

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales

Ingeniería Civil



PRÁCTICA PROFESIONAL SUPERVISADA

Informe Técnico Final

**PROGRAMA DE DESARROLLO REGIONAL: OBRAS HÍDRICAS
PERTENECIENTES AL PLAN REGULACIÓN DE EXCEDENTES
HÍDRICOS EN LAS CUENCAS DEL SUR – PRESA LA TAPA**

Alumno:	Alejo Tabbach
Docente Tutor:	Ing. Víctor Rinaldi
Tutor Externo:	Dr. Ing. Marcelo Esteban Zeballos
Empresa Receptora:	Zeballos, Consultores de Ingeniería.
Año:	2018

ÍNDICE

RESUMEN	4
1. MARCO DEL DESARROLLO DE LAS PRÁCTICAS SUPERVISADAS	5
1.1. ÁMBITO DE DESARROLLO DE LAS ACTIVIDADES.....	5
1.2. OBJETIVOS DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA	6
1.3. ACTIVIDADES DESARROLLADAS.....	6
1.4. APLICACIÓN DE MATERIAS CURSADAS	6
2. MARCO TEÓRICO: DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE PRESA DE GRAVEDAD	8
2.1. INTRODUCCIÓN.....	8
2.2. GENERALIDADES DEL PROCESO DE DISEÑO DE UNA PRESA	8
2.2.1. Tipología de presas.....	8
2.2.1.1. Según la ubicación del vertedero:.....	8
2.2.1.2. Según la forma de resistir el empuje hidrostático:	9
2.2.1.3. Según el material empleado:.....	9
2.2.2. Estructuras Hidráulicas.....	10
2.2.2.1. Vertedero Principal.....	10
2.2.2.2. Vertedero Regulador.....	10
2.2.2.3. Descargador de Fondo	10
2.2.2.4. Salto de Esquí.....	11
2.2.3. Determinación de Cota de Coronamiento.....	11
2.2.3.1 Predicción de altura de la ola	12
2.2.3.2 Run Up.....	15
2.2.3.3. Set Up.....	15
2.2.3.4. Combinaciones para las situaciones de diseño.....	16
2.2.4. Estabilidad Global de la Estructura	16
2.2.4.1. Evaluación de la estabilidad al vuelco.....	16
2.2.4.2. Resistencia al corte horizontal de la fundación.....	17
2.2.4.3. Presiones de contacto en fundación	17
2.2.4.4. Estados de cargas	19
2.3. PARÁMETROS DE MATERIALES Y SOLICITACIONES	23
2.3.1. Roca de Fundación como Macizo Homogéneo	23
2.3.1.1 Macizo rocoso continuo	23
2.3.1.2 Planos de discontinuidad característicos.....	31
2.3.2. Hormigón del Cuerpo de Presa	34
2.3.3. Agua. Subpresiones y Empujes.....	35

2.3.3. Agua. Presiones Hidrodinámicas	37
2.3.3.1. Sismos. Espectros de Diseño	37
2.3.3.2. Método Simplificado de Westergaard.....	39
3. DETERMINACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	41
3.1. COTA DE CORONAMIENTO	41
3.1.1. Generalidades	41
3.1.2. Vientos de Diseño	42
3.1.3. Longitud de Fetch.....	42
3.1.4. Profundidad Media	43
3.1.5. Resultados Obtenidos	43
3.2. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL	47
3.2.1 Características del Embalse	47
3.2.2. Composición Estructural.....	49
3.2.2.1. Condiciones de Apoyo. Cotas de fundación adoptadas	49
3.2.2.2. Galería de Inspección	50
3.2.2.3. Composición Geométrica de los Módulos	50
3.2.3. Resultados obtenidos	51
3.2.3.1. Análisis de Estabilidad: Sección Ciega.....	51
3.2.3.2. Análisis de Estabilidad: Sección Vertedero Central y Lateral	53
4. CONCLUSIONES	54
5. BIBLIOGRAFÍA.....	55
ANEXO A – PLANILLAS DE CÁLCULO	56
A.1. – COTA DE CORONAMIENTO	56
A.1.1. – Tramo 1	57
A.1.2. – Tramo 2	61
A.1.3. – Tramo 3.....	65
A.2. – VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL	69
A.2.1. – Sección Ciega (hasta 36 m).....	69
A.2.2. – Sección Ciega (hasta 45 m).....	70
A.2.3. – Sección Vertedero Central.....	71
A.2.3. – Sección Vertedero Lateral	72
ANEXO B - PLANOS	73

RESUMEN

El presente informe técnico final corresponde a un resumen de la Práctica Profesional Supervisada realizada por el alumno Alejo Tabbach. La misma ha sido realizada en la empresa Zeballos, Consultores de Ingeniería bajo la supervisión externa del Ingeniero Marcelo Esteban Zeballos y con el Ingeniero Víctor Rinaldi como tutor interno designado por la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.

La Práctica Profesional Supervisada ha consistido en el diseño de una presa para control de avenidas y toma de agua, sobre el Río La Tapa. La obra fue encargada por el Consejo Federal de Inversiones (C.F.I.) hacia CIM Group, quien trabaja en conjunto con Zeballos, Consultores de Ingeniería, encargado de la coordinación del proyecto. La Cuenca de la Presa La Tapa forma parte de la cuenca alta del Río Cuarto. Se encuentra situada en la zona sur de la provincia de Córdoba, más precisamente al oeste del departamento Río Cuarto. Se extiende desde el límite con la Provincia de San Luis hasta la confluencia del Río La Tapa con el Aº Los Molinos, para mayor exactitud, se desarrolla de Norte a Sur entre las latitudes $32^{\circ}42'21''$ y $32^{\circ}52'34''$, mientras que de Oeste a Este entre las longitudes $64^{\circ}56'58''$ y $64^{\circ}48'11''$.

Este informe está estructurado en cuatro partes. En primer lugar, se presenta el encuadre del desarrollo de la Práctica Supervisada. Este capítulo está compuesto por la descripción del ámbito de la obra, los objetivos planteados, las actividades realizadas, etc.

En el siguiente capítulo se expone el marco teórico respecto del tema principal que se ha desarrollado en los trabajos realizados durante la Práctica Profesional, es decir, el diseño y verificación estructural de la presa La Tapa. En el mismo se exponen conceptos vinculados con el diseño de obras hidráulicas.

La tercera parte del informe consiste en una descripción general de la obra en su totalidad, distintos componentes, principales objetivos, etc. En esta sección se ha buscado describir de manera resumida las principales características y principios que se han de aplicar para el diseño y la verificación de la obra en sí.

En el cuarto apartado se desarrollan todos los aspectos que se han considerado, analizado y estudiado para completar la verificación estructural de la presa. Se explica brevemente que metodología y herramientas se han empleado, para luego exponer la solución adoptada, con los gráficos y planos correspondientes.

Finalmente se presentan las conclusiones de los trabajos desarrollados durante el transcurso de la Práctica Profesional Supervisada, sumado a algunas consideraciones finales respecto a los objetivos personales alcanzados en el ejercicio de la profesión.

1. MARCO DEL DESARROLLO DE LAS PRÁCTICAS SUPERVISADAS

1.1. ÁMBITO DE DESARROLLO DE LAS ACTIVIDADES

Las Prácticas Profesionales Supervisadas se han llevado a cabo por el alumno en el marco de la materia con ese mismo nombre, bajo la modalidad de Prácticas No Rentadas. Para ello ha desarrollado distintas actividades relacionadas con la Ingeniería Civil durante el segundo semestre del año 2017. Las mismas se han realizado en la empresa Zeballos Consultores de Ingeniería.

Dichas tareas responden al diseño y verificación de la obra con la siguiente designación:

PROGRAMA DE DESARROLLO REGIONAL:

OBRAS HÍDRICAS PERTENECIENTES AL PLAN REGULACIÓN DE EXCEDENTES HÍDRICOS EN LAS CUENCAS DEL SUR

PRESA LA TAPA

El contratante de la obra es el Consejo Federal de Inversiones (C.F.I.), quien ha contratado a CIM Group para llevar a cabo la elaboración del proyecto preliminar de la Presa La Tapa, que tiene como destinatario final a la Secretaria de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba. En la coordinación de los trabajos del grupo se ha desempeñado el Ing. Marcelo Zeballos, A partir de esta coordinación se regulan las actividades de los distintos grupos temáticos específicos, tales como; Hidrología e Hidráulica, Geología y Geotecnia, Topografía y Cartografía, Computo, Diseño Estructural e Impacto Ambiental. Las Practicas Profesionales Supervisadas se desarrollaron en el área del Diseño Estructural de la presa. Es importante destacar en este punto el ámbito de trabajo en el que estuvo inserto el alumno, ya que, el desenvolvimiento dentro de una empresa consultora implica el contacto permanente con personal de diversos grupos temáticos (mencionados anteriormente). Esto ha resultado de fundamental importancia como herramienta para facilitar la futura inserción al ámbito laboral y el trato con otros ingenieros.

