ANEJO Nº 2

BALSA TESEJERAGUE

ÍNDICE

1.- DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS 1

1.1. BALSA 1
1.2. ENTRADA, TOMA DE AGUA Y DESAGÜE DE FONDO 4
1.3. ALIVIADERO 5
1.4. SISTEMA DE REGULACIÓN Y CONTROL 6
1.5. AUSCULTACIÓN 6
1.6. CAMINOS DE ACCESO 7
1.7. VARIOS 8
1.8. PROPUESTA DE CLASIFICACIÓN DE LA BALSA 8

2.- CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS 8

1. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

1.1. BALSA

El objeto de este anejo es el diseño de una balsa en la población de Tesejerague, situada en el término municipal de Tuineje (Fuerteventura), de 35.320,17 m^3 de capacidad, la cual se llenará mediante una tubería de PVC orientado de 250mm de diámetro procedente de un bombeo que transporta un caudal de 55,56 l/s.

La balsa se construirá semiexcavada en el terreno, aprovechando los materiales de la excavación para la formación de los taludes de terraplén.

Los terraplenes tendrán forma trapecial con una anchura de coronación de 4,00m a la cota 226,40m, talud interior de la balsa de 2,50 en horizontal por 1,00 en vertical y exterior de 1,50 en horizontal por 1,00 en vertical. El N.M.N. se sitúa a la cota 225,65m.

Atendiendo al informe geológico-geotécnico realizado por la empresa Terragua Ingeneiros, en el que se muestran los resultados obtenidos para las calicatas y sondeos que se han ejecutado en la zona de la balsa, se han obtenido las características de los materiales que conformarán los diques de la balsa y la cimentación de la misma:

Material "todo-uno" del dique:

Angulo de rozamiento interno (ϕ):	37 º
Densidad:	1,85 Tn/m^3
Cohesión:	0,22 Kg/cm^2

Cimiento:

Angulo de rozamiento interno (ϕ):	41º
Densidad:	1,80 Tn/m^3
Cohesión:	0,00 Kg/cm^2

El Contratista llevará a cabo una campaña de reconocimiento complementario, previamente a la ejecución de las obras, con el fin de comprobar las características anteriormente citadas.

Los parámetros serán como mínimo los descritos anteriormente, sino se realizará un nuevo cálculo de estabilidad de taludes con los nuevos parámetros obtenidos en este reconocimiento complementario.

El talud de terraplén, aguas abajo de la balsa, se cubrirá con una capa de tierra vegetal,

especies arbustivas y herbáceas de la zona.

La altura máxima del terraplén respecto al fondo de la balsa será de 7,25 m, con una altura de lámina de agua a N.M.N. de 6,50 m, quedando por tanto un resguardo de 0,75m bajo la coronación. La máxima altura de terraplén, en el talud de aguas abajo de la balsa, es de 6,00m. En coronación, se proyecta la construcción de un camino de 370,00m de longitud, compuesto por una losa de hormigón armado que sirve de losa de atado de las dos vigas de cimentación que anclan la cubierta de la balsa, ejerciendo a su vez de firme del camino de coronación de la balsa.

La balsa estará cubierta por una malla de sombreo, que cubrirá la totalidad de la superficie de la balsa, y que se anclará en todo su perímetro a una estructura de anclaje de hormigón armado formada por dos vigas de cimentación lineales perimetrales arriostradas entre sí por una losa de atado.

La malla de sombreo estará formada por una doble tela de polietileno de alta densidad que proporciona un porcentaje de sombreo superior al 85%, y que para su sujeción, irá colocada en una doble retícula de hilos de monofilamento de poliamida separados 0,40 m en las dos direcciones. Los hilos se atan a un tubo perimetral circular de acero (TR 90.5) soportado por perfiles IPN-120 de 1,15 m de longitud, que se empotran cada 1,20 m en una viga perimetral (viga interior) colocada junto al borde interior del camino de coronación de la balsa, y que servirá también para el anclaje en coronación de la lámina impermeabilizante de la balsa. Esta viga interior tendrá unas dimensiones de 0,5 x 0,5 m (ancho x canto), sobre la que irá colocado un pretil en forma trapecial de 0,5 m de base inferior, 0,3 m de base superior y 0,3 m de altura.

Para evitar el deslizamiento de la viga y pretil interiores debido a las cargas transmitidas por los hilos a la estructura, se unirán ambos con una viga exterior, colocada junto al borde exterior del camino de coronación, utilizando una losa de atado. La viga exterior tendrá unas dimensiones en sección de 0,5 x 1,2 m (ancho x canto), quedando enrasada con la losa. La losa de atado tiene un ancho de 3,50 m (incluyendo el ancho de las vigas interior y exterior) a lo largo del camino de coronación y un canto de 0,20 m.

El sistema de impermeabilización de la balsa (fondo y taludes), constará de una geomembrana de polietileno de alta densidad de 2mm, siendo sus caras lisas y un geotextil de 600 gr/m^2, cuya función es separar, drenar, filtrar y proteger a la geomembrana de una posible perforación, debido a la presencia de cantos en el terreno del vaso de la balsa.

Para evitar el levantamiento de la lámina por efecto de la succión del aire, la balsa se anclará colocando bloques de hormigón, a lo largo de toda la línea de intersección talud-fondo y fondo de la balsa. La separación entre bordillos será de 50cm. Además, en el talud de la balsa desde coronación hasta el fondo, se colocarán seis anclajes, denominados de talud, formados por contenedores soldados de 0,50m de diámetro aproximadamente, compuestos por geomembrana de PEAD de 2mm de espesor rellenos de material terroso procedente de excavación, que evitan el levantamiento de la lámina instalada en los taludes de la balsa.

En el caso de algún fallo de montaje de la lámina o por cualquier rotura posterior de la misma, podrían originarse caudales de cierta consideración que es conveniente controlar para poder tomar, en tal caso, las oportunas medidas. Por lo tanto, para este fin, se proyecta la instalación de una red de drenaje, cuya misión es la de recoger, medir y evacuar las posibles pérdidas del sistema de impermeabilización para una mayor seguridad de la obra. Por lo tanto, para el caso de una hipotética rotura de la lámina que impermeabiliza la balsa, se diseña un sistema de drenaje mediante tubos de PVC perforados de 160mm de diámetro dividido en cuatro sectores, dos de talud y dos de fondo de balsa. La disposición del sistema de drenaje se puede ver en el plano correspondiente al drenaje de la balsa.

Los caudales procedentes de cada sector, se recogen al final en cuatro tubos de PVC de 160mm de diámetro que discurrirán alojados en la galería visitable junto con las conducciones de desagüe de fondo, entrada y toma de la balsa. Éstos saldrán a una arqueta de control de drenes de 0,60m de ancho, 0,50m de largo y 0,50m de alto, situada en la arqueta de válvulas que se encuentra al pie del dique de la balsa, donde se puede visualizar la cantidad de agua evacuada. En el caso de producirse alguna filtración, el agua que llegara a esta arqueta de control se evacuará mediante una tubería de PVC de 200mm de diámetro hasta su salida al terreno natural.

Las características geométricas más destacables de la balsa son las siguientes:

- Cota de coronación 226,40 m
- Cota de fondo variable de 219,90 a 219,15 m
- Cota del agua (N.M.N.) 225,65 m
- Resguardo sobre N.M.N. 0,75 m
- Superficie de fondo de la balsa 3.892,45 m^2
- Superficie lámina de agua a N.M.N. 8.216,35 m^2
- Superficie taludes interiores 5.367,61 m^2
- Superficie total de ocupación balsa en planta 13.448,00 m^2
- Volumen del embalse (N.M.N.) 35.320,17 m^3
- Volumen de excavación 24.304,00 m^3
- Volumen de terraplén 23.010,10 m^3
- Anchura del camino de coronación 4,00 m
- Longitud del camino de coronación 370,00 m
- Perímetro de la arista interior de coronación 358,00 m

El modelado del terreno se ha realizado con la ayuda del programa "Power Civil", además del diseño de la balsa y las mediciones destinadas al cálculo del movimiento de tierras necesario para su construcción. El cálculo se realiza mediante la semisuma de las áreas de dos perfiles transversales contiguos y el resultado se multiplica por la distancia entre ellos. El volumen total de desmonte y terraplén se calcula por la adición de resultados parciales entre parejas de perfiles.

1.2. ENTRADA, TOMA DE AGUA Y DESAGÜE DE FONDO

El caudal de agua de entrada a la balsa será de 55,56 l/s procedente de un bombeo. El llenado de la balsa se realiza a través de una tubería de PVC orientado de 250 mm hasta su entrada en la arqueta de válvulas de la balsa donde se convertirá en una tubería de fundición dúctil con revestimiento de poliuretano de 250mm de diámetro.

La tubería de toma de 600mm de diámetro, también será de fundición dúctil con revestimiento de poliuretano bajo el dique de la balsa, desde la arqueta interior de la balsa hasta su salida de la arqueta de válvulas. A la salida de esta arqueta la tubería se convertirá en una tubería de PVC de 400mm.

En el interior de la balsa se construirá una arqueta de hormigón armado excavada en el terreno, en la que se ha instalado en su parte superior una rejilla, de forma que se evite el atascamiento de las tuberías por la acumulación de materiales de depósito. La rejilla de entrada se

ha colocado aproximadamente a 0,50 m sobre el fondo del vaso, y lo más cercano posible al paramento de aguas arriba, en la zona más baja de la balsa, para obtener la máxima capacidad de desagüe. De esta arqueta partirán las conducciones de entrada, toma y desagüe de fondo de la balsa. Las dimensiones interiores de esta arqueta, son de 2,00m de anchura, 2,00m de longitud y 2,50m de altura. Estas tuberías discurren bajo el dique de la balsa alojadas en el interior de una galería visitable hormigonada in situ, de 2,30m de anchura y 2,50m de altura, de medidas interiores y una longitud de 27,50m. Desde la arqueta interior a la balsa hasta el comienzo de la galería visitable bajo el dique de la balsa, las tuberías irán alojadas en un bloque de hormigón de 15,00m de longitud. En el interior de la galería visitable, próximo al tapón de la galería se ubican, en cada conducción, unas válvulas mariposa motorizadas. Como sistema ventilación de la galería visitable se colocará, en la arqueta de válvulas, un ventilador unido una tubería que discurrirá por el interior de la galería visitable para renovar el aire de su interior.

La arqueta de válvulas, ubicada al pie del dique, tiene unas dimensiones interiores de 3,25m de longitud, 3,25m de anchura y 4,50m de altura. En esta arqueta están ubicadas todas las válvulas necesarias para el control del vaciado y llenado de la balsa. La entrada a esta arqueta se realiza mediante un tapa de paso de hombre de 0,80x0,80m de longitud y una escalera que desciende hasta un tramex. Desde este tramex hasta la solera de la arqueta, se puede acceder mediante dos bajadas de pates, para maniobrar las válvulas mariposa, o mediante escalera, para acceder a la galería visitable. La arqueta está cerrada en su parte superior mediante una tapa de acero estriado de 5mm.

La conducción para desagüe de fondo es una tubería de fundición con revestimiento de poliuretano de 400mm de diámetro y 47,00m de longitud, desde la arqueta interior a la balsa hasta su entrada en la arqueta de válvulas. A la salida de la misma, la tubería de desagüe se enterrará en el terreno natural, una longitud de 48,00m hasta desaguar en una vaguada existente en la zona al suroeste de la balsa. A continuación se colocará un canal de escollera de 3,00m de longitud.

También se puede utilizar como desagüe de fondo, la tubería de toma de agua de la balsa.

1.3. ALIVIADERO

Se proyecta de hormigón armado, situándose embutido en el talud de la balsa y excavado en el terreno en la zona de menor altura de terraplén. Con el fin de empotrarlo en el terreno natural, se construirá sobre un bloque de hormigón en masa, evitando las complicaciones de ejecución que conllevaría el construirlo sobre un talud creado artificialmente.

La solución adoptada es un aliviadero de labio fijo en pared gruesa, con disposición frontal y sección de entrada rectangular, de 2,00m de anchura útil y coincidente con el labio vertiente (cota 225,65m). En sección longitudinal, la obra está formada por cuatro partes que, de aguas arriba hacia aguas abajo, son las siguientes:

- Embocadura. Dos aletas y a continuación dos filas de un marco rectangular de 2,00m de anchura, 2,00m de longitud y 1,00m de alto, con pendiente 0,001m/m.

- Canal de descarga, de 2,00m de anchura, 5,15 m de longitud en planta y 0,90m de alto, con pendiente 0,67m/m.

- Arqueta de rotura, de dimensiones interiores en planta, 1,00m de longitud, 2,00m de anchura y una profundidad máxima de 2,00 m.

- Conducción constituida por una tubería de fundición con revestimiento de poliuretano de 400mm de diámetro y 48,00m de longitud, que parte de la arqueta de rotura de carga y se prolonga hasta su salida a una vaguada existente al suroeste de la balsa.

La altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero es de 0,15 m cuando se vierte un caudal de 0,20m³/s correspondiente al caudal de proyecto, equivalente al caudal máximo para un período de retorno de 1000 años.

1.4. SISTEMA DE EMERGENCIA, REGULACIÓN Y CONTROL

Los dispositivos de cierre emergencia previstos para la entrada, toma de agua y desagüe de fondo ubicados en el interior de la galería visitable, son los siguientes:

- Una válvula de mariposa motorizada de DN = 400mm, acompañada de una ventosa trifuncional de 100mm, colocada en la tubería de desagüe de fondo.
- Una válvula de mariposa motorizada de DN = 600mm, acompañada de una ventosa trifuncional de 100mm, colocada en la conducción de toma de agua
- Una válvula de mariposa motorizada de DN = 250mm, acompañada de una ventosa trifuncional de 100mm, colocada en la tubería de entrada de agua a la balsa.

Los dispositivos de regulación previstos para la entrada, toma de agua y desagüe de fondo ubicados en la arqueta de válvulas de la balsa, son los siguientes:

- Una válvula de mariposa motorizada de DN = 400mm, acompañada de una ventosa trifuncional de 100mm, colocada en la tubería de desagüe de fondo.
- Una válvula de mariposa motorizada de DN = 600mm, acompañada de una ventosa trifuncional de 100mm, colocada en la conducción de toma de agua
- Una válvula de mariposa motorizada de DN = 250mm, acompañada de una ventosa trifuncional de 100mm, colocada en la tubería de entrada de agua a la balsa.

1.5. AUSCULTACIÓN

Para la auscultación de la balsa se considera la medición de los movimientos absolutos de la balsa, el control de las filtraciones y el control del nivel del embalse.

2.1.1. Movimientos absolutos de la balsa

Como puntos específicos de observación de la balsa se han situado 14 monumentos topográficos (clavos de colimación), repartidos en su coronación, los cuales pueden visarse desde la totalidad de las estaciones (4 Hitos).

La observación de los monumentos topográficos debe hacerse trimestralmente en situación normal, y mensualmente durante el primer llenado. Análogos plazos pueden fijarse para las operaciones de nivelación y determinación de asientos absolutos. Una vez que se haya comprobado una estabilización en los movimientos durante dos años, por lo menos, podrá ampliarse el intervalo entre mediciones.

2.1.1. Control de filtraciones

Las filtraciones que tendrán lugar en la obra se producirán debido a una rotura de la lámina o por una mala unión en el contacto hormigón-lamina.

En el caso rotura de lámina se dispondrá de cuatro drenes principales para la sectorización de la balsa, todos ellos controlados en una arqueta de control de drenes situada en el interior de la arqueta de válvulas.

El control de drenaje y fugas debe realizarse semanalmente en situación normal y diariamente durante el primer llenado.

1.6. CAMINOS DE ACCESO

Se construirá un camino de acceso a la arqueta de válvulas que partirá de un camino existente al sureste de la balsa. Tendrá una longitud de 47,75m, una anchura de 4,00m y con un bombeo transversal de 0,02 m/m para evacuar las precipitaciones. En la zona de desmonte, se construirá una cuneta excavada en el terreno natural, de 0,50m de profundidad y talud 1H por 1V, recubierta de hormigón un espesor de 0,10m. En la zona de terraplén el talud será de 2,0H por 1V.

También se construirá un camino de acceso a la coronación de la balsa, que partirá del camino de acceso a la arqueta de válvulas. Éste tiene una longitud de 50,00m, una anchura de 4,00m y con un bombeo transversal de 0,02 m/m para evacuar las precipitaciones. El talud de terraplén será de 5,5H por 1V.

Se construirá una plataforma en la arqueta de válvulas a la cota de 221,50m, a la que se accederá desde el mismo camino de acceso a la arqueta de válvulas.

Cuando se construya la balsa, quedará inutilizado un camino existente, por lo que se construirá un nuevo camino en sustitución de éste de 264,00m de longitud, que tendrá una anchura de 4,00m y un bombeo transversal de 0,02 m/m para evacuar las precipitaciones. En la zona de desmonte, se construirá una cuneta excavada en el terreno natural, de 0,50m de profundidad y talud 1H por 1V, recubierta de hormigón un espesor de 0,10m. En la zona de terraplén el talud será de 2,0H por 1V.

Tanto los caminos como la plataforma de la arqueta de válvulas, estarán constituidos por una base de material granular seleccionado de 1 pulgada y de 25cm de espesor, obtenido de zahorras naturales.

1.7. VARIOS

La balsa está cerrada al paso mediante un vallado metálico de 515,00m de longitud, con una puerta de acceso a la coronación de la balsa y a la arqueta de válvulas.

1.8. PROPUESTA DE CLASIFICACIÓN DE LA BALSA

De conformidad con lo prescrito en el apartado cuarto de la Orden Ministerial del 12 de Marzo de 1996 (publicada en el B.O.E. de 30/03/96) por la que se aprueba el **REGLAMENTO TÉCNICO SOBRE SEGURIDAD DE PRESAS Y EMBALSES** y lo contenido en el apartado 3.5.1.3. de la **DIRECTRIZ BÁSICA DE PLANIFICACIÓN DE PROTECCIÓN CIVIL** aprobada por el Consejo de Ministros en su reunión de 9 de Diciembre de 1994, se propone la clasificación respecto al riesgo potencial que pueda derivarse de la posible rotura de la *Balsa de Tesejerague, en el término municipal de Tuineje (Fuerteventura)* en la **CATEGORÍA "C".**

2.- CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

En los correspondientes apéndices al presente anejo se incluyen los cálculos justificativos realizados.

