total del hormigón	179.000,00 m ³ .
Cota del umbral de vertido del aliviadero en todos los vanos (máximo nivel normal)	147,25
Cota de máximo nivel del embalse en crecidas	150,00
Capacidad de evacuación del aliviadero con embalse a cota 150,00	353,36 m ³ /s.

PRESA DEL CASTRO DE LAS COGOTAS

La presa del Castro de las Cogotas, —así llamada por asentarse, junto al castro celta de este nombre— crea, sobre el río Adaja (Aвила - ESPAÑA), un embalse de 60 Hm³, con fines de ragadío, ecológicos, laminación de avenidas y creación de energía eléctrica.

La estructura, está constituida por: una presa bóveda, seguida de un aliviadero lateral, y un dique de gravedad, que completa el cierre.

El diseño, ha estado presidido, por un criterio de sencillez de formas, que impliquen una fácil y económica solución constructiva, aunando

al mayor grado de seguridad posible, así como respeto y conservación del entorno arqueológico y natural.

La bóveda, es asimétrica, ajustándose a la geometría de la cerrada, con un desarrollo y altura sobre cimientos, de 300 m y 66,5 m respectivamente. Su relación desarrollo/altura sobre zócalo es de 4,9, bastante elevada, lo que ha obligado a tomar ciertas precauciones y medidas en su diseño, merced a lo cual, las máximas compresiones y tracciones (para peso propio + empuje hidrostático) son sólo de 26,4 Kg/cm² y 5,1 Kg/cm² respectivamente.

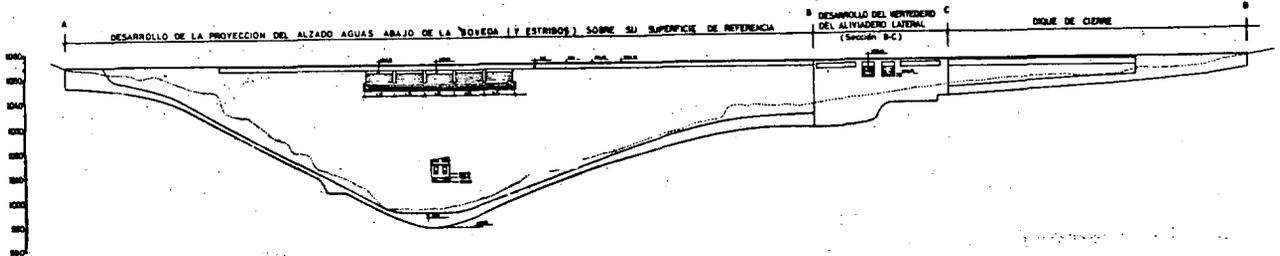
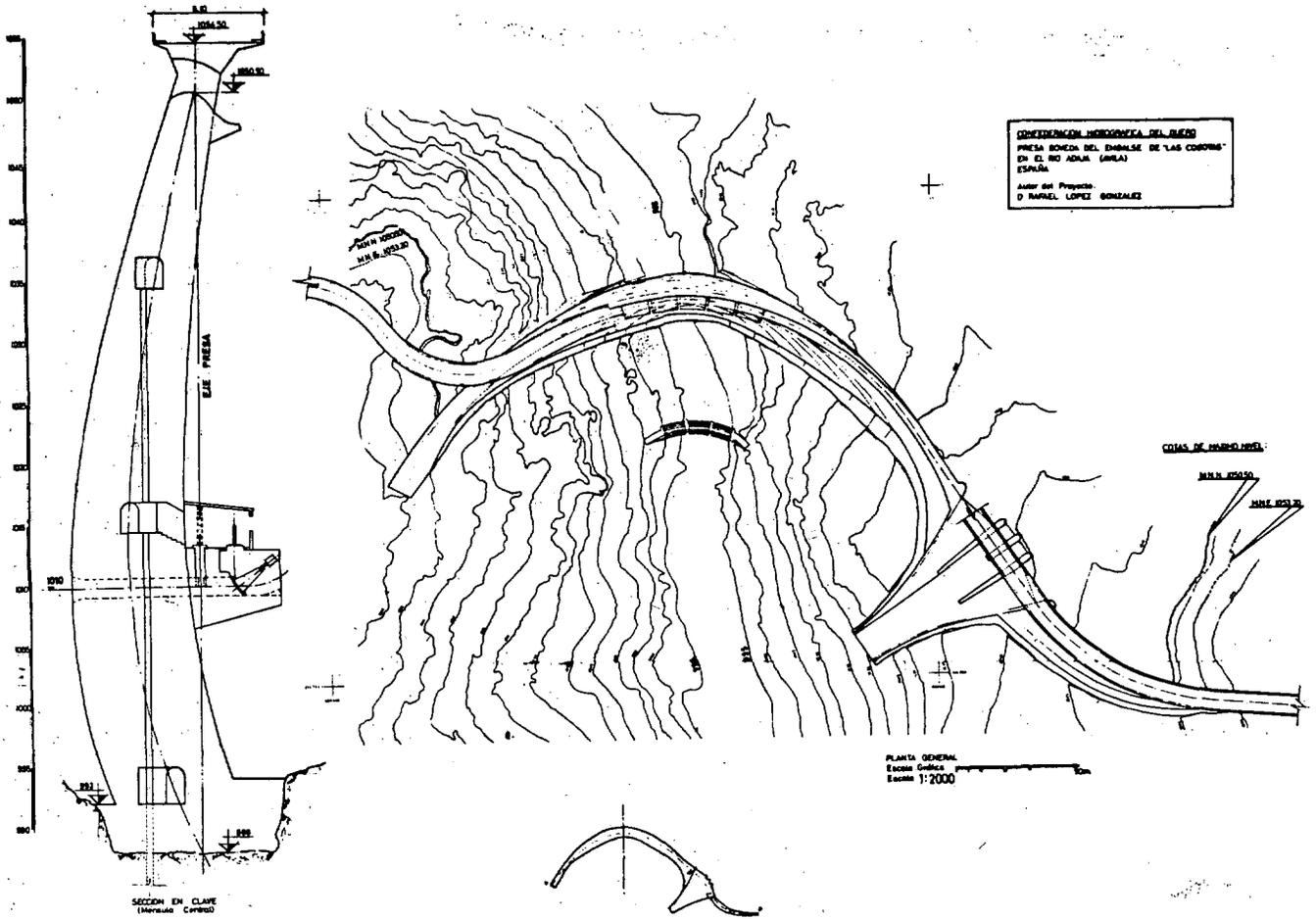
La máxima onda de avenida —de 900 m³/s. de caudal punta y 49 Hm³ de volumen— se desagüa, sin necesidad de maniobrar compuertas, ni ningún tipo de válvulas, a través de 55 m de aliviadero central, con caída libre por coronación y 46 m del aliviadero lateral, antes citado.

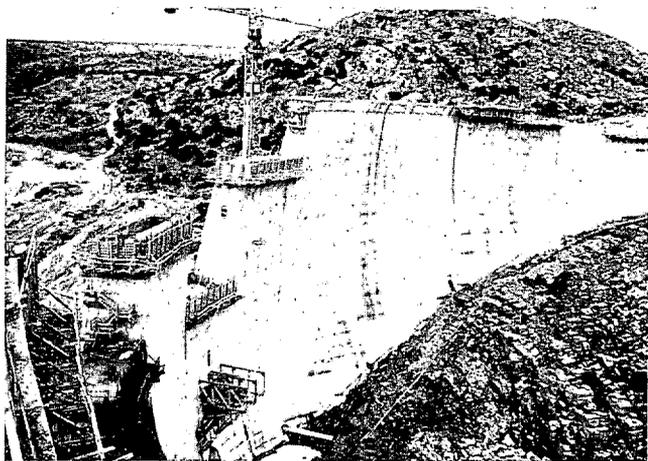
En la margen izquierda, los últimos 12 m al quedar sin apoyo en el terreno, —al ser esta ladera más baja— la presa se ancla en el aliviadero lateral, que cumple así, además de su labor específica, la de servir de anclaje a estos arcos, y continuar el cierre de la bóveda en una longitud de 54, completado por 100 m de dique lateral de 18 m de altura máxima. Las dos pequeñas compuertas Taintor (de 6 x 4,50 m²) ubicadas, en el centro del aliviadero lateral no tienen que utilizarse —como hemos dicho— para evacuar la máxima avenida, teniendo como función, una casi total evitación de ésta, y po-



Presa del Castro de las Cogotas.

PRESA DE CASTRO DE LAS COGOTAS





Presa del Castro de las Cogotas.

der, en 36 horas, disminuir las presiones sobre la presa en un 25 %, así como el contenido del embalse —supuesto lleno— en un 20 %, para poder hacer frente, con rapidez, a un comportamiento anómalo de la bóveda.

Como hemos dicho, el diseño ha perseguido, el acercarse, lo más posible al antifunicular de la carga hidrostática + peso propio, con una favorable incidencia y seguro anclaje de los arcos, sin haber olvidado nunca una sencillez de formas constructivas: las secciones horizontales son arcos de formas espirales logarítmicas y espesor variable (casi constante en la parte central ensanchándose, notablemente en los arranques). Esta geometría, de los arcos, se ha conjugado, con la de las ménsulas, para aproximarse al antifunicular citado, pero de manera, que todos los bloques (debido a la geometría y al tipo de juntas proyectadas) sean autoestables, para dar la máxima flexibilidad al plan constructivo.

Para la fabricación del hormigón, se han utilizado, como áridos gruesos (tres tamaños) los disponibles en una cantera —próxima—, en explotación, de pórfido, y como arenas un yacimiento —silíceo— cercano, del río, completando su falta de finos, con una pequeña proporción, de arenas eólicas —también silíceas—, ambas incorporadas sin ningún tratamiento previo. La dosificación de «polvo» es de unos 135 kg de cemento, más 115 kg de cenizas volantes. Las resistencias medias a los 90 y 200 días son 325 y 410 kg/cm² respectivamente.

4. Accidentes en Presas Españolas.

Accidentes más importantes

Se pregunta Arnold Toynbee en su conocido libro LA HISTORIA, ¿por qué estudiar el pasado? para explicar seguidamente que el estímulo que empuja al hombre a estudiar la historia no es si no la necesidad de comprender el mundo. Herodoto escribió su historia a fin de que no se pierdan para la fama las grandes y maravillosas hazañas de los antepasados.

Obviamente, la rotura o avería de una presa no es una gran hazaña; sin embargo es una efémeride que no cabe echar en olvido, por la gran cantidad de enseñanza que nos es posible obtener, no sólo en cuanto que permite conocer hasta qué punto no se cumplieron nuestros supuestos de proyecto, sino por la posible llamada de atención sobre ligerezas en que hemos incurrido.

La razón que nos impulsa a situar, junto con las realizaciones de presas nuevas o en construcción, estos accidentes, no es una llamada de modestia sino más bien una recapitulación de posibles fallos en que podemos incurrir el gremio de los proyectistas, constructores y usuarios de las presas, fallos que, analizados con cordura, nos ayudan a explicar y comprender el mundo de los embalses.

Una presa se rompe porque está sometida a fuerzas naturales no conocidas con precisión; por ello el estudio de las roturas resulta fundamental para conocer estas acciones.

A continuación se describen algunos de los accidentes ocurridos en presas españolas durante el período 1985-88.

PRESA DE MARTIN GONZALO

En el arroyo de MARTIN GONZALO, afluente del río Guadalquivir por su margen derecha y en el término municipal de Montoro, se levanta la presa de MARTIN GONZALO que, con 55 m. de altura, crea un embalse de 16 millones de metros cúbicos para el abastecimiento

de agua potable a una serie de poblaciones de la comarca oriental de Córdoba.

La presa se sitúa en una formación geológica de edad carbonífera, en la que alternan pizarras azul oscuras, con alteración superficial rojiza, con bandas de esquistos y areniscas granuwakicas, algo más duras y claras. Estas formaciones constituyen tanto la cimentación de la obra como la cantera de materiales.

La presa es de materiales sueltos del tipo de escollera con pantalla impermeable en su paramento de aguas arriba. Esta se apoya sobre una capa de material seleccionado semipermeable con el fin de evitar que las posibles fugas a través de la pantalla se transmitan a la capa drenante inferior con un gran caudal concentrado y fuerte presión; sirve además de material de transición entre la pantalla y los otros materiales de mayor permeabilidad y de fuerte deformabilidad; permite, en fin, por su contenido en finos, obtener un paramento compacto y liso que favorece la ejecución de la pantalla impermeable.



Figura 2.

Entre este filtro y el cuerpo de escollera se ha colocado una capa drenante de 3 m. de espesor medidos en horizontal, cuyo material procede de la misma gravera cribada por una malla de 50 mm. que se prolonga bajo la presa, en capa de 2 m, hasta salir aguas abajo.

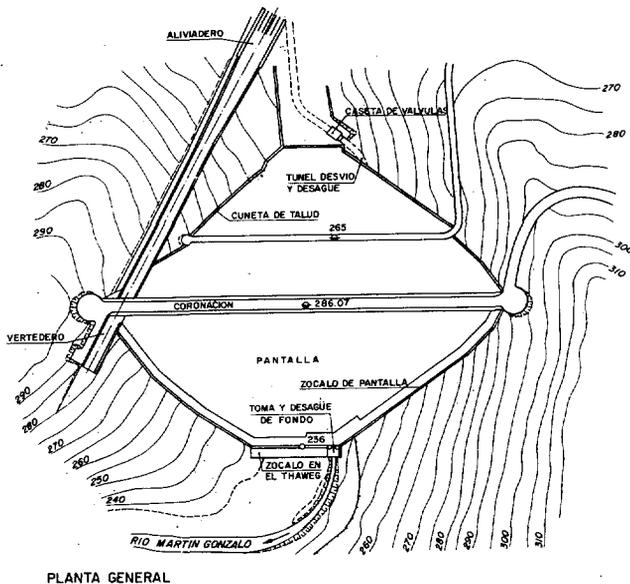
El aliviadero está situado en la margen izquierda, con capacidad para 320 m³/s, y tiene 38 metros de longitud de vertedero, de los cuales 8 son sobre perfil creager y 30 m. en pared delgada perpendicular al anterior. La lámina vertiente tiene un espesor máximo de 2,50 metros.

Los desagües de fondo están constituidos por dos tuberías de 600 mm. que se desarrollan a lo largo de la galería de desvío del río y están cerradas por válvulas compuertas y mariposas. Las tuberías de las tomas se acoplan a las de los desagües. Su capacidad conjunta es de 7 m³/s. (Figura 1).

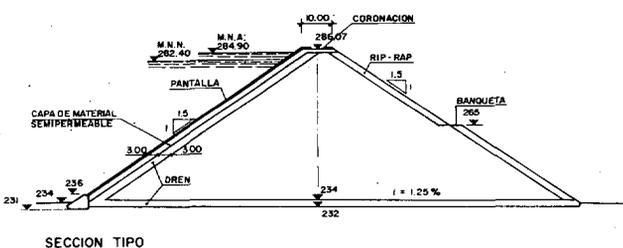
La figura 2 es una vista desde aguas abajo.

Las características fundamentales son:

Tipo de presa	Escollera con lámina impermeable.
Planta	Recta.
Altura sobre cimientos	55 m.
Longitud de coronación	240 m.
Anchura de coronación	10 m.
Taludes de paramento	1,5:1 con berma agua abajo.
Cota de coronación	286,07
Nivel máx. en avenidas	284,90
Nivel máx. normal	282,40
Cota del cauce	234,00



PLANTA GENERAL



SECCION TIPO

Figura 1.

Cota de cimientos	231,00
Aliviadero	Alimentación lateral en E. Izquierdo
Capacidad	320 m ³ /s.
Desagüe fondo y tomas	2 Ø 600 m. en galería E. Derecho.
Caudal máximo	7 m ³ /s.
Tiempo de vaciado	35 días.
Capacidad de embalse	16,30 Hm ³ .
Volumen de escollera	500,00 m ³ .
Capa semipermeable apoyo	3 m. de espesor en paramento A. arriba.
Capa dren	3 m. de espesor bajo la anterior y 2 m. en talweg.
Superficie de lámina impermeable	14.000 m ² .

La escollera de pizarra y grauwaca es de baja calidad —por su forma, su resistencia y su degradación— dando lugar a un cuerpo de presa muy deformable. La numerosas determinaciones de su módulo de deformación (edométrico) realizadas «in situ» durante la construcción no permiten considerar un módulo superior a los 125 kp/cm².

Debido a ello se optó por modificar el elemento impermeabilizante de la presa, previsto con pantalla de hormigón armado, sustituyéndolo por otro más flexible: membrana continua constituida por un geotextil impregnado en un material líquido que polimeriza y posee propiedades adhesivas al soporte. Como soporte se ha empleado un aglomerado en frío de 10 cm. de espesor.

El elemento impermeable es, pues, una lámina delgada consistente en una armadura textil de poliéster de tipo no tejido y entramado agujeteado impregnado con un hidrogel de base acrílica con carga bituminosa. Este hidrogel se fabrica «in situ» mediante mezcla en fase líquida.

Las bandas adyacentes de geotextil impregnadas se han instalado con un solape de 20 cms.; al endurecerse el producto se obtiene la soldadura de las bandas adyacentes, así como una regular adhesión sobre el soporte.

En la toma de decisión para sustituir el elemento impermeable se consideraron como atractivos de la membrana, su adaptabilidad a las deformaciones, su facilidad de construcción y su bajo coste, pero siendo conscientes de que su ejecución en MARTIN GONZALO suponía una extrapolación de lo realizado hasta el mo-

mento. Se sabía que si hubiera necesidad de sustituir la membrana una vez llena de presa, la escollera quedaría comprimida y las posteriores deformaciones del espaldón de la presa se verían muy reducidas, lo que favorecería la colocación de una pantalla de tipo clásico. Es sabido que el módulo de deformación bajo carga puede ser varias veces superior al obtenido verticalmente en construcción. Por la tipología de la presa se excluía que las posibles deficiencias en el comportamiento de la membrana pudieran acarrear la ruina de la obra.

La presa entró en servicio en febrero de 1987 habiendo alcanzado el embalse una cota máxima de 263,30. Esta carga parcial se ha mantenido durante bastante tiempo con pequeñas fluctuaciones, con un caudal aforado de filtraciones de 6 a 8 l/s.

En las primeras horas de la mañana del viernes 27 de noviembre de 1987 el Encargado-Vigilante observa cómo una manta de agua corre por la plataforma existente en el pie de la presa. El agua proviene del cuerpo de la misma, desbordando por encima del muro que protege su pie. Se estimó que el caudal era superior a 1 m³/s. para una carga muy similar (260,60).

Derribando el muro, que remata la escollera y abiertos los desagües, el embalse comenzó a descender.

Las observaciones y mediciones realizadas —temperatura del agua infiltrada, análisis del contenido de sales (hierro y manganeso) y niveles piezométricos en el cuerpo de la presa permitieron adelantar que el origen de las filtraciones no era profundo y podía situarse en las proximidades del estribo izquierdo.

Por la importancia que pueda tener este dato en la interpretación del mecanismo de la rotura, cabe señalar que todo el cuerpo de la presa quedó saturado en una altura de unos 14 metros medidos sobre su base: el nivel de agua dentro de los inclinómetros colocados bajo la membrana se situaba en 246,50 m.; en los tubos telescópicos para la medición de asientos y en los piezómetros colocados en los primeros momentos de la avería marcaban que la cota piezométrica en el centro de la presa era de 244; por el paramento de aguas abajo el agua



Figura 3.

salía desde el lecho del río hasta la cota 242,50.

En los siguientes días, 5 y 6 de diciembre, el embalse en su descenso dejó al descubierto entre las cotas 249,50 y 247,50, una singular deformación del paramento: un hundimiento en una franja sensiblemente horizontal que se extiende de un estribo al otro, con pérdida de material en la capa de ahorras (figura 3). La membrana presenta una rotura importante en las proximidades de su unión con el plinto en el estribo izquierdo y el despeque de alguna junta entre bandas adyacentes. En el resto de la zona la membrana se ha adaptado perfectamente a las deformaciones impuestas por la falta de apoyo. A cotas más bajas aparece una rotura aislada de la membrana junto al estribo derecho (cota 247) y otra mayor (245) en el izquierdo, presumiblemente enlazada con la superior. Por debajo abundan las dolimas o cráteres, no asociadas necesariamente a roturas de la pantalla o despeque de sus juntas de solape. Por encima de la rotura horizontal no hay ningún sumidero ni deformaciones aparentes.

Ante estos hechos cabe hacerse las siguientes preguntas:

¿Dónde se originaron las filtraciones?

¿A qué se debe el mal comportamiento de la capa semipermeable de apoyo?

¿Cómo se explica la erosión extendida horizontalmente?

Las respuestas a ellas quedan fuera del contexto de esta Nota, que se ha de limitar a exponer los hechos acaecidos acompañados de

algunos comentarios. El informe que emitirán los técnicos de la presa, basado en los datos de la construcción, en los de explotación y de la avería y en las investigaciones que han de emprenderse, intentará dar una contestación satisfactoria.

Origen de las filtraciones

La zona más delicada de la membrana es su unión con los estribos, pues es allí donde se encuentra más tensionada. La unión se realiza a través de un plinto o zócalo de hormigón, que en el caso de la presa de MARTIN GONZALO añade más dificultades pues estaba preparado para recibir una pantalla de hormigón y no una membrana.

Parece lógico pensar, pues, que las primeras filtraciones han tenido lugar por las roturas observadas junto a los estribos descritos anteriormente.

Capa semipermeable

El diseño de esta capa ha sufrido una importante evolución en los últimos años (a partir del año 1970 con la presa de Cethana) de acuerdo con las directrices marcadas por J.B. Cooke.

J.L. Sherard recientemente (octubre de 1985) en su artículo «The Upstream zone in concrete face rockfill dams» propone un uso granulométrico para este material que considera como «situación ideal» dentro del estado actual del conocimiento. Destaca en este uso su alto contenido de partículas arenosas, del orden del 40 por 100 o mayor, cantidad deseable según el autor para «evitar una segregación importante con un esfuerzo razonable». Se han empleado con éxito en las últimas realizaciones de las presas de Cirata, Xingo y Salvajina.

La inestabilidad interna de materiales de granulometría extendida y discontinua («grap-graded» en la terminología anglosajona) empezó a requerir mayor atención a partir de la década de los años 70: Sherman (1975) y J. L. Sherard («Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils» 1979).

El material semipermeable de la capa de apoyo de MARTIN GONZALO parece reunir condiciones precisas para que con fugas concentradas se pueda producir su erosión o ines-

CURVAS	D ₁₅	D ₈₅	D ₁₅ /D ₈₅ = N
1	20 mm	8 mm	2,5
2	10 "	0,9 "	11 -
3	8 "	0,6 "	13,3
4	1,5 "	0,2 "	7 -

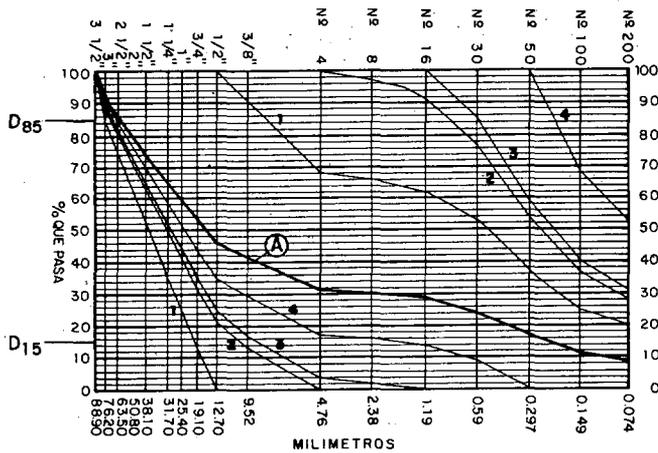


Figura 4.

tabilidad interna. En la figura número 4 aparece una de las granulometrías de este material (curva A) y las correspondientes a cuatro cortes distintos en fracción gruesa y fracción fina) y su comparación para ver si cumplen los criterios de filtro aceptado ($D_{15}/D_{85} = N \leq 4$ ó 5), siguiendo la línea de análisis propuesta por Sherard en su artículo citado de 1979; otras determinaciones análogas dan valores para N que superan los 50 e incluso los 100.