Los trabajos realizados por el alumno para la presentación del informe corresponden a la etapa de Proyecto de Licitación, dentro del planteo del diseño de un sistema de regulación de excedentes hídricos, para su posterior puesta en licitación por parte de la Secretaria de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba. Es por esto que ha sido muy frecuente en todo el período de desarrollo de las prácticas el intercambio de información entre el alumno, los grupos participantes, el personal técnico de la SRRHH y del C.F.I.

1.2. OBJETIVOS DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA

Los objetivos que se persiguen con el desarrollo de esta Práctica Profesional Supervisada son:

- Obtener experiencia práctica complementaria a la formación académica, aplicando y profundizando distintos temas estudiados a lo largo de la carrera.
- Tomar contacto con diversas herramientas para generar soluciones y desarrollar el criterio para la resolución de problemas particulares.
- Interactuar constantemente con grupos de trabajo, tanto dentro como fuera de la empresa.
- Seleccionar y aplicar con criterio material bibliográfico relacionado con el proyecto.
- Comprender el proyecto de manera general a partir del análisis e interpretación de planos, pliegos de especificaciones técnicas, etc.

Elaborar documentos técnicos e informes que permitan transmitir las conclusiones obtenidas de manera clara y completa.

1.3. ACTIVIDADES DESARROLLADAS

Durante el desarrollo de la Práctica Supervisada se han realizado las siguientes actividades:

- Revisión del proyecto, su ubicación, objetivos, características generales y particulares, etc. Esto comprende la lectura de informes técnicos y la revisión de los planos del proyecto original.
- Lectura general y de detalle de elementos bibliográficos de apoyo.
- Verificación de la asignación de la Cota de Coronamiento para la nueva información adquirida.
- Verificación estructural de la presa para el nuevo diseño propuesto, en base a requisitos e información adquirida.
- Elaboración de planos generales y de detalle.
- Elaboración de una memoria de ingeniería desarrollando los principales aspectos del diseño y justificando adecuadamente las soluciones y parámetros adoptados.

1.4. APLICACIÓN DE MATERIAS CURSADAS

Previo a comenzar con el desarrollo del marco teórico, es importante destacar las materias que guardan algún tipo de relación con los conceptos y herramientas con los que tuvo contacto el alumno.

Para la preparación, interpretación, manejo y edición de planos en formato digital el alumno ha empleado conocimientos adquiridos en *Representación Asistida*, en lo que respecta al manejo del software AutoCAD. Por otro lado, también han sido útiles los conceptos de geometría descriptiva vistos en dicha materia.

El trabajo no podría haberse realizado sin los conocimientos brindados, fundamentalmente, por la materia *Obras Hidráulicas*. Dentro de los elementos empleados se destacan todos los conceptos relacionados con el diseño y verificación de presas de gravedad de hormigón.

Es importante destacar la aplicación de herramientas adquiridas durante el cursado de *Geotecnia y Diseño de Hormigón Armado y Pretensado*, utilizadas para la etapa de análisis de fundación, iteración suelo-roca y sistema de cargas actuantes sobre la obra proyectada.

También se debe mencionar la aplicación de la teoría adquirida en la materia de *Proyecto, Dirección de Obras y Valuaciones* para la confección de cómputos y gestión interna dentro del ámbito laboral.

Finalmente, se puede nombrar las materias de *Mecánica de los Fluidos; Hidrología y Procesos Hidráulicos* para la comprensión de las características hidrológicas y el diseño de los elementos hidráulicos que componen el sistema de drenaje.

2. MARCO TEÓRICO: DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE PRESA DE GRAVEDAD

2.1. INTRODUCCIÓN

Para entender los trabajos que posteriormente serán descriptos acerca del diseño y verificación estructural de una presa de gravedad, es preciso manejar una serie de conceptos y definiciones teóricas respecto al tema. En este apartado se analizarán los puntos concernientes a la Determinación de Cota de Coronamiento y Análisis de Estabilidad Global de una presa.

2.2. GENERALIDADES DEL PROCESO DE DISEÑO DE UNA PRESA

Las presas son una de las obras más grandes e importantes de las estructuras civiles. Sus dimensiones, las cargas que deben soportar y las dificultades geológicas que se pueden encontrar en su lugar de emplazamiento implican conocimientos amplios de varias ciencias y técnicas, como así también, la conformación de un grupo interdisciplinario para la planificación, verificación y elaboración de un proyecto de este tipo.

Una presa es una estructura que tiene por objeto contener un cauce natural de agua con dos fines que pueden ser alternativos o simultáneos: la conformación de un embalse debido a la elevación del nivel de agua con fin de derivarlo para diferentes usos (abastecimiento de agua, riego, etc.); amortiguación de pico de crecidas o control de avenidas de ríos para disminuir los riesgos e inconvenientes que estos generan al producirse. En el caso de la presa La Tapa, la misma fue proyectada con el fin de controlar las avenidas producidas sobre el río La Tapa.

2.2.1. Tipología de presas

La elección del tipo de presa surge de la consideración de todas las tipologías y sus relaciones con las características físicas del lugar, el relieve, los fines a los que va a servir la presa, la economía, seguridad y demás limitaciones que existen. La topografía establece en gran medida el tipo de presa; en llanuras bajas, onduladas, surgen como más convenientes las presas de tierra, cierres más estrechos permiten pensar en presas de gravedad o escollera. Otro de los aspectos definitorios en la elección de la presa son las condiciones geológicas y de su fundación. Las fundaciones pueden llegar a limitar el tipo de presa o bien imponer condiciones de diseño acordes con el tipo de suelo en la base.

Mencionado esto, se presenta a continuación los distintos tipos de presas que se pueden encontrar, clasificados según la ubicación del vertedero, la forma de resistir los empujes hidrostáticos y los materiales empleados para su construcción:

2.2.1.1. Según la ubicación del vertedero:

- a) Sobre la presa: la estructura se encuentra directamente condicionada por el vertedero.
- b) Independiente de ella: la estructura puede proyectarse con independencia. Pero así mismo existe un condicionamiento indirecto ya que la presa puede ser utilizada como aliviadero.

2.2.1.2. Según la forma de resistir el empuje hidrostático:

- Presa de Gravedad: cuando el peso de la presa es notable y sirve para que, al componerse con el empuje y otras fuerzas, la resultante incida en el interior de la base de la presa.

Este tipo de presas a su vez pueden clasificarse en:

- Presas Macizas: consisten en perfiles triangulares con taludes entre 0.75 y 0.80 (horizontal/vertical) a los cuales se le superponen un trapecio para el paso de coronación y para dejar un resguardo sobre el nivel máximo de embalse.
- Presas Aligeradas: pretenden emplear mejor el material, compensado el peso removido con el aligeramiento mediante la disposición de un talud agua arriba para disponer de un peso adicional y además se distribuye la masa de hormigón de forma que se logre un mayor momento de inercia en la sección horizontal.
- Presa en Arco: es la indicada en lugares en los que la relación del ancho entre los estribos respecto a la altura no sea grande y donde los estribos sean capaces de resistir el empuje de los arcos. La misma puede ser de arco simple o múltiples arcos, lo cual dependerá de la relación entre la longitud de la cresta y la altura de la presa (una relación de 10:1 suele adoptarse como limitación para la presa de arco simple).

2.2.1.3. Según el material empleado:

- Presa de Hormigón: son impermeables (o muy baja permeabilidad).
- Presa de Materiales Suelos: esta denominación genérica suele ser la más utilizada, puesto que estas presas pueden estar formadas por varios materiales, cada uno con una función específica (piedras, gravas, arenas, limos, arcillas y suelos en general). Dentro de esta tipología encontramos:
 - Presa de escollera: constituida con rocas de todos los tamaños que aseguran la estabilidad y una pantalla impermeable para darle estanqueidad (capas de tierra impermeable en el paramento aguas arriba, una losa de hormigón, etc.)
 - Presa de Tierra: para su construcción utilizan materiales en estado natural con un tratamiento mínimo. Sus requisitos de cimentación son menos rigurosos que otros. Son estructuras relativamente económicas, pero debe tenerse recaudos en cuanto al lugar de emplazamiento del vertedero, estructura de toma y drenaje por la peligrosidad que implica la generación de socavaciones al pie de la presa.