- El apéndice nº 1 presenta la cubicación del embalse seleccionado, la representación gráfica del volumen embalsado y de la superficie inundada en función de la altura.
- En el apéndice nº 2 se recoge el cálculo hidráulico y la comprobación del funcionamiento de todos los elementos del embalse: aliviadero, toma y desagüe de fondo; así como la idoneidad de la anchura de coronación del dique y del resguardo adoptado.

- El apéndice nº 3 se dedica al cálculo estructural de todos los elementos de hormigón armado que intervienen en el proyecto.
- El apéndice nº 4 se dedica a la comprobación de la idoneidad de los taludes proyectados para el dique.
- En el apéndice nº 5 recoge la propuesta de clasificación de la balsa.
- En el apéndice nº 6 se han incluido una serie de recomendaciones a tener en cuenta tanto durante la fase de proyecto como en la ejecución de la obra.
- Finalmente, el apéndice nº 7 se ha incluido el dimensionamiento de la cubierta de sombreo y la definición de la obra civil imprescindible para su anclaje en la coronación.

Apéndice 1

JUSTIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE LA BALSA

ÍNDICE

1. METODOLOGÍA..... 1
2. CURVA DE EMBALSE..... 2

1. METODOLOGÍA

Una vez seleccionada la ubicación de la balsa, el modelado del terreno se ha realizado con la ayuda del programa "Inroads". Para la realización de las mediciones destinadas al cálculo del volumen de agua embalsado se han obtenido las superficies correspondientes a cada cota por medición mediante planímetro digital sobre el plano del embalse.

A partir de las citadas mediciones se obtiene el correspondiente listado cota - superficie, así como la representación gráfica de la curva altura – superficie.

Partiendo de la superficie obtenida anteriormente se procede a la cubicación del embalse. Para ello, se ha preferido la aplicación del método de evaluación aritmética por ser el más utilizado actualmente.

Según el citado método el volumen entre dos curvas de nivel está comprendido entre un valor por exceso y un valor por defecto:

- Valor ligeramente en exceso:

$$V(h+1)-V(h)=\frac{S(h+1)+S(h)}{2}\cdot e$$

- Valor ligeramente en defecto:

$$V(h+1)-V(h)=\frac{S(h+1)+2S(h)}{3}\cdot e$$

por tanto:

$$\left(\frac{S(h+1)+2S(h)}{3}\cdot e\right)<V(h+1)-V(h)<\left(\frac{S(h+1)+S(h)}{2}\cdot e\right)$$

siendo:

- S (h): Superficie correspondiente a la curva de nivel de altura h (m^2).
- V(h): Volumen correspondiente a la altura h (m^3).
- e: Equidistancia entre curvas de nivel (m).

El volumen medio comprendido entre dos curvas de nivel consecutivas se aproxima a la semisuma de los valores en exceso y en defecto, es decir:

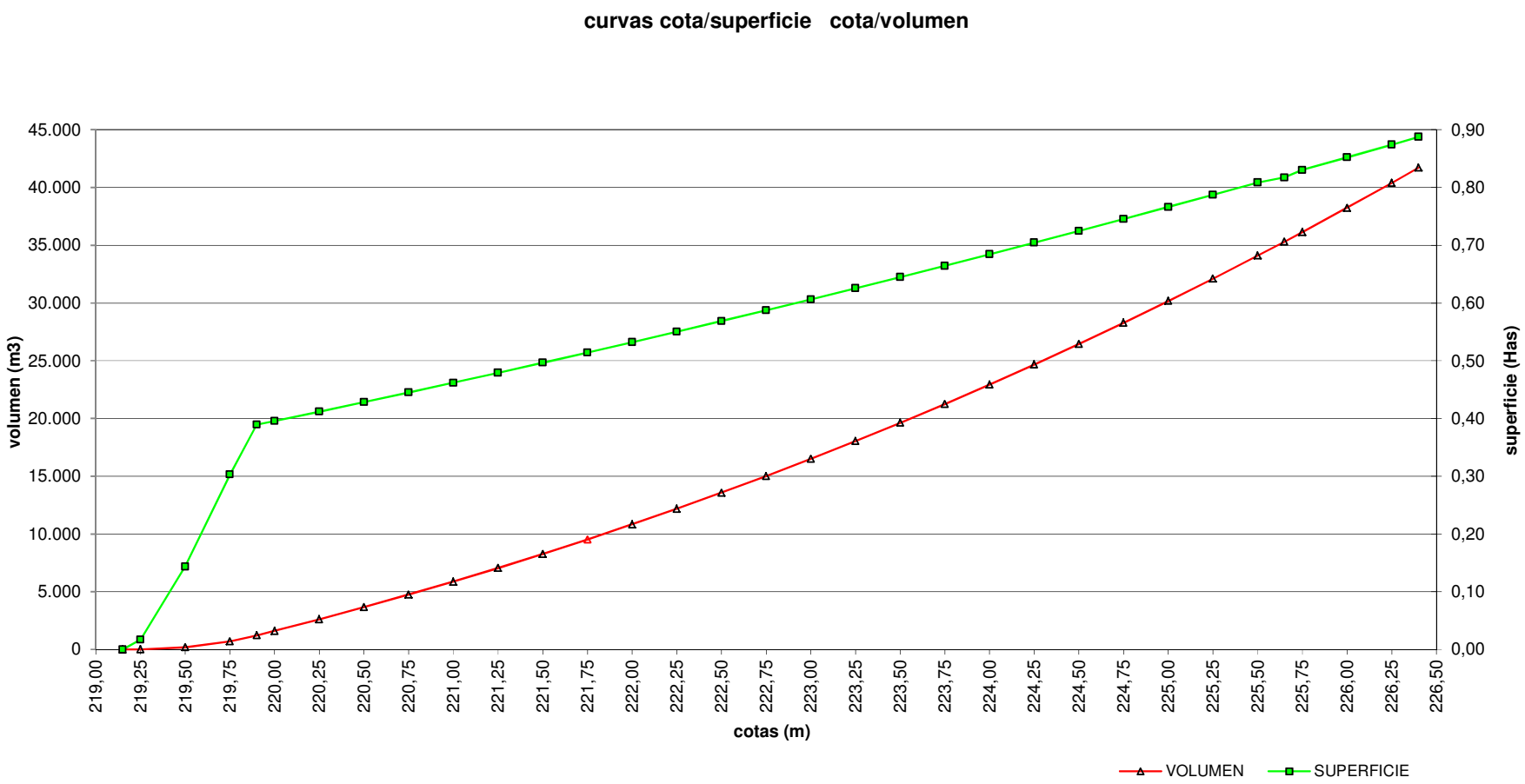
$$V(h+1)+V(h)=\left[\frac{S(h+1)+2S(h)}{3}+\frac{S(h+1)+S(h)}{2}\right]\cdot e\cdot\frac{1}{2}$$

y operando, se tiene:

$$\boxed{\Delta=\frac{5S(h+1)+7S(h)}{12}\cdot e}$$

Los resultados obtenidos se exponen a continuación.

2. CURVA DE EMBALSE


curvas cota/superficie cota/volumen
volumen (m3)
superficie (Has)
cotas (m)
45.000
40.000
35.000
30.000
25.000
20.000
15.000
10.000
5.000
0
0,90
0,80
0,70
0,60
0,50
0,40
0,30
0,20
0,10
0,00
219,00
219,25
219,50
219,75
220,00
220,25
220,50
220,75
221,00
221,25
221,50
221,75
222,00
222,25
222,50
222,75
223,00
223,25
223,50
223,75
224,00
224,25
224,50
224,75
225,00
225,25
225,50
225,75
226,00
226,25
226,50
VOLUMEN
SUPERFICIE

CUBICACIÓN BALSA TESEJERAGUE

Cota (m)	Altura (m)	S (km^2)	S (ha)	S (m2)	V_{acum} (Hm^3)	V_{acum} (m^3)
219,15	0,00	0,0000	0,0000	0,00	*0,000*	0,00
219,25	0,10	0,0002	0,0170	170,30	*0,000*	7,10
219,50	0,35	0,0014	0,1436	1435,75	*0,000*	181,49
219,75	0,60	0,0030	0,3031	3031,05	*0,001*	706,60
219,90	0,75	0,0039	0,3892	3892,45	*0,001*	1215,10
220,00	0,85	0,0040	0,3957	3956,60	*0,002*	1607,02
220,25	1,10	0,0041	0,4119	4118,60	*0,003*	2613,04
220,50	1,35	0,0043	0,4283	4283,10	*0,004*	3659,83
220,75	1,60	0,0044	0,4450	4449,99	*0,005*	4747,99
221,00	1,85	0,0046	0,4619	4619,35	*0,006*	5878,13
221,25	2,10	0,0048	0,4791	4791,20	*0,007*	7050,86
221,50	2,35	0,0050	0,4966	4965,50	*0,008*	8266,82
221,75	2,60	0,0051	0,5142	5142,20	*0,010*	9526,60
222,00	2,85	0,0053	0,5321	5321,40	*0,011*	10830,82
222,25	3,10	0,0055	0,5503	5503,05	*0,012*	12180,09
222,50	3,35	0,0057	0,5687	5687,10	*0,014*	13575,02
222,75	3,60	0,0059	0,5874	5873,65	*0,015*	15016,23
223,00	3,85	0,0061	0,6063	6062,65	*0,017*	16504,33
223,25	4,10	0,0063	0,6254	6254,05	*0,018*	18039,93
223,50	4,35	0,0064	0,6448	6447,95	*0,020*	19623,64
223,75	4,60	0,0066	0,6644	6644,25	*0,021*	21256,08
224,00	4,85	0,0068	0,6843	6843,10	*0,023*	22937,85
224,25	5,10	0,0070	0,7044	7044,35	*0,025*	24669,59
224,50	5,35	0,0072	0,7248	7248,05	*0,026*	26451,90
224,75	5,60	0,0075	0,7454	7454,15	*0,028*	28285,38
225,00	5,85	0,0077	0,7663	7662,75	*0,030*	30170,65
225,25	6,10	0,0079	0,7874	7873,80	*0,032*	32108,32
225,50	6,35	0,0081	0,8087	8087,30	*0,034*	34099,01
225,65	6,50	0,0082	0,8216	8216,35	*0,035*	35320,17
225,75	6,60	0,0083	0,8303	8303,25	*0,036*	36145,42
226,00	6,85	0,0085	0,8522	8521,60	*0,038*	38243,98
226,25	7,10	0,0087	0,8743	8742,50	*0,040*	40397,39
226,40	7,25	0,0089	0,8876	8876,15	*0,042*	41717,12

Apéndice 2

CÁLCULO HIDRÁULICO DE LOS ELEMENTOS DE LA BALSA

ÍNDICE

1. ANCHURA DE CORONACIÓN Y RESGUARDO 1

1.1. DATOS DE PARTIDA 1

1.2. ANCHURA DE CORONACIÓN 1

1.3. RESGUARDO 4

2. ALIVIADERO 1

2.1. CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO 1

2.1.1. PRECIPITACIONES 2

2.1.2. CAUDAL APORTADO A LA BALSA 3

2.1.3. CAUDAL A EVACUAR POR EL ALIVIADERO 3

2.2. DESCARGA SOBRE EL VERTEDERO 3

2.3. ARQUETA DE ROTURA 5

2.4. CONDUCCIÓN DE DESAGÜE 6

3. CONDUCCIÓN DE DESAGÜE DE FONDO. VACIADO 7

3.1. INTRODUCCIÓN 7

3.2. CÁLCULOS HIDRÁULICOS 7

3.2.1. TIEMPO DE VACIADO DE LA BALSA 8

4. SISTEMA DE DRENAJE 10

4.1. CAPACIDAD DE EVACUACIÓN DE LOS DRENES DE LA BALSA 10

ANEXO Nº1. SERIE DE DATOS PLUVIOMETRICOS. ESTACIÓN Nº 38. TESEJERAGUE

1. ANCHURA DE CORONACIÓN Y RESGUARDO

1.1. DATOS DE PARTIDA

Los parámetros principales de la balsa, fijados a partir de los datos del apéndice 1, son:

Volumen de agua a N.M.N. = 35.320,17 m^3

Cota N.M.N. = 225,65 m

Superficie a N.M.N. = 8.216,35 m^2

Estos parámetros servirán para fijar la altura del dique y el Fetch, necesarios para el dimensionamiento de estos primeros elementos de la Balsa.

1.2. ANCHURA DE CORONACIÓN

De acuerdo con el artículo 55.2 de la Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas (IPCEGP), la anchura mínima de coronación viene dada por la expresión:

$$C = 3 + 1{,}5\sqrt[3]{A - 15}$$

siendo:

C = Anchura de coronación (m)

A = Altura máxima de la presa (m)

Dado que en nuestro caso, en la zona de mayor altura de terraplén A = 6,00 m < 15 m el ancho mínimo de coronación sería de 3,0 m, adoptándose C = 4,0 m , que se considera suficiente para disponer en la misma de un camino de servicio.

2. ALIVIADERO

2.1. CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO

Se considera el caudal máximo que se podría producir en el caso de coincidencia de la precipitación máxima previsible para un período de retorno de 1000 años, balsa llena y un fallo en el sistema de llenado de la balsa.

2.1.1. PRECIPITACIONES

Para la determinación de la precipitación máxima 24 horas para distintos periodos de retorno, se ha recurrido a los datos existentes en la estación meteorológica Nº 38 de Tesejerague (Fuerteventura). Los datos proceden de dos series de años de distintos organismos autonómicos. La primera serie procede de la Dirección General de Aguas: Servicio Hidráulico de Las Palmas, Gobierno de Canarias y comprende los años desde 1970 hasta 2003. La segunda serie, ha sido suministrada por el Consejo Insular de Aguas de Fuerteventura, red pluviométrica de Fuerteventura, y comprende los años 2004 al 2014.

En el anexo existente al final de este apéndice, se muestran las tablas con estas series datos donde se indican las precipitaciones diarias y las máximas mensuales 24h.

Con los datos de precipitación máxima en 24 horas correspondientes a la estación de Tesejerague, se ha realizado una extrapolación de máximos diarios para períodos de recurrencia de 5, 10, 25, 50, 100, 500 y 1000 años, aplicando el método de Gumbel. A continuación se adjunta el cálculo de las precipitaciones máximas en 24 horas por aplicación de dicho método. Los valores resultantes se resumen en el cuadro siguiente:

T(años)	P24 max (mm)
2	27,67
5	45,65
10	57,55
25	72,60
50	83,75
100	94,83
500	120,42
1000	131,43

Para el cálculo de la intensidad máxima de precipitación se calcula el aguacero máximo para una hora de duración correspondiente a un período de retorno de 1000 años.

En la Monografía 21 del ICONA se indican los coeficientes de correlación entre intensidades máximas correspondientes a distintos intervalos de tiempo:

ZONAS A y B

24 h y 12 h	(x 1,13) (en mm/h)	I24h = 0,60 . I12h
12 h y 6 h	(x 1,13) (en mm/h)	I12h = 0,58 . I6h
6 h y 1 h	(x 1,13) (en mm/h)	I6h = 0,31 . I1h

Expresado en forma de intensidad, se tiene:

I24h = X24h /24 = 0,60 . 0,58 . 0,31 . I1h

I1h = X24h / (24 . 0,60 . 0,58 . 0,31) = 131,43 / 2,59 = 50,74 l/h.m^2

Con esta intensidad máxima de precipitación sobre la superficie libre de la balsa se obtiene un caudal máximo por precipitación de valor:

$$Q_{lluvia} = \frac{I_{1h}}{3600} \cdot S_{libre} = \frac{50{,}74\ l/h \cdot m^2}{3600\ s/h} \cdot 8.876\ m^2 = 125{,}11\ \ l/s = 0{,}125\ \text{m}^3/\text{s}$$

Dicho caudal se tiene en cuenta para el dimensionamiento del aliviadero.

2.1.2. CAUDAL APORTADO A LA BALSA

El caudal de entrada de agua a la balsa adoptado será de 55,56 l/s, por lo tanto

Q_2=0,056 m^3/s

2.1.3. CAUDAL A EVACUAR POR EL ALIVIADERO

$Q = Q_1 + Q_2 = 0{,}125 + 0{,}056 \sim 0{,}20$ m^3/s

2.2. DESCARGA SOBRE EL VERTEDERO

El caudal que puede entrar por el labio vertiente viene dado por la conocida fórmula de Rehbock:

$$Q = C_o \cdot L \cdot H^{3/2}$$

siendo:

C_0: Coeficiente de desagüe del vertedero

L: Longitud del vertedero (m)

H: Altura de vertido (m)

El coeficiente de desagüe (Co), por tratarse de un vertedero en pared gruesa, se puede evaluar cómo Co = 1,80

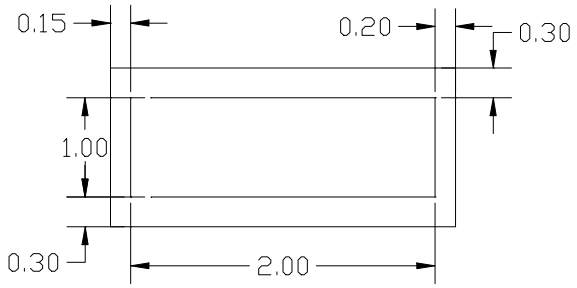
Fijados como datos de partida los siguientes:

- Caudal de cálculo	0,20 m^3/s
- Longitud de vertido	2,00 m
- Coeficiente de desagüe	1,80
- Cota de labio vertiente	225,65 m
- Disposición	Frontal

La altura de vertido será:

$$H = \left(\frac{Q}{C_0 \cdot L} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0,20}{1,80 \cdot 2,00} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,15m$$

Se proyecta un aliviadero con un marco prefabricado biapoyado de hormigón armado de 2,00x 1,00x2,00 (30 cm).



CROQUIS MARCOS

2.3. RESGUARDO

Para el cálculo del resguardo se aplicará la fórmula que figura en el art. 55.6 de la IPCEGP. Según ésto, el resguardo total será la suma del sobrealto de máxima crecida más vez y media como mínimo la altura de la máxima ola posible originada por el viento.