El criterio de filtro ($D_{15F} \leq 5 D_{85B}$) se cumple claramente entre el material de la capa semipermeable y el material del dren que se ha colocado detrás de aquél. Pero Sherard en «Tendencias y Aspectos discutibles en la ingeniería de presas de materiales sueltos» (1984) manifiesta que la aplicación de este criterio a suelos de graduación amplia (la zahorra en este caso da lugar a filtros (dren en este caso) muy gruesos que considera inaceptable.

La granulometría de las zahorras utilizadas en MARTIN GONZALO para la capa de apoyo semipermeable encaja bastante bien en el uso propuesto por Sherard, si exceptuamos la escasa presencia de materiales arenosos comprendidos entre los tamices número 14 y 16 por lo que según él, será muy difícil evitar su segregación.

Según las fórmulas empíricas más aceptadas

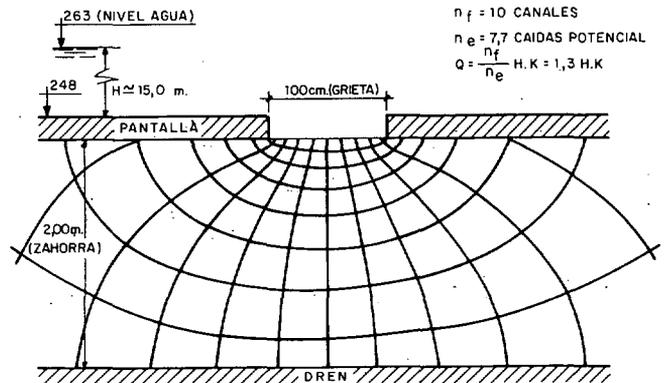


Figura 5.

para determinar la permeabilidad de un material granular, la permeabilidad de la zahorra de MARTIN GONZALO debería ser según Hazen $K = 100_{10}^2 = 100(0,008)^2 \approx 6 \times 10^{-3}$ cm/s, y según Sherard $K = 0,35 D_{15}^2 = 0,35(0,15)^2 \approx 7 \times 10^{-3}$ cm/s que, con la corrección necesaria para pasar de un material de cierta uniformidad a otro de granulometría extendida, obtendríamos un rango de valores para la K de 1×10^{-3} cm/s a 1×10^{-4} cm/s, valores muy normales y deseables para la capa de apoyo. Ahora bien, si hacemos una red de flujo (Sherard 1985) como la que muestra la figura número 5 para una grieta de 1 m x 1 m en la pantalla y una carga de agua sobre ella de 15 m. como la que soportaba en el momento de la rotura, el caudal de agua filtrada a través de la capa semipermeable ($K = 1 \times 10^{-3}$ cm/s) sería de 0,2 l/s, valor totalmente despreciable comparado con el que se produjo.

Esta discrepancia en el valor de la permeabilidad, se justificaría por una erosión interna del material de la zahorra, donde la migración de la fracción fina produciría el colapso de la fracción gruesa, dado que los huecos de esta última, si estuviera sola, tienen un volumen inferior al de la primera.

La horizontalidad de la rotura

La horizontalidad y extensión de estribo a estribo de la rotura es sorprendente y no habitual en los fenómenos de erosión interna que suelen dar lugar a formas redondeadas (dolinas, cráteres, sumideros).

La horizontalidad tiene lugar en: el proceso

constructivo, en la cota de emblase, en la parte baja del cimientado pero no en las laderas. La rotura detectada afecta a la parte central y a las laderas, con análoga tendencia horizontal.

La horizontalidad hace pensar en la aparición de una grieta que el agua infiltrada haya agrandado. Esta grieta horizontal puede tener un origen mecánico, anterior a la presencia de la filtración, o puede haber sido provocada por el agua.

La presa, debido a la alta deformabilidad de la escollera, habrá soportado importantes movimientos durante la construcción. Estos movimientos serán diferentes según la deformabilidad de los materiales, y en las zonas de contacto, escollera — dren-capas semipermeable — capa soporte, existirá transferencia de carga y tendencia al agrietamiento.

Una singularidad constructiva — tongada de material de zahorra segregado, por ejemplo — puede ocurrir con facilidad.

Ha podido ocurrir un proceso de fracturación hidráulica. Las filtraciones, por la rotura de la membrana, ponen en carga el material semipermeable — de hecho quizás más impermeable — circulando por el aglomerado soporte de la lámina. La máxima carga soportada ha dado lugar a un gradiente hidráulico capaz de fisurar la capa semipermeable.

Otra hipótesis, quizás más verosímil que explicaría la rotura horizontal, se apoya en los niveles piezométricos que se midieron durante la rotura y que se han señalado anteriormente. Estos niveles indican una saturación de la escollera, del dren y de la zahorra hasta una cota aproximada a la rotura. La escollera, al saturarse, produciría un fuerte asiento del espaldón que ocasionaría la formación de una grieta longitudinal, origen de la erosión que ha provocado la pérdida de los finos dando lugar al hundimiento con aspecto de berma (ver figura 3).

Es posible la concurrencia de varios de los mecanismos mencionados actuando simultáneamente o la existencia de otros nuevos.

Parece confirmarse que el material semipermeable utilizado bajo la pantalla en la presa de MARTIN GONZALO reúne las características necesarias, y ha estado sometido a las condi-

ciones precisas, para que se desarrolle en él un proceso de erosión interna. Sin embargo ello era difícil de prever por las siguientes razones:

- Dicho material cumple las especificaciones del experto J. B. Cooke, quien en su visita a la obra (Febrero de 1985) dió su visto bueno al material que se colocaba. Así mismo cumple, salvo en ciertos detalles, las recomendaciones de J. L. Sheppard, aunque la publicación de su trabajo (octubre de 1985) fue posterior a la colocación en obra de este material.
- La literatura técnica no cita casos de accidentes similares en este tipo de presas; los accidentes conocidos, debido a la erosión interna de una material de suelos gruesos con gradación extendida, lo han sido en presas de núcleo delgado, generalmente vertical.

Las averías de la presa de MARTIN GONZALO vienen a confirmar la gran importancia que tienen las capas filtro en la seguridad de las presas, representando la principal defensa ante filtraciones críticas. Pueden suponer, así mismo, una reconsideración del empleo, como filtros, de materiales naturales (zahorras) si no se les somete a una selección y clasificación; y una revisión del diseño de presas con pantalla cuando se emplean escolleras muy deformables.

PRESA DE CHARCO REDONDO

La presa de Charco Redondo sobre el río palmones se encuentra en el término municipal de Los Barrios, provincia de Cádiz. Su embalse junto con el de Guadarranque suministra el agua que demanda el Campo de Gibraltar para distintos usos, agrícola, industrial y abastecimiento de la población.

Es un aprovechamiento hidráulico complejo, pues consta del embalse principal, otro de regulación diaria, dos trasvases y dos estaciones de bombeo. Para el tema que aquí se trata es suficiente con conocer las características de la presa principal y su embalse.

Cuenca vertiente

Superficie propia	95 Km ² .
Superficie trasvasada	40 Km ² .
Precipitación media anual	1.100 m/m.

Aportación media anual 63 Hm³.
 Máxima crecida de proyecto ... 500 m³/s.

Presa

Tipo Materiales sueltos (tierras).
 Planta Curva (R = 500 m.)
 Altura 75 m.
 Longitud de coronación .. 311 m.
 Anchura de coronación .. 11 m.
 Talud paramento a. Arriba 3:1
 Talud paramento a. Abajo 2,7:1 con 3 bermas.
 Aliviadero En canal lateral en E. dcho.
 Longitud de vertido 55 m. en lámina libre.
 Capacidad 60 m³/s.
 Volumen de tierras 1.950.000 m³
 Capacidad del embalse .. 81,5 Hm³.

La presa de sección homogénea está construida con un material de naturaleza limoarcillosa con un contenido variable de arena fina. Posee un dren-chimenea y tres mantos horizontales drenantes en la zona de aguas arriba. Una galería perimetral de control y vigilancia se ha dispuesto en zanja excavada en el terreno. (ver Figuras de Planta y Sección Tipo).

Tanto la presa como el vaso del embalse, en un bellissimo paraje de monte bajo con alcornoques y madroños, se establecen sobre una alternancia de bancos de arenisca («Arenisca del Aljibe») y argilitas. La estratificación es subvertical (buzamiento de 80°) y su rumbo oblicuo respecto del eje de la presa. Mientras las argilitas son prácticamente impermeables las areniscas presentan una importante permeabilidad a través de sus juntas y, en ocasiones, en su masa en las zonas poco cementadas.

Las obras duraron desde noviembre de 1979 hasta agosto de 1985, aunque por motivos de necesidades hídricas debidas a una gran sequía, se empezó a embalsar en noviembre de 1982

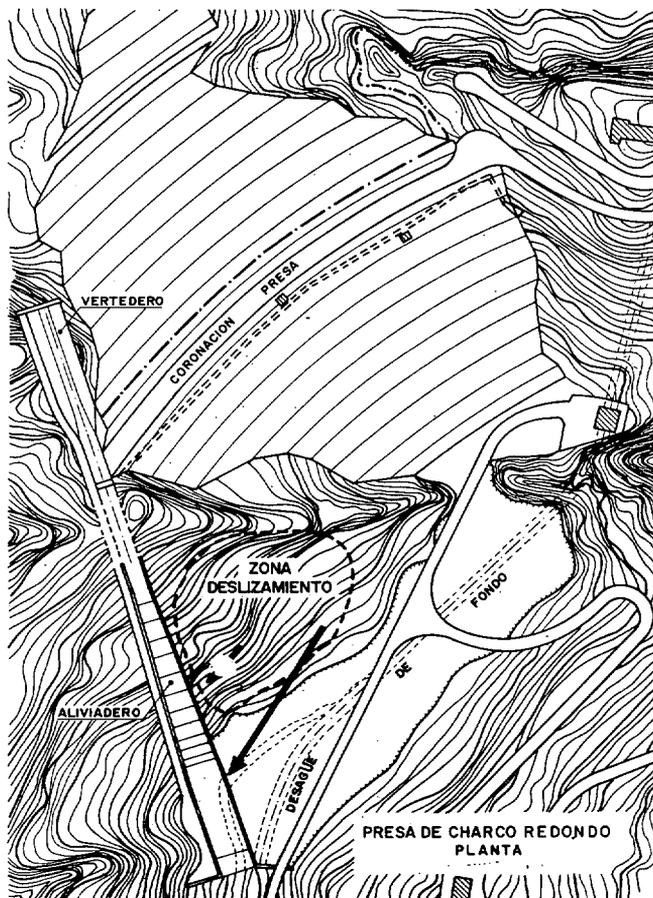


Figura 1.

con posteriores desembalses parciales por desgüe de fondo.

En la madrugada del 8 de marzo de 1987 tuvo lugar un corrimiento de tierras a consecuencia del cual se derrumbó, en unos 45 m. de longitud, el muro izquierdo del cuenco de amortiguación del aliviadero y parte del cajero izquierdo de la rápida de entrada del canal de descarga (ver fotos).

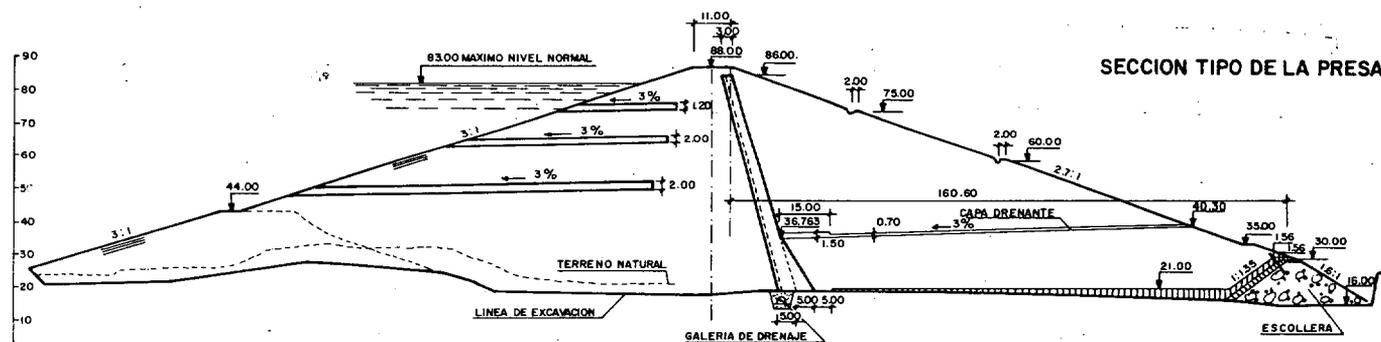
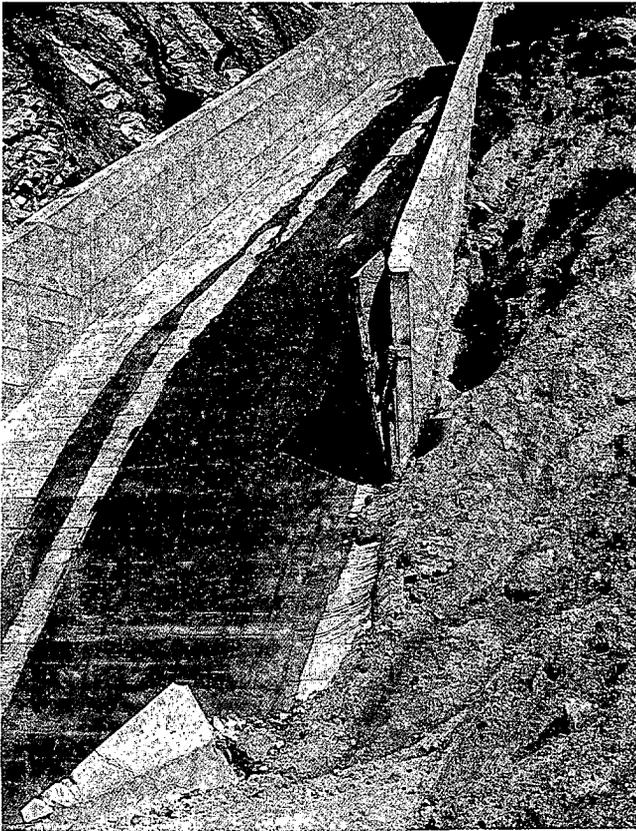


Figura 2.



Rotura del hormigón arrastrado por la punta de PVC del paño volcado.

La masa deslizada, en un volumen estimado de unos 50.000 m³, afecta al terreno natural (argilitas) sobremontado por un relleno, colocado con el fin de crear una plataforma aguas abajo. El deslizamiento no ejerce ninguna afeción sobre la presa, la cual queda aguas arriba y separada por unos potentes estratos de arenisca que, cerrando el cañón, forman el extremo sur de un sinclinal. En estos estratos, auténticos farallones, anida una población en aumento de «Buitres Comunes», formada hoy día por unas 40 parejas.

El movimiento de esta masa fue provocada por las abundantes precipitaciones que se registraron en la zona durante los meses anteriores de enero y febrero, y que a través de los estratos permeables de areniscas saturaron el terreno al no permitir su drenaje natural el relleno que se había colocado. En esos momentos el embalse tenía un máximo nivel, pero sus posibles filtraciones no jugaron, en este caso, ningún papel.



Vista desde aguas abajo.

En opinión del ingeniero director de la Explotación otro hecho pudo haber influido también en la iniciación del movimiento: 8 seismos detectados por el Observatorio de Marina de San Fernando que tuvieron lugar entre los días 5 y 6 de marzo con grado 4 en la escala de Richter y epicentro situado en las proximidades de la presa.

El muro cajero del cuenco arruinado, tiene una altura máxima sobre solera de 19 m., un ancho en coronación de 1 m. y 2 m. en su base, y está fuertemente armado y empotrado en la solera de 2 m. de espesor.

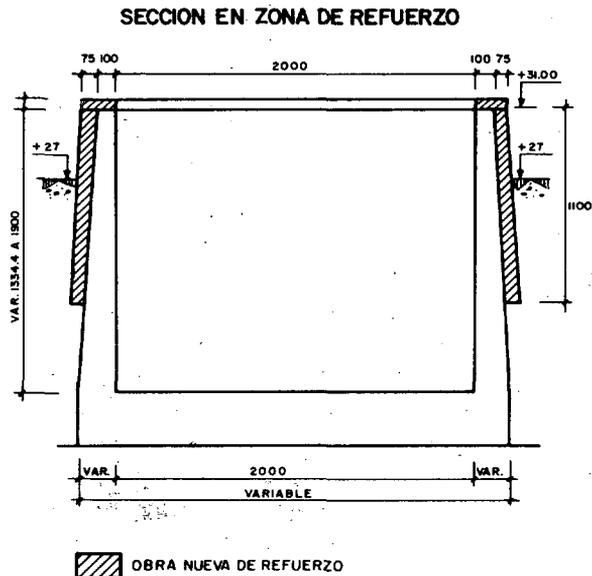
La reparación ha consistido en rehacer los paños de muro dañados (60 m) con una mayor sección resistente, así como el refuerzo, en sus 11 m. superiores, de los que han permanecido. Se dispone también un arrostramiento de los muros mediante vigas prefabricadas de hormigón armado de 20,80 m. de luz que se recogen en vigas de coronación ejecutadas in situ a lo largo de ambos cajeros (ver figura 3).

Para minimizar al máximo el empuje de las tierras sobre los muros, se trasdosan los mismos con material pétreo de distintas granulometrías y cuidadosamente seleccionado; se rebaja la plataforma en 4 metros (cota 31 a la 27) y se sella su superficie con material impermeable para evitar la entrada de aguas torrenciales.

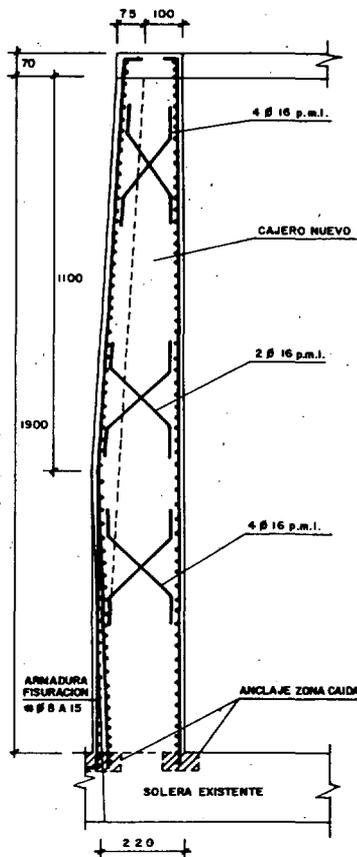
Estas obras, declaradas de emergencia, habrán durado unos diez meses si terminan el próximo junio de 1988.

ARMADURAS

CUENCO AMORTIGUACION DEL ALIVIADERO



EN CAJEROS NUEVOS



EN CAJEROS REFORZADOS

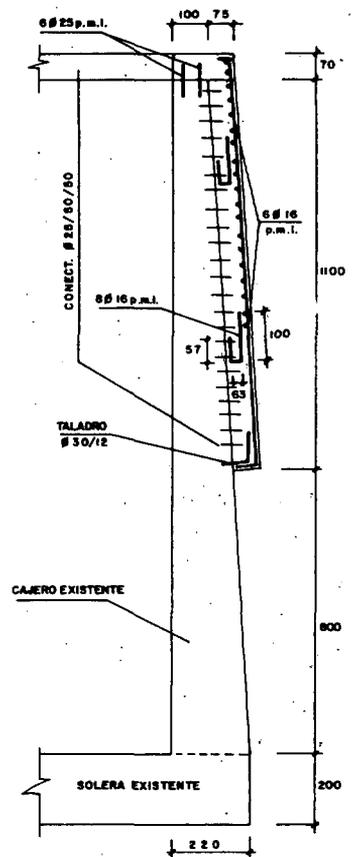


Figura 3.

PRESA DE ARENOS

La presa de Arenós está situada en el término municipal de Montanejos, provincia de Castellón, y su finalidad es la de crear un embalse que permita una mayor regulación de las aportaciones del río Mijares, sobre el que se levanta, para mejorar los riegos de la Planga de Castellón.

La presa es de materiales sueltos con núcleo de arcilla inclinado hacia aguas arriba y protegido del agua por un manto de escollera de poco espesor. Entre el núcleo y el espaldón resistente, de escollera de caliza, se interpone un filtro de dos capas. Bajo el núcleo se ha dispuesto una galería perimetral de control. Sus características se detallan más adelante.

El embalse tiene dos aliviaderos, el principal con compuertas es en canal revestido en el estribo izquierdo; el otro es un aliviadero fusible

cerrando un collado próximo en la margen derecha. El túnel de desvío, convertido en desagüe de fondo, cruza la ladera izquierda. Existen dos tomas reguladoras, situadas así mismo en galerías por dicha ladera.

La presa se apoya en calizas y margas jurásicas en la zona de espladón resistente y filtro, y en materiales arcillo-areniscosos del Wealdense en la zona del núcleo.

Las características principales de la presa (vease Sección Tipo, Figura n.º 1) son:

Presa

Tipo	Materiales sueltos con núcleo de arcilla y espaldones de escollera de caliza.
Longitud de coronación,	428,00 m.l.
Ancho de coronación ..	10,00 m.l.
Planta	Curva con radio de 750 m.
Talud aguas arriba	2,5/1 de coronación a cota 553 y 3/1 de 553 hasta cauce.

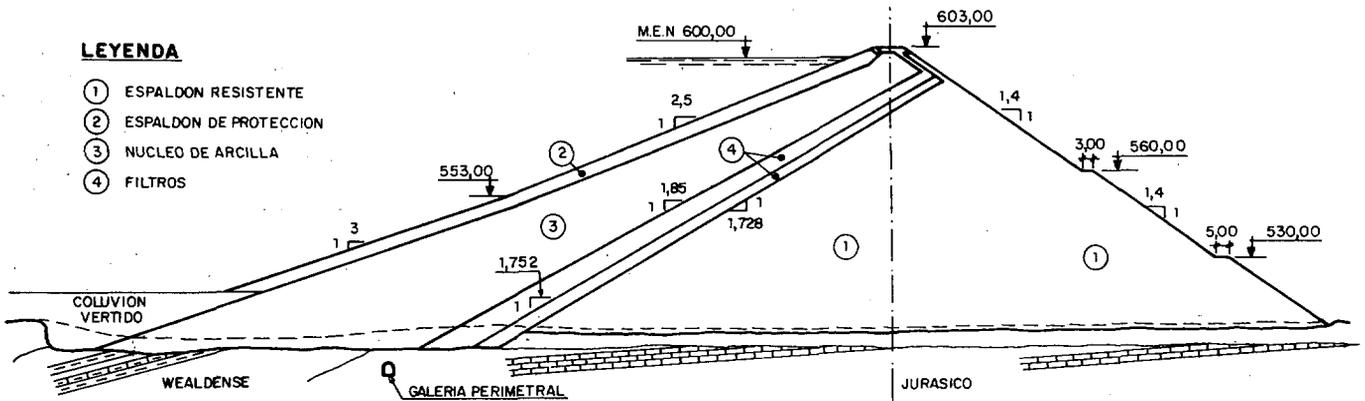


Figura 1.—Sección tipo.

Talud aguas abajo	1,4/1 con 2 bermas de 3 y 5 m.
Cota de coronación	603,00 m.
Cota de cauce	498,00 m.
Cota de cimientos	496,00 m.
Altura sobre cauce	105,00 m.
Altura sobre cimientos	107,00 m.
Cota M.E.N.	600,00 m.
Cota M.E.E.	601,50 m.
Capacidad (M.E.N.)	130,00 Hm ³ .

Aliviaderos

Aliviadero principal

Cota umbral	592,90 m.
Número de Vanos	3 de 9 m.
Compuertas	Taintor de 9 x 7,26 m.
Caudal evacuado (M.E.N.)	1.020,00 m ³ /s.

Aliviadero Fusible

Cota umbral	597,50
Número de vanos	3 de 8 m.
Muros fusibles	8 x 4,50 m.
Caudal evacuado (M.E.N.)	340,00 m ³ /s.