Es posible también clasificar a esta tipología de presas en función de la clase y posición del material impermeabilizante. Serán presas Homogéneas si el material utilizado es uniforme e impermeable (difícil de encontrar zonas que presenten suelos aptos para este tipo de presa); las presas Heterogéneas son de más frecuente utilización ya que poseen la ventaja de emplear óptimamente los materiales próximos a la ubicación de la presa, distribuyéndolos según sus características. Los materiales más permeables se usan como elementos estabilizadores por su peso, los más finos se usan para lograr un núcleo impermeable y otro se usan como elementos drenantes o para establecer capas de transición; otro tipo de presas son las que presentan pantalla o diafragma de hormigón, utilizadas cuando en las cercanías de la obra no se disponen de materiales aptos para cumplir la función de pantalla impermeabilizadora.

Para el caso de la presa La Tapa, el cuerpo de la presa será una construcción de hormigón masivo con una geometría clásica de sección transversal correspondiente a una presa de gravedad, en planta recta, con el paramento de aguas arriba vertical desde la fundación hasta el coronamiento, y el paramento de aguas abajo con un talud 0,80 H: 1V en zona central y 0,76 H: 1V en zonas laterales.

2.2.2. Estructuras Hidráulicas

El vertedero y las obras de descarga son estructuras necesarias para proveer al embalse de una adecuada capacidad de evacuación de los volúmenes almacenados satisfaciendo de esta manera las condiciones de seguridad de la presa y dándole capacidad de regulación hidráulica.

La capacidad de descarga del vertedero debe permitir la evacuación de la crecida máxima probable, sin que ésta genere niveles en el embalse que impliquen riesgos a la presa en general.

La obra de descarga sirve para regular o evacuar el agua almacenada en la presa. De este modo, se regula el caudal de ingreso al embalse, almacenando el agua y logrando una descarga generalmente menor que la de ingreso a fin de evitar los efectos perjudiciales de las crecidas más frecuentes.

Para nuestro caso, la presa La Tapa cuenta con un vertedero principal con dos umbrales fijos a distintas alturas, un vertedero regulador y un descargador de fondo. Se resume a continuación las principales características de estas componentes de la estructura:

2.2.2.1. Vertedero Principal

El vertedero seleccionado poseerá dos umbrales fijos a distinta altura. La descarga será libre, ya que no contará con compuertas ni válvulas para regular la descarga y se emplazará en el muro de cierre.

2.2.2.2. Vertedero Regulador

Poseerá un vertedero regulador consistente en un orificio emplazado también en el muro de cierre. Se complementará aguas abajo por una rápida y un salto esquí o trampolín.

2.2.2.3. Descargador de Fondo

Las obras de evacuación de caudales se completan con un descargador de fondo con válvula de cierre. Consistirá en una obra de toma que descarga mediante 2 conductos acero Ø de 500 mm. La determinación del nivel de la toma fue realizada de tal forma de contar con una capacidad de embalse muerto que permita la retención de los sedimentos.

2.2.2.4. Salto de Esquí

El agua que pase por el vertedero caerá desde el nivel del embalse al nivel del arroyo aguas abajo, por lo cual existirá una transformación de energía potencial en energía cinética. La estructura elegida para conducir el agua desde el vertedero es el Salto Esquí o trampolín. El propósito de este es dirigir el flujo a gran velocidad lejos de la presa, donde la principal disipación se produce en el impacto del jet con la roca. Este impacto causa un ajuste del lecho del río, aun si el lecho es roca sana. Por esta razón el uso de este tipo de disipación sólo debe considerarse en lechos donde el impacto del chorro no ponga en peligro las estructuras vecinas, la propia fundación de la presa, o cause daño ambiental no aceptable.

2.2.3. Determinación de Cota de Coronamiento

El embalse generado por la construcción de la presa se verá sometido a diversos agentes atmosféricos, entre ellos la acción del viento, que al interactuar con cierta intensidad y continuidad sobre la superficie de agua generará olas que impactarán sobre el paramento de la presa, que dependiendo de la altura que alcancen podrían sobrepasar la estructura (esto no genera grandes inconvenientes en presas de hormigón).

Para evitar el eventual vertido, la coronación se situará a una altura que contemple los siguientes factores:

- Nivel del lago: este se establece para distintas condiciones de operación del embalse.
- Run-up: para calcular la altura de trepada de la ola sobre el talud de aguas arriba es necesario conocer la altura de ola. En la mayoría de las situaciones las profundidades involucradas en el embalse, tanto en la zona de generación como al pie del talud, conducen a condiciones de oleaje de aguas profundas. Se necesitará también tener información acerca de la distancia de generación de ola, la cual se denomina "Fetch".
- Set-up: levantamiento local del nivel del lago por marea meteorológica, se trata de la acumulación de agua contra la presa por efecto del viento o marea meteorológica.

Estos valores de set-up son variables con el Fetch, la profundidad del lago a lo largo del mismo, y de la magnitud de viento la que a su vez depende de la recurrencia que se asigne a la combinación de situaciones en estudio.

- Contraflecha: por deformaciones diferidas de la presa y su fundación. En obras de este tipo la contraflecha suele expresarse como un cierto porcentaje de la altura total de la presa (en general menor al 1%).
- Revancha: altura a considerar por incertidumbres de cálculo. A su vez se deberá contemplar la altura que representa una estructura de puente si se llegase a tener.

2.2.3.1 Predicción de altura de la ola

Será necesario contar con datos sobre los vientos en la zona de emplazamiento de la obra para distintas recurrencias como así también el nivel de embalse que se posee para las recurrencias dadas. Con esta información, más el conocimiento del fetch y profundidades al pie de talud, es posible aplicar la siguiente secuencia de cálculo para la estimación de la altura de ola:

- **Velocidad del Viento Ajustada:** Usado en los modelos de predicción considerando las correcciones establecidas por el método que sucintamente conducen a llevar el dato original de viento a un viento sobre agua y con la duración más desfavorable en cuanto a la generación de oleaje.
- **Altura de referencia:** la velocidad del viento varía con la altura, desde un valor nulo en la superficie del terreno hasta un valor máximo en una altura tal que no se vea influenciada por la presencia de cualquier tipo de obstáculo físico (topografía) o condiciones atmosféricas. Se suele utilizar para el desarrollo de los cálculos un valor de velocidad de viento para una altura de referencia de 10 metros.
- **Duración del viento:** la información que se puede obtener acerca de las velocidades de vientos varía en función de los intervalos de medición utilizados, que en su mayoría suelen ser pequeños (del orden de segundos). En generación de olas se debe trabajar con duraciones mucho mayores por lo que es necesaria su corrección.

Para ello, en función de si los datos obtenidos corresponden a mediciones mayores o menores a 1 (una) hora de duración, se realizará el siguiente ajuste:

$$\text{Duraciones } < \text{ una hora: } \quad U_t / U_{3600} = 1.277 + 0.296 \tanh [0.9 \log_{10} (45/t)] \quad \mathbf{(1)}$$

$$\text{Duraciones mayores a una hora: } U_t / U_{3600} = -0.15 \log_{10} (t) + 1.5334 \quad \mathbf{(2)}$$

U_t es la velocidad para la duración "t".

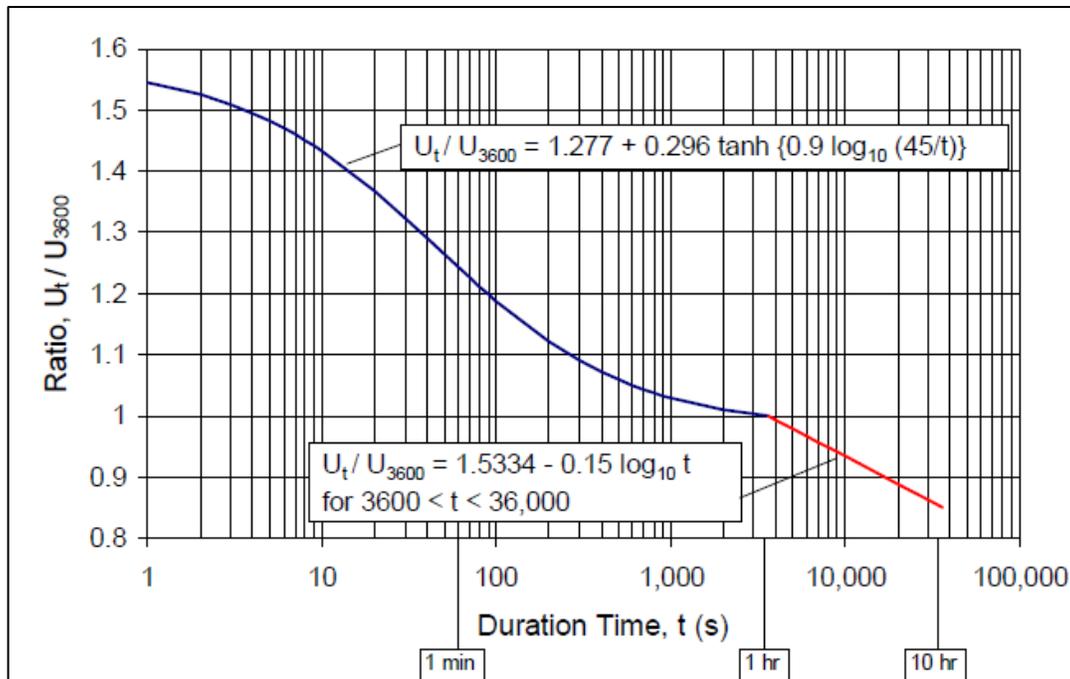


Figura 2.1. Relación entre la velocidad de viento para cualquier duración U_t y la velocidad de viento para una duración de 1 hs U_{3600}