R = r1 + 1,5 r2 , siendo:

r1 = 0,15 m

$r_2 = 0,60\sqrt[4]{F}$ (F = Fetch = 0,120 km)

por tanto:

$$R = 0,15 + 1,50 \times 0,60 \times \sqrt[4]{0,105} = 0,66m$$

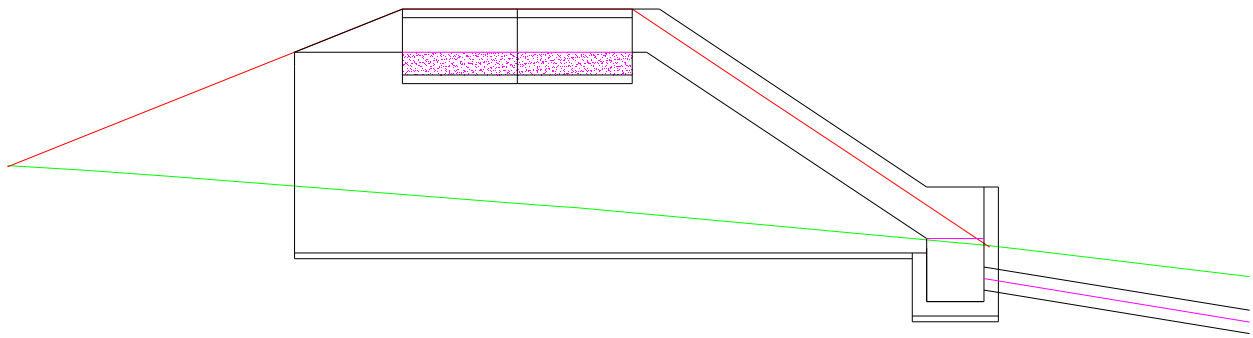
La cota de coronación de la balsa será por tanto:

$$C.C. = N.M.N + R = 225,65 + 0,66 = 226,31m \sim \mathbf{226,40\ m}$$

2.4. ARQUETA DE ROTURA

A continuación del marco prefabricado se construirá un canal de descarga que finalizará en una arqueta de rotura. Esta arqueta se utiliza como disipador de energía, produciéndose un gran impacto en la pared de la arqueta opuesta al canal de descarga. La arqueta hace de pequeño depósito de agua que desaguará por el fondo mediante una tubería de fundición con revestimiento de poliuretano de 400mm de diámetro.

La citada arqueta se dimensiona para que sea capaz de absorber el caudal correspondiente a la avenida de proyecto (Q= 0,20 m^3/s).



2.5. CONDUCCIÓN DE DESAGÜE

El desagüe de la arqueta de rotura se prevé a través de una conducción de 400mm de diámetro de fundición dúctil PUR, que se prolongará hasta la salida a la vaguada existente en la zona.

Datos de partida:

Cota de agua en la arqueta de rotura = 221,65 m

Cota de salida de la tubería a la vaguada=215,00 m

Qtotal=0,20 m^3/s

ϕ = 400 mm

Ltramo=48,00 m

Pérdidas en tuberías (Fórmula de Manning para n=0,01)

$$h_{tuberia} = \left(\frac{n}{0{,}312}\right)^2 \frac{Q^2}{D^{5.33}} L = 6{,}51 Q^2$$

Pérdidas en entrada tubería:

$$h_{entrada} = 0{,}50 \frac{Q^2}{(\pi \cdot r^2)^2 2g} = 1{,}61 Q^2$$

Aplicando Bernouilli se obtiene:

$$z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = z_c + \frac{P_c}{\gamma} + \frac{v_c^{\ 2}}{2g} + \Sigma h_{perdidas}$$

$$221{,}65 + 0 + 0 = 215{,}00 + 0 + 3{,}23 Q^2 + (6{,}51 + 1{,}61) \cdot Q^2$$

$$Q_{máximo} = 0{,}76 \quad m^3/s \qquad\qquad v_{máxima} = 6{,}09 \quad m/s$$

La tubería puede evacuar un caudal ($Q = 0{,}76 \quad m^3/s$) superior al procedente del aliviadero ($Q = 0{,}20 \quad m^3/s$), por lo que el diámetro proyectado resulta adecuado. La velocidad para la evacuación del caudal de avenida máximo a sección llena será de $v = 6{,}09 \quad m/s$.

3. CONDUCCIÓN DE DESAGÜE DE FONDO. VACIADO

3.1. INTRODUCCIÓN

El dimensionamiento del desagüe de fondo es de vital importancia para hacer frente a posibles situaciones de emergencia que requieran un vaciado rápido de la balsa.

La entrada de agua en el desagüe de fondo se ha proyectado de forma que se evite el atascamiento de éste por la acumulación de materiales de depósito. Así la rejilla se ha colocado a la entrada de la conducción de desagüe de fondo en el interior de la balsa, y en el paramento de aguas arriba, en la zona más baja de la balsa para obtener la máxima capacidad de desagüe.

La conducción para desagüe de fondo está formada por una tubería 400 mm de fundición dúctil PUR y longitud aproximada hasta su salida a la vaguada existente en la zona de 95,00 m. La cota de entrada es la 218,55 m y la de salida en la vaguada es la 215,00 m.

3.2. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

Aplicando Bernouilli entre un punto situado en la superficie de la balsa en la vertical de la entrada a la tubería y el punto de salida, a los que se denomina A y B respectivamente, se tiene:

$$H_A = H_B + \Delta h$$

siendo:

$$H_A = h_A + \frac{P_A}{\gamma} + \frac{v_A^2}{2g}$$

$$H_B = h_B + \frac{P_B}{\gamma} + \frac{v_B^2}{2g}$$

$$\Delta h = \text{pérdidas}$$

La cota máxima de nivel de agua h_A que se ha tomado, es la de coronación de la balsa, 226,40 m y la cota de salida aguas abajo de la balsa orientada hacia la vaguada h_B es 215,00m.

Se supone v_A y p_A nulas por ser un punto en la superficie de la balsa y sin velocidad, y p_B = 0 por desaguar a la atmósfera. Así, la ecuación de Bernoulli queda de la forma:

$$h_A - h_B = \frac{v_B^2}{2g} + \Delta h$$

Las pérdidas de energía serán la suma de las pérdidas localizadas más las distribuidas.

$$\Delta h = \Delta h_{LOCAL} + \Delta h_{DISTR}$$

y fijando las pérdidas localizadas en un 10% de las pérdidas distribuidas.

$$\Delta h = 1{,}10 \Delta h DISTR = 1{,}10\ IL$$

Las pérdidas distribuidas se obtienen mediante la expresión de Manning:

$$I = \frac{n^2 v^2}{R_H^{4/3}}$$

siendo:

RH = D/4 para tubería circular

n = 0,01 para tubería de fundición

3.2.1. TIEMPO DE VACIADO DE LA BALSA

A continuación se expone la tabla correspondiente a la aplicación de la expresión anterior a toda la carrera de la balsa.

El tiempo de vaciado de la balsa completo, obtenido como suma de los tiempos parciales, desde el nivel de coronación es de 14,32 horas (0,60 días) utilizando la tubería de desagüe de fondo. Si la cota de agua en la balsa es el N.M.N. este tiempo se reduciría a 12,40 horas. Si además, se usara excepcionalmente la toma de riego como desagüe de fondo, el tiempo de vaciado de la balsa se reduciría sensiblemente.

Los parámetros de partida para el cálculo son los siguientes:

- Conducción de desagüe Diámetro 400 mm
- Sección de desagüe (S) 0,12566 m^2
- Radio hidráulico (R_h) 0,10 m
- Número de Manning (n) 0,010
- Longitud de la conducción 95,00 m
- Cota de salida de la conducción 215,00 m

En la página siguiente se expone la tabla de resultados obtenida del cálculo realizado.

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS	COTA m	ALTURA m	VOL. ACUM. m3	ALTURA MEDIA m	INCREM. VOL. m3	VELOCIDAD MEDIA m/s	CAUDAL MEDIO m3/s	TIEMPO MEDIO h	T. ACUMULADO h
CORONACIÓN	226,40	11,40	41.712						
				11,33	1.320	7,44	0,93	0,39	0,39
	226,25	11,25	40.392						
				11,13	2.153	7,37	0,93	0,65	1,04
	226,00	11,00	38.239						
				10,88	2.099	7,29	0,92	0,64	1,67
	225,75	10,75	36.140						
				10,70	820	7,23	0,91	0,25	1,92
NIVEL MAXIMO NORMAL	225,65	10,65	35.320						
				10,58	1.221	7,19	0,90	0,38	2,30
	225,50	10,50	34.099						
				10,38	1.991	7,12	0,89	0,62	2,92
	225,25	10,25	32.108						
				10,13	1.938	7,03	0,88	0,61	3,53
	225,00	10,00	30.171						
				9,88	1.885	6,95	0,87	0,60	4,13
	224,75	9,75	28.285						
				9,63	1.833	6,86	0,86	0,59	4,72
	224,50	9,50	26.452						
				9,38	1.782	6,77	0,85	0,58	5,30
	224,25	9,25	24.670						
				9,13	1.732	6,68	0,84	0,57	5,87
	224,00	9,00	22.938						
				8,88	1.682	6,58	0,83	0,56	6,44
	223,75	8,75	21.256						
				8,63	1.632	6,49	0,82	0,56	6,99
	223,50	8,50	19.624						
				8,38	1.584	6,40	0,80	0,55	7,54
	223,25	8,25	18.040						
				8,13	1.536	6,30	0,79	0,54	8,08
	223,00	8,00	16.504						
				7,88	1.488	6,20	0,78	0,53	8,61
	222,75	7,75	15.016						
				7,63	1.441	6,10	0,77	0,52	9,13
	222,50	7,50	13.575						
				7,38	1.395	6,00	0,75	0,51	9,65
	222,25	7,25	12.180						
				7,13	1.349	5,90	0,74	0,51	10,15
	222,00	7,00	10.831						
				6,88	1.307	5,80	0,73	0,50	10,65
	221,75	6,75	9.524						
				6,63	1.257	5,69	0,71	0,49	11,14
	221,50	6,50	8.267						
				6,38	1.216	5,58	0,70	0,48	11,62
	221,25	6,25	7.051						
				6,13	1.173	5,47	0,69	0,47	12,09
	221,00	6,00	5.878						
				5,88	1.130	5,36	0,67	0,47	12,56
	220,75	5,75	4.748						
				5,63	1.088	5,24	0,66	0,46	13,02
	220,50	5,50	3.660						
				5,38	1.047	5,12	0,64	0,45	13,47
	220,25	5,25	2.613						
				5,13	1.006	5,00	0,63	0,44	13,92
	220,00	5,00	1.607						
				4,95	392	4,92	0,62	0,18	14,09
	219,90	4,90	1.215						
				4,83	509	4,86	0,61	0,23	14,32
DESAGÜE DE FONDO	219,75	4,75	707						
	219,50	4,50	181						
TOTAL								**14,32**	**0,60**
									días

4. SISTEMA DE DRENAJE

4.1. CAPACIDAD DE EVACUACIÓN DE LOS DRENES DE LA BALSA

La balsa proyectada posee un sistema de drenaje, con tubos de PVC perforados de 160mm de diámetro dividido en cuatro sectores, dos en el fondo de balsa con sistema de "espina de pez" y otros dos a pie de talud. La disposición del sistema de drenaje se puede ver en el plano correspondiente al drenaje de la balsa.

Las conducciones procedentes de cada sector, que discurren por cada ramal, en el caso de una hipotética rotura de la lámina que impermeabiliza la balsa, discurren bajo el dique alojados en una galería visitable. Para el control de las filtraciones, estas tuberías se conectan con una arqueta de control de drenes, que se encuentra ubicada en el interior de la arqueta de válvulas, al pie de talud aguas abajo del dique de la balsa, donde se podrá visualizar la cantidad de agua evacuada. El vaciado de la arqueta de control se realiza mediante una tubería de PVC de 200mm de diámetro.

Usando el programa Flow Master se obtiene el caudal que es capaz de evacuar un dren ϕ 200mm, con una pendiente i=0,005m/m (la menor de todos los drenes que existen en la balsa).

Los datos de partida para introducir en el programa son:

Coeficiente de Manning = 0,010 (tubería de PVC)

Pendiente de la tubería = 0,005 m/m

Diámetro de la tubería = 160 mm

A continuación se expone la hoja de resultados correspondiente a la salida del programa FLOW MASTER.

DRENAJE BALSA ϕ160 mm i=0,005m/m

Project Description		
Worksheet	DRENAJE BALSA	
Flow Element	Circular Channel	
Method	Manning's Formula	
Solve For	Discharge	

Input Data		
Mannings Coefficient	0.010	
Slope	0.005000	m/m
Depth	0.15	m
Diameter	160	mm

Results		
Discharge	0.0179	m³/s
Flow Area	2.0e-2	m²
Wetted Perimeter	0.42	m
Top Width	0.08	m
Critical Depth	0.12	m
Percent Full	93.7	%
Critical Slope	0.006703	m/m
Velocity	0.91	m/s
Velocity Head	0.04	m
Specific Energy	0.19	m
Froude Number	0.58	
Maximum Discharge	0.0179	m³/s
Discharge Full	0.0166	m³/s
Slope Full	0.005786	m/m
Flow Type	Subcritical	

Por lo tanto, el caudal máximo que es capaz de evacuar cada dren es de Q= 17,90 l/s. Atendiendo a las recomendaciones del "Manual de diseño, construcción y explotación de embalses impermeabilizados con geomembranas" en el que se establece un caudal equivalente a evacuar de 5 mm/hora, y a la mayor de las superficies de los cuatro sectores evaluados (S1= 1.655 m^2, S2= 2.069 m^2, S3 = 2.481 m^2, y S4 = 2.597 m^2) , se establece que el sistema diseñado es suficiente para

evacuar el caudal de drenaje del sector más desfavorable (S3 = 2.597 m^2) de la balsa en el caso de la rotura de la lámina.

El caudal total de drenaje será:

$$2.597\ m^2 * 0{,}005 m/h = 12{,}99\ m^3/h = 0{,}0036\ m^3/s = 3{,}60\ l/s$$

Usando también el programa Flow Master, se calcula el caudal que es capaz de evacuar el dren de desagüe de la arqueta de control del drenaje de la balsa. Se propone para esta conducción tenga también un diámetro ϕ 200 mm y una pendiente mínima de i=0,005 m/m.

Los datos de partida para introducir en el programa son:

Coeficiente de Manning = 0,010 (tubería de PVC)

Pendiente de la tubería = 0,005 m/m

Diámetro de la tubería = 200 mm

A continuación se expone la hoja de resultados correspondiente a la salida del programa FLOW MASTER.

VACIADO ARQUETA DE CONTROL ϕ200 mm

Project Description	
Worksheet	TUBERÍA VACIADO ARQUETA CONTROL DRENES
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Input Data		
Mannings Coefficient	0.010	
Slope	0.005000	m/m
Depth	0.19	m
Diameter	200	mm

Results		
Discharge	0.0324	m³/s
Flow Area	3.1e-2	m²
Wetted Perimeter	0.54	m
Top Width	0.09	m
Critical Depth	0.16	m
Percent Full	95.0	%
Critical Slope	0.006439	m/m
Velocity	1.05	m/s
Velocity Head	0.06	m
Specific Energy	0.25	m
Froude Number	0.56	
Maximum Discharge	0.0324	m³/s
Discharge Full	0.0301	m³/s
Slope Full	0.005773	m/m
Flow Type	Subcritical	

De la misma forma que en el cálculo anterior el caudal máximo que será capaz de evacuar es de Q= 32,4 l/s, superior al caudal máximo procedente de los drenes de los cuatro sectores si presentasen filtraciones simultáneamente.

El caudal total de drenaje será: 8.803 m^2 * 0,005m/h = 44,02 m^3/h = 0,012 m^3/s = 12,22 l/s.

ANEXO Nº1. SERIE DE DATOS PLUVIOMETRICOS.
ESTACIÓN Nº 38. TESEJERAGUE

Apéndice 3

CÁLCULOS MECÁNICOS

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 1

2. ENTRADA-TOMA Y DESAGÜE DE FONDO 2

2.1. CÁLCULO DE LA ARQUETA INTERIOR A LA BALSA 2

Características de los materiales: 2

Hipótesis de cálculo: 2

2.2. ARQUETA DE VÁLVULAS 9

2.2.1. CÁLCULO DE ARMADURAS 10

3. CALCULO DE LA GALERIA VISITABLE 15

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente anexo de cálculos mecánicos es dimensionar desde el punto de vista estructural los distintos elementos de la balsa de Tesejerague.

Debe tenerse en cuenta que los cálculos realizados en este predimensionamiento no tienen en cuenta la existencia de niveles freáticos por encima de la cota inferior de las losas ya que se han tomado como referencia los resultados aportados por la geotecnia previa de los que se desprende que, actualmente, dichos niveles están por debajo de las mencionadas cotas, debiendo comprobarse los mencionados niveles freáticos durante la ejecución de las obras realizando los recálculos oportunos en caso de que sean necesarios.

2. ENTRADA-TOMA Y DESAGÜE DE FONDO

2.1. CÁLCULO DE LA ARQUETA INTERIOR A LA BALSA

La arqueta de toma de agua interior a la balsa tiene unas dimensiones de losa interiores de 2,00 x 2,00 metros y una profundidad de 2,50m. La altura de agua que soporta a N.M.N. es de 8,50 metros.