Desagüe de fondo

Tipo	En túnel, a lámina libre.
Número de conductos	2.
Válvula por conducto	V. compuerta y Taintor de 1,50 x 2 m.
Caudal Total	220,00 m ³ /s.

La construcción de la presa duró desde abril de 1970 hasta diciembre de 1978.

Durante los trabajos de excavación para el enclaje de la presa se produjeron numerosos corrimientos en los taludes de excavación dentro de la formación wealdense y en ambas márgenes (años 1971, 1972, 1974).

En abril de 1975 se produjo el primer deslizamiento de la ladera izquierda a cotas superiores a la presa afectando a la formación de

calizas y margas del Jurásico. Un nuevo deslizamiento en noviembre del mismo año, de mayor profundidad que el anterior y que llega a cotas más altas, afecta a 50 m. del cajero izquierdo del aliviadero y al pozo que se construía para acceso a la cámara de válvulas de la toma. En abril de 1976 se produce el tercer deslizamiento de la ladera izquierda que moviliza más de 150.000 m³ de roca, formándose un escape en la parte superior, cota 640, con más de 5 m. de desnivel. En diciembre de 1982 aparecieron grietas, asientos y hundimientos parciales y un movimiento que afectó al muro cajero del aliviadero y a su tercer vano (Fig. 2).

En esta situación se acomete la reconstrucción del muro cajero del aliviadero así como ciertas correcciones tendentes a evitar nuevos corrimientos de la ladera izquierda. Estas, que consistieron en formar un talud escalonado revestido de hormigón, resultaron poco eficaces y quizás desafortunadas, pues si bien no permitían la entrada directa del agua de lluvia im-

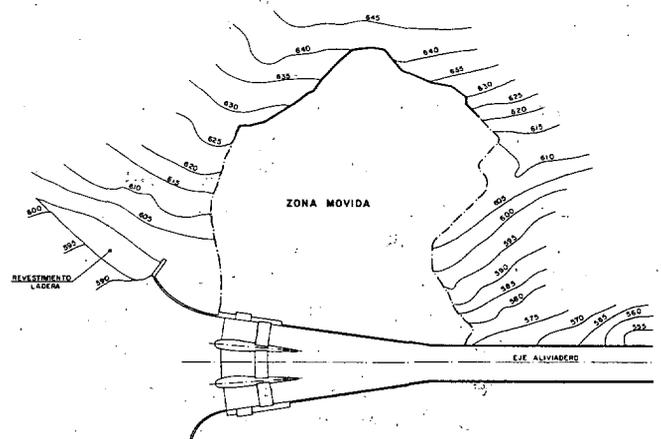


Figura 2.—Planta aliviadero y estribo izquierdo.

pedían el drenaje de las aguas infiltradas. Tal como muestran las fotografías 1 y 2 este revestimiento quedó destrozado y nuevos corrimientos siguieron produciéndose a partir de noviembre de 1983, que dañaron seriamente el aliviadero principal, quedando inservible su vano izquierdo con el cajero destrozado, la pila rota y la compuerta Taintor acodalada.

En esta situación, se redacta en mayo de 1987 un proyecto de reparación y acondicionamiento del aliviadero y de estabilización de la ladera izquierda y se concede a esta obra el carácter de «emergencia».

Se desarrollaron unas soluciones alternativas que en esencia consistían en:

1. Drenaje de la ladera mediante la ejecución de un sistema de galerías.
2. Retención mecánica de la masa deslizante mediante pilotes, anclajes y muros.
3. Eliminación de parte de la masa deslizante y retención mecánica del resto.
4. Eliminación total de la masa deslizante complementando con pequeñas medidas de drenaje y retención mecánica en la cabecera del desmonte.

Dado que la comparación económica no era determinante se optó por realizar la solución número 4 que al eliminar la masa deslizada simplificaba el problema.

La ejecución de la obra ha venido a confirmar la idoneidad de la solución adoptada ya que el deslizamiento ocurrido el 10 de agosto de 1987, una vez comenzada la obra, que movilizó unos 110.000 m³ de material, así como la aparición de nuevas fallas, discontinuidades y disgregaciones que, no habían sido observadas con los sondeos de reconocimiento ejecutados para la redacción del proyecto, han puesto de manifiesto la dificultad, incluso la imposibilidad de ejecutar cualquier medida basada en la construcción de galerías drenantes. Igualmente, las soluciones basadas únicamente en retenciones mecánicas hubiesen resultado utópicas al estar la roca enormemente fragmentada y disgregada.

Se ha desmontado un volumen de material próximo a los 250.000 m³. El talud resultante presenta pequeñas variantes sobre el previsto



Foto 1.



Foto 2.

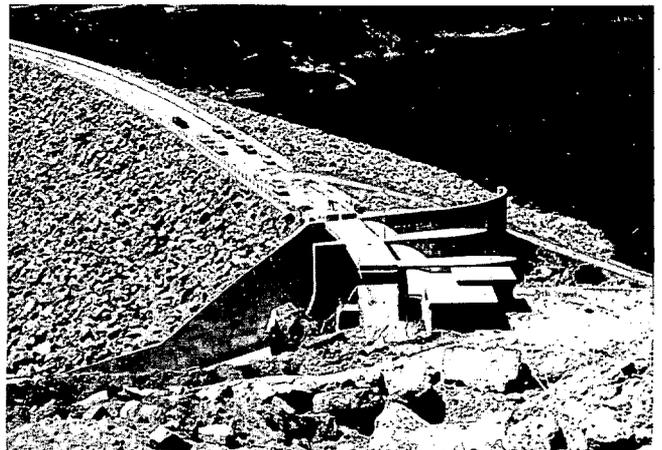


Foto 3.

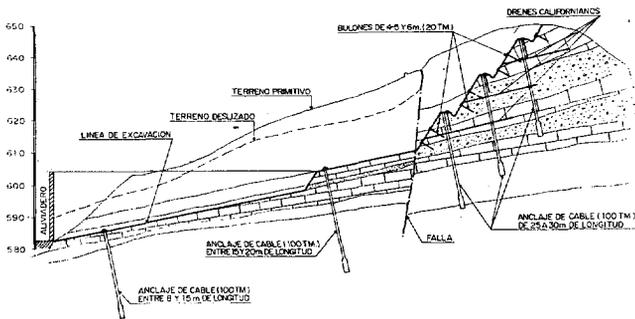


Figura 3.—Perfil definitivo.

en el proyecto. Se ha cosido mediante bulones de 20 Tn. de 4-5 y 6 m. de longitud que forman una malla de 4×4 m. y se han realizado 30 anclajes con cable de 100 Tn y con longitudes que varían de los 15 a 30 m. Se completa el tratamiento con la colocación de «drenes californianos», construcción de cunetas y colocación de malla y gunitado en alguna pequeña zona (ver figura 3).

Con las medidas realizadas se confía en conseguir la estabilidad de la ladera. Se asume el desprendimiento y caída de pequeños trozos de roca dado su estado de fragmentación y de alterabilidad pero que no producirán ningún daño al aliviadero al quedar detenidos en la gran berma de pie que se rellena de escollera.

El resto de la obra comprende la reconstrucción del vano izquierdo del aliviadero y su pasarela; se reconstruye la pila-tajamar y el muro cajero izquierdo, dando a éste último mayor solidez que la que tenía. Sorprende la enorme delgadez de los cajeros existentes, punto este que deseamos resaltar.

La obra, a punto de terminar cuando se publique esta nota, habrá tenido una duración de unos 10 meses.

PRESA DE LEGUASECA

Esta presa, que crea el embalse llamado del Muradel, abastece de agua a la villa lucense de Fonsagrada.

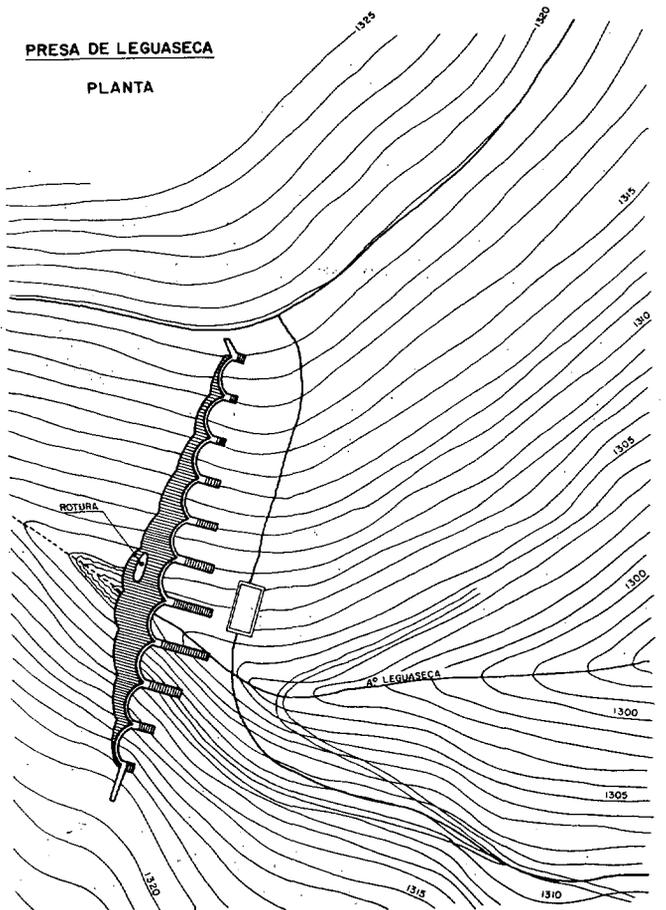
El martes de carnaval, día 3 de marzo de 1987 a las ocho y media de la mañana, la presa «reventó con un enorme estruendo, desparamándose a gran velocidad los 16.000 m³ de agua que contenía, causando grandes daños en

una longitud de unos siete kilómetros, alcanzándose los prados limítrofes con la localidad de Puebla de Buzón. Afortunadamente no hubo que lamentar desgracias personales ni de animales domésticos; las aguas arrancaron los árboles de cuajo y se llevaron por delante un molino» (La Voz de Galicia, 5 de marzo de 1987).

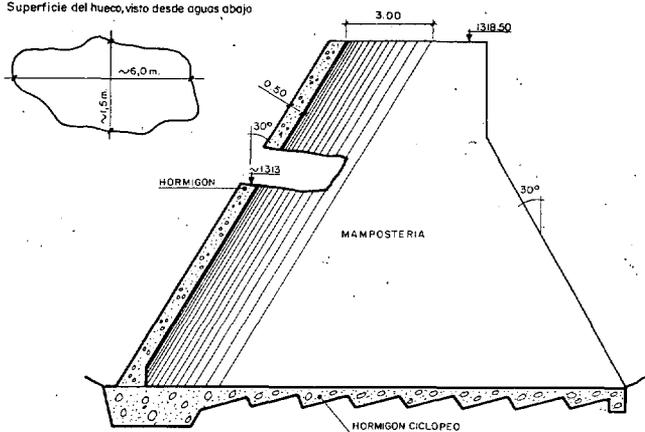
La presa es una estructura de bóvedas múltiples de 20 m. de altura y 70 m. de longitud en coronación, que se asienta sobre pizarras y crea un embalse de 60.000 m³.

Se construyó en 1958 en condiciones deficientes. Su hormigón, aparentemente fluido, es de un árido lajoso de pizarra con excesiva cantidad de elementos medios y finos, producto del machaqueo de la pizarra, carente de elementos gruesos que aparecen sin embargo en los contrafuertes, en forma de mampuestos inmersos en hormigón.

La rotura, acaecida el día indicado, formó un boquete de unos 7 ó 8 m. entre dos juntas de



Superficie del hueco, visto desde aguas abajo

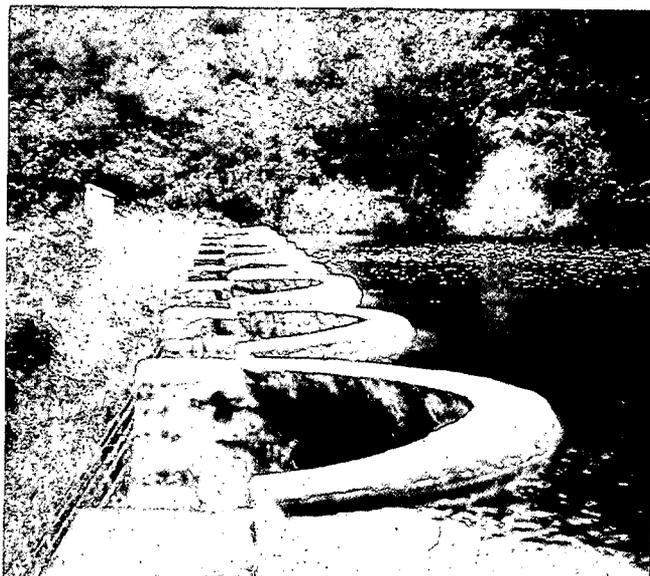


construcción de la bóveda central. Debíó de ser repentina, liberando un caudal estimable en 50 m³/s que produciría el vaciado del embalse en, aproximadamente, siete minutos. La onda se habrá trasladado aguas abajo, con velocidad próxima a 15 km/hora, derribando la caseta de toma y conducción además de los daños ya señalados en prados, árboles y destrucción de molino.

De la investigación emprendida por la dirección General de Obras Hidráulicas, aún sin finalizar, puede adelantarse el siguiente mecanismo de rotura:

«Ha existido una intensa percolación a través del hormigón, activada en periodos secos y en horas de insolación, del paramento de agua arriba. Las aguas del embalse son ácidas y con soluciones sulfáticas.

Ha existido un ataque al árido y a la pasta de cemento. Sobre el árido, atacando sus minerales y oxidando los sulfuros de hierro, lo que contribuye a mantener la acidez de agua dentro del hormigón. Sobre la pasta, disolviendo la cal liberada (portlandita), atacando la estructura de los silicatos del gel de tobermorita y provocando expansiones por la intensa formación de etringita.

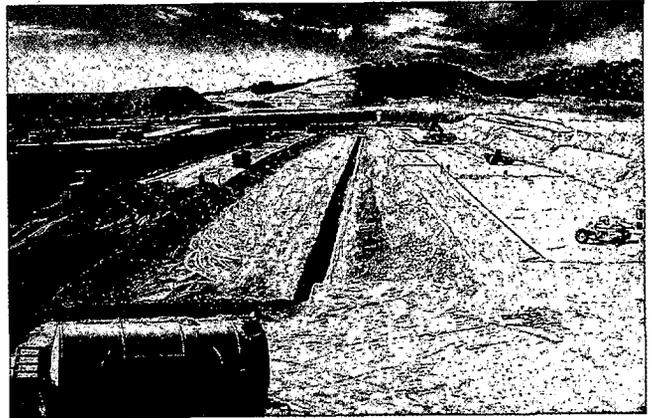


El ataque a la pasta, mucho más importante que la sufrida por el árido, ha generado condiciones que han favorecido el aumento de intensidad del ataque posterior».

La existencia de filtraciones en el paramento de aguas abajo trajo como consecuencia la necesidad de realizar pequeñas reparaciones, aplicando una capa de mortero en el paramento de aguas arriba (año 1970). Esta reparación fue de efectos reducidos y poco eficaz para evitar los ataques existentes por lo que se había redactado por el Ayuntamiento un Anteproyecto que contemplaba la reparación de las bóvedas, la mejora de las tomas y aliviadero y el aumento de la capacidad del embalse. Esta reparación estaba contemplada en el Programa de Seguridad de Presas del Estado, existiendo un Informe de Vigilancia de Presas (25 de abril de 1985) que recoge el estado de la presa y el análisis del Anteproyecto.

PRESA DE VALDABRA

Esta Presa entró en servicio en el año 1983. Su construcción se hizo para sustituir el acueducto, previsto en el canal del Cinca para el paso del barranco de VALDABRA, por un embalse regulador en el mismo barranco. Se contaba para ello con que desde dicho barranco hasta su entronque con el canal de Monegros, en Tardiente, el canal del Cinca es simplemente de transporte con caudal constante, sin riego propio en su recorrido. Por ello el establecimiento del embalse permite regular en cola las fluctua-



Presas en construcción ejemplo de geotextiles.

ciones debidas al riego en el tramo precedente y de esta manera queda libre de su influencia el trayecto en puro transporte.

Las características principales de presa y embalse son:

Geología: Alternancia de areniscas y margas del Mioceno continental, de la depresión del Ebro, con estratificación prácticamente horizontal, recubiertas por materiales cuaternarios.

Superficie de la cuenca	70,00 Km ² .
Avenidas T = 50, 100 y 500 años	100-110- y 135 m ³ /seg.
Volúmen (M.E.N.)	2,884 Hm ³ .
Superficie (M.E.N.)	76,00 Ha.
Tipo de presa	Mater. sueltos, homogénea.
Altura	20,00 m.
Longitud coronación	500,00 m.
Anchura de coronación	7,00 m.
Taludes de paramento, aguas arriba y aguas abajo	2,5:1.
Volúmen de materiales	147.443,00 m ³ .
Cota de coronación	401,00 m.
Cota M.E.N.	399,10 m.
Aliviadero	Labio fijo en estribo izqdo.
Longitud de vertido	258,00 m.
Caudal máximo	153,00 m ³ /s (h = 0.4 m.).
Incorporación al río	Canal de descarga y cuenco amortiguador.



Erosión al pie de la presa.

Es de destacar en esta presa, el empleo máximo de geotextiles: los mantos horizontales drenantes del espaldón de aguas arriba a cotas 395 y 391 de 1 m. de espesor, el dren horizontal en la base del espaldón de aguas abajo de 1,5 m. de espesor y el dren chimenea de 1,50 m. de espesor que enlaza con el anterior, están confiados en sus dos caras, por un fieltro no tejido («geotéxtil»).

En su primera puesta en carga la presa tuvo filtraciones que produjeron una erosión en su pie de aguas abajo (ver fotografía) que comprometía la seguridad de la obra. El origen de estas filtraciones era una vía de fugas por el contacto del dique con el muro cajero del aliviadero, presumiblemente no bien ejecutado dicho contacto, dada la verticalidad del mismo. Aunque en el proyecto el muro presentaba a las tierras un paramento con una pendiente de 1:3, fué construído verticalmente con un apéndice horizontal (muro en «L»).

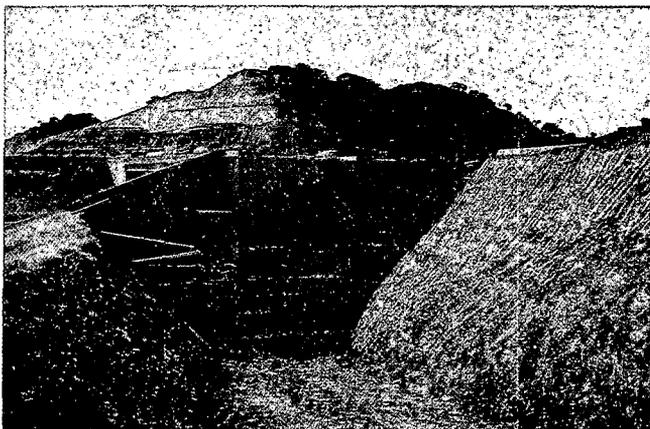
La solución del problema pasaba por una inyección que rellenase el contacto o por una más drástica pero más eficaz y definitiva, que es la que se realizó: excavación y retirada del material del dique en contacto con el aliviadero, para reconstruir su muro cajero con una inclinación adecuada que garantizase un contacto íntimo con las tierras de la presa, complementada con un ensanchamiento del filtro en esa zona.

En la fotografía y croquis se ven las labores realizadas.

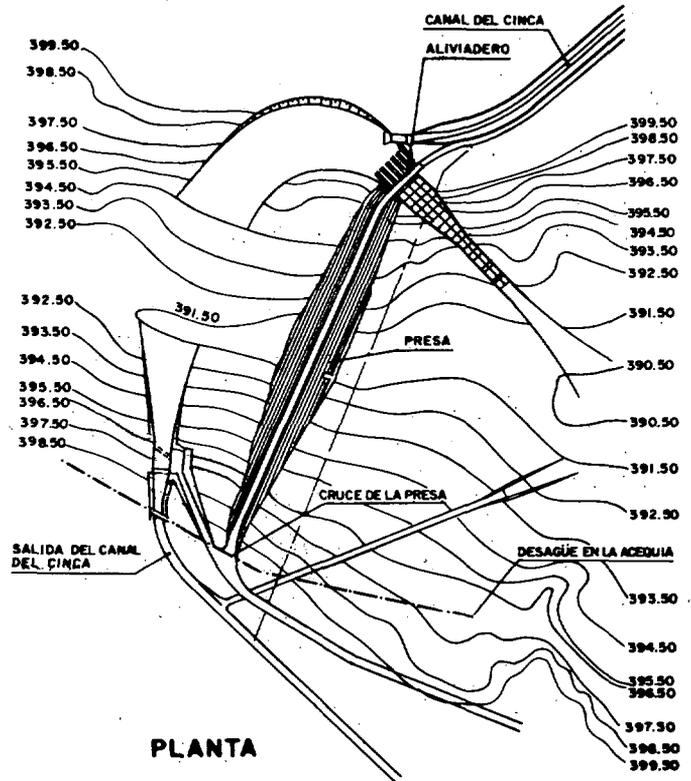
La excavación se realizó con una geometría que tuviese la menor incidencia sobre la presa y dejando un hueco en forma de tronco de pirámide para que el asiento ulterior de su relleno lo comprima contra las superficies internas.

El hormigón nuevo está apoyado sobre la base del hormigón existente. El enlace entre hormigones antiguos y nuevos se asegura con anclajes y con resinas epoxi.

El dren chimenea se ensancha en su contac-



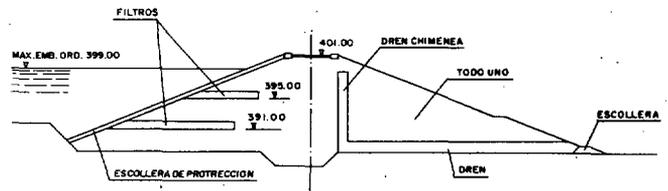
Excavación en el núcleo, y hormigonado del muro.



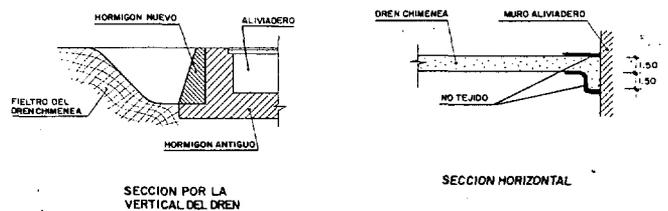
PLANTA

to con el hormigón, tal como indica el croquis, que representa su sección horizontal.

El comportamiento de la presa, una vez reparada ha sido totalmente satisfactorio.



Sección tipo.



Detalle de la reparación.

PRESA DE VILLARROYA

Se trata de dos presas de pequeña altura construidas por la Diputación General de Aragón, en el año 1986, en las proximidades de Calatayud. Los embalses se sitúan en sendos ba-

rancos de la margen izquierda de la Rambla de Ribota.

La presa de materiales sueltos es la situada más agua arriba.

Las características conocidas son:

Tipo	Materiales sueltos de sección homogénea
Altura	13 m.
Longitud de coronación	80 m.
Anchura de coronación	3 m.
Talud aguas arriba ..	2,50:1
Talud aguas abajo ...	2:1
Aliviadero	En margen izquierda, de labio fijo.
Canal de descarga ..	En terreno natural.
Desagüe-Toma	Válvula manual aguas abajo.
Geología	Arcillas y conglomerados terciarios impermeables en el vaso y cerrada.

El aliviadero con canal de descarga en el terreno natural, protegido con hormigón pobre en un corto tramo, tiene una situación precaria, a juzgar por las probables avenidas del barranco, que dado su aspecto serán fuertes y por las características de su cimentación, arcillas y conglomerados.

El primer llenado, mayo de 1987, sin duda rápido alcanzó hasta un metro por debajo del umbral del aliviadero y dió lugar a fugas apreciables en el talud aguas abajo, en margen derecha. Preventivamente se vació el embalse y se ha procedido a la excavación y saneo del estribo.