- *Longitud del Fetch:* por la diferencia de rugosidad existente entre la superficie del terreno y la superficie de agua del embalse, será necesario aplicar una corrección a la velocidad del viento. La misma se realiza teniendo en cuenta el fetch que recorre el viento, tomando como valor de referencia un fetch de 10 millas (16 km aproximadamente):

Para fetch menor a 10 millas (16km): Se utiliza $U_w = 1.2 U_L$ **(3)**

Para fetch mayor a 10 millas: Se utiliza la Figura II-2-7 que se presenta como Figura 2.2.

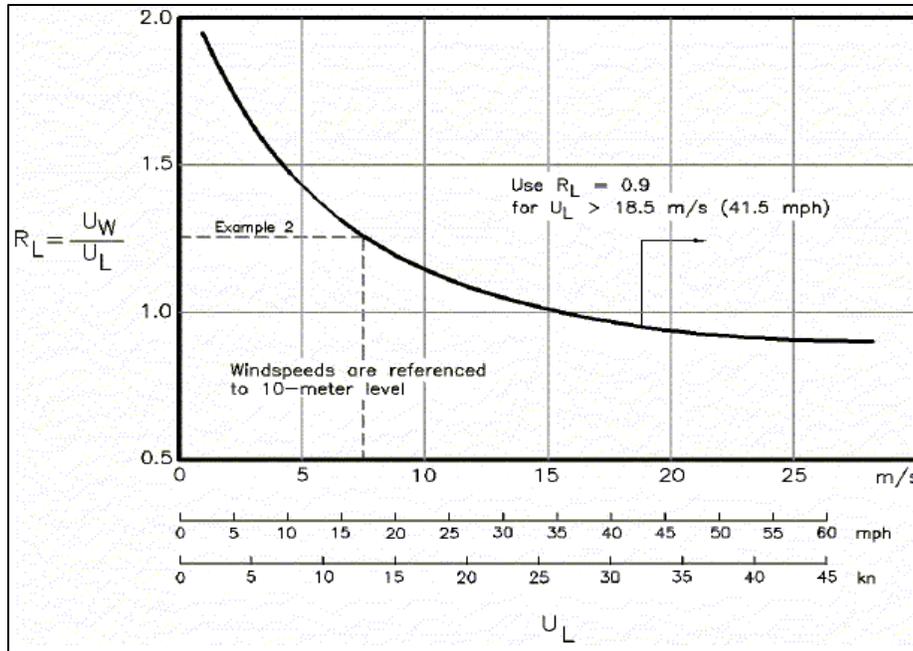


Figura 2.2. Relación R_L entre la velocidad del viento sobre el agua U_W y la velocidad del viento sobre superficie U_L en función de la velocidad de viento sobre superficie U_L

- **Predicción de la altura de la ola.** Emplea como referencia la velocidad de viento ajustada, y los datos previamente mencionados. Con estos elementos se hace la predicción de altura de ola para la condición de aguas profundas. La máxima altura de ola puede ser gobernada por el fetch en la cual se desarrolla, o bien por la duración de viento que experimenta.
- *Olas gobernadas por Fetch.* Se utilizan las siguientes expresiones:

Altura significativa de ola por conceptos de energía:

$$H_{mo} = \frac{u_*^2}{g} * 4,13 \times 10^{-2} * \left(\frac{g * X}{u_*^2} \right)^{1/2} \quad (3)$$

El período de la ola vale:

$$T_p = \frac{u_*}{g} * 0,751 * \left(\frac{g * X}{u_*^2} \right)^{1/3} \quad (4)$$

donde: u_* es la velocidad de fricción

$$u_*^2 = U_{10}^2 * C_D \quad (5)$$

$$C_D = 0,001 * (1,1 + 0,035 * U_{10}) \quad (6)$$

siendo U_{10} la velocidad del viento a 10 m de altura; X el Fetch y g la aceleración de la gravedad.

- *Olas gobernadas por duración del viento.* El procedimiento consiste en la determinación de un fetch equivalente a partir de la expresión:

$$X = \frac{u_*^2}{g} * 5,23 \times 10^{-3} * \left(\frac{g * t}{u_*} \right)^{3/2} \quad (7)$$

donde t es la duración del viento

2.2.3.2 Run Up

Se adopta como criterio de diseño que el run-up a utilizar es el que sólo es superado por el 2% de las olas incidentes.

$$R_{u2\%} = H_s * (A\xi + C) * \gamma_r * \gamma_b * \gamma_h * \gamma_\beta \quad (8)$$

siendo: ξ el parámetro de similaridad “surf” = $S^{-0.5} \times \tan \alpha$; S la pendiente de la ola: H_s / L_o ; α el ángulo del talud.

Los coeficientes A y C dependen de “ ξ ” e “i” pero relacionados con el caso de referencia de un talud liso, recto e impermeable, olas de cresta larga y distribución de Rayleigh:

γ_r : Factor de reducción por rugosidad de la superficie

γ_b : Factor de reducción por presencia de bermas

γ_h : Factor de reducción por influencia de aguas poco profundas (apartamiento de la distribución de Rayleigh)

γ_β : Factor de influencia del ángulo de incidencia del oleaje

2.2.3.3. Set Up

Se utiliza la expresión de Zuider Zee utilizada habitualmente:

$$S = \frac{U^2 * F}{1400 * D} \quad (9)$$

siendo S valor del set-up en pies; U la velocidad del viento en millas por hora; F la longitud efectiva del fetch en millas y D la profundidad media del lago a lo largo del fetch en pies.

2.2.3.4. Combinaciones para las situaciones de diseño

Dado que tanto la altura del lago como la magnitud del viento están asociadas a recurrencias, se estudian diferentes recurrencias y diferentes duraciones del viento para encontrar la combinación que conduzca a la verificación de la cota de coronamiento. Los datos disponibles y las características de distribución espacial de los vientos máximos no permiten definir direcciones preferenciales por lo que los valores máximos serán asociados a los fetch máximos en cada caso.

2.2.4. Estabilidad Global de la Estructura

La presa debe cumplir para, todas las solicitaciones previsibles, una doble condición: ser estable y ser resistente. La primera exige que el sistema de fuerzas a las que está sometida (acciones exteriores y reacciones del terreno) esté en equilibrio. La segunda implica que el material debe ser capaz de soportar las máximas tensiones que se producen en el cuerpo de la presa, teniendo en consideración los coeficientes de seguridad que la norma establece (para el caso de la presa La Tapa, la verificación estructural se realizó siguiendo la norma del US Army Corp of Engineers, EM 1110-2-2200).

Estas condiciones quedarán satisfechas si, bajo las distintas combinaciones de carga posibles, la estructura no corre riesgo de deslizamiento sobre cualquier plano horizontal (o con cierta pendiente); la estructura presenta estabilidad suficiente para evitar posibles volcamientos; las tensiones admisibles sobre la fundación de la presa no son excedidas del límite admisible.

Las presas de gravedad trabajan prácticamente con fuerzas contenidas en planos verticales normales a la coronación, por lo que el cálculo de las condiciones generales de equilibrio es bidimensional, salvo excepciones.