Características de los materiales:

Hormigón : fck = 25 N / mm2 $\gamma c = 1.50$

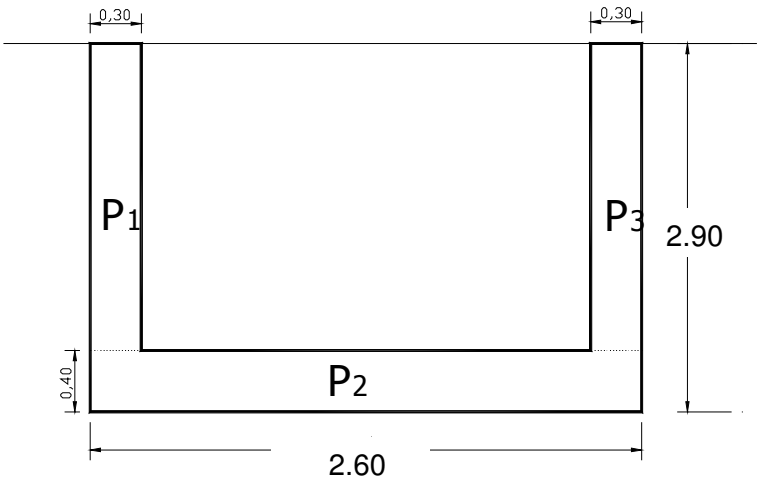
Acero : fyk = 400 N / mm2 $\gamma s = 1.15$

Densidad del terreno seco (γt) : 1.80 t/m3

Angulo de rozamiento interno (φ) : 30 º

Coeficiente de empuje activo (λ) : (1 - sen φ) / (1 + sen φ) = 0.33

Densidad del hormigón (γc) : 2.50 t/m^3



Hipótesis de cálculo:

Arqueta sometida al empuje lateral de un terreno natural para el cálculo de los muros laterales, y llena para el cálculo de la losa (Hagua = 8,50 m).

Acciones por metro lineal de estructura:

Fuerzas: (t)

P1 = P3 = 0,30 * 2,50 * 1 * 2,5 = 1,87 t

P2 = 0,40 * 2,60 * 1 * 2,5 = 2,60 t

Parqueta = 2 * 1,87 + 2,60 = 6,35 t

Pagua = 2,00 * 8,50 * 1,00 = 17,00 t

Ptotal = 6,35 + 17,00 = 23,35 t

Tensiones transmitidas al terreno debidas al peso:

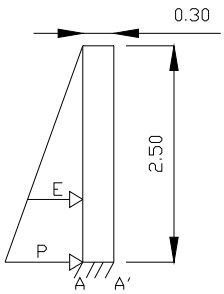
$\sigma = \Sigma Pi / L = 23,35 / 2,60 = 8,98\ t/m^2 = 0,89\ Kg/m^2$

2.1.1. Cálculo de armaduras

Muros laterales:

Se considerará como una ménsula empotrada en la base sometida al empuje exterior de un terreno natural supuesto la arqueta vacía.

Sección A - A´:



$E = (1/2 * 2,50^2 * 0,33 * 1,8) = 1,85$ t

P = 2 * 1,85 / 2,50 = 1,48 t

$M = - (1/6 * P * l^2) = - 1/6 * 1,48 * 2,50^2 = - 1,54$ mt

Q = - (1/2 * P * l) = - 1/2 * 1,48 * 2,50 = - 1,85 t

$M_d = 1.6 * M = - 2,46$mt $\qquad Q_d = 1.6 * Q = - 2,96$ t

Considerando un recubrimiento de armaduras de r = 5 cm se tiene:

Uc = 0,85 * fcd * b * d = 0,85 * 2500/1,5 * 1,00 * 0,25 = 354,17 t

Mtope = 0,375 * Uc * d = 0,375 * 354,17 * 0,25 = 33,20 mt

M_d < Mtope No es necesaria armadura de compresión.

Us1 = Uc (1 - (1 - 2 * M_d / Uc * d)$^{1/2}$) = 0,028 * 354,17 = 9,98 t

La resistencia de cálculo del acero es fyd = 40000/1,15 = 34782,60 t/m^2

La sección necesaria de acero será, S = 9,98/34782,6 = 2,86 cm^2.

Comprobando las cuantías mínimas

Mecánica

A_S> 0,04 * A_C * fcd/fyd = 0,04 * 0,30 *1,00 *((2500/1,5)/ (40000/1.15))=5,75 cm^2 ⇒ 6 ∅ 12 mm/ml

Geométrica

A_S> 0,0012 * A_C = 3,60 cm^2

Se colocará armadura vertical simétrica formada por 6 ∅ 12 mm/ml

En cuanto al esfuerzo cortante se tiene:

$$Vcu = \left(0{,}12\xi\sqrt[3]{(100\times\rho_1\times fck)}\right)b\times d$$

siendo:

$\xi = 1+\sqrt{(200/d)} = 1+\sqrt{(200/250)} = 1{,}89$

As = 6,79 cm^2 Ap = 0 cm^2

ρ_1=As/ b*d = 0,0027 < 0,02

$Vcu = 10{,}71$ t

Q_d < Vcu No es necesaria armadura para absorber el esfuerzo cortante.

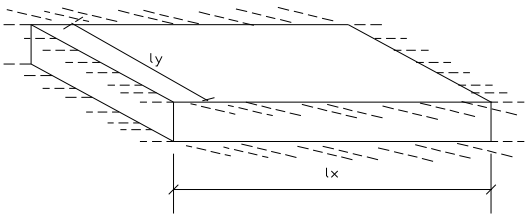
Se colocara como armadura horizontal de reparto el 25 % de la armadura principal

Ar = 0,25 * 6,75 = 1,57 cm^2 Que equivale a 6 ∅ 6 mm/ml

Solera de la arqueta:

σ = 8,98t/m^2 = 0,89 Kg/cm^2

La solera, a efectos de cálculo, se considera como una placa rectangular empotrada de 2,00 x 2,00, sometida a una carga uniforme equivalente a la suma de tensiones transmitidas al terreno (σ = 8,98 t/m^2).



Para calcular el momento y el cortante que actúa en la placa empotrada se usan las fórmulas:

$$M = -0{,}001 q ly^2 \cdot coeficiente(lx/ly)$$

Q = 1/2 q ly

q = 8,98 t/m^2

lx = 2,00 m

ly = 2,00 m

Para nuestro caso lx/ly = 1,00

Coeficiente(lx/ly) = 52,00

$$M = -0{,}001 \cdot 8{,}98 \cdot 2{,}00^2 \cdot 52{,}00 = 1{,}86 mt$$

$$Q = 1/2 \cdot 8{,}98 \cdot 2{,}00 = 8{,}98 t$$

Md = 1.6 * M = - 2,97 mt Qd = 1.6 * QA= - 14,37 t

Considerando un recubrimiento de armaduras de r = 5cm se tiene:

Uc = 0,85 * fcd * b * d = 0,85 * 2500/1,5 * 1,00 * 0,35 = 495,83 t

Mtope = 0,375 * Uc * d = 0,375 * 495,83 * 0,35 = 65,08 mt

Md < Mtope No es necesaria armadura de compresión.

Us1 = Uc (1 - (1 - 2 * Md / Uc * d)1/2) = 0,017 * 495,83 = 8,47 t

La resistencia de cálculo del acero es fyd = 40000/1,15 = 34782,60 t/m^2

La sección necesaria de acero será, S=8,47/34782,6=2,43 cm^2, que corresponde a 3 ∅ 12 mm/ml.

Comprobando las cuantías mínimas

Mecánica

A_s> 0,04 * A_c * fcd/fyd = 0,04 * 1,00 *0,40 *((2500/1,5)/ (40000/1.15))=7,60 cm^2 ⇒ 7 ∅ 12 mm/ml

Geométrica

A_s> 0,0012 * A_c = 3,60 cm^2

Se colocará armadura simétrica en ambas direcciones formada por 8 ∅ 12 mm/ml

En cuanto al esfuerzo cortante se tiene:

$$Vcu = \left(0{,}12\xi\sqrt[3]{(100\times\rho_1\times fck)}\right)b\times d$$

siendo:

$$\xi=1+\sqrt{(200/d)} = 1+\sqrt{(200/350)} = 1{,}75$$

As = 9,05 cm^2 Ap = 0 cm^2

ρ1=As/ b*d = 0,0026 < 0,02

$Vcu = 13{,}68$ t

Q_d > Vcu Es necesaria armadura para absorber el esfuerzo cortante.

Disponiendo las armaduras para absorber el esfuerzo cortante como cercos convencionales se tiene: α= 90º

Deben realizarse dos comprobaciones:

- Agotamiento por compresión oblicua en el alma $Vrd < Vu_1$

$$Vu_1 = 0{,}3\times f_{cd}\times b\times d = 583{,}33t > 14{,}37t$$

- Agotamiento por tracción en el alma $Vrd < Vu_2 = Vcu + Vsu$

Las armaduras deben absorber:

$$Vsu = Vd - Vcu = 14{,}37 - 13{,}68 = 0{,}69t$$

$$Vsu = A_\alpha \times f_{y90d} \times 0{,}9 \times d \geq 11{,}22t$$

$$A_\alpha \geq {0{,}69}/{f_{y90d} \times 0{,}9 \times d} = 0{,}45cm^2/m$$ (cuantía mínima mecánica)

La cuantía mínima geométrica es

$$A_\alpha \geq 0{,}02 \times b_0 \times {f_{cd}}/{f_{y90d}} = 9{,}59cm^2/m$$

La separación entre cercos será:

$$A_\alpha \geq n \times (\pi \times \phi_t^2/4) \Big/ s = 9{,}59cm^2/m$$

Limitación de la separación entre cercos:

Dado que: Vrd < 1/5 Vu_1 s ≤ 0,80 d =200 mm

≤ 300 mm

Tomando : s = 200 mm nº de ramas activas: n =4 ∅ = 0,80 cm

$A\alpha = (n/s) * (\pi\varnothing^2/4) = 10{,}05\ cm^2 > A\alpha min = 9{,}59\ cm^2$

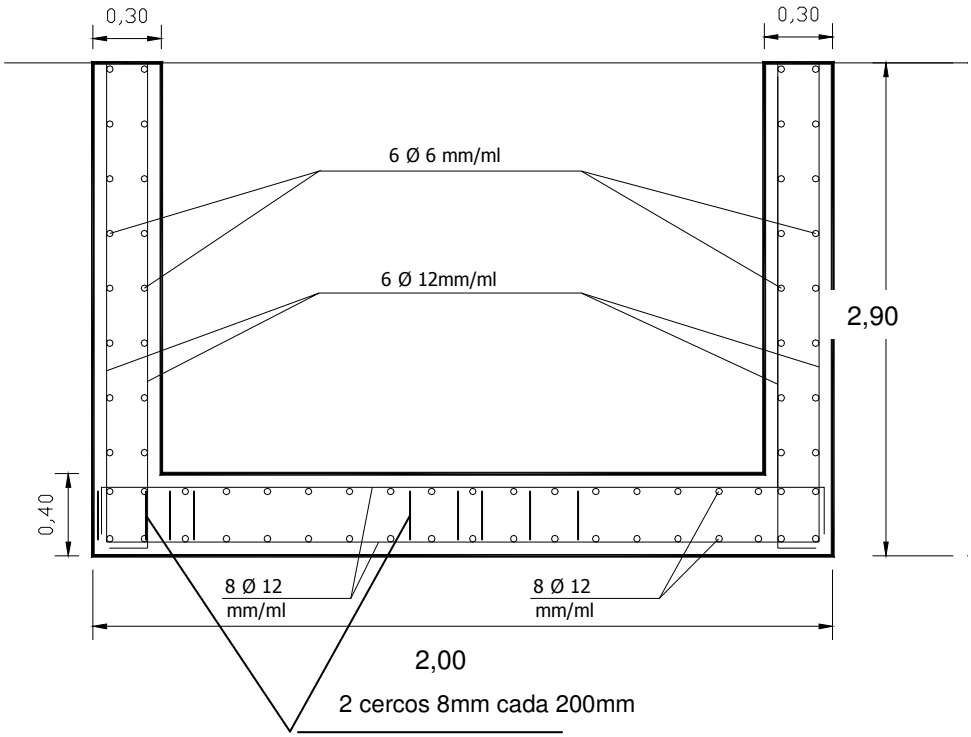
De modo que el esfuerzo total que pueden absorber los cercos seleccionados es:

$$Vsu = A_\alpha \times f_{y90d} \times 0{,}9 \times d = 10{,}98t$$

$$Vu_2 = Vsu + Vcu = 10{,}98 + 13{,}68 = 24{,}66t > Vrd = 14{,}37\ \text{t}$$

Suficiente para resistir el esfuerzo cortante al que queda solicitada la pieza.

CROQUIS DE ARMADO:



2.2. ARQUETA DE VÁLVULAS

Características de los materiales

Hormigón : fck = 25 N / mm2 $\gamma c = 1.50$

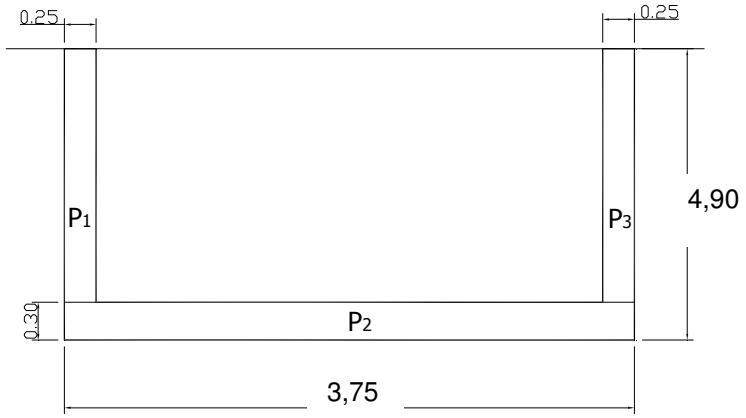
Acero : fyk = 400 N / mm2 $\gamma s = 1.15$

Densidad del terreno seco (γt) : 1.80 t/m3

Angulo de rozamiento interno (φ) : 30 º

Coeficiente de empuje activo (λ) : (1 - sen φ) / (1 + sen φ) = 0.33

Densidad del hormigón (γc) : 2.50 t/m3



Hipótesis de cálculo:

Arqueta vacía, sometida al empuje lateral de un terreno natural para el cálculo de los muros laterales.

Acciones por metro lineal de estructura:

Fuerzas: (t)

P1 = P3 = 0,25 * 4,50 * 1 * 2,5 = 2,81 t

P2 = 0,30 * 3,75 * 1 * 2,5 = 2,81 t

Parqueta = 2 * 2,81 + 2,81 = 8,43 t

Tensiones transmitidas al terreno debidas al peso:

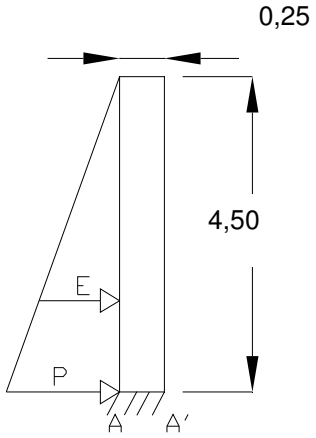
$\sigma = \Sigma Pi / L = 8,43 / 3,25 = 2,59\ t/m^2 = 0,26\ Kg/m^2$

2.2.1. Cálculo de armaduras

Muros laterales :

Se considerará como una ménsula empotrada en la base sometida al empuje exterior de un terreno natural supuesto la arqueta vacía.

Sección A - A´:



$E = (1/2 * 4,50^2 * 0,33 * 1,8) = 6,01\ t$

$P = 2 * 6,01 / 4,50 = 2,67\ t$

$M = - (1/6 * P * l^2) = - 1/6 * 2,67 * 4,50^2 = - 9,02\ mt$

$Q = - (1/2 * P * l) = - 1/2 * 2,67 * 4,50 = - 6,00\ t$

$M_d = 1,6 * M = - 14,43 mt$ $\qquad$ $Q_d = 1.6 * Q = - 9,61\ t$

Considerando un recubrimiento de armaduras de r = 5 cm se tiene:

$Uc = 0,85 * fcd * b * d = 0,85 * 2500/1,5 * 1,00 * 0,20 = 283,33\ t$

$Mtope = 0,375 * Uc * d = 0,375 * 283,33 * 0,20 = 21,25\ mt$

$Md < Mtope$ No es necesaria armadura de compresión.

$Us1 = Uc (1 - (1 - 2 * Md / Uc * d)1/2) = 0,30 * 283,33 = 84,85\ t$

La resistencia de cálculo del acero es $fyd = 40000/1,15 = 34782,60\ t/m^2$

La sección necesaria de acero será, $S = 84,85/34782,6 = 24,39\ cm^2$

→ 8 ∅ 20mm/ml

Comprobando las cuantías mínimas

Mecánica

$A_S > 0{,}04 * A_C * fcd/fyd = 0{,}04 * 0{,}25 * 1{,}00 * ((2500/1{,}5)/(40000/1.15)) = 4{,}79\ cm^2$

Geométrica

$A_S > 0{,}0012 * A_C = 3{,}00\ cm^2$

Por motivos constructivos, se colocará armadura vertical simétrica formada por 8 ∅ 20 mm/ml

En cuanto al esfuerzo cortante se tiene:

$$Vcu = \left(0{,}12\xi\sqrt[3]{(100\times\rho_1\times fck)}\right)b\times d$$

siendo:

$\xi = 1+\sqrt{(200/d)} = 1+\sqrt{(200/200)} = 2{,}00$

$As = 25{,}13\ cm^2$ $Ap = 0$ cm2

$\rho 1 = As/\ b*d = 0{,}0126 < 0.02$

$Vcu = 15{,}15$ t

$Q_d < Vcu$ No es necesaria armadura para absorber el esfuerzo cortante.

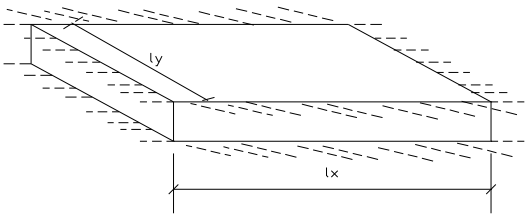
Se colocara como armadura horizontal de reparto el 25 % de la armadura principal:

$Ar = 0{,}25 * 25{,}13 = 3{,}02\ cm^2$ Que equivale a <u>8 ∅ 10 mm/ml</u>

Solera de la arqueta:

$\sigma = 2{,}59 t/m^2 = 0{,}26\ Kg/cm^2$

La solera, a efectos de cálculo, se considera como una placa rectangular empotrada de 3,25 x 3,25, sometida a una carga uniforme equivalente a la suma de tensiones transmitidas al terreno ($\sigma = 2{,}59\ t/m^2$).