La presa tiene un dren de pie que penetra unos metros por debajo de la presa. Dicho dren, aparentemente contaminado, ha resultado poco operativo, lo que unido a una disposición inadecuada de la toma, que propicia vías de filtración, parecen la causa principal del mal comportamiento.

Por el interior de la tubería de toma se ha introducido una manguera de menor diámetro por donde va ahora el agua a presión.

Se pretende, como solución definitiva, dispo-

ner las tomas y desagües en galería visitable; decubrir el dren de pie y reforzarlo si fuera necesario; comprobar la capacidad del aliviadero y aumentarla, en su caso y prolongar la protección del canal de descarga del aliviadero.

La presa de aguas abajo es de hormigón, tipo gravedad, de unos 12 m. de altura y unos 60 m. de longitud, con taludes vertical y 0,66 respectivamente aguas arriba y aguas abajo. La anchura de coronación no excede de un metro.

Tipo	Gravedad
Altura	12 m.
Longitud de coronación	60 m.
Anchura de coronación	1 m.
Talud aguas arriba ..	Vertical
Talud aguas abajo ...	0,66
Aliviadero	Vertedero sobre la presa
Desagües de fondo ..	no tiene

La cerrada es en cuarcitas y areniscas rojas, muy tectonizadas, con buzamiento de unos 30° hacia aguas abajo. Se aprecia en la cimentación, en alguna zona de margen izquierda, un pie de monte arcilloso y de conglomerados, probablemente paleozoicos con alteración cuaternaria.

Al llenarse por primera vez el embalse, hasta 1,50 m., por debajo del aliviadero, en la primavera de 1987, se produjo un sifonamiento del estribo izquierdo con vaciado del embalse abriendo un conducto en roca de 4 m² aproximadamente que pasa de aguas arriba a aguas abajo, afectando una parte de apoyo somero en cuarcitas y algo de material derrubiado.

La causa de la rotura, parece obvia, por sifonamiento en una zona de cimentación somera, tectonizada y afectada de material de ladera.

Se ha comenzado a reparar, con hormigón, la zona afectada, enraizándola debidamente en roca, y disponiéndose en esta zona unos desagües de fondo.

Se ha observado al descubrir por aguas arriba parte de la cimentación que, al ser escalonada, deja zonas de muy diferente calidad de apoyo. Se revisará pues todo el apoyo de la fábrica para proceder a su consolidación.

De no proceder a asegurar la estabilidad en

servicio permanente y carga total, se va a limitar la cota de embalse a la que resulte de la estabilidad del perfil actual.

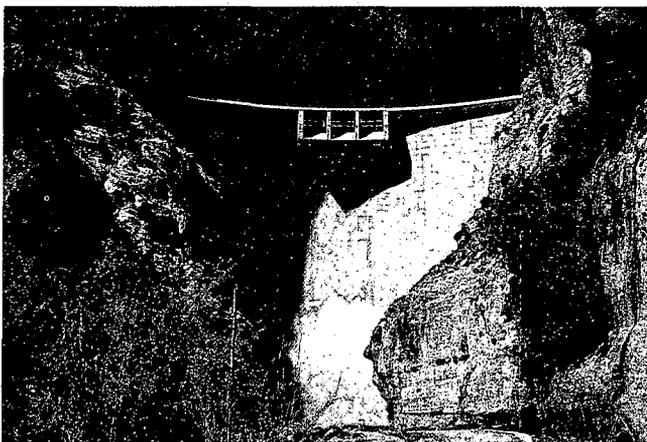
PRESA DE BEZNAR

La presa de Beznar sobre el río Izbor, alfuente del Guadalfeo, es una estructura bóveda de 136 m. de altura sobre cimientos.

En las investigaciones geológicas y geotécnicas para la redacción del proyecto ya se detectaron las formaciones menos competentes (limolitas, conglomerados, y tobas) que, suprayacentes a los maciños (areniscas) que forman la cerrada, constituyen la base del estribo derecho. No ocurrió así en el macizo izquierdo donde en la fase de construcción se descubrió una discontinuidad denominada plano «Ratín» que separa dos formaciones de areniscas que, si aparentemente sólo se distinguen por su tonalidad, tienen una génesis diferente.

A diferencia de la arenisca inferior, en la cual no se aprecia ningún accidente, la superior se encuentra afectada por importantes fracturas, destacando dos familias ortogonales entre sí; una de ellas, sensiblemente paralela al cauce, presenta gran apertura entre sus labios. Pertenecen a esta familia las litoclasas denominadas «Diana», «Estudiante», «Jota» y «Blondín», descubiertas también en las labores de excavación de la etapa constructiva.

El macizo rocoso izquierdo queda dividido, por estas fracturas, en grandes bloques que se

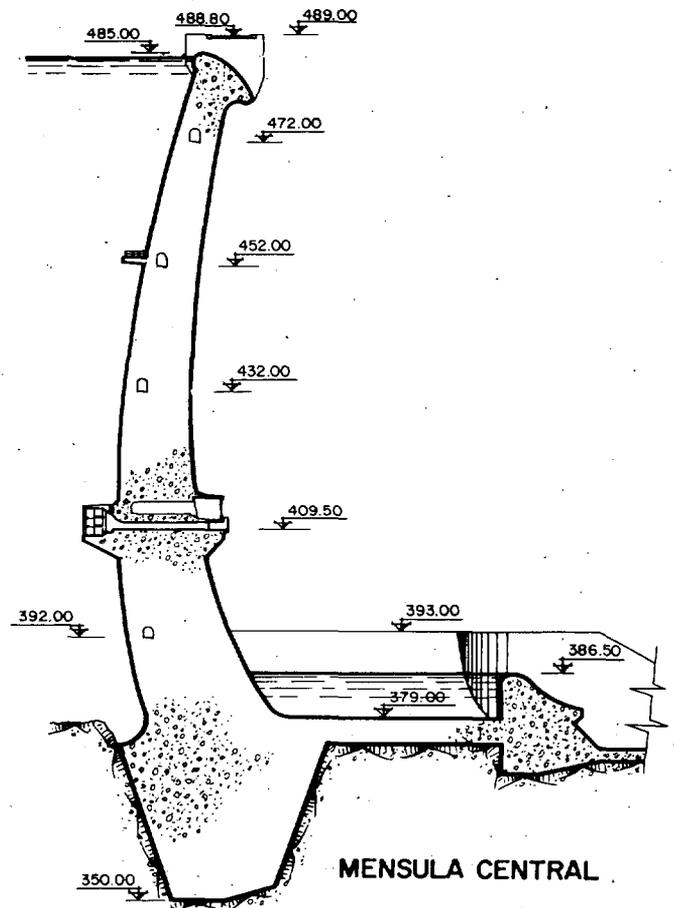


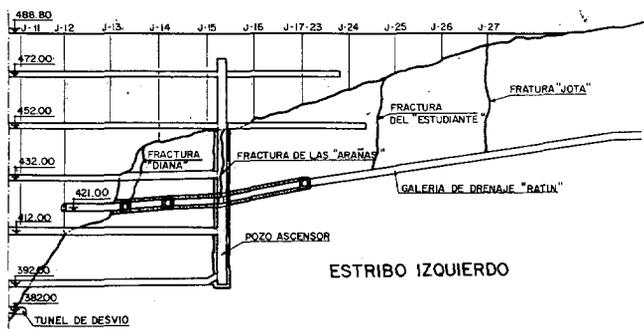
Presa de Béznar.

apoyan sobre el plano «Ratín» que, con un buzamiento hacia el cauce de unos 11.º y un relleno arcilloso de varios centímetros de espesor, favorece la inestabilidad de los mismos.

Se han ejecutado importantes labores de corrección en ambos estribos:

- En el derecho, se ha construido un gran bloque de hormigón para absorber los empujes de la bóveda sin contar con la colaboración del terreno. Se ha ejecutado una importante pantalla de impermeabilización que afecta a las formaciones de conglomerados y tobas.
- En el izquierdo, con el lavado y posterior hormigón de relleno de las grandes fracturas se ha pretendido impedir la entrada de agua del embalse y evitar una deformabilidad excesiva del macizo incompatible con la bóveda. Con anclajes profundos, con galerías hormigonadas como enclavamiento del plano «Ratín» al que interceptan en toda su longitud, y





con la sustitución de su relleno arcilloso por mortero de cemento, se ha pretendido mejorar la estabilidad de los bloques de roca. Por último se han ejecutado labores importantes de impermeabilización y drenaje en una extensión superior a aquella que se estima como receptora de los empujes de la bóveda.

Desde su puesta en carga, el 31 de enero de 1986, la presa había tenido hasta el momento un comportamiento muy aceptable, con unas filtraciones máximas aforadas de unos 25 l/s a través de la cimentación de la presa y de otros 20 l/s por puntos del terreno relacionados con el embalse. El máximo nivel normal de embalse, cota 485, no ha sido aún alcanzado.

El día 13 de marzo de 1988, con un embalse a la cota 477,25, máximo hasta ese momento, se observa un aumento fuerte en el caudal aforado de las filtraciones, siendo responsable del mismo la litoclasa denominada del «Estudiante», situada en el macizo de roca del estribo izquierdo de la presa.

La evolución de la filtración de esta fractura durante el presente año es:

Fecha	Cota de embalse	Altura s. cauce	Caudal de filtración en el «Estudiante»
7-1-88	468,26	88,26	3 l/s
5-2-88	472,60	92,60	8 l/s
3-3-88	476,21	96,21	19 l/s
7-3-88	476,60	96,60	47 l/s
10-3-88	476,95	96,95	69 l/s
13-3-88	477,25	97,25	200 l/s

Las dos terceras partes de estas fugas aparecen en el cruce de la fractura con la galería del plano «Ratín» al producirse en él el drenaje de la primera; una pequeña parte de filtración

se transfiere a la galería de drenaje de la litoclasa «Araña» por las diaclasas transversales. El otro tercio sale directamente al exterior al cruzar la fractura una pequeña vaguada y desciende en cascada al cauce por el cantil de la ladera.

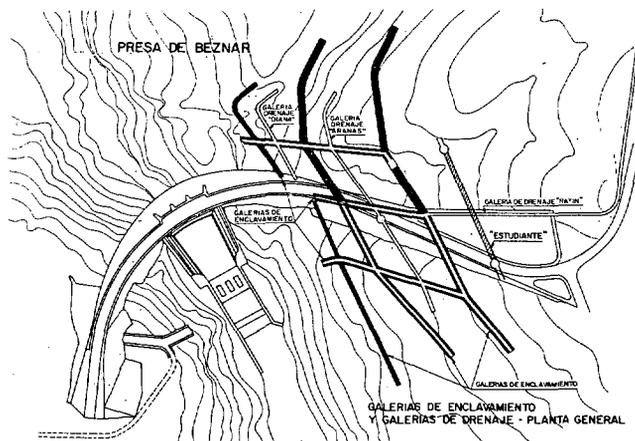
El jueves 24 de marzo, con una bajada del embalse de 3,75 m. (cota de agua = 473,50) por la apertura de los desagües de fondo efectuada a las cero horas del día 14 de marzo, la filtración había descendido del máximo de 200 l/s a unos 80 l/s.

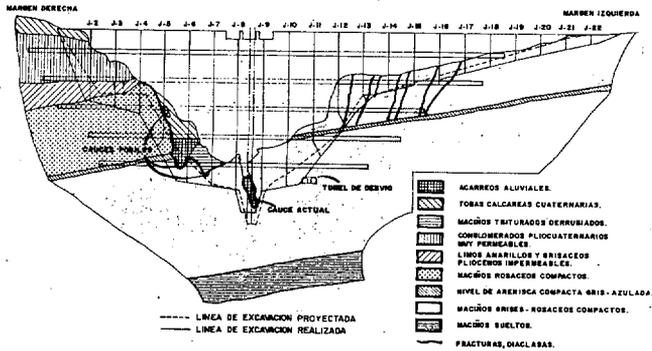
La valoración que se puede hacer de este accidente es que a embalse máximo la filtración será importante, lo que supondrá: una pérdida apreciable de agua; un inconveniente para la explotación y mantenimiento de la presa; y una impredecible, aunque se piensa que remota, afección a la seguridad de la presa.

Como actuación inmediata se ha comenzado a realizar un drenaje mediante perforaciones ejecutadas desde las galerías existentes en el interior del macizo rocoso para descargar a éste de presiones interseticiales no deseables.

Mientras tanto, se redacta el proyecto de las obras necesarias para corregir las vías de agua que se producen por la fractura conocida como del «Estudiante» y en grado mucho más reducido por otras más pequeñas.

Dado el buen resultado logrado en el tratamiento que se hizo en su día en las litoclasas «Diana» y «Arañas» se ha pensado en repetirlo ahora en la del «Estudiante»; consiste en su limpieza y posterior relleno con mortero, hormigón y lechada en una extensión de unos 50





Corte geológico por el eje de la presa y alzado desarrollado.

m. que se limitarán entre dos pozos verticales a perforar y que se enlazarán en su base por una galería. Este método, al permitir un acceso directo a la litoclasa, garantiza el total relleno de la misma.

En las otras fracturas, dado su mayor alejamiento del estribo de la bóveda, se intentará corregir su permeabilidad mediante inyecciones a través de perforaciones realizadas en forma de abanico desde la superficie del terreno y desde las galerías existentes.

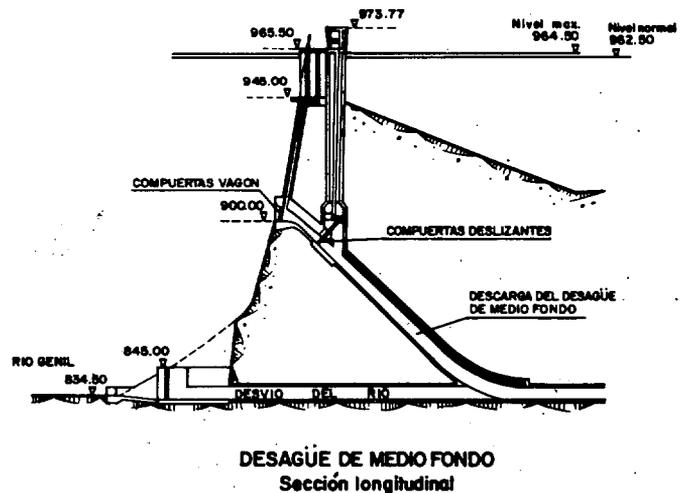
El hecho de traer a este capítulo de «Accidentes en Presas» el incidente menor de las filtraciones ocurridas en la presa de Beznar durante su primera puesta en carga, se debe más bien a la intención de informar sobre las importantes labores de consolidación realizadas en los estribos de esta presa bóveda de gran altura; se trata de uno de los mayores trabajos de refuerzo hechos en España en un macizo rocoso. Cabría destacar entre estas labores la limpieza del relleno de una litoclasa, prácticamente horizontal (buzonamiento de 11.º), en una extensión de 1.500 m², mediante un chorro de agua y aire a alta presión (700 atm), cuya realización no supuso mayores dificultades.

PRESA DE CANALES

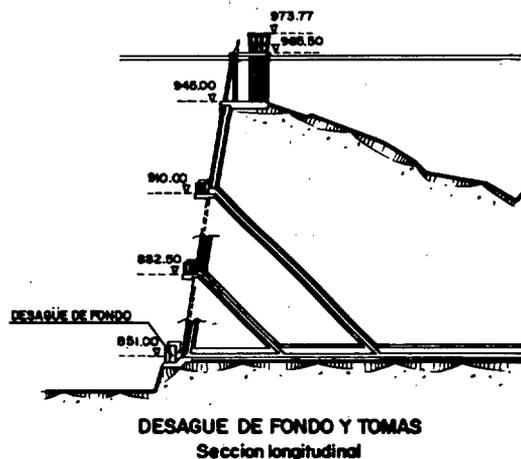
La presa de Canales sobre el río Genil, muy próxima a la ciudad de Granada, es la presa de materiales sueltos de mayor altura (156 m.) entre las construidas en nuestro país. Del tipo de escollera con núcleo central, crea un embalse de 70,70 Hm³ de capacidad; sus aguas se destinan a múltiples usos: abastecimiento, regadío y producción de energía.

Como estructuras de desagüe dispone del aliviadero de superficie con umbral a dos niveles y capacidades de evacuación de 226 m³/s y 502 m³/s a cota normal y extraordinaria, y de los desagües profundos. Para estos últimos se perforaron dos túneles por la ladera derecha; uno de ellos, a cota 834,50 en su embocadura, ha servido para el desvío del río durante la construcción de la presa, habiéndose transformado para alojar el desagüe de medio fondo; en el segundo, a cota 851, se han dispuesto los desagües de fondo y tomas de agua (figura 1).

Ante la aparente buena calidad de la roca, arenisca (molasa), el túnel que aloja las tuberías de desagües y tomas no se revistió con hormigón; sí se hizo, en cambio, en el túnel de desvío por donde iban a circular las aguas del río Genil durante los años de construcción de



DESAGÜE DE MEDIO FONDO
Sección longitudinal



DESAGÜE DE FONDO Y TOMAS
Sección longitudinal

Figura 1.

FILTRACIONES EN EL TUNEL DE DESAGÜE DE FONDO DE LA PRESA DE CANALES

DETALLE DE LA PIPA

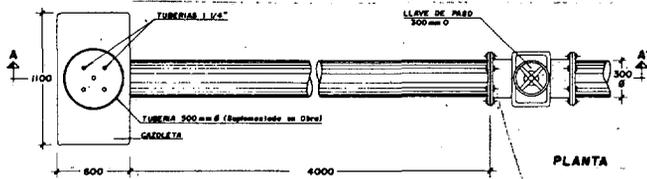


Figura 2.

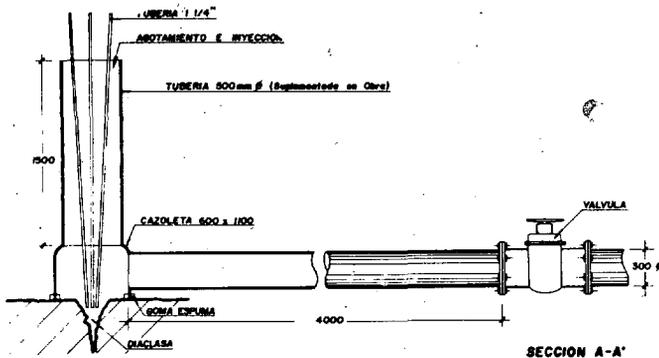


Figura 3.

la obra (bastantes, ya que la obra se hizo en dos etapas) y además, en la explotación ha de funcionar como desagüe de fondo en lámina libre.

En el primer llenado del embalse se presentó una filtración pequeña, inferior a la decena de litros por segundo, en el túnel de los desagües que, al llegar a una carga de 35 m. de agua, subió repentinamente a unos 140 l/s. La filtración se produjo a través de alguna de las diaclasas de las pocas que se observaron en el túnel.

Fue preciso proceder de forma inmediata a la inyección de la diaclasa, lo que se hizo en carga pues no se consideró conveniente el vaciado del embalse.

Por creerlo de interés, se describe someramente el procedimiento empleado para hacer la inyección bajo carga:

Se colocó la «pipa» con tuberías de 300 m/m de diámetro y su correspondiente llave de paso, según se muestra en las figuras 2 y 3.

Al intentar que todo el agua saliera por la anteriormente citada tubería, se comprobó que el

caudal era mayor de lo previsto y que el agua al coger presión impedía sujetar la cazoleta de la «pipa», aunque se pusieron tacos de gomaespuma en todo su contorno. Se suplementó en obra la cazoleta con un tubo de 500 mm. de diámetro por el que se introdujeron bombas sumergibles para evitar presiones.

En estas condiciones se hizo un dado de hormigón armado envolviendo la cazoleta, hormigonándola ininterrumpidamente y anclándola al terreno con bulones. Se dejaron cinco tuberías de pulgada y cuarto (1 y 1/4\"), introducidas en la diaclasa lo que se pudo, y dotadas con válvulas para poder regular admisiones. Una vez fraguado el dado de hormigón y cerrada la llave de la tubería de 300 m/m, se empezó a inyectar de forma continua por las tuberías dejadas a tal fin.

La admisión en la diaclasa fue de unas 250 Tn y las presiones durante toda la campaña de inyección, salvo oscilaciones puntuales, se han mantenido prácticamente nulas; únicamente en las últimas 20 Tn se ha llegado a alcanzar máximos de 18 Kg/cm².

Se ha observado que a medida que se cortaba la filtración con las inyecciones, otras mucho más pequeñas surgían por puntos de la superficie del túnel donde no se apreciaba la existencia de diaclasas. Puede pensarse que la estructura de la molasa no sea suficientemente fuerte para soportar los gradientes hidráulicos que se producen en los puntos más acusados, donde se podrían degradar los elementos más finos y conducir a un fenómeno de sifonamiento o erosión regresiva.

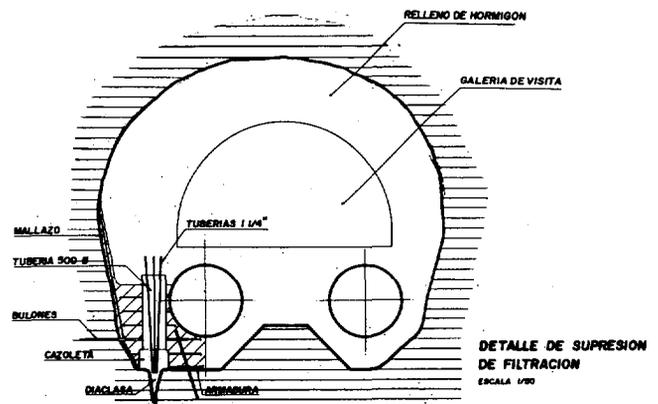


Figura 4.

Las filtraciones se han cortado totalmente, pero en una situación de emblase muy bajo. Como la carga de agua puede ser muy importante (130 m.) lo que favorecería este proceso de degradación de la molasa, se ha decidido revestir el túnel con hormigón, tal como se indica en la figura n.º 4.

Otros accidentes

A continuación y de manera muy somera se describen roturas e incidentes ocurridos en presas de menor altura.

PRESA LAS CEBRAS

Esta presa se encuentra dentro de la finca de «Las Cebras» en el término Municipal de Retuerta de Bullaque en la provincia de Ciudad Real.

Las características más sobresalientes de esta presa que se relacionan a continuación son aproximadas, pues, al no estar legalizada su concesión, carece de proyecto.

Dique de tierras homogéneo, con riprap aguas arriba y césped aguas abajo.

Altura, unos 17 m. sobre cauce, de los cuales los 2 m. superiores son de un reciente crecimiento.

Longitud de coronación de unos 270 m.

Taludes de paramento, oscilan entre los valores 2,0:1 y 2,2:1.

Capacidad del embalse, unos 300.000 m³.

Destino de sus aguas: el riego.

Año de construcción: 1972.

El 8 de marzo de 1988 se produjo la rotura del dique, sin víctimas y sin daños a terceros, abriéndose una gran brecha en la zona central de máxima altura, siendo su material transportado a lo largo del cauce del arroyo de las Gámeras.

El dique —carente de drenaje, interno, de base, o de pie— y con un talud agua abajo aparentemente escarpado, había alcanzado una línea de saturación (visible por los juncos, hu-

medades y surgencias de pequeños hilos de agua), que produjo una erosión remontante.

BALSAS Y DEPOSITOS

Son numerosísimos los almacenamientos de agua de este tipo que han surgido en nuestro país, con una mayor localización en Levante; dedicados en su mayoría al riego, permiten al agricultor optimizar el mismo a la vez que hacen más cómodas estas labores.

Construidos por los mismos agricultores con escasa o nula intervención de técnicos, presentan serios defectos como pueden ser los taludes insuficientes, incorrecta colocación de los materiales térreos y uniones defectuosas en el elemento impermeable. No puede hablarse, sin embargo, de fracasos ni se pueden hacer descalificaciones del sistema, que presta un servicio de clara rentabilidad y donde el número de inidencias es muy bajo.