Para proyectos nuevos, el proceso de diseño de presas de gravedad contempla un proceso iterativo en donde se plantea una posible sección y se la somete al análisis de estabilidad (deslizamiento y vuelco) y resistencia (tensiones admisibles). En caso de que la sección no verifique para algunos de los análisis, se la debe rediseñar y volver a verificar. El proceso será repetido hasta obtener una sección que, bajo los diferentes estados de cargas a la cual se encontrará sometida durante su vida útil, cumpla con las verificaciones globales de estabilidad.

2.2.4.1. Evaluación de la estabilidad al vuelco

La evaluación de estabilidad al vuelco se realiza calculando la intersección de la resultante sobre la fundación de la presa y verificando que la excentricidad satisfaga las condiciones impuestas, según las normas del USACE, antes referidas.

Para evaluar la excentricidad sobre la base del módulo, la misma surge de la relación entre el momento de vuelco (M) respecto del punto de giro (ubicado en el extremo aguas

abajo de la fundación plana) y la resultante de las cargas normales sobre la fundación (V), de la forma:

$$e_o = \frac{\sum M}{\sum V} \quad (10)$$

Cuando la resultante de fuerzas, en cualquier plano horizontal de la presa, se de por fuera del tercio central de dicho plano, surgirá una zona en donde no se tendrán tensiones de compresión. Para condiciones de cargas usuales se busca que la resultante de cargas se encuentre dentro del tercio central de la base, para así tener a todo el cuerpo de hormigón sometido solo a tensiones de compresión; para combinaciones de cargas inusuales y cargas extremas, se admite que la posición de la resultante se encuentre dentro de la mitad de la base y sobre cualquier punto de la base respectivamente, con el fin de asegurar que las tensiones a las cuales se encontrará sometida la base se encuentre dentro de los límites aceptables.

2.2.4.2. Resistencia al corte horizontal de la fundación

El criterio de estabilidad frente al deslizamiento se evalúa mediante la obtención de un coeficiente de seguridad (SD) producto de la relación entre la resistencia al corte (o deslizamiento) que presenta la superficie de fundación, y las cargas horizontales actuantes sobre el cuerpo de la presa. Dicho coeficiente, según el escenario que se esté evaluando, deberá tener un valor mínimo que garantice la estabilidad de la sección.

$$SD = \frac{cL + N \tan \theta}{T} \quad (11)$$

siendo c la cohesión; L la longitud de la fundación; N la carga normal resultante sobre la fundación; θ el ángulo de fricción y T la resultante de esfuerzos horizontales actuando sobre el cuerpo de la presa.

Según el método, ocurrirá un desplazamiento de la sección de la presa si la resultante de cargas horizontales (T) es mayor que la resistencia al deslizamiento brindada por la superficie en análisis (superficie de falla). Esta superficie, por simplicidad, se asume que es plana, y puede presentar cualquier inclinación respecto a un plano horizontal, resultando en algunos casos beneficioso para colaborar con la resistencia; es por ello que se deben definir todos los potenciales planos de falla y analizarlos para determinar aquel con el menor factor de seguridad (SD).

2.2.4.3. Presiones de contacto en fundación

Para que la presa se encuentre en equilibrio, es necesario que las resultantes de todas las fuerzas verticales (normales a la fundación y cargas de subpresión) y horizontales se encuentren equilibradas por una carga igual y opuesta provista por la fundación, que se traducen en reacciones normales a la masa y fuerzas cortantes desarrolladas a lo largo de la base.

Se debe corroborar en esta verificación, que la máxima tensión aplicada sobre la base de fundación sea menor o igual a la máxima tensión admisible permitida por el material,

bajo condiciones usuales e inusuales de carga. Para condiciones de carga extremas, se permite que un nivel de tensión mayor, pero así mismo se fija un valor límite a satisfacer.

El cálculo de presiones máximas y mínimas a las que será sometido la fundación se obtienen de la siguiente forma:

$$\sigma_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \left(e_x - \frac{L}{2} \right)}{L} \right) \quad (12)$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \left(e_x - \frac{L}{2} \right)}{L} \right) \quad (13)$$

En donde e_x es la excentricidad de la carga medida desde el origen del sistema coordinado (aguas abajo de la presa); L es la longitud de la fundación; N la carga normal resultante sobre la fundación.

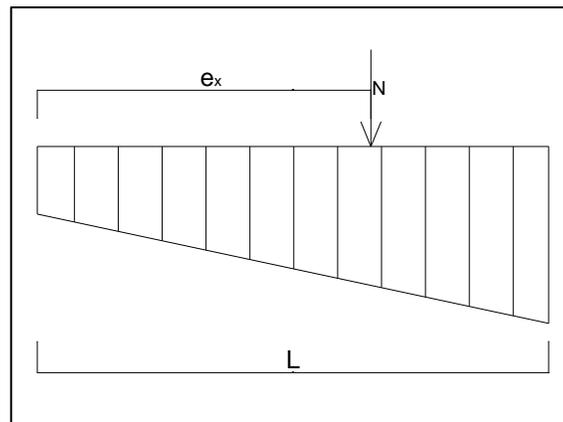


Figura 2.3. Distribución de presiones de contacto

Si se llegase a tener una resultante de tensiones en tracción, se estiman las compresiones en la fundación con un modelo sin tracción. Esto resulta:

$$\sigma_{max} = \frac{2 N}{3 (L - e_x)} \quad (14)$$

$$\sigma_{min} = 0 \quad (15)$$

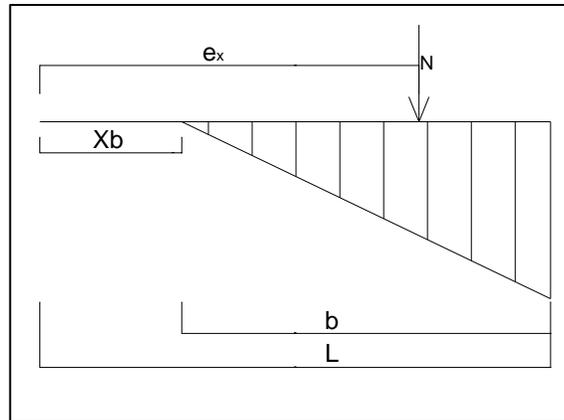


Figura 2.4. Perfil tensional en base de presa con zona de no compresión

$$b = \frac{2N}{\sigma_{max}} \quad (16)$$

$$Xb = L - b \quad (17)$$

siendo Xb la longitud de la zona no comprimida; b la longitud de la zona comprimida.

La Tabla 2.1. reproduce los criterios de seguridad fijados por la norma EM 1110-2-2200 USACE.

Tabla 2.1. Criterios de estabilidad de la norma EM 1110-2-2200 USACE

Condición de carga	Ubicación de la resultante en la base	Mínimo FS al deslizamiento	Tensiones en las fundaciones
USUAL	1/3 BASE	2,0	$< \sigma_{adm}$
INUSUAL	1/2 BASE	1,7	$< \sigma_{adm}$
EXTREMA	EN LA BASE	1,3	$< 1.33 * \sigma_{adm}$

2.2.4.4. Estados de cargas

Sobre el cuerpo de la presa actuarán distintos tipos de cargas. Desde el punto de vista de seguridad de operación y dimensiones a adoptar por parte de la obra, habrá cargas con mayor influencia que otras.

A continuación, se mencionan todas las cargas posibles que incidirán sobre la presa y luego describiremos las distintas combinaciones de cargas a adoptar para realizar la verificación estructural.

- a) **Peso Propio:** actúa como fuerza pasiva, fundamental y permanente, que colabora con la estabilidad. Este dependerá de la forma y dimensiones de la presa y del peso

específico de los materiales que la conforman; las galerías, cámaras de válvulas, etc., suponen un aligeramiento que, de no tenerlas en cuenta, recomiendan una reducción de la densidad del hormigón en un 10% (es por ello que suele usarse como valor del peso específico del hormigón 2.30 tn/m^3).