Para calcular el momento y el cortante que actúa en la placa empotrada se usan las fórmulas:

$$M = -0{,}001 q l y^2 \cdot coeficiente(lx/ly)$$

Q = 1/2 q ly

q = 2,59 t/m^2

lx = 3,25 m

ly = 3,25 m

Para nuestro caso lx/ly = 1

Coeficiente(lx/ly) = 52

$$M = -0{,}001 \cdot 2{,}59 \cdot 3{,}25^2 \cdot 52{,}00 = 1{,}42 mt$$

$$Q = 1/2 \cdot 2{,}59 \cdot 3{,}25 = 4{,}20 t$$

Md = 1.6 * M = - 2,27 mt Qd = 1.6 * QA= - 6,72 t

Considerando un recubrimiento de armaduras de r = 5 cm se tiene:

Uc = 0,85 * fcd * b * d = 0,85 * 2500/1,5 * 1,00 * 0,25 = 354,17 t

Mtope = 0,375 * Uc * d = 0,375 * 354,17 * 0,25 = 33,20 mt

Md < Mtope No es necesaria armadura de compresión.

Us1 = Uc (1 - (1 - 2 * Md / Uc * d)1/2) = 0,026 * 354,17 = 9,20 t

La resistencia de cálculo del acero es fyd = 40000/1,15 = 34782,60 t/m^2

La sección necesaria de acero será, S = 9,20/34782,6=2,64 cm^2, que corresponde a 3 ∅ 12 mm/ml.

Mecánica

A_S> 0,04 * A_C * fcd/fyd = 0,04 * 0,30 *1,00 *((2500/1,5)/ (40000/1.15))=5,75 cm^2 ⇒ 6 ∅ 12 mm/ml

Geométrica

$A_S > 0{,}0012 * A_C = 3{,}60\ cm^2$

Por motivos constructivos se colocará armadura vertical simétrica formada por 6 ∅ 12 mm/ml

En cuanto al esfuerzo cortante se tiene:

$$Vcu = \left(0{,}12\xi\sqrt[3]{(100\times\rho_1\times fck)}\right)b\times d$$

siendo:

$\xi = 1+\sqrt{(200/d)} = 1+\sqrt{(200/250)} = 1{,}89$

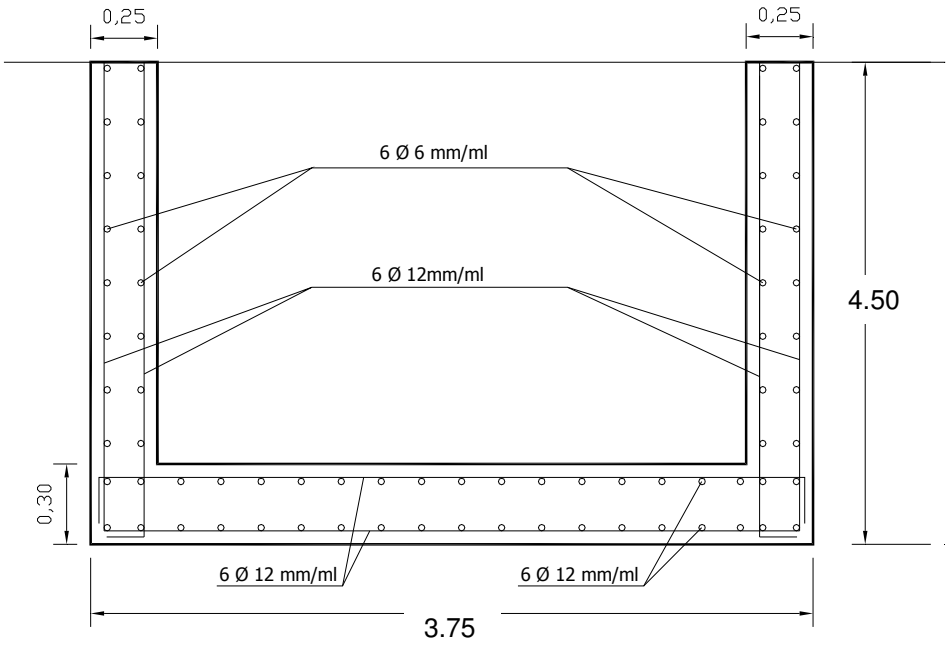
$As = 6{,}79\ cm^2 \quad Ap = 0\ cm^2$

$\rho_1 = As/\ b*d = 0{,}0027 < 0{,}02$

$Vcu = 10{,}71\,t$

$Q_d < Vcu$ No es necesaria armadura para absorber el esfuerzo cortante.

CROQUIS DE ARMADO:

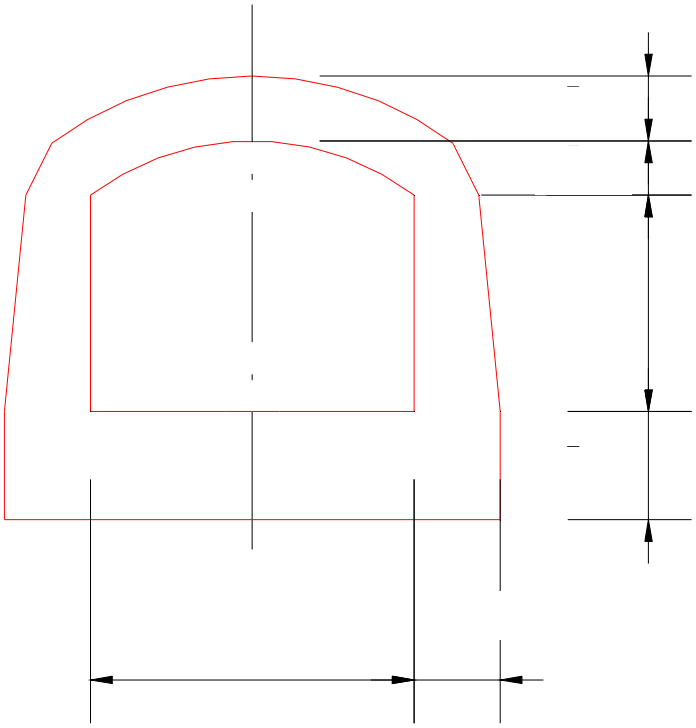


3. CALCULO DE LA GALERIA VISITABLE

La estructura de la galería visitable para el desagüe de fondo, entrada y toma de agua responde a una galería única ejecutada in situ. Las dimensiones y acciones sobre la misma son las siguientes.

Carro de 60 t repartido en profundidad.

Altura de tierras desde la base (H): 14,70 m



Pórtico circular definido por:

Flecha	f= 0, m
Cuerda	2a=2,80 m
Altura	H=2,00 m.
Desplome	B= 0,15 m.

Características de los materiales :

Hormigón : fck = 25 N / mm^2 $\gamma c = 1.50$

Acero : fyk = 400 N / mm^2 $\gamma s = 1.15$

Cargas : $\gamma f = 1.60$

El cálculo se realiza con ayuda de ordenador personal, mediante aplicación del programa "GALERIA", cuya identificación y salidas de cálculo se incluyen a continuación.

ARMADO DEL ARCO

Del programa se obtiene la siguiente cuantía máxima de armado:

As = 5,00 cm^2

Comprobando las cuantías mínimas

Mecánica

A_S> 0,04 * A_C * fcd/fyd = 0,04 * 0,50 *1,00 *((2500/1,5)/

(40000/1,15))=9,58 cm^2 ⇒ 6 ∅ 16 mm/ml

Geométrica

A_S> 0,0012 * A_C = 6,00 cm^2

Se arma por motivos constructivos todo el arco con 6 ∅ 16 mm/ml interior y exteriormente (As = 12,06 cm^2)

Armadura de reparto (25 % de la principal) : 6 ∅ 8 mm/ml

COMPROBACIÓN A CORTANTE:

Del listado del programa se obtiene un esfuerzo cortante máximo

Qd = Vrd = 11,96 t

$$Vcu = \left(0{,}12\xi\sqrt[3]{(100\times\rho_1\times fck)}\right)b\times d$$

siendo:

$\xi = 1+\sqrt{(200/d)} = 1+\sqrt{(200/450)} = 1{,}66$

As = 12,06 cm^2 Ap = 0 cm^2

ρ_1=As/ b*d = 0,00268 < 0.02

$Vcu = 16{,}89$ t

Q_d < Vcu. No es necesaria armadura para absorber el esfuerzo cortante.

Armadura de reparto (25 % de la principal) : 6 ∅ 8 mm/ml

ARMADO DE LOS MUROS CAJEROS

Del programa se obtiene la siguiente cuantía máxima de armado:

As = 8 cm^2

Comprobando las cuantías mínimas

Mecánica

$A_S > 0{,}04 * A_C * fcd/fyd = 0{,}04 * 0{,}80 * 1{,}00 * ((2500/1{,}5)/(40000/1.15)) = 15{,}33\ cm^2 \Rightarrow 8 \varnothing 16$ mm/ml

Geométrica

$A_S > 0{,}0012 * A_C = 9{,}60\ cm^2$

Se arma con 8 ∅ 16 mm/ml interior y exteriormente (As = 16,08 cm^2)

Armadura de reparto (25 % de la principal) : 8 ∅ 8 mm/ml

COMPROBACIÓN A CORTANTE:

Del listado del programa se obtiene un esfuerzo cortante máximo

Qd = Vrd = 10,15 t

$$Vcu = \left(0{,}12\xi\sqrt[3]{(100\times\rho_1\times fck)}\right)b\times d$$

siendo:

$\xi = 1+\sqrt{(200/d)} = 1+\sqrt{(200/750)} = 1{,}52$

As = 16,08 cm^2 Ap = 0 cm^2

ρ_1=As/ b*d = 0,00214 < 0.02

$Vcu = 23{,}92$ t

Q_d < Vcu. No es necesaria armadura para absorber el esfuerzo cortante.

Armadura de reparto (25 % de la principal) : 8 ∅ 8 mm/ml

ARMADO DE LA LOSA INFERIOR

Del programa se obtiene la siguiente cuantía máxima de armado:

As = 9,43 cm^2

Comprobando las cuantías mínimas

Mecánica

A_S> 0,04 * A_C * fcd/fyd = 0,04 * 0,80 * 1,00 *((2500/1,5)/

(40000/1.15))=15,33 cm^2 ⇒ 8 ∅ 16 mm/ml

Geométrica

A_S> 0,0012 * A_C = 9,60 cm^2

Se arma toda la losa con 8 ∅ 16 mm/ml interior y exteriormente (As = 16,08 cm^2)

Armadura de reparto (25 % de la principal) : 8 ∅ 8 mm/ml

COMPROBACIÓN A CORTANTE:

Del listado del programa se obtiene un esfuerzo cortante máximo

Qd = Vrd = 39,62 t

$$Vcu = \left(0{,}12\xi\sqrt[3]{(100\times\rho_1\times fck)}\right)b\times d$$

siendo:

$\xi = 1+\sqrt{(200/d)} = 1+\sqrt{(200/750)} = 1{,}52$

As = 16,08 cm^2 Ap = 0 cm^2

ρ_1=As/ b*d = 0,00214 < 0.02

$Vcu = 23{,}92$ t

Q_d > Vcu Es necesaria armadura para absorber el esfuerzo cortante.

Cálculo de la armadura de cortante:

Disponiendo las armaduras para absorber el esfuerzo cortante como cercos convencionales se tiene: α= 90º

Deben realizarse dos comprobaciones

Agotamiento por compresión oblicua en el alma $Vrd < Vu_1$

$$Vu_1 = 0{,}3 \times f_{cd} \times b \times d = 375t > 39{,}62t$$

Agotamiento por tracción en el alma $Vrd < Vu_2 = Vcu + Vsu$

Las armaduras deben absorber

$$Vsu = Vd - Vcu = 39{,}62 - 23{,}92 = 15{,}70t$$

$$Vsu = A_\alpha \times f_{y90d} \times 0{,}9 \times d \geq 15{,}70t$$

$$A_\alpha \geq {15{,}70}/{f_{y90d} \times 0{,}9 \times d} = 6{,}70cm^2/m$$ (cuantía mínima mecánica)

La cuantía mínima geométrica es

$$A_\alpha \geq 0{,}02 \times b_0 \times {f_{cd}}/{f_{y90d}} = 9{,}59cm^2/m$$

La separación entre cercos será

$$A_\alpha \geq {n \times (\pi \times \phi_t^2/4)}/{s} = 9{,}59cm^2/m$$

Limitación de la separación entre cercos:

Dado que: 1/5 Vu_1 > Vrd s ≤ 0,80 d = 600 mm

≤ 300 mm

Tomando : s = 200 mm nº de ramas activas: n =4 ∅ = 0,8 cm

Aα = (n/s) * (π∅²/4) = 10,05 cm² > Aα =9,59 cm²

De modo que el esfuerzo total que pueden absorber los cercos seleccionados es:

$$Vsu = A_{\alpha} \times f_{y90d} \times 0{,}9 \times d = 23{,}54t$$

$$Vu_2 = Vsu + Vcu = 23{,}54 + 23{,}92 = 47{,}46t > Vrd = 39{,}62t$$

Suficiente para resistir el esfuerzo cortante al que queda solicitada la pieza.

Según el listado de esfuerzos del galería, la armadura de cortante es necesaria entre las secciones (1-5) y (17-21), correspondientes a la losa inferior del mismo. La longitud en la que es necesario disponer dicha armadura de cortante es:

Ln = L + d/2

Siendo:

Ln = longitud neta

L = longitud en la que es estrictamente necesaria la armadura

d = canto útil

Por tanto, midiendo desde el extremo de la losa, es necesario armar a cortante en una longitud neta:

Ln = 0,93 + 0,75/2 = 1,35 m

Apéndice 4

CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 1

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS 2

2.1. MÉTODO DE BISHOP 2

3. ENTRADA DE DATOS 3

4. PRECAUCIONES A ADOPTAR 4

5. COMPROBACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA BALSA 4

1. INTRODUCCIÓN

El cálculo de estabilidad de taludes que se expone en el presente anejo se realiza mediante la utilización del programa SLOPE/W, el cuál permite obtener los círculos de deslizamiento y sus coeficientes de seguridad por diversos métodos (Bishop, Janbu, Morgenstern-Price, Spencer, etc.). El programa determina el coeficiente de seguridad de superficies de deslizamiento bien comprendidas entre unos límites previamente establecidos o bien que pasan por un punto fijo y con centro en un punto dentro de una región, llamada malla, prefijada.

El análisis de la seguridad se realiza bajo la hipótesis de talud seco. Se ha optado por esta hipótesis atendiendo al estudio realizado por la Universidad Politécnica de Valencia (UPV) y la Conselleria de Agricultura de la Generalitat Valenciana, sobre una serie de balsas de edad igual o superior a 15 años en la Comunidad Valenciana. Según se cita en el mismo "En estas el comportamiento real observado es coherente con el caso de talud seco (no saturado)……. dado que para el talud exterior la hipótesis de talud saturado, conduce en algunos casos a coeficientes de seguridad próximos a la unidad, e incluso inferiores, por lo que en algún caso, si esta hipótesis de carga fuera cierta, debiera haberse observado algún deslizamiento, máxima en una zona en la que con cierta frecuencia se producen sismos, en algunos casos de cierta importancia y que si que han afectado a otras construcciones. Lo cual indica que las geomembranas cumplen perfectamente su misión impermeabilizadora, y que las pequeñas fugas que se pueden presentar no tienen suficiente entidad para saturar el talud".

Como se desprende del párrafo anterior, una de las principales conclusiones extraídas dice: "De las consideraciones efectuadas en el apartado anterior, de las distintas hipótesis de carga analizadas, para el caso de balsas impermeabilizadas con geomembranas, es suficiente estudiar únicamente la hipótesis de talud no saturado para el talud exterior e interior, evidenciando que el problema de la estabilidad de los taludes no estriba en el potencial deslizamiento del mismo, sino en los peligros de erosión interna". Debido a esto es muy importante guardar especial cuidado en las uniones de la lámina, fundamentalmente con las obras de hormigón (tomas, aliviadero, etc.).

En cualquier caso se realiza también una comprobación de los coeficientes de seguridad obtenidos en la hipótesis de rotura de lámina con talud saturado, y comprobando que los valores obtenidos son superiores a la unidad.

Ante la homogeneidad en la sección tipo de la balsa, constituida por un todouno se ha optado por realizar el cálculo de estabilidad por el método de BISHOP, apropiado para materiales que tengan una rotura de tipo circular (taludes conformados por materiales tipo suelo con cohesión).

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1. MÉTODO DE BISHOP

Las hipótesis de partida, en el método de BISHOP, para el estudio de la estabilidad de taludes son:

1º Todos los deslizamientos se producen en círculos.

2º Las fuerzas horizontales no se consideran.

En el estudio del equilibrio de una porción de terreno, que se ha denominado "faja", intervienen los siguientes conceptos:

b: ancho de la faja.

w: Peso de la faja.

α: ángulo que forma el radio del círculo con la vertical.

ϕ: ángulo de rozamiento interno.

c: cohesión.

u: subpresión.

Tn: Fuerza vertical actuante en una cara de la faja.

Tn+1: Fuerza vertical actuante en la otra cara de la faja.

N: Fuerza normal al circulo que contiene a la faja considerada.

Estableciendo las condiciones de equilibrio en fuerzas verticales y momentos respecto del punto origen del círculo considerado, se tiene:

$$F = \frac{\sum \left[\left[cb + \operatorname{tg}\phi \left(W - ub + T_n - T_{n+1} \right) \right]_{1+\frac{\operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\phi}{F}}^{\sec\alpha} \right]}{\sum W \operatorname{sen}\alpha}$$

Obsérvese que al no considerar las fuerzas horizontales el equilibrio en esta dirección estará indeterminado.

Suponiendo que las fuerzas Ti sean nulas y estableciendo de nuevo el equilibrio se obtiene la fórmula simplificada del método de BISHOP:

$$F = \frac{\sum \left[\left[cb + \operatorname{tg}\phi \left(W - ub \right)_{1+\frac{\operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\phi}{F}}^{\sec\alpha} \right] \right]}{\sum W \operatorname{sen}\alpha}$$

Al suponer que las fuerzas horizontales son cero, el problema resulta sobredeterminado y no se cumplirá la condición de equilibrio horizontal. No obstante el error introducido es, en general, pequeño ya que las fuerzas actuantes son de signos contrarios.

3. ENTRADA DE DATOS

El programa SLOPE/W se encuadra en el entorno Windows, que lo hace más agradable al manejo que anteriores programas que funcionaban bajo MS-DOS.