Balsa de Lorca

Impermeabilizada con lámina de material plástico, recubierta exteriormente con material granular fino, sufrió su rotura en la noche del 2 al 3 de marzo de 1987. Sus aguas, en volumen inferior a los 100.000 m³, arrastrando lodos y piedras cortaron la carretera Cádiz-Barcelona al rebosar el puente que salva una rambla.

Un defecto en la junta entre bandas de la lámina impermeable se consideró como origen de las filtraciones que erosionaron el material de relleno que forma el dique; éste, con talud exterior insuficiente, cedió rápidamente produciéndose la rotura por desgarró de la lámina al faltarle el apoyo.

Balsa en Canarias

Construidas normalmente con más medios y con una tecnología correcta, las balsas y depósitos de las islas suelen ser de mayor altura que las del Levante español. En ellas se busca una compensación en el movimiento de tierras —excavación y terraplenado— y la impermeabilización se logra con láminas de material plás-

tico (predominando el p.v.c.) que queda siempre al exterior sin proteger.

Los accidentes que han sufrido suelen ser debidos a la succión de la lámina por vientos fuertes y en situaciones de emblase vacío. Así:

Balsa de Puntagorda

En la isla de La Palma, con 11 m. de altura y una longitud de coronación de 568 m. forma un embalse de 120.000 m³. Impermeabilizada con una lámina de p.v.c., anclada en el fondo y en la coronación, se ha comportado correctamente desde su entrada en servicio en 1980 hasta que en 1987 con ocasión de encontrarse muy vacía soportó un vendaval que arrancó un paño de lámina de destacadas dimensiones. El fenómeno se vió favorecido por la situación algo deteriorada de ciertas juntas.

Depósito de El Saltadero

En la isla de Tenerife, este depósito o balsa tiene 22 m. de altura y una capacidad de 500.000 m³. Está impermeabilizado en sus paredes laterales por medio de una lámina fabricada «in situ» sobre un soporte de hormigón poroso; el fondo, considerado impermeable, se dejó en su estado natural.

Entró en funcionamiento en el año 1978 y su comportamiento ha sido satisfactorio hasta el año 1987 en que se dejó fuera de servicio por su eutrofización. Desde ese momento las roturas de la impermeabilización han sido numerosas, bien por desgarro, bien por succión del viento y por degradación del material.

La puesta en marcha del Plan de Balsas de Tenerife, mediante convenio entre el Ministerio de Obras Públicas y el Cabildo Insular de Tenerife ha permitido realizar más de 10 balsas, algunas con una capacidad que se aproxima al millón de metros cúbicos, donde se han ido mejorando paulatinamente detalles constructivos, llegándose a una situación actual con una técnica muy depurada.

Al XVI Congreso de Grandes Presas, en San Francisco, junio de 1988, se ha enviado al tema Q.61 un artículo titulado «Plan de Balsas de Tenerife: un caso de aplicación intensiva de geomembranas».

Accidentes al personal de explotación

En estos últimos años han aumentado los casos conocidos de accidentes ocurridos al personal operario de los embalses, por efecto de los gases emanados.

El más alto nivel de vida que disfrutamos paga el tributo de un deterioro del medio ambiente, sin que los avances tecnológicos hayan podido frenarlo. En este deterioro se encuentran las aguas muy contaminadas que han conducido a la degradación de nuestros embalses.

La eutrofización de un embalse es la rotura de su equilibrio ecológico; la producción de oxígeno, por la fotosíntesis, y su consumo, por la respiración de los microorganismos, se desequilibra. Si el segundo supera al primero comienza un proceso reductor por el que los nitratos, carbonatos y sulfatos pasan a nitritos, ion amonio, gas metano y sulfúrico; el embalse genera materia orgánica en grado superior a la que de manera natural pudiera ser oxidada.

Se produce de esta manera en los embalses gases letales, inflamables y olores sépticos; en algunos casos sus aguas no sirven ni para los riegos.

A continuación relatamos alguno de los accidentes ocurridos, sabiendo que han sido más, de los que tenemos conocimiento. La divulgación de estos casos se hace con el único deseo de evitar otros semejantes. Por ello sería de interés que se pusiese en conocimiento de la Dirección General de Obras Hidráulicas los hechos que puedan acaecer para que Vigilancia de Presas pueda recopilar y transmitir esta información.

PRESA DE ALFONSO XIII

El embalse de ALFONSO XIII está ubicado en el río Quipar, afluente del Segura por la margen derecha, y se encuentra en explotación desde el año 1976. Sus aguas se destinan al regadío, fue contemplada en el «Proyecto de Defensa contra las inundaciones en el Valle del Segura», redactado en 1886 por los ingenieros don Ramón García y don Luis Gaztelu, como con-

secuencia de la desastrosa inundación de Santa Teresa en octubre de 1879.

La presa, proyectada por los ingenieros Murguza y Romero Carrasco, es de gravedad, planta curva con radio de 118 m., y tiene una altura de 47 m. Tiene dos desagües de fondo y tres tomas de agua a las cotas 272-282 y 292, siendo la de coronación la 303.

La última batimetría realizada (1986) indica una altura de fangos depositados superior a los 21 m. (cotas 284-85).

Como consecuencia de ellos los desagües de fondo tiene dificultades para su apertura (en el año 1968 se vació el embalse y se hizo un pozo en la margen derecha para comunicar el desagüe de fondo de este lado con la superficie de los aterramientos), y la toma de la cota 272 está inutilizada. Actualmente se ha redactado el «Proyecto de recuperación de los desagües profundos de la presa de Alfonso XIII».

Como consecuencia de las muy escasas aportaciones, el volumen de agua embalsada durante los últimos años ha sido muy pe-

queño: ha ido descendiendo desde 1980 a septiembre de 1986 en que se encontraba prácticamente vacío (30.000 m³); las lluvias del último trimestre de ese año lo hicieron subir a 3.500.000 m³.

Durante esta serie de años no se han abierto ninguna de las compuertas de los desagües de fondo o de las tomas, si exceptuamos alguna rara apertura para comprobar su funcionamiento, como la que tuvo lugar en mayo de 1986 en que el personal técnico obró parcialmente y durante unos 10 minutos las correspondientes a la toma de la cota 282 observando que salía agua con fango y que el único olor que se detectaba era el propio de estos sedimentos. En distintas ocasiones se ha visitado esta toma sin detectarse nada anormal, únicamente el olor a fango producido en las pequeñas pérdidas existentes por el defectuoso ajuste de las compuertas de cierre, y sin necesidad de usar las mascarillas que existen en el lugar.

Para acceder a la cámara de válvulas de esta toma de la cota 282, hay que recorrer desde el exterior unos 55 m. de galería excavada en roca, sin revestir, cuyas dimensiones se indican en el croquis adjunto.

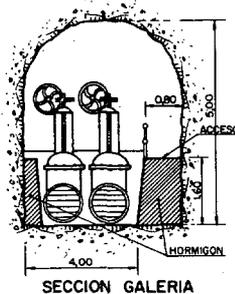
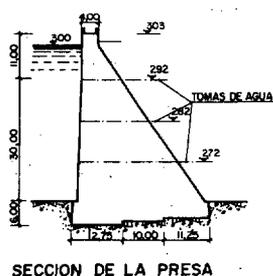
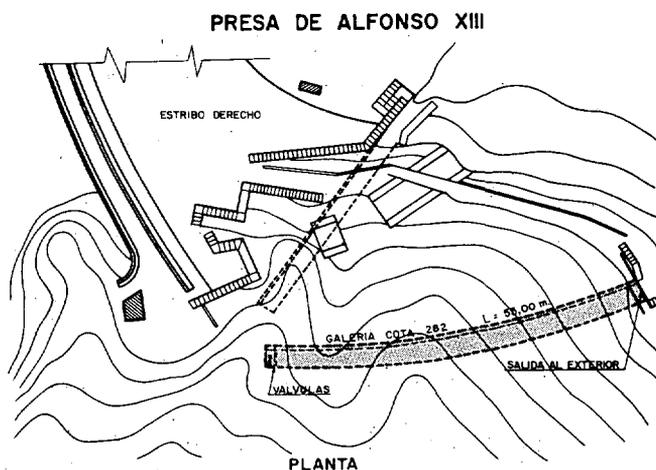
El día 19 de enero de 1987 apareció muerto el encargado del embalse, así como el perro que le acompañaba, hacia la mitad de la galería; no llevaba puesta la máscara de protección, aunque estaba en el suelo. El agua salía por el canal de la galería lo que indicaba que había abierto las compuertas. Un equipo de bomberos, debidamente equipados cerraron las válvulas; el olor era fortísimo y desagradable.

El día del accidente el volumen de agua embalsada era de 3.500.000 m³., siendo la cota de agua en el embalse la 291,27 m. y la cota aproximada de fangos acumulados la 284.

Muestras de aguas tomadas en distintos puntos fueron analizadas por varios Organismos. Se concluye que la presencia de SH₂ (Hidrógeno sulfurado) en la galería de la toma de la cota 282 fue la causante del hecho luctuoso comentado. No se detectó la presencia de otros gases que hubiesen podido influir en el accidente.

El ácido sulfúrico detectado procede de las aguas del embalse.

La concentración medida en el agua a la sa-



lida de las compuertas era de 1.000-1.500 p.p.m. Señalamos algunos valores de concentración de SH₂ y los efectos que produce:

Concentración de 1 p.p.m.: produce el característico olor a huevos podridos.

Concentración de 150 p.p.m.: se produce una parálisis del nervio olfativo que impide su detección por el olfato.

Concentración de 300 p.p.m.: máximo nivel para que una persona expuesta durante 30 minutos pueda salir sin efectos irreversibles para su salud.

Concentración de 700 p.p.m.: efecto letal que provoca de forma rápida la muerte de una persona.

En el corto espacio de dos meses y medio, 4-11-1986 (anterior toma de muestras del embalse) y 19-1-1987 (día del accidente) el embalse de ALFONSO XIII había sufrido una grave eutrofización. La concentración de sales en este tiempo fue tan fuerte que hizo que sus aguas fueran inservibles para el riego. El olor séptico detectable en un cierto entorno indica un fuerte y negativo Impacto Ambiental.

PRESA DE PLANDESCUN

La presa de PLANDESCUN se levanta sobre el río Cinqueta, en la provincia de Huesca. Es del tipo de escollera con pantalla de hormigón, de concepción antigua como corresponde a su época de construcción que finalizó en 1934. Con una altura de 15 m. y una longitud de coronación de 220 m. crea un embalse de unos 800.000 m³, cuyo destino es la producción de energía eléctrica. En el croquis adjunto pueden apreciarse los rasgos característicos de su sección tipo.

Tiene una galería longitudinal de inspección y drenaje con solera a la cota 1038, prolongada por sus extremos por perforaciones de drenaje en roca. Su único acceso es por aguas abajo mediante pozo, donde están instaladas las bombas de achique, y galería transversal de 1,35 m. de altura. Su situación normal es con agua en la galería ya que las bombas no funcionan automáticamente.

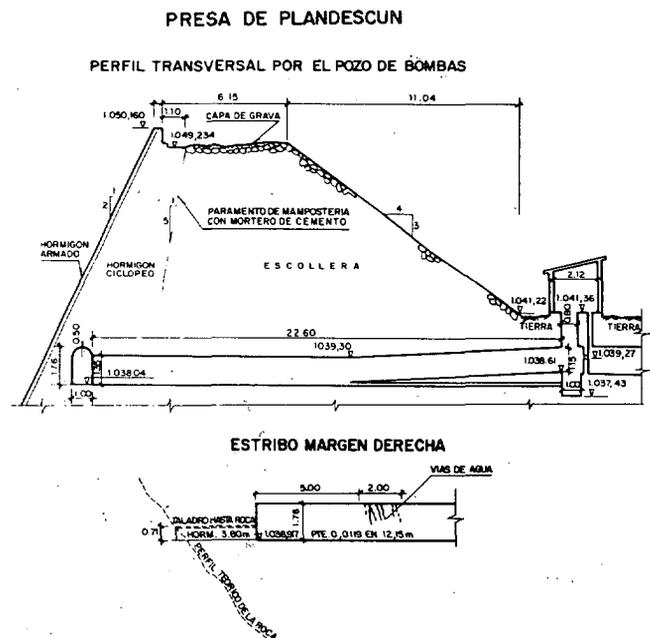
El 24 de abril de 1987 entraron en la galería

de la presa tres operarios para revisar su estado general; las filtraciones se aforan en el exterior. Al llegar al fondo del estribo derecho, la persona más adelantada pretendió endender un cigarrillo y se produjo una explosión.

Los dos acompañantes iban algo más retrasados y fueron víctimas del accidente de forma menos intensa en función de su distancia al extremo de la galería. Un cuarto hombre se encontraba en la puerta de la caseta de entrada y fue proyectado por la onda expansiva, lo que no sucedió con los que estaban dentro. El techo de esta caseta es una losa de hormigón que también fue movida por la sobrepresión producida que no llegó a romper los cristales de las ventanas existentes.

De los cuatro operarios, dos resultaron con quemaduras graves. Al más adelantado de la galería le afectó el 20 por 100 del cuerpo con especial incidencia en manos y cara; el segundo no tuvo afecciones en el cuerpo y el tercero sufrió quemaduras en las manos. El cuarto, situado en la caseta de entrada sólo sufrió leves golpes al ser proyectado contra la pared.

Los operarios se alumbraban con linternas eléctricas y llevaban cascos y anoraks. A uno de ellos no se le llegó a caer el caso lo que le protegió de quemaduras en la cabeza, en tanto que los anoraks quedaron prácticamente de-



retiros por efecto de las altas temperaturas, del mismo modo que quedaron afectadas todas las linternas.

El día del accidente se había procedido al agotamiento de la galería durante la mañana, y la entrada de los operarios se produjo a las 16,15 horas.

La causa del mismo se achacará a la presencia de gas metano en la galería arrastrado por las filtraciones de agua procedentes del embalse. Aunque con el vaciado de la galería se produjo su ventilación por la entrada de aire, en los fondos de saco permaneció una concentración suficiente para la combustión.

Es de observar que durante la ya larga vida de la presa se ha accedido a su galería en numerosas ocasiones, incluso alumbrándose con cándiles, sin el menor contratiempo; que esta visita se había demorado más de lo habitual, transcurriendo varios meses desde la anterior y que el embalse había estado más bajo de lo normal durante todo el año anterior. El vaso está colmatado parcialmente, hasta la cota 1046 aproximadamente.

PRESA DE GUADARRANQUE

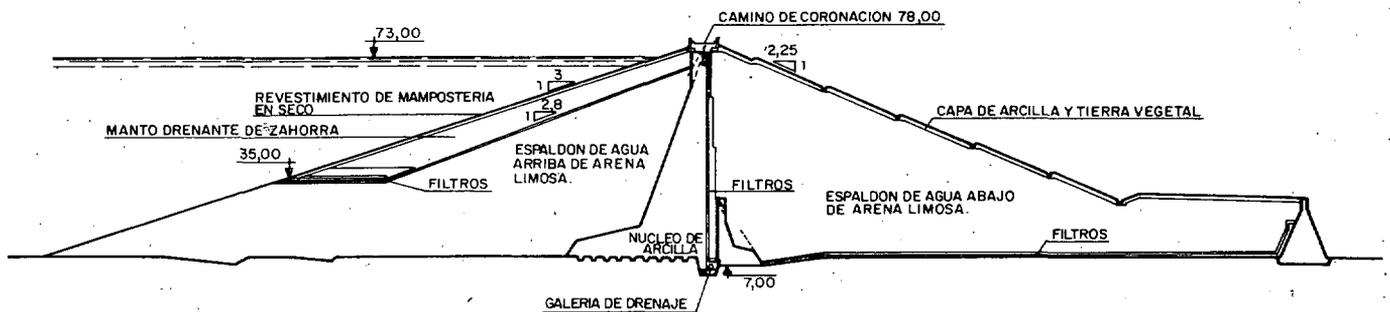
La Presa de GUADARRANQUE, en el río del mismo nombre y en el término municipal de Castellar de la Frontera (Cádiz), se terminó de construir en el año 1965. Es de materiales sueltos del tipo de tierras zonadas, tiene una altura de 71 m. y una longitud de coronación de 235 m. Crea un embalse de 71 Hm³, de capacidad cuya aguas, junto con las del embalse de CHARCO REDONDO abastecen a las poblaciones del Campo de Gibraltar, atendiendo las demandas de abastecimiento, regadío y usos industriales.

Terminada la construcción de la presa, y como primer paso para su puesta en explotación, 3 obreros descendieron por la galería con intención de proceder a su agotamiento y limpieza. Los dos primeros fallecieron instantáneamente, así como un tercero que, portando una jaula con un pájaro, quiso saber que sucedía.

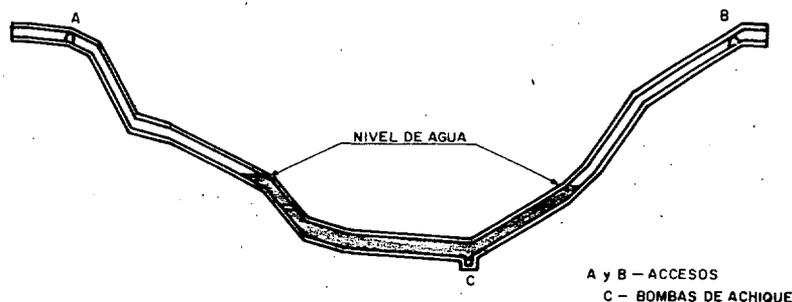
La galería tiene dos únicos accesos situados en coronación en cada uno de los estribos. No existía circulación de aire al estar cerrada la cla-

PRESA DE GUADARRANQUE

SECCION TIPO



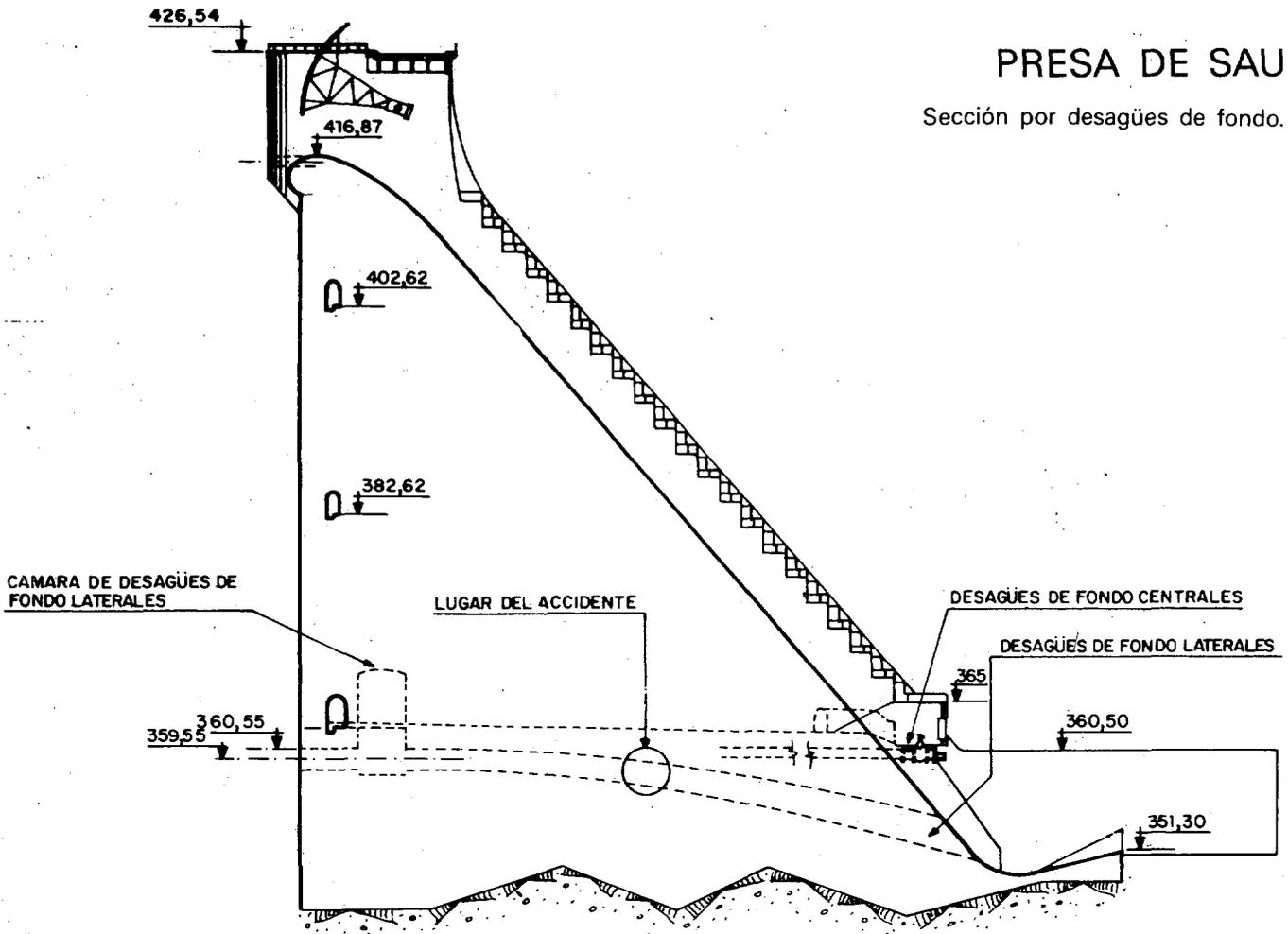
ESQUEMA DE GALERIA DE DRENAJE BAJO EL NUCLEO



A y B - ACCESOS
C - BOMBAS DE ACHIQUE

PRESA DE SAU

Sección por desagües de fondo.



ve por el agua infiltrada. La galería, al parecer, había sido utilizada durante la obra como receptora de restos de comidas de personal y de toda clase de inmundicias. Se había formado gas CO_2 , no tóxico, que produce la muerte por parálisis (en minería se conoce como «efecto mazazo»), cuando el aire contiene más de un 10 por 100 de gas.

PRESA DE SAU

La presa de Sau construida en la cota 351 del río Ter, en el termino Municipal de Vilanova (Barcelona), es del tipo gravedad con planta ligeramente curva. Con una altura sobre cimientos de 84 m. y una longitud de coronación de 260 m. crea un embalse de 177 Hm³, cuyas aguas se destinan al riego, al abastecimiento y a la producción de energía eléctrica.

Su aliviadero sobre la presa, con 4 compuertas del tipo Taintor de 14 x 8 m., tiene una capacidad de desagüe de 2.500 m³/s. Los desagües de fondo son tres; dos laterales, cuya embocadura tiene su eje a la cota 359,55 m., están formados por dos conductos de 2 m. de alto por 1 m. de ancho cerrados agua arriba por medio de 2 x 2 válvulas compuertas cada uno; el desagüe central consta de 2 tuberías de 1 m. de diámetro con una válvula compuerta aguas arriba y una Larner aguas abajo, con eje en la embocadura en la cota 360,50 m. Ver croquis adjunto.

La capacidad conjunta de los desagües de fondo es de 300 m³/s. Existe además una toma de agua en torre en la margen izquierda con una capacidad de 70 m³/s.

La presa se terminó de contruir en el año 1963.

El 4 de noviembre de 1985 el encargado de la presa entró en los conductos de los desagües de fondo laterales con el fin de realizar una visita de inspección, previa a la reparación que se pensaba realizar pues existían algunas coqueras en el hormigón. Al encender su mechero se produjo una explosión por la combustión del gas que le produjo quemaduras de tercer grado en ambas manos y de segundo y primer grado en cara y piernas. De estas quemaduras tardó once meses en curarse.

La reacción del afectado al producirse el accidente fue salir corriendo por el conducto del desagüe (10 m.) y lanzarse al agua que había en el cuenco del trampolín.

El origen supuesto de los gases (metano ?) son los sedimentos del vaso, que en aquella ocasión alcanzaban en el parameto de la presa la cota de 364 m. El volumen de sedimentos, en el año 1979 se valoraba en 8,5 Hm³, con una aportación media de sedimentos de 0,53 Hm³/año, que supone una desgracia específica de la cuenca de 418 Tn/Km² × año.