- b) Empuje Hidrostático: es la fuerza activa fundamental en una presa. Posee dos componentes, una vertical y otra horizontal. La componente vertical responde a la ley triangular, con resultante situada a $2/3$ de la profundidad total (esto quiere decir que, sin importar la inclinación o forma del paramento, la presa siempre tiene el mismo empuje horizontal). Esta carga debe siempre computarse hasta el punto más bajo de la cimentación y no hasta la superficie del terreno, ya que el agua penetra por el contacto entre la presa y la roca con toda su presión; la componente vertical suele ser estabilizadora, es por ello que se le otorga cierta inclinación a los paramentos de la presa.
- c) Filtración. Presión Intersticial: al estar la presa en inmediato contacto con el agua del embalse, ésta se filtra a través de sus huecos, grietas y poros produciendo pérdida de agua por filtración y presiones hidrostáticas en el interior de la presa.
- d) Efectos Térmicos y de Fraguado: durante la vida normal de la presa, la misma se encuentra sometida a variaciones de temperatura del aire, agua y de la radiación solar, que actúan sobre sus paramentos y se transmiten lentamente hacia el interior dado el bajo coeficiente de transmisibilidad térmica del hormigón; en cuanto al fragüe, la retracción del hormigón genera la aparición de grietas, problema que se soluciona con un correcto curado.
- e) Empuje de Sedimentos: se produce por deposición de los sedimentos en el fondo del embalse. Su empuje puede ser estimado como un empuje hidrostático hasta la altura que se estime que pueden alcanzar en un periodo de tiempo.
- f) Sismos: un movimiento sísmico produce 3 (tres) efectos principales en la presa: oscilación del terreno de apoyo que se transmite en la base y estribos de la presa, produciendo tensiones suplementarias; desplazamientos de la presa por el motivo mencionado actúan sobre el embalse, y este por reacción, da lugar a un empuje suplementario sobre el paramento; y por último, un aumento de la presión intersticial en suelos saturados. Su metodología de cálculo se explica en el apartado 2.3.3.2., el cual se resuelve aplicando la teoría de Westergaard.
- g) Oleaje: producido por el viento y cuya magnitud dependerá de la continuidad e intensidad de este, como así también de la distancia que tiene para desarrollarse, denominada Fetch.
- h) Empuje el Hielo: la consideración de este empuje puede limitarse a los casos en que sea previsible la formación de una capa de más de 20 cm de espesor y continua, no en bloque aislados (estos no generan empuje).
- i) Otras solicitaciones: frenado de vehículos en el paso sobre la coronación, entumecimientos tardíos, fuerza por impacto de objetos arrastrados por el río, etc.

Como hemos mencionado, la norma EM 1110-2-2200 del USACE establece 7 (siete) condiciones de carga a considerar en el análisis de estabilidad de una presa. Los mismos se enumeran a continuación:

Combinación de carga N°1 - Periodo de construcción (condición inusual de carga):

- Peso Propio de Presa.
- No existe presión de agua sobre al paramento aguas arriba o sobre el talud aguas abajo.

Combinación de carga N°2 – Operación Normal (condición usual de carga):

- Presión hidrostática de embalse aguas arriba de la presa (Nivel Normal de Operación).
- Presión hidrostática de embalse aguas debajo de la presa (presión mínima).
- Presión de hielo y sedimentos, si existiese.
- Subpresiones.

Combinación de carga N°3 – Descarga de excedente por vertedero (condición inusual de carga):

- Presión hidrostática de embalse aguas arriba de la presa (Nivel Máximo de Embalse).
- Presión hidrostática de embalse aguas debajo de la presa.
- Presión de sedimentos, si existiese.
- Subpresiones.

Combinación de carga N°4 – Periodo de construcción con OBE (condición extrema de carga):

- Sismo Básico de Operación (OBE sus siglas en inglés: Operating Basis Earthquake).
- Aceleración horizontal en dirección aguas arriba de la presa.
- No existe embalse (no hay presión hidrostática aguas arriba o aguas debajo de la presa).

Combinación de carga N°5 – Operación normal con OBE (condición inusual de carga):

- Sismo Básico de Operación (OBE sus siglas en inglés: Operating Basis Earthquake).
- Aceleración horizontal en dirección aguas abajo de la presa.
- Embalse con Nivel Normal de Operación.
- Presión hidrostática de embalse aguas debajo de la presa (presión mínima).
- Subpresiones.
- Presión de sedimentos, si existiese.

Combinación de carga N°6 – Operación normal con MCE (condición extrema de carga):

- Sismo Máximo Creíble (MCE sus siglas en inglés: Maximum Credible Earthquake).
- Aceleración horizontal en dirección aguas abajo de la presa.
- Embalse con Nivel Normal de Operación.
- Presión hidrostática de embalse aguas debajo de la presa (presión mínima).
- Subpresiones.
- Presión de sedimentos, si existiese.

Combinación de carga N°7 – Crecida Máxima de Proyecto (condición extrema de carga):

- Embalse con Nivel Máximo de Operación (correspondiente a la PMP).
- Presión hidrostática de embalse aguas debajo de la presa.
- Subpresiones.
- Presión de sedimentos, si existiese.

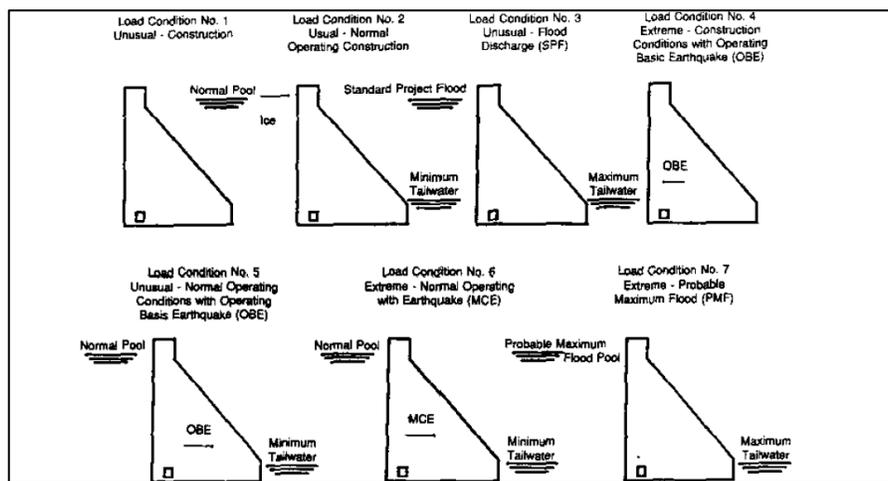


Figura 2.5. Condiciones de cargas básicas para presas de gravedad

El nivel de embalse en su condición extrema se define como la cota correspondiente a la PMP (escenario EH). Este valor se corresponde a un evento de precipitación máximo probable, con embalse a nivel de vertedero regulador (valor determinado por estudios hidrológicos).

Los estados de carga dinámicos consisten en la consideración de dos escenarios sísmicos: el terremoto de operación normal (OBE) y el terremoto máximo creíble (MCE). Para la determinación de los espectros de pseudoaceleración de diseño y sismos de diseño se requiere la realización de un estudio de riesgo sísmico específico para el sitio.

2.3. PARÁMETROS DE MATERIALES Y SOLICITACIONES

2.3.1. Roca de Fundación como Macizo Homogéneo

Los análisis geotécnicos efectuados permiten la caracterización del macizo rocoso en función de dos tipologías de comportamiento:

2.3.1.1 Macizo rocoso continuo

En este caso, el comportamiento global del medio de apoyo es caracterizado a través de parámetros globales, del tipo RMR o DMR. Complementariamente, esta designación permite la vinculación con modelo de falla del medio, del tipo GSI (modelo de Hoek y Brown).

- **Clasificación Geomecánica RMR (Bienawsky)**

El sistema de clasificación RMR o Rock Mass Rating fue desarrollado por Z.T. Bieniawski, utilizado para la valoración de la estabilidad de taludes y túneles. Para determinar el índice RMR de calidad de la roca se hace uso de los seis parámetros del terreno siguientes:

- La resistencia a compresión simple del material.
- El RQD (Rock Quality Designation).
- El espaciamiento de las discontinuidades.
- El estado de las discontinuidades.
- La presencia de agua.
- La orientación de las discontinuidades, según sea para cimentaciones, túneles o taludes.

El RMR se obtiene como suma de unas puntuaciones que corresponden a los valores de cada uno de los seis parámetros y oscila entre 0 y 100, y que es mayor cuanto mejor es la calidad de la roca. Bieniawski distingue cinco tipos o clases de roca según el valor del RMR:

- Clase I: $RMR > 80$, Roca muy buena
- Clase II: $80 > RMR > 60$, Roca buena
- Clase III: $60 > RMR > 40$, Roca media
- Clase IV: $40 > RMR > 20$, Roca mala
- Clase V: $RMR < 20$, Roca muy mala

En función de la clase obtenida, se puede establecer una estimación de las características geotécnicas (ángulo de fricción y cohesión) y de su comportamiento frente a excavaciones.

$$c = 5 \text{ RMR (Kpa) (18)}$$

$$\phi = 5 + \frac{\text{RMR}}{2} \text{ (deg) (19)}$$

Tabla 2.2. Parámetros y rango de valores para la clasificación geomecánica RMR

Parámetro			Rango de valores						
1	Resistencia de la roca intacta	Ensayo puntual carga	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa			
		Compresión simple	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MP	< 1 MPa
	valor	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%		
	valor		20	17	13	8	3		
3	Espaciado de las discontinuidades		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	6-20 cm	< 6 cm		
	valor		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	10 – 20 m	> 20 m		
		Valor	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1 – 1.0 mm	1 – 5 mm	> 5 mm		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Valor	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
valor	6	5	3	1	0				
5	Flujo de agua en las juntas	Relación Pagua / Pprinc	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Condiciones Generales	Completamente secas	Ligeramente húmedas	Húmedas	Goteando	Agua fluyendo		
	valor	15	10	7	4	0			

- *Índice de calidad de las rocas, RQD*: fue desarrollado por Deere et al. (1967), para estimar cuantitativamente la cualidad del macizo rocoso basándose en la recuperación de un testigo. Depende indirectamente del número de fracturas y del grado de alteración del macizo.