En primer lugar se define el entorno de trabajo estableciendo el tamaño de página, escala de trabajo y disposición de ejes coordenados. Asimismo es necesario definir las características de los distintos estratos sobre los que se asentará la balsa y los materiales de que estará constituida.

A continuación se debe definir geométricamente el problema, bien mediante la introducción de las coordenadas de los distintos puntos del perfil transversal o sección tipo de la presa, o dibujando directamente mediante la utilidad de CAD que lleva incorporada el programa.

El tercer paso consiste en establecer y dibujar la línea de saturación para las dos hipótesis de cálculo, esto es, embalse lleno y desembalse rápido.

Una vez finalizados los pasos anteriores se establece la red de posibles centros de los círculos de deslizamiento, las posibles tangentes a dichos círculos y los límites de cálculo para las superficies de deslizamiento. También es posible, como ya se ha indicado obligar a que todos los círculos de cálculo pasen por un punto determinado, e incluso realizar cálculos estableciendo previamente el eje de la superficie de deslizamiento.

Por último se calculan las posibles soluciones a partir de los parámetros establecidos pudiendo visualizar los resultados en la extensión Contour, que permite diseñar las salidas del programa, tanto generales como de las distintas "fajas" de las superficies de deslizamiento, generación de gráficos de comparación de distintos parámetros e incluso exportar a otros formatos, fundamentalmente de imagen y dxf.

4. PRECAUCIONES A ADOPTAR

A la hora de interpretar los resultados es necesario tomar una serie de precauciones entre las que se pueden destacar las siguientes:

- Es conveniente que el centro de deslizamiento pésimo quede relativamente centrado en la malla de posibles centros de deslizamiento definida, no debiendo estar nunca en sus laterales.
- Se deberán tomar con precaución los resultados de los coeficientes de seguridad exageradamente elevados o extremadamente bajos.
- Siempre es conveniente revisar los equilibrios de fuerzas entre las distintas "fajas" de deslizamiento establecidas, comprobando que no queda ninguna fuerza "colgada" en dichos equilibrios.

5. COMPROBACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA BALSA

DATOS. MATERIALES DEL DIQUE Y CIMIENTO.

A continuación se estudia la estabilidad del dique de la balsa cuya sección tipo se incluye en el plano correspondiente. Los taludes proyectados para ésta son de 2,50H:1V para el de aguas arriba y de 1,50H:1V para el de aguas abajo, estando protegidos respectivamente por una lámina impermeabilizante de PEAD de 2,00 mm el primero y por una capa vegetal de espesor variable el segundo.

La sección se completa con una capa de geotextil de al menos 600 g/m^2 aguas arriba que separa el espaldón de la lámina impermeabilizante. La altura máxima de la balsa es de 6,00 m desde coronación hasta la cimentación del pie de aguas abajo, siendo la máxima altura interior de 7,25 m.; la cota de coronación es la 226,40 m y la cota de nivel máximo normal de embalse la 225,65 m. El resguardo total previsto será, por tanto de 0,75 m.

MATERIALES DEL DIQUE Y CIMIENTO

Según el Informe Geotécnico realizado por Terragua, se han determinado los parámetros de cálculo para la realización de la estabilidad de taludes de la balsa, siendo estos los siguientes:

- **Material "todo-uno" del dique:**

Angulo de rozamiento interno (ϕ): 37 º

Densidad: 1,85 Tn/m^3

Cohesión: 0,22 Kg/cm^2

- **Cimiento:**

Angulo de rozamiento interno (ϕ): 41º

Densidad: 1,80 Tn/m^3

Cohesión: 0,00 Kg/cm^2

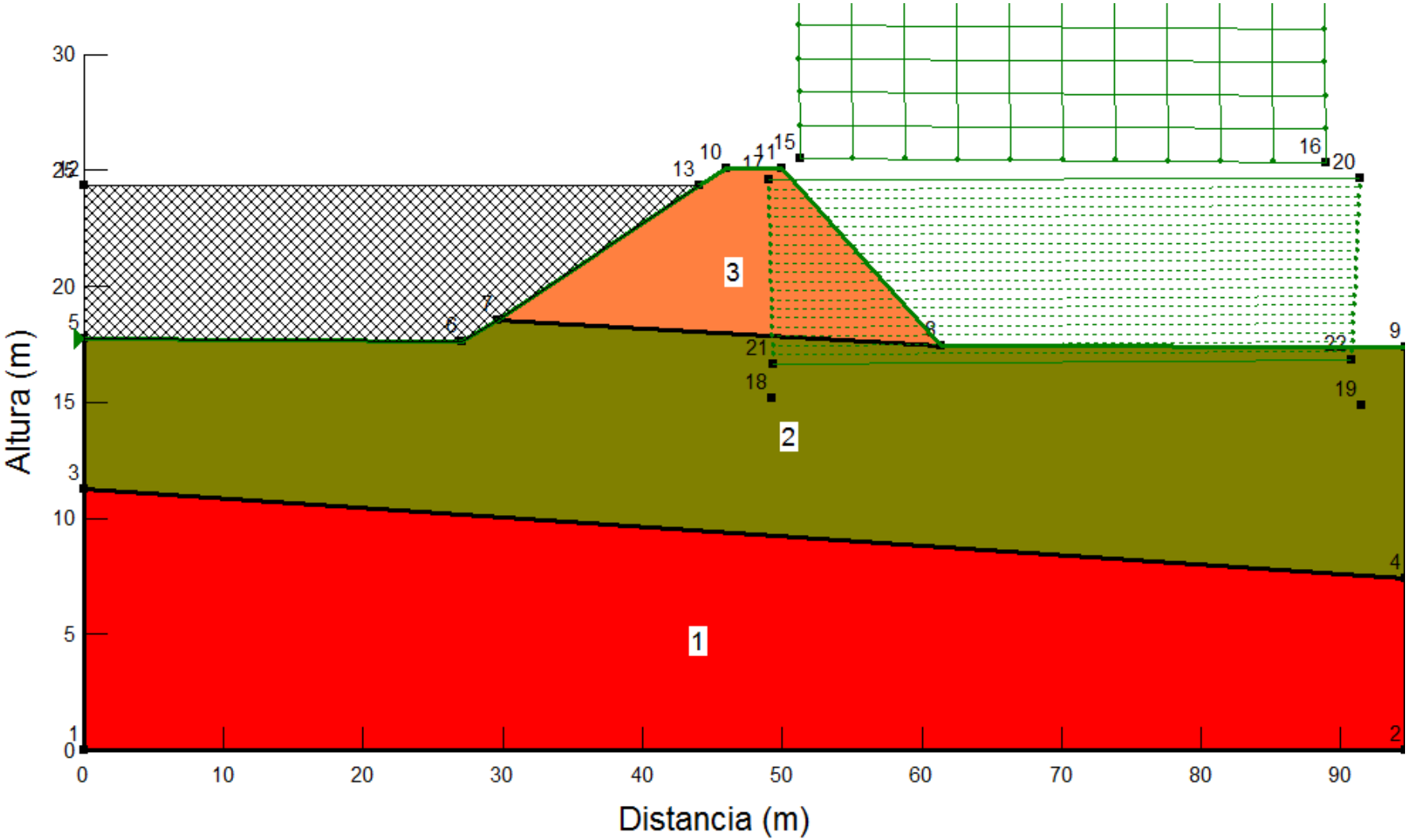
Para el comportamiento de todos los materiales se ha supuesto el modelo de Mohr-Coulomb.

Se comprobará en obra, mediante una geotecnia complementaria estos parámetros de cálculo. Si no fueran éstos, se realizará un nuevo cálculo de estabilidad de taludes con los nuevos parámetros obtenidos como comprobación de la estabilidad de taludes del dique de la balsa.

DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

Para la introducción de la sección del dique en el modelo SLOPE/W es necesario definir una serie de puntos que delimiten los distintos materiales en sus respectivos recintos. A continuación se muestran los listados de dichos puntos, así como su representación gráfica.

Puntos	X	Y
1	0,00	0,00
2	94,58	0,00
3	0,00	11,25
4	94,58	7,39
5	0,00	17,73
6	27,14	17,59
7	29,64	18,55
8	61,41	17,44
9	94,59	17,39
10	46,00	25,09
11	50,00	25,09
12	0,00	24,34
13	44,12	24,34


Altura (m)
Distancia (m)
30
20
15
10
5
0
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
13
15
16
17
18
19
20
21
22

HIPÓTESIS DE CÁLCULO

Como ya se ha indicado con anterioridad, el análisis de la seguridad se realiza bajo la hipótesis de talud seco, situación en la que se encontrará la balsa en condiciones normales, dado que el dique de la balsa se impermeabilizará en su talud aguas arriba con una lámina de polietileno de alta densidad, estando mojado únicamente en el caso de una eventual rotura de la lámina de impermeabilización, pero que, atendiendo al estudio de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV) anteriormente mencionado, la experiencia indica que estas roturas, en caso de producirse, no tendrán suficiente entidad como para saturar los taludes. En cualquier caso se realiza también una comprobación de los coeficientes de seguridad obtenidos en la hipótesis de rotura de lámina con talud saturado, comprobando que los valores obtenidos son superiores a la unidad.

A su vez, y de acuerdo con la normativa vigente se han estudiado, las siguientes hipótesis:

A) Embalse lleno: En esta hipótesis se calcula la estabilidad del talud aguas abajo. La estabilidad de dicho talud ha sido calculada mediante una red de posibles círculos de deslizamiento por el método de Bishop

B) Desembalse rápido: Esta hipótesis considera el embalse vacío, calculándose la estabilidad del talud de aguas arriba. La estabilidad de dicho talud ha sido calculada mediante una red de posibles círculos de deslizamiento por el método de Bishop

C) Construcción: En esta hipótesis se elimina el recinto agua y se considera la existencia de subpresión en toda la zona correspondiente a los suelos, y nula en las zonas correspondientes a espaldones de roca.

Acudiendo de nuevo al estudio de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV) realizado con una muestra de balsas entre 9 y 17 metros de altura puede establecerse que la altura del dique de la balsa, esta muy próximo a la de las balsas estudiadas en la Comunidad Valenciana, por lo que como el mismo concluye difícilmente se alcanzarán presiones intersticiales importantes durante la construcción, por lo que esta hipótesis no presentará una situación crítica en absoluto.

Los coeficientes de seguridad exigidos por la Instrucción para presas de tierra homogéneas en zonas sísmicas son los siguientes:

A) Embalse lleno: coeficiente de seguridad **1,40** considerando presión hidrostática al máximo nivel extraordinario y presiones intersticiales al máximo nivel normal.

B) Desembalse rápido: coeficiente de seguridad **1,30** con presiones intersticiales al máximo nivel normal.

D) Construcción: coeficiente de seguridad **1,20** en ambos taludes.

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos para los cálculos de estabilidad del dique son los siguientes:

SITUACIÓN NORMAL. TALUD SECO

A) Embalse lleno:

- Coeficiente de seguridad mínimo: 2,22 >1,40

B) Desembalse rápido:

- Coeficiente de seguridad mínimo: 2,82 >1,30

SITUACIÓN EXTRAORDINARIA. TALUD SATURADO.

(Valores superiores a 1,00)

A) Embalse lleno:

- Coeficiente de seguridad mínimo: 1,52 >1,00

B) Desembalse rápido:

- Coeficiente de seguridad mínimo: 1,72 >1,00

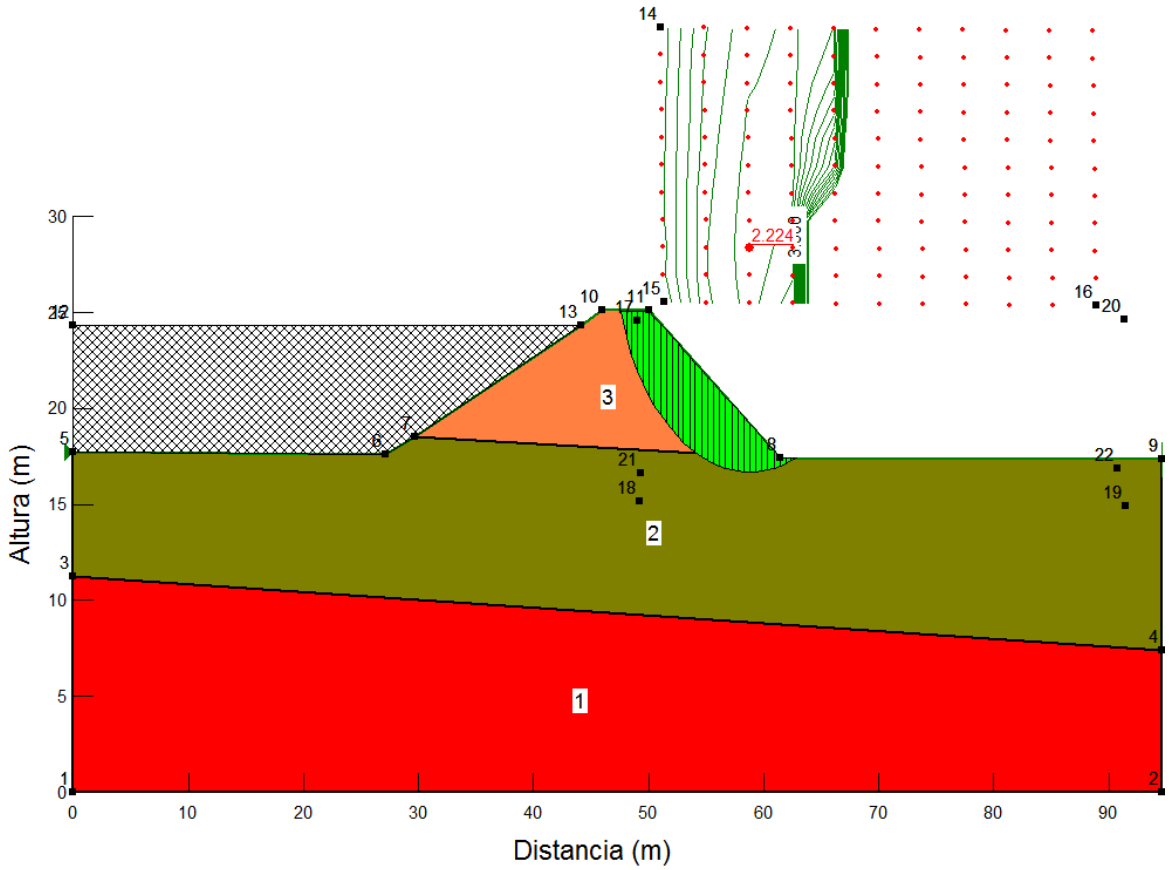
Como consecuencia de los resultados obtenidos **se puede afirmar que los taludes adoptados para la balsa, resultarán estables.**

HIPÓTESIS: EMBALSE LLENO.

SITUACIÓN NORMAL. TALUD SECO.

HIPÓTESIS: EMBALSE LLENO
Método de Bishop

Escala horizontal 1:500
Escala vertical 1:300

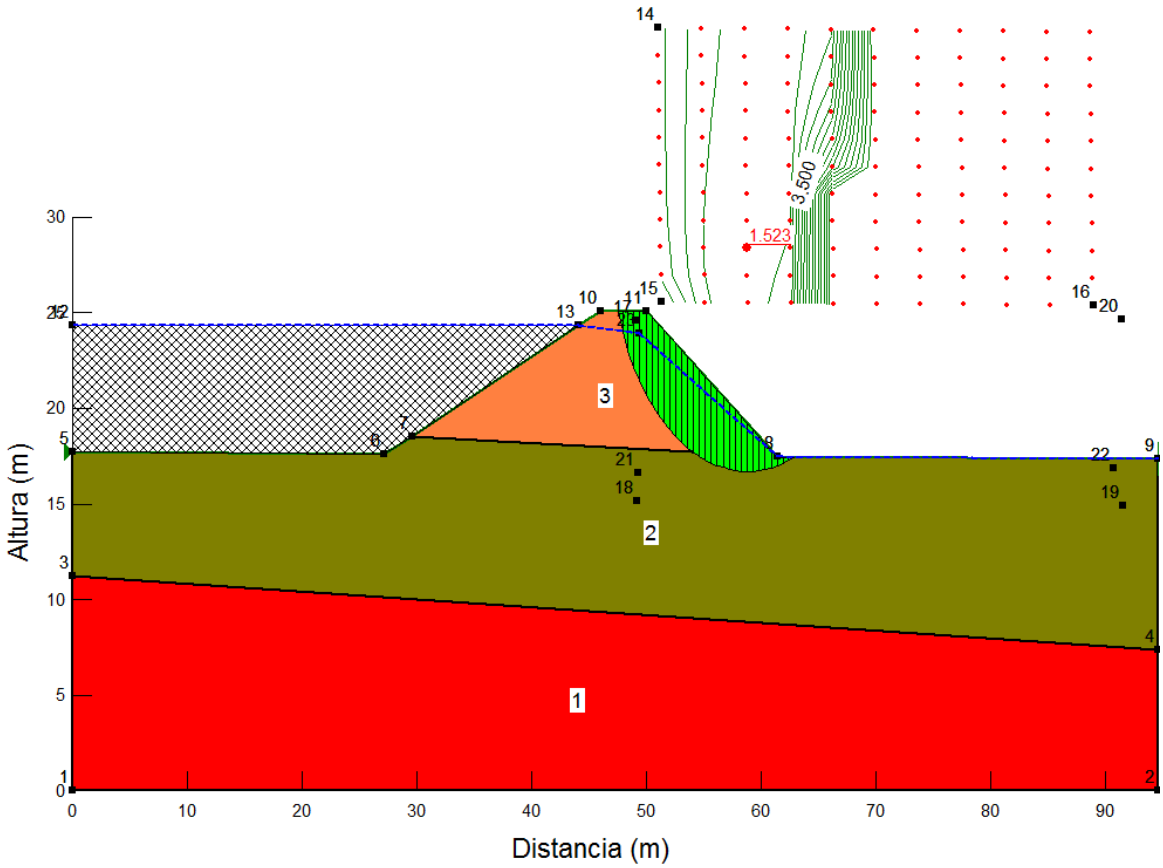


HIPÓTESIS: EMBALSE LLENO.

SITUACIÓN EXTRAORDINARIA. TALUD SATURADO.