5. Comentarios a los temas del XVI Congreso

CUESTION 60.— EMBALSES Y MEDIO AMBIENTE: EXPERIENCIAS DE GESTION Y DE MEDIDA DEL IMPACTO

Los puntos principales que deben tratarse dentro de esta cuestión son los siguientes:

- a) Legislación sobre el medio ambiente y sus efectos sobre la promoción, construcción y explotación de presas y embalses.
- b) Eficacia de las medidas de protección del medio ambiente, incluyendo la calidad del agua.
- c) Coste de las medidas de protección del medio ambiente.
- d) Efectos beneficios sobre el medio ambiente.
- e) Gestión y evaluación del impacto: Comparación con las previsiones.

Informes presentados

Sólo se ha presentado un informe, firmado por J. RUIZ DE LA TORRE, sobre el estudio hidrológico-forestal de los embalses andaluces. En él se consideran los principales aspectos del estudio hidrológico-forestal de una cuenca, según la experiencia personal del autor en Andalucía Central y Oriental, con importantes problemas de torrencialidad, erosión, relieve abrupto y desertificación antigua y avanzada.

El estudio básico comprende los aspectos legales, físicos, climáticos y geológicos, formas de explotación, vegetación, suelo, red de drenaje, escorrentía, erosión y crecidas.

El proyecto de restauración comprende el tratamiento de las superficies, la defensa de los suelos y la adaptación de la vegetación, incluyendo los trabajos de repoblación, acondicionamiento de cauces y especial consideración de las zonas críticas que se definen. Se considera también el estudio del impacto ambiental.

Experiencia española

- a) *Legislación española relativa al medio ambiente y a sus interrelaciones con el proyecto, construcción y explotación de presas y embalses.*

El problema hidrológico de contenido ambiental que más pronto preocupó en España fue el de los contrastes de la escorrentía y el de la erosión acelerada, motivada por las irregularidades pluviométricas y la deforestación. Por ello las medidas legales y administrativas más antiguas se refieren a la erosión y a la regulación.

Como antecedente indirecto de esta legislación, podemos considerar la formación del «Catalago de Montes de Utilidad Pública», que data de 1865 y que fue redactado en buena parte por la evidencia del proceso de erosión intensa y acelerada que sufría el territorio español como consecuencia de las leyes desamortizadoras.

En la misma línea está la creación del Servicio Hidrológico-Forestal, en 1901, estructurado en Divisiones con demarcaciones superpuestas a las diez grandes unidades hidrográficas de la

España peninsular. Este Servicio tenía como misión concreta la estabilización de las cuencas hidrográficas, intentando una reducción de la erosión y la regulación de las escorrentías mediante la reforestación de las cabeceras, ayudada por obras de corrección en los cauces.

En 1926, comienza el proceso de creación y organización de las Confederaciones Hidrográficas, con la finalidad de modernizar, sistematizar e intensificar el aprovechamiento de los recursos hidráulicos del país. Desde el primer momento incluyen dentro de sus Servicios de Aplicaciones, los Forestales con la misión específica de estabilizar las cuencas alimentadoras en función paralela a las de los Servicios Hidrológicos-Forestales, aunque enfocada preferentemente en las zonas de más inmediata defensa de los vasos de los embalses.

Varias leyes específicas se han ocupado de la lucha contra la erosión; Entre ellas destaca la de 1941, para repoblación y corrección hidrológica de las cuencas de los embalses de regulación, conocida como «Ley de Pantanos». En 1953 se crea el Servicio de Conservación de Suelos Agrícolas que con la función directa de intentar evitar la erosión, tendría indirectamente una acción generadora de incremento de vida útil en los embalses. En 1958 la Ley de Montes contempla nuevamente los aspectos protectores de los espacios forestales y la función estabilizadora y reguladora de las vegetaciones arbóreas.

A partir de 1969 se participa en programas internacionales para planificación del control de la eutrofización, comenzando las observaciones sistemáticas en embalses, por el Centro de Estudios Hidrográficos, hoy día integrado en el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

El despertar de la conciencia ambiental alcanza a España al final de la década de los sesenta y da lugar en 1971 a la creación del Instituto Nacional para la Conservación de la Naturaleza (ICONA), organismo que asume las funciones antes atribuidas al Patrimonio Forestal del Estado, que antes había integrado en su seno a las Divisiones Hidrológico-Forestales; el Servicio de Conservación de Suelos quedaba también absorbido por el ICONA.

En los últimos 16 años se incrementa la preocupación por los temas ecológicos y al Dirección General de Obras Hidráulicas promueve una serie de instrucciones y disposiciones para el control de la calidad de las aguas de ríos y embalses, organizandose una red de estaciones de medición sistemática.

Desde 1984 comienza la organización de Agencias del Medio Ambiente en las Comunidades Autónomas, con lo que tienden a centralizarse las medidas de control de actuaciones, de cualquier origen, que puedan afectar al medio.

En esta línea, en 1987 se promulga la exigencia de evaluaciones de impacto ambiental que, con ámbito estatal, habrán de acompañar a los proyectos que puedan incidir directa o indirectamente sobre el entorno: esta disposición estará en vigor en junio de 1988.

En la actualidad las Agencias de Medio Ambiente intentan conseguir Leyes que les faculten para conseguir controlar todo tipo de actividad que pudiera tener alguna repercusión ecológica y, a escala estatal, se encuentra en proceso de elaboración una Ley General del Medio Ambiente. Todos estos instrumentos legales o administrativos pueden tener una repercusión importante, y quizá grave, sobre las obras hidráulicas.

Se han dictado otras disposiciones de ámbito menor que tienden a limitar el baño o la navegación a motor de los embalses de abastecimiento, así como algunos deportes en sus márgenes; de mayor trascendencia es la exigencia de depuración de aguas residuales de viviendas e industrias vecinas a las márgenes.

En cuanto a contaminación de las aguas se ha dictado recientemente el Reglamento del Dominio Público Hidráulico que controla los vertidos a cauces públicos. Otras disposiciones limitan la emisión de contaminantes a la atmósfera: las lluvias ácidas son de efectos muy localizados hasta ahora en España, afectando a las zonas Norte de Castellón y litoral de Tarragona, sin que se observen consecuencias en el agua embalsada salvo, levemente, en los de Ulldecona y Pena.

b) *Eficacia de las medidas de protección ambiental.*

Como medidas empleadas en España con un contenido de protección ambiental, relacionadas con las presas y embalses, pasamos revista a las que siguen:

Reforestación convencional de las cabeceras de cuencas y superficies erosionables directamente vertientes a los vasos. Sus efectos, claramente apreciables, son la reducción de la erosión, generalmente con eliminación casi completa, y el aumento de la regulación para las superficies afectadas y su drenaje. El efecto positivo sobre la calidad del agua ha sido evidente, reduciéndose las suspensiones e incrementándose la transparencia. La internalización de nutrientes que acompaña al establecimiento de vegetaciones progresivamente más altas y densas, con formación de cubierta muerta estable y maduración del suelo, produce una reducción del nivel trófico de las aguas de alimentación de los embalses, con evolución progresiva de sus faunas y prevención de la eutrofización. La comparación de datos de la Red de Vigilancia y Control de la Calidad del Agua indica claramente la diferencia positiva entre cuencas mayoritariamente forestales e inforestales.

Recubrimiento vegetal de zonas críticas. Son zonas críticas aquellas cuyo substrato rocoso posee una excesiva compacidad, dureza, plasticidad, impermeabilidad, solubilidad, erodibilidad o salinidad, cuyos impluvios tienen una excesiva pendiente, que tienen excesiva altitud, clima árido o desértico, suelo extremadamente erosionado, vientos fuertes y frecuentes, sombras de pluviosidad con aridez local o profunda karstificación.

En estas zonas se ha iniciado en las cuencas de Andalucía Oriental, una serie de tratamientos específicos con plantaciones especializadas capaces de colonizar estos suelos.

Obras de corrección de cauces. Se cuenta con una dilatada experiencia. Su eficacia está condicionada a la simultaneidad con la reforestación. Generalmente se ha acompañado de plantación de árboles de especies freatofitas caducifolias, contribuyendo a la diversificación del

paisaje y a proporcionar un habitat específico para numerosas especies de la avifauna.

Protección de la fauna. Trabajos con esta finalidad se han llevado a cabo en algunos embalses como los de Borbollón, Santillana y Pedrezuela, combinados con instalaciones para observación y control de la avifauna.

Tratamiento de cicatrización del paisaje, mediante reconstrucción de las vegetaciones anteriores, incluso de las primigenias. Los ajardinamientos y tratamientos vegetales de las zonas anexas a las obras tienen también un valor ambiental, enriqueciendo el paisaje y eliminando espacios vacíos.

Eliminación de las vegetativas o deforestación de los vasos, evitando la descomposición de la biomasa verde y una inicial degradación y eutrofización de las aguas, a la par que se reduce el efecto negativo sobre el paisaje del descenso del nivel del agua en los estiajes.

En las regiones de clima húmedo, con abundantes precipitaciones y ríos de curso permanente y sin grandes fluctuaciones se ha practicado desde hace algo más de medio siglo de disposición de escalas para peces, anexas o adosadas a las presas, permitiendo la movilidad de las especies anádromas y catádromas y permitiendo supervivencia en los mismos ríos.

Como medida ambiental practicada a lo largo de todo el último siglo hay que mencionar la repoblación piscícola de los ríos, que ha afectado igualmente a los embalses, generalmente a poco de su llenado. Aunque hace unas décadas esta repoblación no se limitó al empleo de especies autóctonas, hoy día se evita la introducción de especies foráneas, que, a la larga, suelen acarrear graves desequilibrios.

c) *Coste de las medidas de protección ambiental.*

Como media general, puede decirse que las medidas de protección ambiental inmediata adoptadas en relación con la construcción de presas y como complemento de las mismas no han supuesto inversiones superiores al 1 por 100 de los costos totales de los proyectos.

Los programas más amplios, de acondicionamiento de cuencas receptoras, tienen costes

muy variables con el clima y con la tasa e intensidad de deforestación. En regiones semiáridas o áridas, con elevada erosionabilidad y fuerte tasa de superficie deforestada, la combinación de reforestación y obras de retenida de sólidos en los cauces y suavización de perfiles longitudinales, supone inversiones importantes, que pueden igualar y, a veces, hasta duplicar el montante total del Proyecto hidráulico (Sureste de España), si bien hay que tener en cuenta que estos trabajos dan lugar a masas forestales que, pasado un plazo de espera, dan una producción directa además de su función protectora permanente.

La casi totalidad de las inversiones en protección de cuencas en España está canalizada actualmente a través del ICONA y en el presente año van a suponer un total de catorce mil millones de pesetas. Esta inversión se distribuye en parte directamente por el Ministerio y en parte a través de los Servicios Forestales de las Comunidades Autónomas, principalmente Andalucía, Murcia, Valencia y Aragón. Un programa a cargo del ICONA, el LUCDEME (Lucha contra la desertización en el Mediterráneo) invierte una importante cantidad en estudios básicos, que servirán de premisa a los planes y proyectos concretos de actuación.

d) *Efectos beneficiosos sobre el ambiente.*

Como resumen del efecto general de las presas, podemos recordar que el conjunto de los cerca de mil embalses creados en este siglo en España llega a totalizar una longitud de costas similar a la del litoral marítimo del territorio nacional peninsular. Ese conjunto de embalses constituye una colección de lagos interiores que suponen en buena parte una multiplicación de hábitats húmedos en medio de regiones secas, proporcionando numerosos y próximos puntos de descanso a las aves migratorias. El impacto benéfico sobre la avifauna ha sido casi siempre el primero en observarse: basta la formación de un lago artificial para que se presenten a utilizarlo las aves, muchas veces no vistas anteriormente en la comarca.

Un efecto general de las presas en la ralentización de los tráficlos de agua, nutrientes y só-

lidos inertes, que todos los ecólogos consideran en conjunto positiva.

Efectos indirectos han sido los derivados de la ejecución de programas de reforestación y corrección de cauces, a los que ya nos hemos referido, pudiendo ahora destacarse la purificación general de las aguas y la mejora de su calidad.

La creación de zonas regables, como consecuencia de la regulación por las presas, produce en sí misma un efecto benéfico, intercalando áreas verdes y aportando importantes cantidades de agua a la atmósfera en sus capas inferiores por evapotranspiración, con influencias más destacadamente apreciables en zonas semiáridas y áridas, diversificándose y suavizándose el paisaje y enriqueciéndose en especial las faunas aerícolas.

Las medidas complementarias de ajardinamiento y cicatrización de heridas del paisaje, derivadas de la construcción de presas, son directamente de contenido ambiental.

Asimismo, han sido de efectos positivos, inducidos por la creación de embalses, las repoblaciones piscícolas, introduciendo muchas veces estas faunas en regiones de fuerte estiaje natural, sin cursos de aguas continuos en verano o con ausencia total de ellos, como en algunas comarcas del centro y mitad Sur de la Península y, como consecuencia, desprovistas de ictiofauna o con una representación extremadamente reducida, tras el secular proceso de desertización histórica.

e) *Gestión y medida de impactos. Comparación con las previsiones.*

Los estudios de impacto ambiental, previos a las obras, hacen previsiones, en gran parte hipotéticas, valiéndose de instrumentos como las matrices, hoy discutidas por el carácter subjetivo de las valoraciones, extendidas muchas veces a aspectos cualitativos, no expresables en cifras.

Las previsiones de cuantía de erosión se hacen con base en fórmulas empíricas, en la actualidad con la Ecuación Universal de Pérdidas de Suelo y con su forma modificada. Con esta vía, el ICONA ha efectuado cálculos de ero-

sión global referentes a las cuencas de los ríos Ebro, Segura, Guadalquivir y Tajo, de las que por extrapolación se llega a las cifras de 1.000.000 de toneladas de tierras erosionadas por año en el conjunto de España.

Las mediciones directas han sido puntuales: cubicación de cárcavas y barranqueras tras grandes tormentas o aterramientos de estanques de recogida de parcelas cerradas. En el primer caso se han alcanzado cifras de hasta 1.400 m³/Ha (Alpujarra, 1973). El segundo, practicado en Almería oriental, da cifras medias de 2-4 mm/año.

El aforo de caudales sólidos en los ríos da cifras más bajas de lo que harían esperar las fórmulas empíricas, comprendidas las resultantes de aforo, para las cuencas de Centro, Sur y Este de España entre 2 y 8 gr/l para crecidas, con medias generalmente inferiores a 0,1 gr/l. La máxima obtenida es del orden de 10 gr/l.

El reconocimiento batimétrico da, por cubicciones sucesivas, el volumen sólido retenido en los embalses. Los resultados obtenidos hasta 1987 corresponden a aportaciones medias de sólidos del orden de 1 a 2 gr/l, con máximas en Valdeinfierno de 10,2 gr/l. La vida probable de los embalses reconocidos va aumentando para cubicciones sucesivas, lo que cabe ser atribuido a la política de reforestación, a la defensa de suelos agrícolas y a los cambios de las formas de tratamiento de las cuencas, con reducción de extracciones de material leñoso y del pastoreo extensivo-intensivo.

El CEDEX desarrolla varios grupos de programas de observación de la calidad del agua en los embalses. Uno se refiere a la carga y balance de nutrientes. Un segundo, afectando a unos cuarenta embalses, sigue el contenido de nutrientes mediante teledetección. Por último, el de control de eutrofización, partió de un conjunto de 350 embalses en 1972, reduciéndose el elenco progresivamente al ir pasando grupos de ellos a la condición de eutróficos o comprobarse la estabilidad de otros, para quedar actualmente en observación unos 40 embalses, objeto de análisis físicos, químicos y biológicos de sus aguas. Actualmente, son mayoritariamente eutróficos los embalses de las cuencas de Tajo, Guadalquivir y Guadiana. La mayor

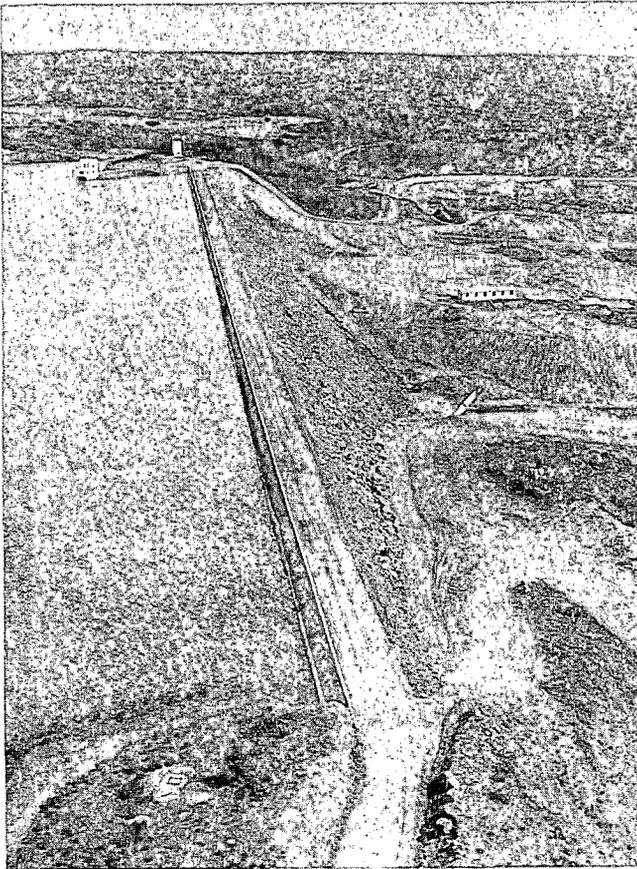
concentración de embalses oligotróficos se da en los Pirineos y cuenca del Miño. Se han apreciado cambios regresivos en un 20 por 100 de los embalses estudiados y se encuentran estabilizados en la oligotrofia los embalses del NE de León y N de Palencia y, en la cuenca del Guadalquivir los del Tranco y La Bolera. En general se observa que son oligotróficos los embalses con cuencas forestales, siendo eutróficos o evolucionando a ese estado los dominados por ciudades o por concentraciones industriales y los alimentados por montañas con predominio de la dehesa, tipo de monte con alta concentración de ganados (Guadiana medio y bajo y Sierra Morena Central y Occidental).

Los inventarios de peces son menos significativos que los de indicadores biológicos de plancton, empleados en los programas de seguimiento de la eutrofización. En algunas Comunidades Autónomas se efectúan inventarios sistemáticos de la avifauna, en particular las que contienen zonas húmedas naturales de gran valor ecológico: Castilla-La Mancha (Tablas de Daimiel), Andalucía (Doñana) y Cataluña (Delta del Ebro). Estos inventarios, en cuanto a embalses, han sido en general puntuales en el tiempo, salvo para algunos como los Pedrezuela, Santillana y borbollón, en los que se aprecia una lenta progresión de la riqueza y diversidad de esta fauna. Recientemente se ha preconizado y se halla en estudio la disposición de lagunas anexas a los embalses, con nivel constante, ó islas flotantes para proporcionar lugares de nidificación y refugio permanente a las anátidas.

CUESTION 61.—ELEMENTOS DE IMPERMEABILIZACION QUE NO SEAN NUCLEOS DE ARCILLA EN PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

Trabajos presentados

El sistema de auscultación instalado en la Presa de Sallente ha permitido tomar datos del comportamiento del relleno, la cimentación y la pantalla asfáltica, durante la construcción el primer llenado y el funcionamiento, sacar conclusiones y tomar decisiones para mejorar su uti-



Presa de Piedras.

lización, según relatan en su ponencia de M. Serrano, José Luis soria y A. Mieza.

Tal como titulan su aportación E. Alsina, e. Amigo, E. Aguilar y J. Fernández-Bethencourt. El Plan de Balsas en Tenerife es un ejemplo de la aplicación intensiva de las geomembranas. El proyecto de los 18 depósitos de regulación a construir con una superficie total de impermeabilización de 400.000 m²., se contempló como un todo, lo que ha permitido marcar unas pautas de diseño comunes a todos ellos en cuanto a elección de emplazamiento, alturas, estudios geológicos y geotécnicos, secciones transversales, utilización de materiales, diseños en planta, impermeabilizaciones del fondo, obras accesorias, elección de geomembranas, recubrimientos de las láminas, etc. Al mismo tiempo se presentan las conclusiones de la experiencia adquirida hasta el día de hoy.

Delgado relata la solución adoptada en la Presa de Negrátin para resolver el contacto de

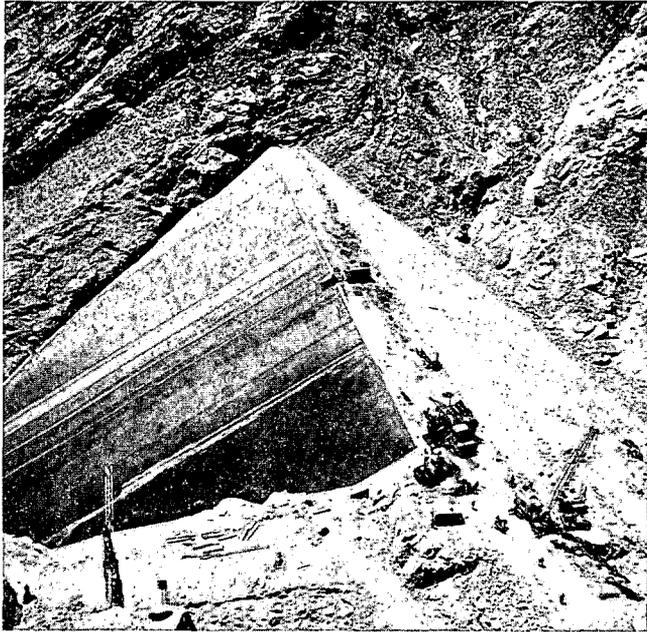
la pantallas asfáltica con el terreno y la presa de gravedad, al ser un proyecto mixto explica el porqué se construyó, la escollera y la pantalla en dos fases, su ejecución, su comportamiento, que está siendo totalmente satisfactorio durante el primer llenado; y el modo de consolidar e impermeabilizar el plinto de fundación de la pantalla.

En la Presa de Martín Gonzálo según expresan J. L. Justo, P. Cañete, J. L. Manzanares, J. del Campo y de Procellines al ver la mala calidad de la escollera de pizarra a utilizar, se procedió a realizar ensayos con objeto de mejorar su calidad en cuanto a deformabilidad, condicionando su arranque y puesta en obra, pero se llegó a la conclusión de que a pesar de todo, dada su calidad, se ponía en duda el primitivo diseño de impermeabilización con pantalla de hormigón, por lo que se decidió usar una membrana sintética fabricada directamente sobre la capa soporte construida sobre la escollera. Se ha completado el proyecto instrumentando la presa con objeto de observar la comprensibilidad de la escollera y controlar las filtraciones.

Dado que en España las presas con pantallas asfálticas y de hormigón ocupan por su número el segundo lugar comparadas con otros tipos, se tiene una gran experiencia de la importancia que el diseño del plinto tiene en el correcto funcionamiento de estos tipos de presa M. Alonso Franco y A. Soriano Peña analizando los comportamientos de los plintos de el Siberio. Los Alfilorios y Undurraga, que tuvieron



Presa de Béjar.



Presa del Siberio.

problemas, dan recomendaciones para su proyecto y presentan conclusiones sobre la magnitud de los empujes de la escollera.

N. Navalón y J. M. Gatañaga describen como se llegó al diseño definitivo del Depósito Superior de LA MUELA, en el que dada la Karsticidad de la roca de cimentación se vieron obligados a impermeabilizar su fondo con una



Presa del Siberio.

pantalla impermeable, pero no a colocar una red de drenaje bajo ella.

Experiencia Española

España cuenta con un gran número de presas con pantallas de hormigón, asfáltica y de geomembranas que hacen que por su número incluso tengan importancia dentro del contexto mundial: sin embargo las presas con núcleos impermeables son muy pocas numerosas en nuestro país.

Podemos hacer dos grandes grupos según la ubicación del elemento impermeabilizante:

Presas con pantalla:

- De hormigón armado.
- De hormigón asfáltico.
- De geomembranas.
- Otras.