El diámetro del testigo tiene que ser igual o superior a 57.4 mm, y tiene que ser perforado con un doble tubo de extracción de testigo. El RQD es el porcentaje de fragmentos de longitud superior a 10 cm, sobre la longitud total del testigo. Su expresión es:

$$RQD = \frac{\sum \text{longitud de fragmentos} \geq 10 \text{ cm}}{\text{longitud total perforada}} 100 \quad (20)$$

- **Geological Strength Index (GSI)**

Con la aparición del criterio de rotura de Hoek y Brown el uso del RMR ya no es adecuado, sobre todo para el caso de rocas débiles, y se introduce de esta forma la clasificación geomecánica GSI

El GSI es un sistema para la estimación de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso a partir de observaciones geológicas de campo. Las observaciones se basan en la apariencia del macizo a nivel de estructura y a nivel de condición de la superficie.

A nivel de estructura se tiene en cuenta el nivel de alteración que sufren las rocas, la unión que existe entre ellas, que viene dada por las formas y aristas que presentan, así como de su cohesión. Para las condiciones de la superficie, se tiene en cuenta si ésta está alterada, si ha sufrido erosión o qué tipo de textura presenta, y el tipo de recubrimiento existente. Una vez realizadas las observaciones se escoge en la Tabla 2.3 la situación que más se acerca a la realidad del macizo a estudio, obteniendo de esta forma, el valor del GSI.

Los valores del GSI varían desde 1 hasta 100. Los valores cercanos al 1 corresponden a las situaciones del macizo rocoso de menor calidad, es decir con la superficie muy erosionada, con arcilla blanda en las juntas, y con una estructura poco resistente debido a las formas redondas, y a la gran cantidad de fragmentación que sufre el macizo. Por el contrario, valores de GSI cercanos a 100, implican macizos de gran calidad, ya que significa una estructura marcada por una pequeña fragmentación en la que abundan las formas prismáticas y superficies rugosas sin erosión.

Tabla 2.3. Estimación del GSI basado en observaciones geológicas

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slidensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slidensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	60	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60	50	40
	VERY BLOCKY - Interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70	60	50	40	30
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	50	40	30	20
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40	30	20	10
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓						

- **Criterio de rotura no lineal de Hoek y Brown**

Se trata de un criterio no lineal, puramente empírico, que permite valorar, de manera sencilla, la rotura de un medio rocoso mediante la introducción de las principales características geológicas y geotécnicas.

En la Figura 2.6 se representa las tensiones de rotura para el criterio de rotura de Hoek y Brown. Los estados de tensiones encima de la curva están en rotura, mientras que los interiores están en el dominio elástico, y los estados tensionales por encima de la curva son inaccesibles para este determinado caso.

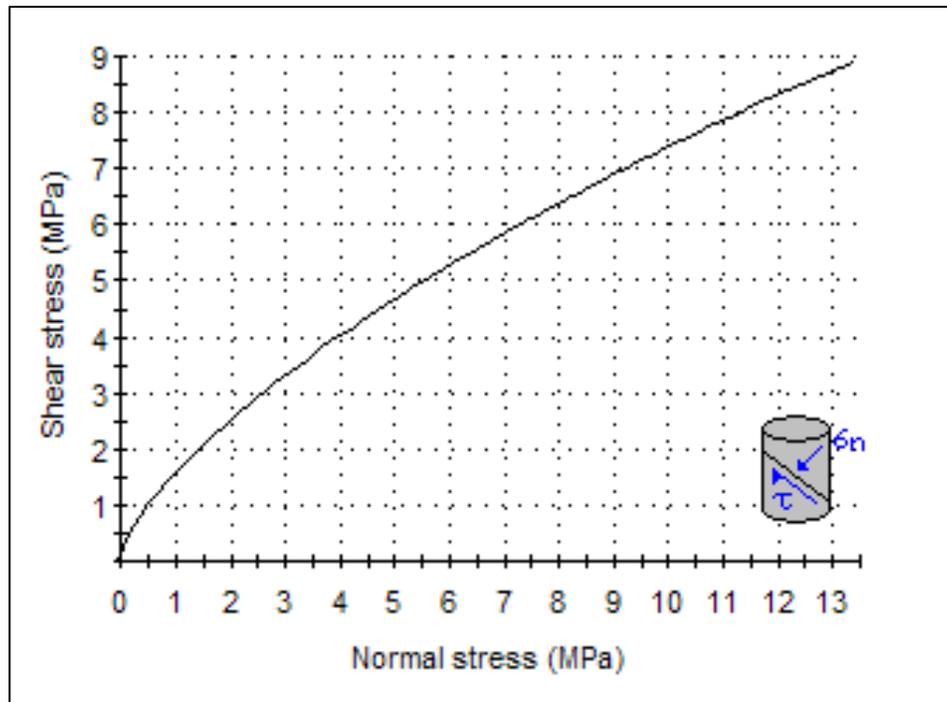


Figura 2.6. Representación del criterio de rotura Hoek y Brown, en el espacio de tensiones normal y tangencial

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (21)$$

donde: σ_1' y σ_3' son las tensiones principales mayor y menor en el momento de rotura; σ_{ci} es la resistencia a compresión uniaxial del material intacto; m y s son constantes del material, que dependen de las propiedades de la roca y del grado de fracturación de la roca antes de someterla a las tensiones de rotura.

El parámetro s es la medida de disminución de la resistencia a compresión simple de la roca debido a la fracturación. Por su parte, m influye en la resistencia al corte del material. Ambos parámetros se pueden obtener a partir de la clasificación geomecánica Rock Mass Rating (RMR), introducida por Bieniawski, 1976 y que se expone apropiadamente más adelante (apartado 3.5.1).

El uso del criterio no solo en macizos rocosos duros, sino también en macizos de rocas débiles, ha supuesto una reformulación del criterio, así como la introducción de nuevos parámetros. Su última versión se expresa:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(mb \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (22)$$

donde mb es un valor reducido de la constante del material mi y está dado por:

$$mb = mi \exp \left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right) \quad (23)$$

siendo:

$$s = \exp \left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right) \quad (24)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (25)$$

D es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las excavaciones (mecánicas o por voladuras) o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos *in situ* inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados.

Tabla 2.4. Guías para la estimación del factor de alteración del criterio de rotura de Hoek y Brown

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel.	D=0
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo circundante. Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance. la alteración puede ser severa a menos que se coloquen una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la figura.	D=0 D=0.5 No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3m en el macizo rocoso circundante.	D=0.8
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensión resulta en alguna alteración.	D=0.7 Good blasting D=1.0 Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	D=1.0 Production blasting D=0.7 Mechanical excavation

Para el caso de la presa La Tapa, se ha realizado una estimación del parámetro DMR igual a 28. Este valor se adopta con similar magnitud para el GSI, por lo cual puede definirse una curva característica de tensiones normales y de corte. Esta relación es dependiente del valor de presión normal aplicada, por lo que los parámetros resistentes equivalentes (cohesión y fricción instantánea) resultan variables en función del confinamiento.

A partir del valor anterior y la caracterización de la roca de apoyo estimada para los módulos de la presa, se han adoptado los siguientes parámetros característicos del modelo:

- GSI 23
- Resistencia a compresión simple 25 MPa
- Mi 18
- D 0,70

En la estimación de la resistencia a la compresión simple, se han adoptado, valores que pueden ser considerados conservadores respecto de condiciones de apoyo en una formación rocosa de medio grado de meteorización.

Con los parámetros antes indicados se ha estimado la combinación de variables resistentes (cohesión y fricción), para distintos valores de presión media de contacto generado por la presa. Estos valores, asociados a distintas alturas de los módulos son los valores indicados en la Tabla 2.4.y la Figura 2.7.