HIPÓTESIS: EMBALSE LLENO
Método de Bishop

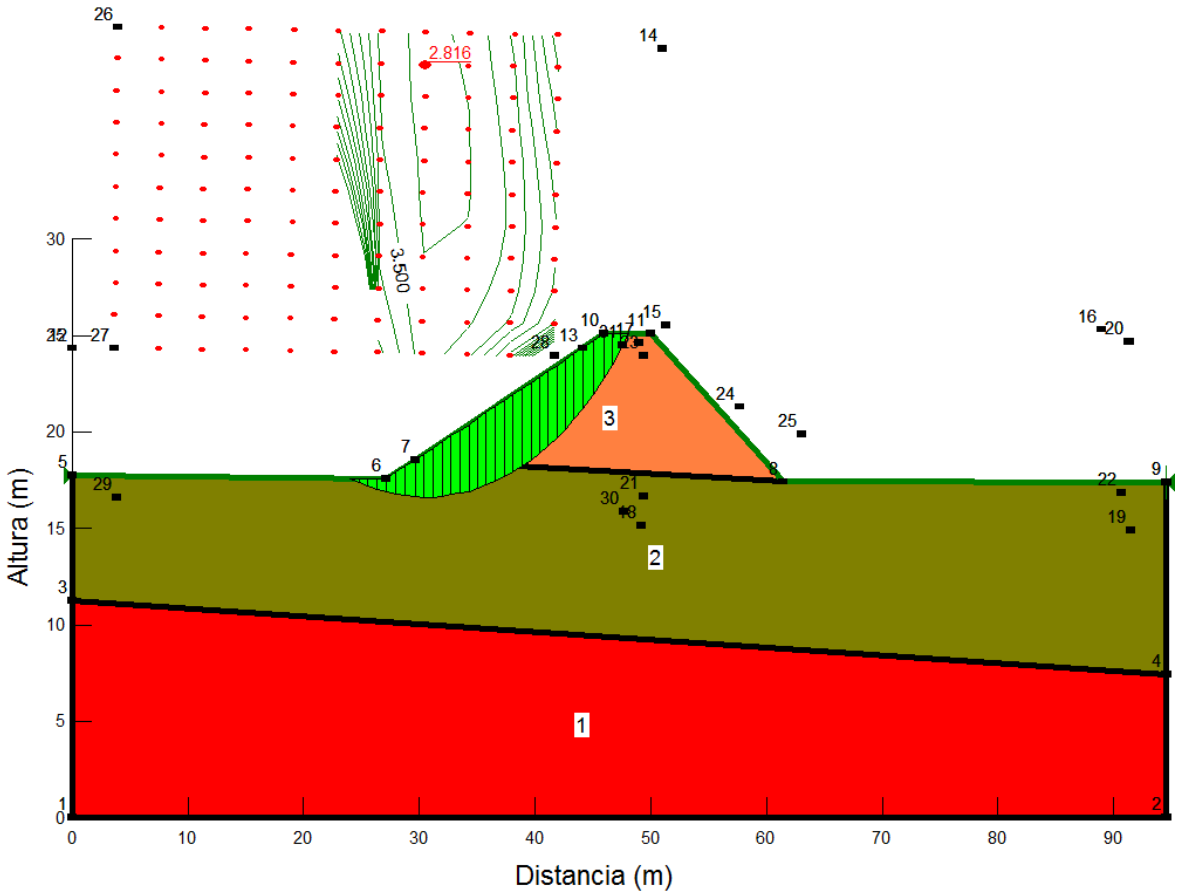
Escala horizontal 1:500
Escala vertical 1:300



HIPÓTESIS: DESEMBALSE RÁPIDO.
SITUACIÓN NORMAL. TALUD SECO.

HIPÓTESIS: DESEMBALSE RAPIDO
Método de Bishop

Escala horizontal 1:500
Escala vertical 1:300

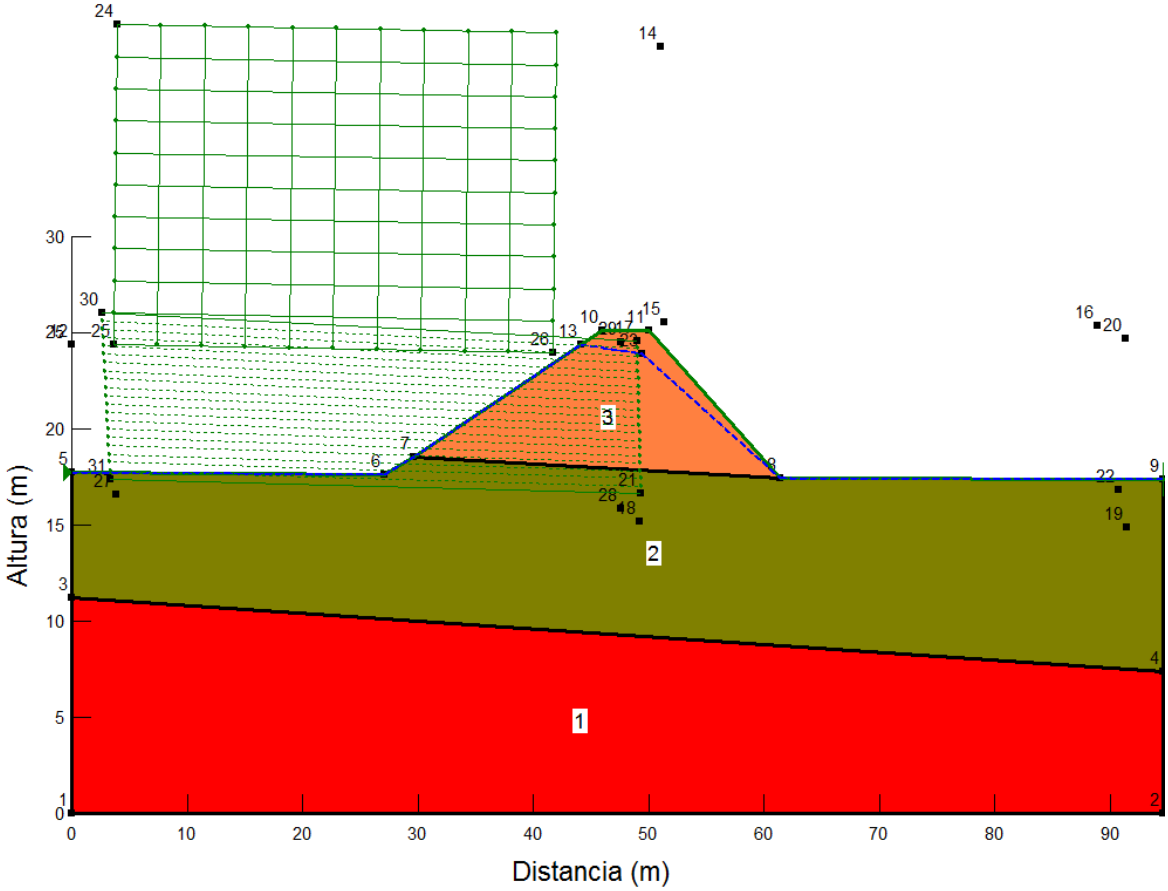


HIPÓTESIS: DESEMBALSE RÁPIDO.

SITUACIÓN EXTRAORDINARIA. TALUD SATURADO.

HIPÓTESIS: DESEMBALSE RAPIDO
Método de Bishop

Escala horizontal 1:500
Escala vertical 1:300



Apéndice 6

RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 1

2. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES. 1

3. UNIONES ENTRE LA LÁMINA Y LAS ESTRUCTURAS 2

4.1. TIPOLOGÍA 2
4.2. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA UNIÓN GEOMEMBRANA-ESTRUCTURA RÍGIDA 5
4.3. CONCLUSIONES 8

4. OTRAS PRECAUCIONES A ADOPTAR 8

5.1. SISTEMAS DE DRENAJE 8
5.2. GALERÍAS Y TUBERÍAS DE PROTECCIÓN 9
5.3. BABEROS 10
5.4. AUSCULTACIÓN 11

5. MANTENIMIENTO. REIMPERMEABILIZACIONES 12

1. INTRODUCCIÓN

Se exponen en el presente anejo una serie de conclusiones y recomendaciones constructivas extraídas de la experiencia acumulada por los técnicos de la empresa TRAGSATEC (Grupo TRAGSA) durante su dilatada actividad en el proyecto y asistencia técnica a obras de regulación, la documentación del "I Simposio Nacional sobre Proyecto, Construcción e Impermeabilización de Balsas" celebrado en Sevilla en Diciembre de 2005, y las *"Guías para el proyecto, construcción, explotación, mantenimiento, vigilancia y planes de emergencia de las balsas de riego con vistas a la seguridad" de la Generalitat Valenciana* publicada en 2009 por la Conselleria de Medi Ambient, Aigua, Urbanisme i Habitatge.

La finalidad de la documentación que se adjunta es que pueda servir de base para la redacción de una serie de artículos del Pliego de Prescripciones Técnicas del Proyecto o bien, sea tenida en cuenta en la ejecución de las obras y en la explotación y mantenimiento de las mismas.

2. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES.

Hasta la fecha, y dada la inexistencia de una normativa específica para balsas, los coeficientes de seguridad e hipótesis de carga para el cálculo de estabilidad de taludes que se han adoptado en la mayoría de los proyectos de balsas han sido, debido a las similitudes que presentan balsas y presas de tierra, los empleados para estas últimas obras. Sin embargo, estas obras presentan a su vez importantes diferencias.

La Universidad Politécnica de Valencia (UPV) y la Conselleria de Agricultura de la Generalitat Valenciana, ha realizado en los últimos años un estudio sobre una serie de balsas de edad igual o superior a 15 años en la Comunidad Valenciana, y altura entre 9 y 15 metros comparando el comportamiento observado, a fin de poder establecer hipótesis de cálculo razonables para el análisis de la estabilidad de balsas impermeabilizadas con geomembranas, y detectar los puntos críticos para su proyecto y construcción.

Atendiendo al estudio, y según se cita en el mismo "En estas el comportamiento real observado es coherente con el caso de talud seco (no saturado)……. dado que para el talud exterior la hipótesis de talud saturado, conduce en algunos casos a coeficientes de seguridad próximos a la unidad, e incluso inferiores, por lo que en algún caso, si esta hipótesis de carga fuera cierta, debiera haberse observado algún deslizamiento, máxime en una zona en la que con cierta frecuencia se producen sismos, en algunos casos de cierta importancia y que si que han afectado a otras construcciones. Lo cual indica que las geomembranas cumplen perfectamente su misión impermeabilizadora, y que las pequeñas fugas que se pueden presentar no tienen suficiente entidad para saturar el talud".

Como se desprende del párrafo anterior, una de las principales conclusiones extraídas dice: "De las consideraciones efectuadas en el apartado anterior, de las distintas hipótesis de carga analizadas, para el caso de balsas impermeabilizadas con geomembranas, es suficiente estudiar únicamente la hipótesis de talud no saturado para el talud exterior e interior, evidenciando que el problema de la estabilidad de los taludes no estriba en el potencial deslizamiento del mismo, sino en los peligros de erosión interna".

Debido a esto es muy importante guardar especial cuidado en las uniones de la lámina, fundamentalmente con las obras de hormigón (tomas, aliviadero, etc.).

3. UNIONES ENTRE LA LÁMINA Y LAS ESTRUCTURAS.

La bibliografía técnica es especialmente escasa en las uniones entre la lámina flexible y las estructuras rígidas que quedan dentro del vaso.

De todas las patologías que se pueden dar por la instalación de la membrana hay una que aparece con gran frecuencia en los primeros llenados y que por desgracia es muy frecuente, que es la unión entre la membrana que es delgada y flexible, con las diferentes obras de fábrica que se encuentran en el interior del vaso y que son rígidas. Ya en el "Manual para el diseño, construcción y explotación de embalses impermeabilizados con geomembranas", se recomienda en varias ocasiones eliminar en el proyecto las estructuras rígidas en el interior del vaso que se prevea revestir con la pantalla de impermeabilización. Sin embargo, es muy difícil evitar ciertas obras rígidas en el vaso, tales como la entrada de agua, la salida, los desagües de fondo.

Esta patología concreta, es origen de fugas muy frecuente e involucra a los diferentes actores en el proyecto construcción y explotación, esto es; el proyectista, que no debe dejar estos detalles sin definir; el Contratista, que debe responsabilizarse de que la instalación se lleve a cabo de forma correcta; el suministrador de la geomembrana, que debe vigilar que su producto se instala de forma satisfactoria; el Instalador, que debe tener el Know How y conocer todos los aspectos importantes sobre dicha instalación; la Dirección Facultativa, que debe tomar las decisiones con antelación suficiente para evitar problemas a posteriori; el control de calidad y vigilancia de obra, que debe vigilar y saber qué vigilar y controlar; y el explotador, que debe conocer las operaciones de funcionamiento normales y la correcta explotación, realizando un feedback a todos los anteriores para que cada uno en su campo vaya poniendo soluciones a los problemas de explotación normal.

3.1. TIPOLOGÍA

La solución de la unión de las geomembranas con las estructuras rígidas de hormigón que albergan o constituyen en sí mismas las entradas, salidas u órganos de desagüe de las balsas, tiene

fundamentalmente dos grandes tendencias, siendo sus ventajas e inconvenientes múltiples. Estas dos tendencias son:

La unión mediante perfiles metálicos anclados al hormigón con anclajes metálicos de manera que la impermeabilidad se consigue con la presión que los anclajes ejercen sobre los perfiles metálicos y dichos perfiles a su vez sobre la lámina aprisionada entre ellos. El anclaje se consigue con la presión de los anclajes sobre la lámina.

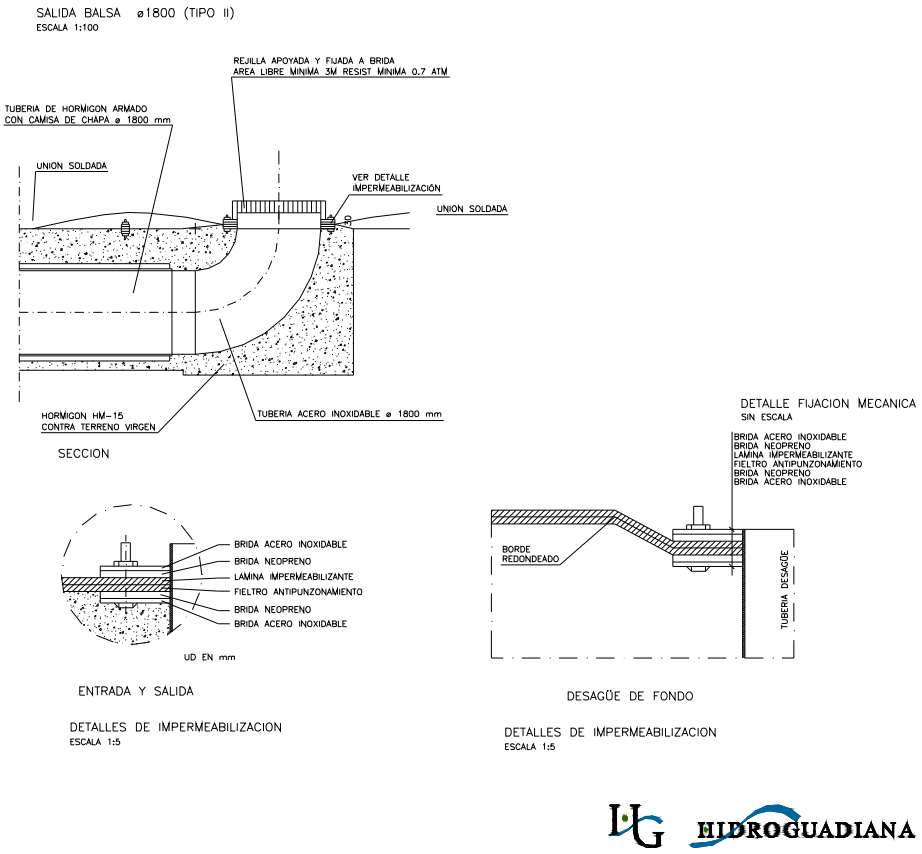


Figura 1.- Unión de lámina impermeabilizante a estructura de hormigón mediante fijaciones metálicas. Fuente: "Patologías de las balsas" (Barbero Palomero, Rafael)

La unión de la lámina mediante soldadura a un perfil plástico embebido en el hormigón y que actúa a la vez como junta de impermeabilización y como soporte para el anclaje de la lámina a la estructura rígida.

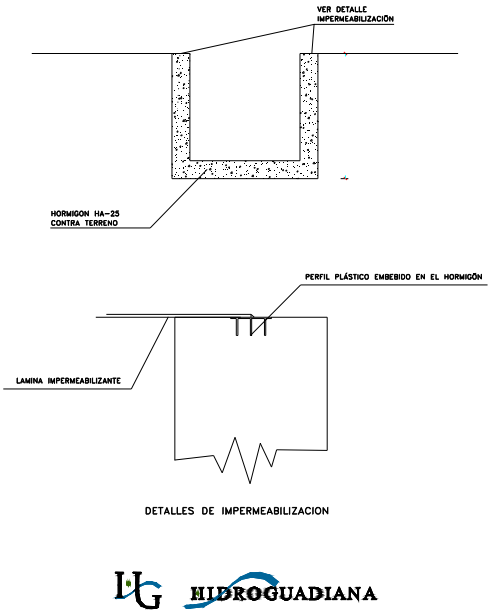


Figura 2.- Unión de lámina impermeabilizante a estructura de hormigón mediante perfil plástico embebido en el hormigón. Fuente: "Patologías de las balsas" (Barbero Palomero, Rafael)

La principal característica que los diferencia, desde el punto de vista de la ejecución, es la necesidad de planificar y ejecutar conjuntamente el perfil embebido en el hormigón con la estructura de fábrica propiamente dicha. La opción con los anclajes metálicos se puede ejecutar y planificar en cualquier momento, y está especialmente indicada cuando el anterior sistema se ha ejecutado sin la suficiente previsión (y por lo tanto no se ha embebido el perfil).También es útil para la reparación de sistemas que han fallado con anterioridad y en los que ya no se puede embeber el perfil (salvo demoliendo y reconstruyendo la obra de fábrica esta vez con el perfil embebido).