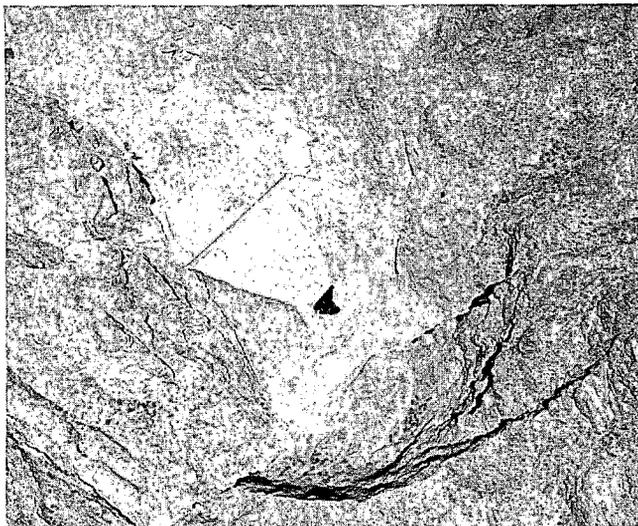
Presas de núcleo:

- Asfáltico.
- Hormigón.
- Geomembranas.
- Mezclas de bentonita.
- Otros.

La concepción de las pantallas aguas-arriba viene condicionada por su unión con el terreno y por su puesta en obra, amén del propio sistema de explotación del embalse, climatología, etc., lo que da lugar a una serie de juntas que requieren según su ubicación, tratamientos y diseños distintos según sea el tipo de material a utilizar en las pantallas, así como del soporte que la une con el espaldón.

La unión de la pantalla con el terreno se ha hecho bien con un plinto plano, o bien incluyendo una galería para uso posterior de recogida de información de los sistemas de auscultación y posible tratamiento de la roca de apoyo por inyecciones o drenajes a la vista de los datos recogidos los plintos planos en España se han empleado en las presas con pantalla de hormigón y geomembranas, no obstante hay soluciones de pantallas asfálticas sin galerías.

El material de apoyo de la pantalla suele ser semipermeable con lo que supone una segunda barrera de seguridad que se apoya casi siempre en un material filtrante, lo que permite que el espaldón puede ser construido con taludes



Presa del Siberio (Las Palmas).

muy escarpados al no estar en contacto con el agua.

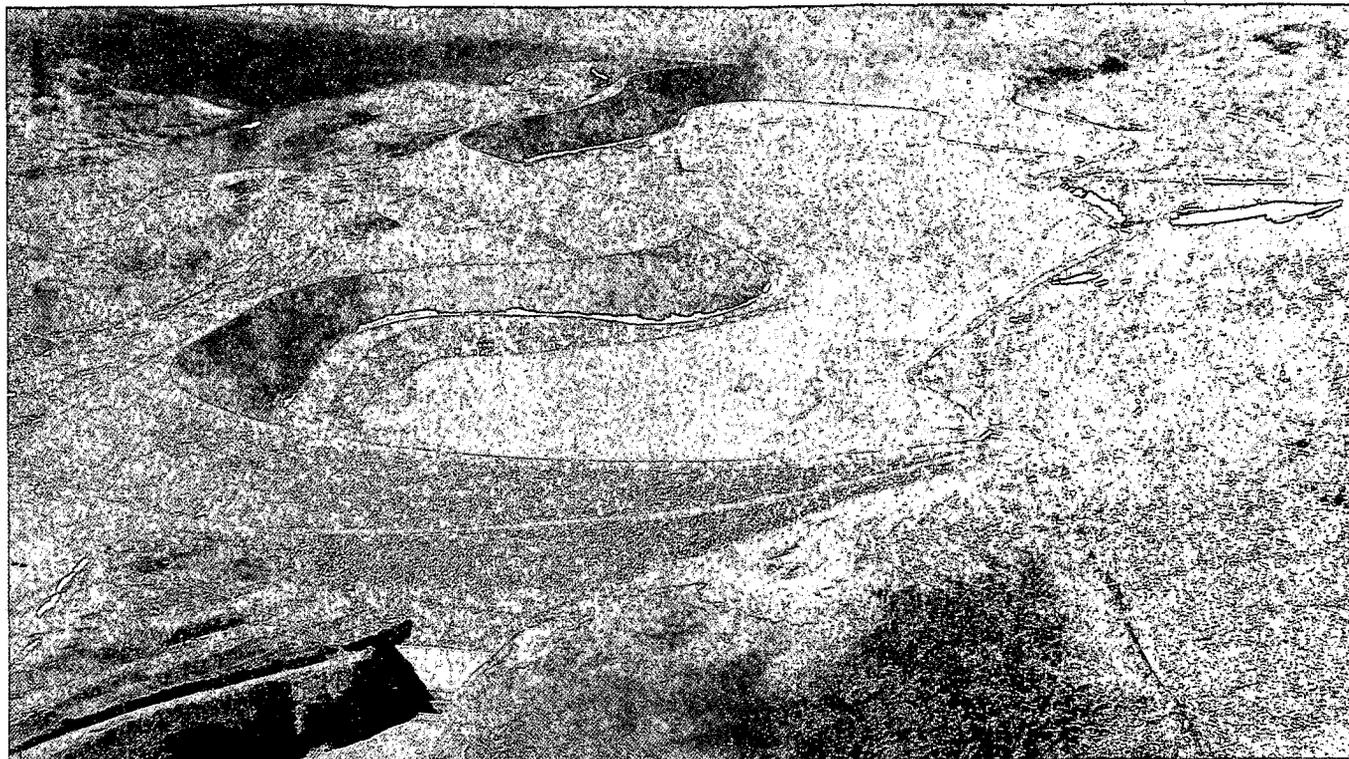
Los materiales del espaldón pueden ser de cualquier tipo en estos momentos, siempre y cuando su distribución en el cuerpo de la presa sea correcto y cuyo comportamiento durante la explotación de lugar a deformaciones com-

patibles con el tipo de pantalla elegido. Nos encontramos presas o depósitos hechos con tierras y escolleras de mala a muy buena calidad.

Los sistemas de construcción del cuerpo de la presa hoy en día permiten estructuralmente llevar la elevación de los espaldones en distintos niveles tanto transversal como longitudinalmente, ya que se ha constatado que no tiene repercusión en el comportamiento de las pantallas.

Las juntas de las pantallas tanto asfálticas como de hormigón pueden distribuirse según la conveniencia del proceso de ejecución, siendo más importante el cuidado en el proyecto de sus detalles y su correcta ejecución que su número y distribución.

En España, durante el primer tercio del siglo ya se construyeron presas con pantallas de hormigón tales como La Pineta, Plandescun y Urdiceto, interrumpiéndose posteriormente hasta el año 58 en que se construyeron las presas de Lago Moncasan, Comico y Pias con un nuevo paréntesis hasta el año 68, que con la presa del Piedras, en la cual la pantalla se construye por primera vez en franjas transversales cuyas jun-



Presa de Aguayo (Santander).

tas horizontales se trataron como junta frías de hormigonado con armaduras pasantes, se inicia un impulso tremendo en este tipo de presas con un total de 14 presas construidas y en explotación, 7 en construcción y 5 más en proyecto. Por otro lado una empresa española ha contribuido en la construcción de la Presa de La Salvajina en Colombia, que es actualmente la segunda más alta del mundo en explotación.

Las presas con pantallas asfáltica comenzaron su construcción en el año 68 con los diques de Formeselle que cerraban los collados del embalse de Almendra y tuvieron un gran auge en los 70, para finalmente utilizarse en depósitos de los sistemas de bombeo hidroeléctricos tales como Sallent, Mediajo y La Muela de Cortes; en total se han construido y están en explotación 13 presas, 1 en construcción y 5 en proyecto. Alguna de las realizaciones sobrepasan los 80 m. como la de Presa de Siberio.

Las presas con pantallas de geomembranas se comenzaron a utilizar en los tapices de la presa de los Campitos, y luego han continuado con un gran desarrollo en los programas de balsas con unas alturas discretas se han usado casi todos los tipos posibles de materiales e incluso alguno de construcción «in situ», han sido de desarrollo totalmente español, habiéndose aplicado como revestimiento definitivo o como sistema de reparación, caso de Paradelá en Portugal.

En España no se han desarrollado otro tipo de impermeabilizaciones ni tampoco presas de núcleo asfáltico salvo algún intento tímido como las presas del Cobre con geomembranas o el contraembalse de Aznalcollar con núcleo de cemento-bentonita y en las ataguías de la presa de La Serena y la de Cortes de Pallans, así como las de Cedillo y Guijo de La Granadilla impermeabilizados con una pantalla de tablestacas.

Los sistemas de auscultación generalmente han dispuesto de asentrímetros, piezómetros, medidores de juntas extensómetros y sistemas de aforo, que completados con medidas topográficas han permitido seguir el comportamiento durante la construcción, su posterior puesta en carga y la explotación, e incluso en algún caso poder tomar las debidas medidas de corrección en caso de detectarse algún fallo.

En España hasta hoy el comportamiento de estas presas no ha dado lugar a considerar ningún problema de envejecimiento por lo que las experiencias adquiridas lo han sido en colaboraciones en otros países.

CUESTION 62.—PROGRESOS RECIENTES EN LA CONSTRUCCION DE PRESAS DE HORMIGON

Trabajos presentados

En la presa de **La Fernandina**, tal como exponen J. MARTIN y M. MARTIN los áridos clasificados se trataron por vía seca, destacando el tratamiento de la arena mediante corrientes de aire con objeto de eliminar los finos no admisibles.

Para evitar la refrigeración del hormigón se recurrió al empleo de cemento puzolámico con adición de un 30 por 100 de puzolana natural, combinando con la colocación del hormigón, preferentemente, nocturna. Hubo un cambio de las condiciones de cura de las probetas en el Laboratorio que influyó en los resultados y que fue resuelto tras un detallado estudio.

M. BAYAN en su aportación sobre la **Presa de Castilblanco de los Arroyos** describe la construcción y control de esta presa construida con la técnica del hormigón compactado con rodillo (H.C.R.) se utilizó cemento puzolámico con un 30 por 100 de C.V. incluidas en su composición, que se completó con más C.V. hasta llegar a una relación total del 63 por 100 de C.V. y 37 por 100 de cemento. Se describen los tratamientos de juntas horizontales, las disposiciones para iniciar las juntas transversales y el sistema de control durante la construcción. Se aportan datos del comportamiento detectado después de su puesta en carga, destacando que la filtración total recogida en la galería de control sólo ha sido de 0,3 lts/sg.

La presa de **Santa Eugenia** cuya construcción se describe en el trabajo presentado por J.L. LAMA, I. PEREZ DE JUAN y J. BENET representa, con sus 85 mts de altura y su volumen de hormigón mayor de 250.000 m³, una de las más grandes realizaciones mundiales por su altura en la técnica del H.C.R. se describe

la concepción del proyecto, los ensayos previos de los materiales y la puesta a punto del proceso de construcción; el sistema de construcción con que se está realizando y los controles «in situ» y en laboratorio que se llevan a cabo. Llama la atención los datos del poco incremento de temperatura detectado y la poca permeabilidad media en los hormigones. Se destacan puntos muy importantes a tener en cuenta en proyectos futuros en que se vaya a usar el H.C.R., tales como la influencia de la meteorología, ritmos de hormigonado y tratamiento de juntas de hormigonado.

M. BARRAGAN, B. GASPAR y R. CASTILLO describe la filosofía del proyecto y la construcción de la **Presá de la Serena**, de más de 1.000.000 m³ de volumen de hormigón, 90 metros de altura y perfil de gravedad, condicionada por su implantación dentro del embalse del Zújar y de tener que respetar la necesidad de los riesgos actuales del canal del mismo nombre, durante la construcción. Se expone el proyecto del desvío de más de 500 m³/sg. a través de dos canales, que junto con las ataguías forman un recinto que permite la construcción de la presa. Se ha completado el desvío con la construcción de dos desagües en la presa del Zujar equipados con compuertas. También se describe la campaña de pesca, de más de 500 Tn, que hubo que hacer para evitar la eutrofización del agua del embalse.

En los Comentarios sobre el H.C.R. presentado por el grupo de trabajo de la Universidad de Santander hay dos partes diferenciadas. En la primera de ellas se desarrolla un encomiable y cuidadoso estudio sobre la influencia del porcentaje de C.V. sobre la granulometría de los áridos, el control de la consistencia, el tratamiento de juntas horizontales y el espaciamiento de las verticales.

En la segunda parte y como consecuencia de la primera se establecen una serie de recomendaciones sobre granulometrías, tamaños máximos de los áridos desde el punto de vista de la segregación, medidas de consistencia, unión entre capas horizontales, energía de compactación, etc.; deducen que el comportamiento del H.C.R. frente al hormigón convencional es similar en cuanto a resistencias y permeabilidades, la elevación máxima de la temperatura es

menor en el H.C.R. y la retracción hidráulica se presenta con retraso en el H.C.R.

Experiencias españolas

Cabe marcar, paralelamente con la tecnología internacional, dos tendencias primordiales: hormigones convencionales sometidos a vibración interna y hormigones compactados con rodillo vibratorio, o R.C.C. en la nomenclatura generalmente aceptada.

Los volúmenes manejados para estos hormigones en masa, condicionan la calidad de la fábrica, entre otros factores y de forma determinante, al calor que se alcanza en el interior de la presa, lo que lleva aparejado tres aspectos primordiales:

- a) Temperatura inicial de la masa.
- b) Elevación térmica por fraguado.
- c) Evacuación de calor.

La experiencia española en presas recientes, posterior al 15.º ICOLD, Lausana 1985, apunta a tres formas de acometer la referida triple problemática, respectivamente:

a) Refrigeración de áridos gruesos, cuyo volumen es muy superior al del resto de los componentes del hormigón y absorben, por otra parte, poca agua, lo que resulta importante en hormigones secos como los que nos ocupan. La refrigeración del agua de amasado, pese a las ventajas de su mayor calor específico, resulta poco eficaz dada la mínima cantidad de agua empleada: poco más de 100 litros por metro cúbico de hormigón.

b) Utilización de mínimas cantidades de conglomerante y éste, de bajo calor de hidratación, se utilizan preferentemente conglomerantes a base de cemento portland y cenizas volantes sílico-aluminosas, procedentes de centrales térmicas de energía, también otros tipos de materiales puzolánicos, naturales o artificiales.

c) Actuación sobre el proyecto: espaciado de juntas, espesor de tongadas, tiempo entre hormigones superpuestos o contiguos. La refrigeración de hormigones colocados, por circulación de agua en serpentines, dejados al efecto, en la masa de los bloques, a causa de su elevada incidencia en el coste unitario del

hormigón, se ha empleado poco en estos últimos años, bien que fuera antes práctica habitual.

Se destaca, con el fin de plantear nuevas tendencias españolas en el hormigonado de presas, doce de ellas, cuyas características se recogen seguidamente, centrados en el tema que nos ocupa. En el presente número de la Revista de Obras Públicas se da información menos sucinta sobre cada una de ellas.

- Presa de EL CASTRO de LAS COGOTAS, en la provincia de Avila, bóveda de hormigón convencional, de 66 m. de altura y 95.000 m³ de fábrica, con juntas transversales cada 15 m.
- Presa de ALANGE, en la provincia de BADAJOZ, gravedad de 67 m. de altura, 620.000 m³ de hormigón convencional, con una junta longitudinal y cuarenta y nueve transversales.
- Presa de CANCHO del FRESNO, en la provincia de Cáceres, gravedad de 57 m. de altura, 133.000 m³ de hormigón convencional, con junta longitudinal y transversales cada 15 y 12 m.
- Presa de LA FERNANDINA, en la provincia de Jaén, gravedad de 98 m. de altura, 373.000 m³ de hormigón convencional, con juntas longitudinales y transversales.
- Presa de LA SERENA, en la provincia de Badajoz, gravedad de 91 m. de altura, 1.002.000 m³ de hormigón convencional, con juntas transversales pero no longitudinales.
- Presa de CORTES, en la provincia de Valencia, arco-gravedad de 112 m. de altura, 682.000 m³ de hormigón convencional con juntas longitudinales y transversales.
- Presa de EL NARANJERO, en la provincia de Valencia, arco-gravedad de 86 m. de altura, 310.000 m³ de hormigón convencional, con juntas longitudinales y transversales.
- Presa de VALPARAISO, en la provincia de Zamora, gravedad de 64 m. de altura, 270.000 m³ de hormigón convencional,

con junta longitudinal y transversales, cada 15 m.

- Presa de SANTA EUGENIA, en la provincia de La Coruña, gravedad de 80 m. de altura, 250.000 m³ de hormigón compactado (R.C.C.), con tres juntas transversales distantes 60 m. entre sí, no hay junta longitudinal.
- Presa de CASTIL BLANCO de los ARROYOS, provincia de Sevilla, gravedad de 26 m. de altura, 18.000 m³ de hormigón compactado, sin juntas.
- Presa de LOS MORALES, en la provincia de Madrid, gravedad de 28 m. de altura, realizada también con hormigón compactado.
- Presa de BAYONA, en la provincia de Pontevedra, gravedad de 50 m. de altura, 51.000 m³ de hormigón convencional, con juntas cada 14 m. longitudinal y transversales. En su estribación izquierda se prolonga con un dique de collado de 90 m. de longitud y 11 m. de altura, cuyos 12.000 m³ se realizan con hormigón compactado, con una sola junta transversal.

Estas diez presas van a permitirnos plantear tendencias referentes a los hormigones convencionales y compactados, en lo que atañe a su fabricación, transporte, puesta en obra y características finales. Veamos una serie de puntos destacados de entre los muy variados que presenta la tecnología del hormigón de presas:

- Los hormigones son de árido indistintamente de gravera (VALPARAISO y CASTIBLANCO), o de cantera, en los demás casos; con tamaño máximo de 150 m/m en LA SERENA, CORTES y EL NARANJERO, 120 m/m a 100 m/m en la mayoría y, excepcionalmente, no mayores de 70 m/m en los hormigones compactados de CASTIBLANCO y LOS MORALES, o en la zona de agua arriba de la presa de SANTA EUGENIA, también de hormigón compactado, y ello por razones de segregación. Los áridos se separan en cuatro, cinco y hasta seis tamaños, uno o dos de ellos de arena, con independencia de que

se trate de hormigones convencionales o compactados.

- El conglomerante es un cemento puzolánico preparado en fábrica, en las presas de LA FERNANDINA, CORTES y EL NARANJERO, o un portland con cenizas volantes, bien hecha la mezcla previamente en fábrica, presa de VALPARAISO, o bien en la propia torre de hormigonado, en los otros ocho casos.
- La proporción de portland y material puzolánico, primordialmente cenizas volantes: C.P./C.V., es muy variable. 72/28 en VALPARAISO, 70/30 en ALANGE y CANCHO del FRESNO, 68/32 en LA FERNANDINA, entre 70/30 y 60/40 en LA SERENA, entre 60 y 40 y 55/45 en LAS COGOTAS y, finalmente, entre 50/50 y 40/60 en SANTA EUGENIA.
- La dosificación total de conglomerante oscila entre 160 kg/m³ en LA SEREBA y 250 kg/m³ en la bóveda de LAS COGOTAS, con un valor medio de algo menos de 200 kg/m³ con variación condicionada a la granulometría de los áridos y muy especialmente, de las arenas.
- En los casos de hormigones compactados con rodillo (R.C.C.) el proyecto de los hormigones implica la construcción de una bancada de ensayo, a tamaño natural, precaución que no es imprescindible en hormigones convencionales, dada la mayor experiencia existente.
- La fabricación del hormigón se lleva a cabo en amasadores giratorias de capacidad adecuada a los volúmenes, con tendencia a rendimientos superiores a 100 m³/hora (LA FERNANDINA, CORTE, EL NARANJERO, LA SERENA, SANTA EUGENIA) y tiempos de amasado superiores a 50 segundos; la dosificación en peso individualizado. Excepcionalmente, en algunos hormigones compactados (CASTILBLANCO y LOS MORALES), se usaron mezcladoras continuas con dosificación en volumen y breve tiempo de amasado.
- El transporte del hormigón de las torres al tajo se hace por cinta en CANCHO del FRESNO, LOS MORALES y CASTILBLANCO; mediante gruas en LAS COGOTAS y ALANGE; con andariveles en LA SERENA, CORTES, EL NARANJERO, VALPARAISO y LA FERNANDINA, y con camiones basculantes en BAYONA y SANTA EUGENIA.
- El extendido con palas empujadoras de diverso tipo y la compactación con batería de vibradores sobre bulldozer para las presas de hormigón convencional, y con rodillos vibrantes de diferente peso y frecuencia en los hormigones compactados.
- La presa crece por tongadas horizontales de extensión oscilando entre 300 m² en la bóveda de LA COGOTAS y 4.500 m² en el hormigón compactado de SANTA EUGENIA. El espesor de tongadas oscila entre dos y dos y medio metros, realizado por pasadas de 50 a 70 cms en los hormigones convencionales y de 25 cms en los compactados; en Santa Eugenia se disponen hasta ocho pasadas sin tratamiento de la junta; en las otras presas menores de R.C.C. el número de pasadas superpuestas es menor, llegandose a espesores de 30 cms.
- El tratamiento de juntas entre tongadas se hace imprescindible cuando el hormigón excede determinada madurez. Consiste en limpieza de la superficie con chorro de aire y agua, complementado con barredora mecánica en SANTA EUGENIA; antes de colocar un hormigón nuevo, se extiende una capa de mortero de retoma, amén de humedecer la junta fría.
- Las temperaturas del hormigón conllevan la refrigeración de áridos gruesos en LA SERENA, CORTES, EL NARANJERO y VALPARAISO, al hormigonado preferentemente de noche en LA FERNANDINA y, en todo caso, al empleo de conglomerantes de bajo calor de hidratación.
- Los incrementos térmicos por efecto del fraguado oscilan, generalmente, entre 18° C a 22° C tanto en hormigones convencionales como en el R.C.C. de SANTA EUGENIA, en que el incremento se sitúa en el nivel inferior. Son excepciones

notables los 13° C de LA SERENA con dosificación de 100 Kg/m³ de cemento y 60 kg/m³ de cenizas volantes; en los hormigones compactados de BAYONA, la subida térmica no excedió de 12° C hormigonándose sobre una superficie de 400 m² dos tongadas sucesivas de 30 cm de espesor, no volviendo a hormigonar hasta pasado un día durante el cual se regaba la superficie.

- Las temperaturas que alcanzan los hormigones no exceden de los 30° C en aquellos casos en que, como en VALPARAISO, CORTES, EL NARANJERO y LA SERENA, se refrigeran los áridos, siendo mayor en otras circunstancias.
- Las resistencias de estos hormigones, medidas a compresión a los 90 días, en probeta cilíndrica van de 400 kg/cm² en VALPARAISO, 300 kg/cm² en LAS COGOTAS, 240 kg/cm² en el R.C.C. de SANTA EUGENIA (prescindimos de valores algo inferiores de los hormigones compactados en presas de menor volumen). Las densidades, en igualdad de otras condiciones, es ligeramente superior (3 por 100) en hormigones compactados que en los convencionales; ello se comprueba, pues en las presas de hormigón compactado, la unión entre éste y el cimientado se hace interponiendo alguna tongada de hormigón convencional. La impermeabilidad lograda con ambos hormigones es análoga, en función de las granulometrías y de la unión entre tongadas.
- Finalmente, importa comparar el perfil de las presas de gravedad con hormigón convencional o compactado: en principio se parte de idéntico perfil triangular, con suma de taludes próximo al 80 por 100, modificándose en los hormigones compactados hacia perfil trapezoidal, con taludes 10 por 100 y 60 por 100 en BAYONA; 5 por 100 aguas arriba, con 75 por 100 y 45 por 100 aguas abajo, en SANTA EUGENIA, variación introducida por razones de facilidad constructiva.

Este tipo de progresos, que entrañan un acortamiento importante del plazo de construcción,

con la consiguiente economía de intereses e incluso de algunos dispositivos tales como desvíos provisionales, conducen a unos estudios cuidados del proyecto y a ensayos previos de los métodos de construcción y de control. En conclusión, no es concebible que en la fase de proyecto no se contemple el proceso de construcción, cuya influencia puede ser decisiva en la solución adoptada.