Los problemas de la primera opción son principalmente de diseño. No existe normativa ni método de cálculo específico para definir el número de anclajes y por lo tanto de taladros en la geomembrana, ni los diámetros de los taladros, ni la presión que éstos deben ejercer sobre la lámina, ni las distancias entre taladros para que no se formen vías de agua entre un anclaje y el siguiente, etc… Esto lleva a resolver el problema de formas cuasiempíricas, basados en la experiencia o en una aproximación del comportamiento real del anclaje mediante simplificaciones que en ocasiones son válidas y en otras no.

Existe otro problema asociado a este tipo de instalación que es el de la posibilidad de que la geomembrana sufra desgarros en las zonas taladradas, origen seguro de fugas. Sin embargo, no se puede decir que sea un sistema que funcione mal, y de hecho, como ya se ha comentado, es el

método más utilizado para realizar las uniones en segunda fase; cuando han fallado otros sistemas o cuando se ha olvidado embeber el perfil plástico.

El segundo sistema presenta como ventajas la gran facilidad de instalación y sobre todo por la gran fiabilidad que la soldadura entre geomembrana y perfil confiere a la balsa desde el punto de vista de la impermeabilización. La soldadura entre éstos es sencilla, con maquinaria que usualmente utilizan los instaladores, es fiable e impermeable si está bien ejecutada.

Evaluando los pros y los contras en el proyecto de la balsa de Tesejerague se ha optado por la opción de unión de la lámina mediante soldadura a un perfil plástico embebido en el hormigón, no desdeñando el uso de perfiles metálicos en posibles reparaciones durante el periodo de explotación.

3.2. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA UNIÓN GEOMEMBRANA-ESTRUCTURA RÍGIDA

Aunque la compactación del terreno que rodea la arqueta se haga muy bien, la cercanía al hormigón hace que no quede suficientemente compactado, por lo que se pueden producir asientos diferenciales. Esta circunstancia provoca que se cree una discontinuidad en el entorno de la obra de fábrica, que a su vez obliga a la geomembrana a adaptarse a la nueva geometría. Aunque la membrana en sí no tiene problemas para adaptarse y elongarse lo necesario para absorber estas variaciones, lo hace a base de crear unas tensiones que la soldadura entre el perfil plástico y la geomembrana a veces no puede aguantar. Esto es debido principalmente por el efecto cizalla que supone, efecto para el que no está diseñada, ya que es una unión muy rígida comparada con el resto de uniones en la lámina. Esto hace que se rompa la soldadura y se abra una fuga de agua.

Una manera de evitarlo es dejando alrededor de las obras de fábrica una especie de mota ligeramente elevada sobre el nivel de la fábrica y de las tierras, de manera que ante los eventuales asientos, no se produzca el efecto de cizalla en la unión.

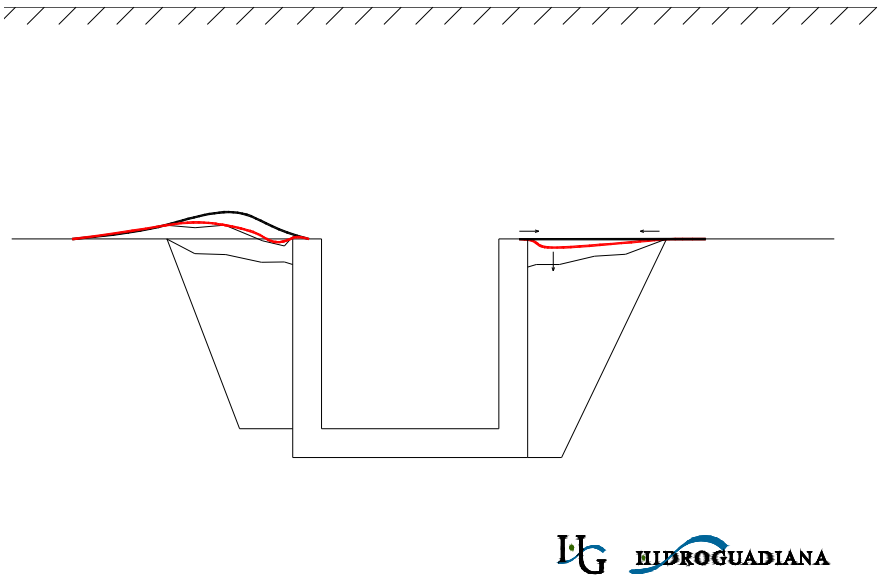


Figura 3.- Propuestas de solución al problema de cizalla en la unión lámina-hormigón. Fuente: "Patologías de las balsas" (Barbero Palomero, Rafael)

Como se puede desprender de la figura posterior, el disponer de un exceso de material, hace que los posibles asientos diferenciales por la compactación diferida del terreno adyacente a la estructura de fábrica no supongan problema alguno, al permitir que la lámina impermeabilizante se adapte mucho mejor al terreno, sin sufrir tensiones en la soldadura o en la propia lámina.

Otro elemento del que se puede disponer, y que está sancionado por la práctica, es colocar lámina en exceso o fuelles, para que la adaptación de la membrana a los posibles movimientos diferenciales se haga a costa del material en exceso en vez de elongaciones, que son la causa de las tensiones que finalmente producen el cizallamiento que lleva al despegue de la soldadura.

Existe otro método, también muy usado en la práctica, y que se puede combinar con los anteriores, que es el de realizar una unión doble, no confiando la impermeabilidad a una sola soldadura, sino a dos.

Si se hace la combinación de las tres y se ejecuta correctamente, se dotará a la unión de la geomembrana con la obra de fábrica de una seguridad mucho mayor, que puede parecer demasiado redundante. Pero esta redundancia aparentemente innecesaria dota a la instalación de un importante incremento de garantía frente a la impermeabilidad. Además, esta garantía se obtiene con unos sobrecostes muy pequeños, lo que hace que en cualquier instalación tuviera que tenerse en cuenta para evitar males mayores que son mucho más costosos de reparar y que evolucionan de una manera muy rápida. Aunque sea un tópico en este caso se puede aplicar perfectamente el dicho de

'Más vale prevenir que curar', por lo que toda acción preventiva será mucho más eficaz y mucho menos costosas que las acciones reparadoras o curativas siguiendo la terminología médica.

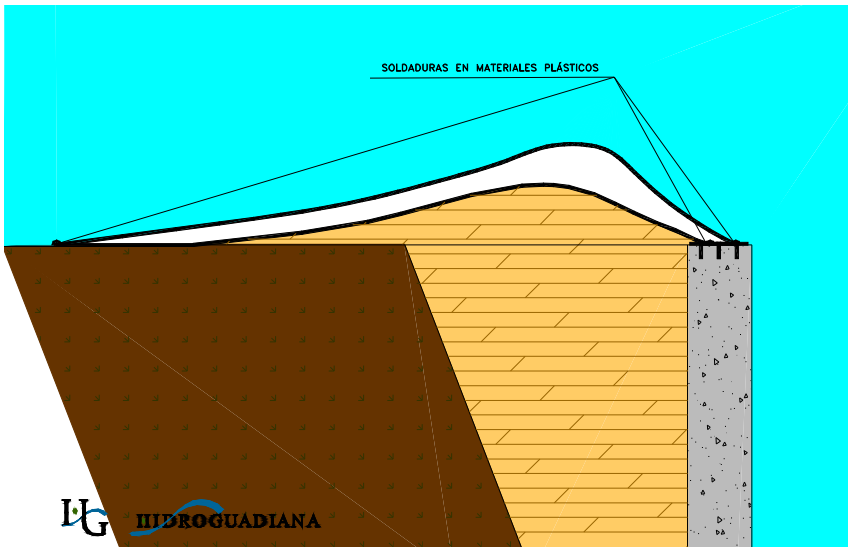


Figura 4.- Propuestas de solución al problema de cizalla en la unión lámina-hormigón. Fuente: "Patologías de las balsas" (Barbero Palomero, Rafael)

La última mejora que puede presentarse a este sistema es la disposición de un dren de "envuelta" en las obras de hormigón que permitirá, dándole una adecuada salida, la detección de problemas de fugas evitando el arrate de particular y por tanto, el inicio del sifonamiento.

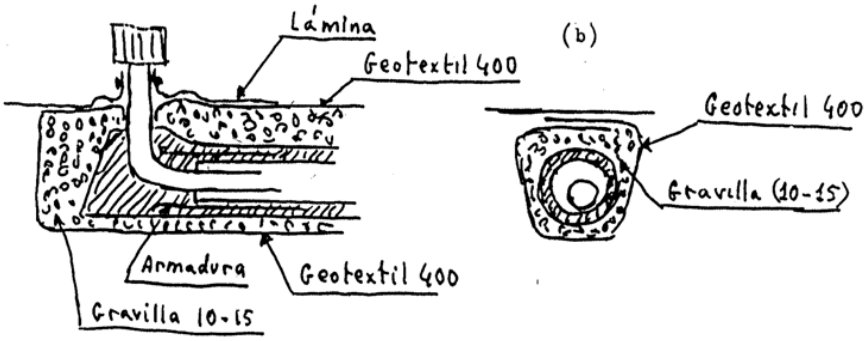


Figura 5.- Solución mejorada, que evita el contacto hormigón-lámina con un dren envolvente de canalización de fugas, sin arrastre de partículas de suelo. Fuente: Algunas patologias de especial interes en balsas (Adalid Elorza ,José Luis)

Es necesario mencionar en este punto que una red de drenaje bien diseñada y eficaz, debidamente sectorizada, incluso particularizando un sector o más para las diferentes obras de fábrica, es esencial para que este tipo de patologías se detecten a tiempo y puedan ser solucionadas de forma fácil. Como en todo lo expuesto hasta el momento, también en el drenaje habrá de existir

una colaboración íntima entre los diferentes actores, desde el Proyectista hasta el Explotador, con el correspondiente Feedback.

3.3. CONCLUSIONES

Evaluando los pros y los contras en el proyecto se ha optado por la opción de unión doble de la lámina mediante soldadura a un perfil plástico embebido en el hormigón (según se observa en la figura 4), no desdeñando el uso de perfiles metálicos en posibles reparaciones durante el periodo de explotación, además de la disposición de exceso de material junto a los contactos de características granular.

4. OTRAS PRECAUCIONES A ADOPTAR

Se exponen a continuación una serie de recomendaciones generales para balsas que en caso de la aparición de incidencias o datos no conocidos a la hora de redactar el presente proyecto durante la obra podrían incorporarse al diseño definitivo durante la misma.

4.1. SISTEMAS DE DRENAJE

Si por analogía con las presas de materiales sueltos, se disponen en los terraplenes de la balsa drenes (drenes de pie, drenes chimenea, drenes paralelos) se conseguirá controlar las posibles filtraciones que puedan producirse desde el talud interior del embalse, por roturas de la geomembrana y evitar los posibles fenómenos de tubificación.

Estos sistemas pueden ser incluso imprescindibles si en el dique se disponen ciertos tipos de materiales que no deben mojarse, como por ejemplo, arcillas expansivas. En este caso se podría optar por dos formas de actuar, no colocar este material en el cuerpo del dique, o bien, teniendo en cuenta que una balsa se ejecuta con el material disponible en la zona de ejecución de la misma, colocar este material en el talud exterior de la balsa, aguas abajo de un dren chimenea.

Esta tipología de dren es el que resulta más efectivo y que ofrece una mayor seguridad. Su gran efectividad, que su sección transversal transmite de forma intuitiva, al cortar la rama vertical del dren todas las posibles líneas de filtración, proporciona una gran seguridad a las presas y embalses que disponen de él de forma que, entre la impermabilización otorgada por la lámina, y la recogida de potenciales filtraciones (que deberían ser mínimas) por este dren chimenea se garantiza que el tipo de material indicado no se va a mojar.

Figura 6.- Tubificación ocurrida durante el primer llenado en una balsa con impermeabilización asfáltica. Fuente: Algunas patologias de especial interes en balsas (Adalid Elorza ,José Luis)

Sin embargo, debe indicarse que el dren chimenea es el que presenta un mayor coste económico y sobre todo una cierta complejidad de ejecución, por lo que es muy poco frecuente su utilización.

Dadas las modestas dimensiones de la balsa se ha optado por no disponer en el dique ningún tipo de dren de cara a no encarecer la ejecución de la obra.

4.2. GALERÍAS Y TUBERÍAS DE PROTECCIÓN

La mejor medida para evitar los efectos y daños que una posible rotura de las conducciones puede ocasionar es su colocación dentro de una galería visitable.

Una segunda opción puede ser la disposición de otra tubería de protección de forma que la conducción de desagüe y toma circule por el interior de dicha conducción de protección.

Figura 7.- Vista de 300 mm en el interior de otra de 400 mm que a su vez discurre por una galería de hormigón. Fuente: "Guías para el proyecto, construcción, explotación, mantenimiento, vigilancia y planes de emergencia de las balsas de riego con vistas a la seguridad" de la Gen. Valenciana

4.3. BABEROS

En general, y para cualquier tipo de material macromolecular ya sea termoplástico o termoestable, la zona a la intemperie, es decir la parte no cubierta es la más afectada por el sol y por ello la que soporta una mayor y más pronta degradación.

Una buena costumbre, es colocar en las proximidades del botaolas y a lo largo de todo el perímetro de coronación una lámina de la misma naturaleza de la geomembrana, que incluso puede ser de inferior calidad, pues no actúa como impermeabilizante para proteger a la membrana propiamente dicha (figura 8). Es decir la lámina que constituye el babero hace de protector y su anchura no se precisa que llegue a más 50 cm.

Los gastos añadidos que presenta esta instalación se ven recompensados, notablemente, cuando se tenga que reimpermeabilizar, pues al estar esa zona de la lámina en muy buen estado se puede anclar la nueva membrana y de esa forma evitar retirar el botaolas, actuar sobre la zanja de anclaje y volver a poner el pretil de coronación. Esta operación acarrea tiempo y dinero.

Una costumbre, afortunadamente, cada vez menos arraigada es hacer este babero de un geotextil, pero no se recomienda pues el deterioro del mismo es muy rápido y lo que al principio se podría pensar útil al final no es rentable.

Figura 8.- Babero de protección en las proximidades del botaolas.Fuente: "Algunas consideraciones a tener en cuenta a la hora de impermeabilizar una balsa con geomembranas sintéticas" (Blanco, Manuel; Cea, Juan Carlos De y García, Florencio).

4.4. AUSCULTACIÓN

Partiendo de la base de que muchos proyectos son copia de otros, cabe concluir que, a igualdad de ciertos factores, el diseño de un dique para un cierto sitio, con un comportamiento adecuado una vez construido, puede no ser correcto, y en consecuencia, comportarse mal, en otro. Por este motivo, la auscultación se convierte en el único medio de comprobar que lo construido se comporta de acuerdo con lo proyectado.

Y es, seguramente, el único aspecto que podemos afirmar con rotundidad que nunca aparece en los proyectos que hemos tenido ocasión de examinar, salvo que se trate de balsas de cierta entidad o de diques de cierre que se califiquen como gran presa.

La auscultación es la actividad que permite controlar de forma casi continua la seguridad durante la explotación. En efecto, de manera bastante simple la auscultación permite efectuar un seguimiento continuo de un buen número de variables estructurales o geotécnicas, a partir de las cuales se puede concluir si el comportamiento es o no adecuado: asientos, movimientos horizontales, presiones intersticiales en el interior de los diques o de sus cimientos, caudal de filtración, etc.)

De todas ellas, la más frecuente y la de seguimiento más fácil es el caudal de filtración. Para un mejor control de éste, para poder delimitar por donde se produce la pérdida, suele ser habitual la división del vaso de la balsa en una serie de sectores independientes, normalmente de cuatro a seis. En el caso de la balsa de Tesejerague, se han diferenciado cuatro sectores.

Asimismo, la situación más frecuentemente encontrada es la división del fondo del vaso, sin afectar a los taludes, a los que debería extenderse. En la balsa sí se ha tenido en cuenta esta división, añadiendo dos sectores más a los existentes previamente en el fondo de la balsa

Dicha sectorización se ha complementado con la construcción en el fondo del vaso, de una red de drenaje en espina de pez en fase de proyecto, no dejando este diseño a la resolución in situ durante la obra.

Un defecto muy frecuente es la unión en un único tubo de todos los conductos correspondientes a cada uno de los sectores en que se ha dividido el vaso, lo cual resta efectividad al proceso de control al impedir controlar adecuadamente el comportamiento de la balsa, dado que si existe una filtración importante, y a pesar de tener la balsa sectorizada, nunca se podría deducir de que sector procede. En la balsa se ha realizado el proyecto sin proceder a la unión de los drenajes en un solo tubo, aspecto que deberá ser respetado durante la ejecución de las obras.

Así, se podría establecer como sistema de auscultación general para balsas, independientemente de la disposición de elementos adicionales en función de las características específicas de cada obra, el formado por los siguientes elementos:

- Red de drenaje sectorizada y disposición de aforadores para el control de caudales evacuados por la misma.
- Disposición de hitos topográficos para el control geométrico (tenido en cuenta en este proyecto).
- Disposición de una estación pluviográfica en las instalaciones.

5. MANTENIMIENTO. REIMPERMEABILIZACIONES

En el caso de que en el futuro se proceda a una reimpermeabilización se ha de tener en cuenta si la nueva lámina es de la misma naturaleza que la vieja, pues no existiría problema de incompatibilidad. Sin embargo, si se va a colocar un poli (cloruro de vinilo) plastificado sobre otro tipo de geomembrana puede producirse una migración del plastificante desde la lámina nueva a la vieja con lo que el deterioro del sistema impermeabilizante se acelera notablemente.

Otro tema candente relacionado con las reimpermeabilizaciones es si se elimina la lámina deteriorada o si se deja por debajo a modo de colchón. Cada proyectista tiene su opinión y sus costumbres, hay casos en que se elimina y otros en que se deja, previa perforación de la misma para evitar bolsas de agua entre las dos. La eliminación de la degradada en ocasiones causa problemas por no saber dónde colocarla o llevarla a un depósito o vertedero debido a la cantidad de metros cuadrados que representa, además la operación es costosa. La permanencia de la lámina anterior, según algunos, mejoraría ciertas características como punzonamientos o ataque por raíces, sobre

todo cuando el material empieza a deteriorarse. Una solución que se emplea, casi siempre, es la colocación de un geotextil entre las dos láminas.