El beneficio fundamental de las nuevas técnicas radica, más económicos; la simplicidad del proyecto es, conjuntamente con la gran capacidad de las instalaciones auxiliares, causa primera de esta economía de plazo, lo que implica que, durante la construcción se respeten todos los requisitos del proyecto y que la toma de decisiones ante situaciones no previstas pueda realizarse sin dañar la calidad ni los plazos. No cabe desconocer que la colocación de hormigones a ritmo elevado y con tecnología adaptada de la construcción de terraplenes, implica riesgos importantes de retraso por la particularidad del aumento muy rápido de cohesión de las fábricas.

CUESTION 63.—AVENIDA DE PROYECTO Y LAMINACION DE AVENIDAS DURANTE LA EXPLOTACION DE LAS PRESAS

En este tema referente a la «Avenida de Proyecto y Laminación de Avenidas durante la explotación de las presas», se ha propuesto que para el Congreso la presentación de informes y comunicaciones se hiciera en base a los siguientes apartados:

1. Determinación de la Avenida de Proyecto.
2. Determinación de la Avenida durante la construcción de la Presa.
3. Criterios para la elección de aliviaderos y desagües.
4. Cálculo de avenidas y resguardos, y operaciones con aliviaderos y desagües durante las obras de reparación de las presas.
5. Seguridad de la presas durante su explotación: Sistemas de previsión de avenidas.
6. Avenidas extraordinarias imprevistas. Casos históricos.

Vemos pues, que dentro de la amplia temática que constituye la interrelación entre Avenidas y Presas se han seleccionado estos seis apartados que abastecen fundamentalmente a las siguientes cuestiones:

- a) Evaluación de las avenidas, ya sean para el proyecto, construcción u obras de reparación durante la explotación de las presas.
- b) Discusión de los criterios y experiencias actuales para la elección de la tipología de los órganos de desagüe de las presas, en base a consideraciones hidrológicas, hidráulicas y estructurales.
- c) Aplicación de los sistemas de previsión de la laminación de avenidas durante la explotación de las presas. Incidencia en su seguridad.
- d) Descripción de casos de avenidas extraordinarias imprevistas.

Trabajos presentados

En esta cuestión n.º 63 se han presentado por parte española los siguientes trabajos:

NUMERO	TITULO	AUTORES
Q.63-R.64	Determination of floods by statistical methods.	J.L. GUITART C. GOMEZ - CAFERENA
Q.63-R.65	Basic criteria for sizing large dam spillways.	J. DELGADO GARCIA
Q.63-R.66	An unpredicted high flood at La Baells dam on the 7th and 8th November 1982.	J. LLACER BARRACHINA J. MORENO BLASCO
Q.63-R.75	The evacuation of flood during the operation of reservoirs	F. GIRON
Q.63-R.76	The Yeguas dam spillway.	A. PASTOR TURULLOIS

Q.63-R.77	Spillways dimensioning revision. Modifications in Plandescun and San Esteban dams.	J. CAJETE BALTAR J.L. BLANCO SEOANE
-----------	---	--

J. L. GUITART y C. GOMEZ-CAFARENA proponen un programa de cálculo de la avenida de proyecto, para diferentes períodos de retorno, basado en el método de Galton-Gibrat, y exponen su sencillez y exactitud de cálculo en los casos en los que se dispone de series de aforo suficientemente amplias.

J. DELGADO en su trabajo sobre los «Criterios básicos para el dimensionamiento de aliviaderos de grandes presas», resalta la importancia de la adecuada evaluación de la avenida de proyecto en la seguridad de las presas y señala la dificultad que existe para el cálculo de dicha avenida, ya sea para el caudal punta o para el hidrograma. A continuación expone los diversos métodos de cálculo existentes: Históricos, estadísticos, hidrológicos y empíricos. Con respecto a estos últimos, estudia la aplicación de la fórmula de Myer ($Q = K \times S$, siendo Q en m³/seg., S = Superficie de la cuenca de Km², y K coeficiente de Myer) en 39 presas españolas construidas durante los últimos 25 años, y con capacidad superior a los 100 Hm³. En ellas calcula los siguientes valores del coeficiente:

Ko: Correspondiente a la avenida de proyecto.

Kp: Correspondiente a la capacidad de desagüe del aliviadero con nivel de embalse máximo normal.

Kc: Correspondiente a la capacidad de desagüe del aliviadero con nivel de embalse máximo extraordinario.

Kr: Correspondiente al caudal máximo que pueda desaguar el aliviadero antes de que produzca el vertido sobre coronación dando en cada caso los datos de aplicación en las presas españolas, y definiendo un coeficiente de seguridad frente al vertido como $Cs = Kr/Kc$, que en la mayor parte de las presas analizadas varía entre 1.2 y 1.5. Finaliza su trabajo dando unas recomendaciones generales para el cálculo

de la avenida de proyecto y para el dimensionamiento, proyecto y explotación de aliviaderos a fin de garantizar al máximo la seguridad de las presas.

F. GIRON en su trabajo sobre «La evacuación de avenidas durante la explotación de la presa» expone diversos métodos operativos para la laminación de las avenidas por los embalses con compuertas usando diferentes leyes de desagüe, en función del caudal de entrada de nivel del embalse y del volumen de resguardo. Así, presenta el método lineal directo, el lineal y el circular, y analiza sus inconvenientes, con lo que proponen un nuevo método de operación denominado Método de Evaluación Volumétrica (MEV) que presenta grandes ventajas en comparación con los anteriores, y que tiene como objetivo principal el administrar continuamente el volumen del resguardo en relación con los volúmenes entrantes. Usando este método, discute la influencia del volumen del resguardo frente al volumen de la avenida, de la magnitud de la avenida y de la presencia de avenidas secuenciales, poniendo como ejemplos las presas de Quentar e Iznajar. También analiza los métodos operativos en los casos que gracias al establecimiento de sistemas de previsión de avenidas se conocen con anticipación los hidrogramas de llegada al embalse y expone los beneficios que se logran en este caso en la laminación de las avenidas. Así pues, presentar las reglas básicas de operación de compuertas a fin de poder optimizar la laminación de las avenidas por los embalses.

A. PASTOR en su trabajo sobre «El aliviadero de la presa de Yeguas» expone los estudios realizados para proyectar los órganos de desagüe de la presa de Yeguas sobre el río del mismo nombre. Esta presa es de materiales sueltos con núcleo de arcilla, y con una altura de 87 m. tiene una capacidad de 228 Hm³, frente a una aportación anual media de 110 Hm³. Debido al régimen torrencial del río, a la escasez de datos hidrológicos y al tipo de presa, se plantea la importancia del diseño del aliviadero y describe los estudios llevados a cabo que han conducido a la definición de un aliviadero de tipo mixto (combinación de aliviadero con compuertas y aliviadero de labio fijo), a fin de poder «manejar» y controlar mejor las avenidas,

y además poder disponer de una regulación adicional de unos 56 Hm³. El aliviadero con compuertas tiene 13 metros de longitud con dos compuertas de 6 metros de largo y 6,50 m., de altura. El aliviadero de labio fijo es lateral y presenta 13 vanos de 5 m. En el trabajo también se describe la utilidad del estudio en modelo reducido, y los detalles constructivos de la unión entre el cuerpo central de la presa y los muros de hormigón del aliviadero.

En su trabajo sobre «La revisión del dimensionamiento de los aliviaderos. Modificaciones en las presas de Plandescun y San Estaban», J. CAJETE, y J. L. BLANCO señalan la importancia del correcto dimensionamiento de los órganos de desagüe de las presas, y exponen la problemática que puede presentarse en las presas antiguas al reconsiderar y efectuar nuevos cálculos de la avenida de diseño. Ello puede conducir a la ampliación de la capacidad de los aliviaderos con la construcción de nuevos desagües o modificación de los mismos, actuaciones que pueden combinarse con la variación de las reglas de explotación. A continuación presentan los ejemplos de las presas de Plandescun y San Estaban. La Presa de Plandescun vertió sobre coronación durante la avenida de noviembre de 1982 y había que adaptar sus aliviaderos a la capacidad de desagüe de la avenida de 500 años y a la vigente Instrucción de Grandes Presas, por lo que se recreció 1,60 m. y se contruyó un nuevo aliviadero complementario. En San Estaban se acondicionó el actual aliviadero de compuertas con unas guías de flujo, con lo que se mejoró sustancialmente el régimen de desagüe para niveles de embalse muy altos.

J. LLACER y L. MORENO, en su trabajo sobre la «avenida de los días 7 y 8 de noviembre de 1982 en la presa de La Baells», describen las características de las cuencas del Pirineo Oriental y del río Llobregat señalando la importancia y la difícil predicción que tienen las avenidas en esta cuenca y los peligros y daños que producen. La presa de La Baells está situada en la parte alta del río Llobregat y en el «rapport» se dan las principales características de la presa y su embalse, y los métodos de cálculo usados para la definición de la avenida de proyecto. Describen con detalle las características e

hidrogramas de la avenida extraordinaria destacando el importantísimo papel que produjo la presa en la laminación de la avenida con reducción del caudal punta en casi un 40 por 100.

Experiencia española

En España las inundaciones provocadas por las avenidas de los ríos vienen representando un grave problema económico y social, y probablemente constituyen el riesgo mejor definido en la experiencia de la población de numerosas zonas de nuestro país. Así, la historia de las inundaciones catastróficas nos muestra que en la Huerta del Segura, este suceso se ha venido produciendo con una frecuencia de una vez cada once años, en alguna ocasión con más de un millar de muertos. En Sevilla se han referido avenidas extraordinarias una vez cada cinco años, en Málaga una cada ocho años, en la cuenca del Júcar una cada ocho años, y en la cuenca del Pirineo Oriental una cada cuatro años.

En total existen unos 1.400 puntos conflictivos de inundaciones de los que el 21 por 100 están situados en la Cuenca del Norte, y alrededor del 50 por 100 en las cuencas de la vertiente mediterránea, en las que se ha evaluado la existencia de 296 zonas de riesgo potencial de inundaciones, de las que 29 son de riesgo máximo.

Ante tal amenaza hay que señalar que se han realizado numerosas obras y actuaciones estructurales entre las que caben destacar las presas, que han laminado las avenidas en muchos casos, evitando o reduciendo los cuantiosos daños que las inundaciones hubieran producido.

En nuestro país la evaluación de la avenida de proyecto en las presas y la laminación de las avenidas durante la explotación de los embalses se rige por la «Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas» de 1967. En el Art. 14 de esta Instrucción se indican los diferentes métodos de cálculo que se pueden emplear en el cálculo de avenidas (empíricos, históricos, hidrológicos y estadísticos), y se define la «Avenida máxima» como aquella cuyo período de retorno sea de 500 años, debiéndose proyectar la capacidad del sistema de desagüe para esta avenida (Art. 18).

Por otro lado también la Instrucción en el Art. 94 se refiere a la redacción de las normas de explotación, conversación y vigilancia de las presas, en las que deberán figurar las «consignas de actuación en presencia de una crecida, resguardos convenientes, velocidad de variación de la cota de embalse, orden y amplitud con que deben maniobrase las compuertas y manera de avisar de los riesgos que pudieran existir aguas abajo».

Con respecto a esta Norma del año 1967 conviene indicar que las tendencias actuales se dirigen en el sentido de no adoptar un criterio general para todas las presas, sino que la evaluación de la avenida de proyecto es función del tamaño y tipo de presa, y principalmente del riesgo potencial creado aguas abajo.

Vemos pues que la filosofía y el planteamiento de la problemática de la evaluación de la avenida de proyecto ha ido evolucionando en los últimos años, aunque no se han logrado definir unos criterios generales aplicables en todos los países, por que lo se siguen desarrollando debates y cuestiones referentes a este tema. Así, en la 54 Reunión Ejecutiva de la ICOLD de Jakarta en Julio de 1986 se decidió formar el «Committee on desing flood» para continuar con el análisis de la interrelación entre avenidas y presas. Este Comité está formado por 16 países, entre los que está España, y tiene los siguientes objetivos principales:

1. Descripción de los riesgos asociados al vertido sobre la coronación de las presas, con referencias a diversos accidentes.
2. Revisión de los métodos que se usan actualmente para el cálculo de la avenida de proyecto, con un exámen detallado de sus ventajas, inconvenientes y limitaciones.
3. Análisis crítico de los métodos y formulación de recomendaciones para el cálculo, teniendo en cuenta la disponibilidad y fiabilidad de los datos hidrológicos, el tipo de presa, la tipología de los órganos de desagüe, la laminación de la avenida por la presa, y los peligros potenciales aguas abajo.

Es de esperar que las recomendaciones que surgen de este comité de la ICOLD sirvan para

poner al día nuestra normativa en lo que se refiere al cálculo y laminación de las avenidas.

Por otro lado dentro de los temas señalados en el Congreso para la Q.63 tenemos que indicar que en estos últimos años en España se está implantando dentro del «Programa General de Seguridad y Explotación de las Presas del Estado» unos sistemas de previsión de avenidas que deben de inducir muy significativamente en el futuro a poder laminar con los embalses mucho mejor las avenidas (Plan S.A.I.H. «Sistema Automático de Información Hidrológica»).

Los sistemas de previsión de avenidas consisten en un conjunto de instalaciones y equipamientos que hacen posible la predicción del hidrograma de la avenida que va a llegar a la presa. El objeto principal de estos sistemas es el conocimiento anticipado de las avenidas y de la magnitud de sus caudales, para utilizar el intervalo de tiempo entre la predicción y la llegada de la avenida, en establecer un plan de vertido para conseguir la mayor seguridad de la presa y laminar la avenida de la manera más eficaz posible, y así impedir o aminorar los daños producidos por las inundaciones. La característica básica de estos sistemas de previsión es que puedan disponer de información en tiempo real, por lo que el sistema de captación, transmisión de los datos y modelación de la predicción debe ser rápido y seguro.

6. Comunicaciones presentadas al XVI Congreso

Diversos autores españoles han concurrido a este congreso con la presentación de trabajos sobre temas distintos a los propuestos para tratar en el mismo. Seis han sido las comunicaciones presentadas de esta forma, cuatro de las cuales se refieren a presas de materiales sueltos y dos a presas de hormigón, siendo muy variadas las cuestiones revisadas en ellas.

Los señores G. Bravo Guillén, S. Uriel Romero y J. R. Pérez Rodríguez presentan en su co-

municación (n.º 7) las modificaciones introducidas en proyecto de construcción de la Presa de Canales (proyecto ya descrito en el XIV Congreso ICOLD, Q-55, R-55). Partiendo de la estimación del asiento máximo de la presa debido a efectos posteriores a la construcción, realizan un estudio de las deformaciones unitarias que se producen en ella, llegando a la existencia de dos zonas, próximas a los estribos, donde dichas deformaciones sobrepasan las admitidas, produciéndose fisuración. Las medidas tomadas para disminuir este efecto han consistido en la colocación de geomallas en el estribo derecho y en una precarga en el izquierdo. Es de destacar también en este trabajo la exposición de las conclusiones de una teoría original sobre el dimensionamiento de las geomallas.

La comunicación n.º 8 describe los tratamientos realizados sobre la cimentación de la presa bóveda de Beznar, finalizados en los primeros meses de 1987. Son sus autores Delfín Velasco, Antonio Nevot, Tomaso Savini y Juan Ramón Alocen. Por las características del terreno, además de actuaciones normales como la ejecución de pantalla de inyecciones y drenaje a lo largo de la cimentación, cabe señalar los trabajos de limpieza y relleno de las grandes litoclasas existentes y del «Plano Ratón», y el tratamiento especial de estanqueidad por inyección en la margen derecha.

La comunicación n.º 16 presentada por los señores M. Serrano Tovar, J. L. Soria y A. Mieza trata sobre el comportamiento de la Presa de Sallente durante el primer llenado, en agosto de 1985, y en su explotación normal. En los dos últimos congresos ICOLD se ha presentado información sobre esta presa, añadiéndose por tanto en éste otro aspecto sobre la misma. Se describe en primer lugar el sistema de auscultación citándose los equipos instalados. Se resume en una tabla la frecuencia de toma de datos en las fases de construcción, primer llenado y explotación y se presenta los resultados obtenidos de la observación. Como conclusiones, los asientos de la presa son del mismo orden que los cálculos teóricamente, los movimientos horizontales son despreciables, al igual que los asientos de la galería, no se ha apreciado filtración a través de la pantalla asfáltica y la filtración bajo cimientos tuvo un má-

ximo valor durante el primer llenado y se ha estabilizado posteriormente.

El profesor Jiménez Salas explica en la comunicación n.º 26 como se han podido utilizar pizarras arcillosas triásicas para el núcleo de una presa de materiales sueltos. Se trata de la presa de Giribaile donde los posibles materiales para su núcleo eran pizarras arcillosas o margas, demasiado duras en ambos casos para poderlas compactar en una masa homogénea o impermeable. Después de ensayos de laboratorio y rellenos experimentales se ha demostrado que algunas de ellas, de origen triásico, pueden ser compactadas después de un «acondicionamiento» adecuado, consistente en un almacenamiento intermedio sometido a un ciclo de secado-humedecido. Se contempló también la posibilidad de que el material fuese dispersivo ya que las pizarras arcillosas habían sido depositadas en un entorno salino, pero los ensayos efectuados demostraron la inexistencia de peligro en este caso.

La comunicación n.º 28, cuyos autores son A. Gens, E. C. Alonso, A. Llorent y F. Batlle presenta una formulación genral para el análisis de la construcción y consolidación de presas de materiales sueltos, que permite la solución del problema combinado de deformación y flujo para suelos parcialmente saturados. El modelo incluye las variaciones de compresibilidad y permeabilidad con el grado de saturación y el efecto de succión en la deformabilidad y resistencia del suelo. Introduciendo el comportamiento volumétrico del material por medio de superficies de estado, se consigue incluir un aspecto característico del comportamiento de los suelos no saturados, como es el de que una reducción en la succión puede llevar al entumecimiento o al colapso dependiendo de la magnitud de la tensión aplicada. Se contempla el no colapso utilizando en la formulación una definición convencionalmente modificada de la tensión efectiva. El cálculo se realiza por incrementos, con dos etapas en cada uno de ellos; la primera comprende de solución de la ecuación del flujo y la segunda la de las ecuaciones de equilibrio. Los casos sin drenaje se resuelven con la misma formulación básica. Se incluye la simulación de una presa de tierras de 90 m., en la que se han analizado tam-

bién los efectos de la cantidad de agua de compactación. Es de señalar la respuesta del núcleo de arcilla con respecto a la generación de presiones intersticiales durante la construcción etapa por etapa.

Por último los señores J. Oliver, M. Cervera, E. Oñate y E. Herrero presenta en la comunicación n.º 29 el estudio realizado sobre una presa de gravedad en la que ha tenido lugar un proceso de fisuración creciente con el tiempo, debido a la acción combinada de la entrada de agua y la expansión del hormigón. Se realiza un modelo numérico para simular el fenómeno observado y predecir su evolución futura, utilizando los numerosos datos sobre el comportamiento de la presa a partir de la aparición del problema, para calibrar el modelo y confirmar los resultados obtenidos con el mismo. Se introduce la fisuración del hormigón por medio de un modelo elástico fisurable que permite la formación de un máximo de 2 fisuras en cada punto, produciéndose éstas al sobrepasar la tensión de tracción un cierto valor. Al introducirse el agua en la fisura tiene lugar una expansión del hormigón que permite la propagación de estado la fisuración. Se considera que este mecanismo de paso del agua y expansión del hormigón se produce fundamentalmente a través de las fisuras. Las juntas de construcción transversales forman parte del modelo por medio de elementos de junta con fricción. Los efectos de temperatura y presión intersticial se incluyen asumiendo distribuciones basadas en datos experimentales. Como conclusión se presentan resultados que coinciden satisfactoriamente con los datos observados en realidad.

7. Resumen

Como comentario final, de las tendencias principales que presenta hoy día la construcción de presas en España, se podrían incluir las siguientes:

1. Continúa haciéndose en España un gran esfuerzo, protagonizado principalmente por la Administración, hacia la construcción de presas, teniendo como finalida-

- des principales, la regulación de los ríos, el riego y los abastecimientos.
2. La mayor parte de las presas en construcción son de materiales sueltos por razones principalmente geotécnicas y económicas, pero se sigue manteniendo un nivel importante en la construcción de presas de fábrica: la mayoría de ellas de gravedad, aunque existen arco-gravedad y bóvedas. Dentro de las de materiales sueltos se tiende siempre que es posible a presas de tierras o de núcleo, pero se siguen haciendo presas de pantalla, tanto de hormigón como asfálticas.
 3. Los núcleos suelen ser centrales y de plasticidad media: alguno se está construyendo con materiales de muy baja plasticidad. Se considera muy importante controlar las presiones laterales de contacto con bloques de hormigón o laderas pendientes y se presta bastante atención a las tensiones de contacto entre núcleo y espaldones. Estos dos conceptos, así como la consideración de una cimentación débil, conducen habitualmente a núcleos de más anchura. Los filtros suelen ser dobles aguas abajo, de espesores manejables; aguas arriba, se admite en muchos casos el filtro único.
 4. Las pantallas de hormigón generalmente son de espesor constante, dado que sus alturas son moderadas, con juntas perpendiculares al eje de presa y perimétrales. Las pantallas asfálticas se construyen monocapas, bicapas, dependiendo de las circunstancias de la obra.
 5. En la presa de fábrica se presta atención al problema de la fisuración, con una dosificación cuidada del hormigón, con el empleo de cenizas volantes y cementos puzolánicos y mediante el empleo de refrigeración. Actualmente se observa un cambio de tendencia de sustituir la postrefrigeración por la perefriegeración. El sellado de las fisuras ya producidas es posible mediante la inyección de resinas sintéticas deformables de gran poder adhesivo.
 6. Se han analizado las primeras actuaciones en el empleo de hormigón compactado, que consideramos con futuro.
 7. Se calculan los aliviaderos para la avenida de período de retorno de 500 años o superior. La colocación de compuertas en los aliviaderos viene condicionada por el tipo de presa, por la facilidad de actuar con ella ante las crecidas, y por la accesibilidad a la obra. En todo caso obliga a contar con energías alternativas para su accionamiento.
 8. El desvío del río durante la construcción suele hacerse en los ríos españoles, normalmente poco caudalosos, por túneles o galerías cubiertas, que, a menudo, se aprovechan para la instalación de desagües y tomas de servicios.
 9. En cuanto a tratamiento de la cimentación, se subraya la importancia de un profundo estudio previo que permita juzgar de su necesidad. En todo caso, se sigue en terrenos poco permeables el criterio de ejecutar primero la pantalla de drenaje e inyectar sólo las zonas que realmente lo requieran. Existe una cierta preocupación sobre la durabilidad de la inyecciones de cemento, que pueden exigir tratamientos sucesivos de conservación.
 10. La auscultación se hace preferentemente sobre la observación de desplazamientos, caudales de filtración y medidas piezométricas. En las zonas sísmicas del país, se observan la sismicidad tanto natural como inducida.
 11. El aterramiento de emblases, preocupa en las zonas más secas y por tanto más erosionables, donde son difícilmente aplicables los procedimientos habituales de limpieza o extracción de sedimentos que exigen el consumo de bastante agua; el tratamiento preferente debería consistir en la conservación de las cuencas, que puede requerir cambios de cultivo y la solución de problemas sociales importantes. Se constata la escasa aplicación de estas medidas.
 12. Se inició un ambicioso «Programa na-

cional de seguridad de las presas del Estado» con una atención preferente a la dotación del personal necesario y a la disponibilidad en las presas de varias fuentes de energía y de comunicaciones telefónicas y radioeléctricas, que convendría revitalizar.

13. Se está poniendo a punto una nueva Instrucción de Presas y Embalses, poniendo al día los criterios básicos.

8. Reconocimiento

Los autores de este informe manifiestan su agradecimiento por toda la información que se les ha facilitado lealmente tanto de forma verbal como en publicaciones e informes, nuestras disculpas por las molestias que a todos hemos ocasionado y nuestro reconocimiento por su esfuerzo y su interés.