Tabla 2.4. Parámetros resistentes según modelo de Hoek y Brown

Altura	Pres Max	Pres Media	Cohesión	Fricción
(mts)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(°)
5	0.12	0.06	0.021	48.38
10	0.24	0.12	0.034	43.08
15	0.36	0.18	0.045	39.89
20	0.48	0.24	0.054	37.60
25	0.60	0.30	0.064	35.83
30	0.72	0.36	0.072	34.39
35	0.84	0.42	0.08	33.17
40	0.96	0.48	0.088	32.13
45	1.08	0.54	0.095	31.21
50	1.20	0.60	0.102	30.40

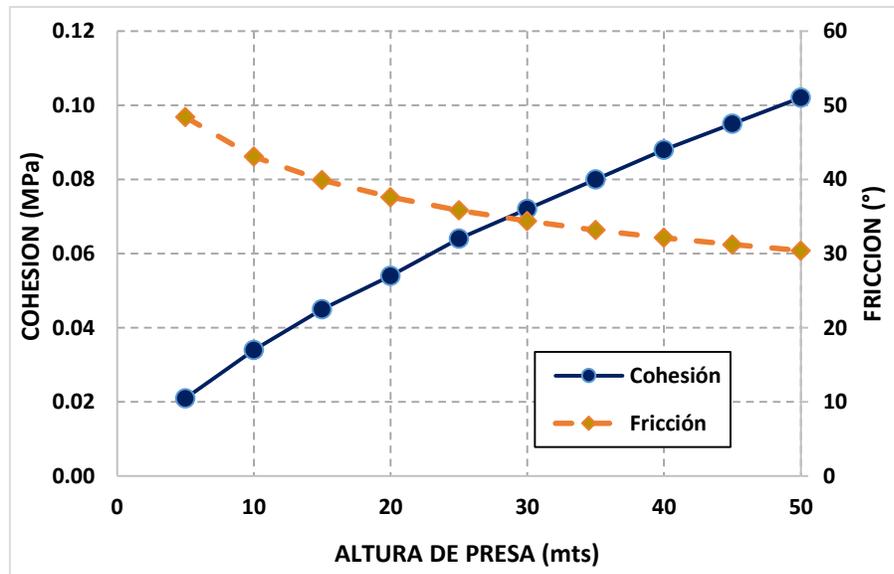


Figura 2.7. Parámetros resistentes según modelo de Hoek y Brown

En la aplicación de los parámetros anteriores para la identificación presiones admisibles de contacto, se ha concluido que, bajo la aplicación del modelo de falla de Terzaghi, la presión admisible puede ser asumida en 589 tn/m².

Esta presión ha sido establecida considerando un ancho medio de cálculo de 5,0 metros, una inclinación de la resultante de esfuerzos de 15° y un factor de seguridad igual a 4.0. El valor antes indicado ha sido identificado para el caso de los parámetros derivados de la condición de máxima altura estimada para los módulos. Para módulos de menor altura es de esperar valores superiores de la capacidad de carga de la base.

2.3.1.2 Planos de discontinuidad característicos

El sistema de modelación considerado (en condiciones bidimensionales) requiere la identificación de parámetros resistentes de aplicación en los planos de discontinuidad. Para esta condición se ha considerado de aplicación el criterio de Barton y Bandis, a fin del establecimiento de los parámetros resistentes.

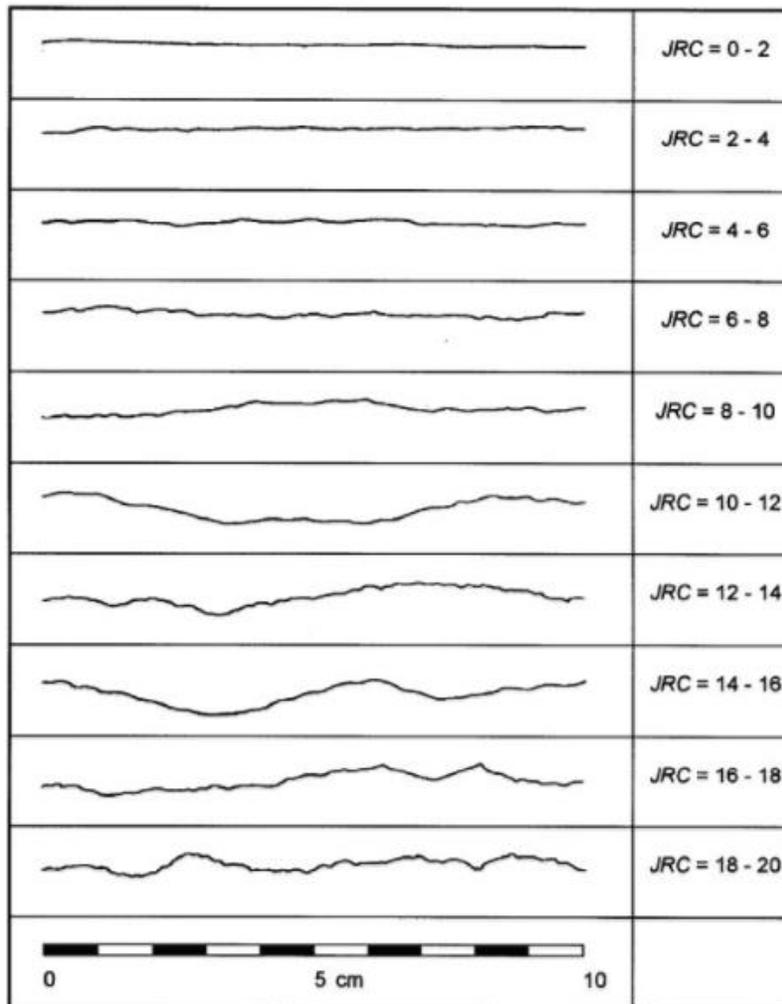
La ecuación básica de caracterización de la resistencia es la siguiente:

$$\tau = \sigma n \tan \left[\phi b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma n} \right) \right] \quad (26)$$

En donde: τ , es la resistencia al corte; σ_n , es la presión normal; ϕ_b , es el ángulo básico de la matriz rocosa; JRC, es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad y JCS, es la resistencia a compresión simple del material en la junta.

Determinación de JRC: los perfiles de rugosidad conjunta de roca que muestra el típico rango de JRC se muestra a continuación.

Figura 2.8. Rango de JCR para perfiles de rugosidad conjunta de roca



Ángulo básico de fricción interna en la superficie de deslizamiento ϕ_b : el valor básico del ángulo básico de fricción interna en la superficie de deslizamiento es aproximadamente igual al valor residual ϕ_r . No obstante, puede ser medido generalmente en laboratorios utilizando dispositivos de medición de corte (el área típica de espécimen es 50 x 50mm). El rango típico del ángulo básico de fricción interna para superficies de rocas degradadas es de 25° a 35°.

JCS es igual a la resistencia a la compresión simple de la roca (σ_c) si la junta no está alterada y puede reducirse hasta $\frac{1}{4}$ si las paredes de la litoclasea sí lo están.

El análisis ha sido realizado para su aplicación sobre tres tipologías de superficies discontinuas:

- Diaclasamiento de contacto en el macizo rocoso, gneiss – gneiss.
- Contacto entre el hormigón de la presa y el techo de roca, hormigón – gneiss.
- Discontinuidad a través de la superficie de la falla localizada aguas arriba del eje de la presa y proyectada por debajo de los módulos.

Los parámetros de referencia empleados en cada modelo y los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 2.5. Las curvas de resistencia correspondientes a cada una de las superficies consideradas han sido representadas en la Figura 2.9.

Tabla 2.5. Parámetros característicos de modelo de Barton y Bandis

Contacto	Gneiss - Gneiss			Hormigón - Gneiss			Falla Profunda		
	Angulo básico (°)	33		Angulo básico (°)	33		Angulo básico (°)	25	
	JRC	16		JRC	14		JRC	8	
	JCS	15		JCS	15		JCS	10	
Presión Normal (SIGN) Mpa	Tensión Corte (TAU) Mpa	Angulo Fricción (φ) °	Cohesión (C) Mpa	Tensión Corte (TAU) Mpa	Angulo Fricción (φ) °	Cohesión (C) Mpa	Tensión Corte (TAU) Mpa	Angulo Fricción (φ) °	Cohesión (C) Mpa
0.060	0.178	61	0.07	0.138	59	0.04	0.056	39	0.01
0.120	0.277	57	0.09	0.229	55	0.06	0.102	37	0.01
0.180	0.365	55	0.11	0.310	52	0.08	0.146	35	0.02
0.240	0.446	53	0.13	0.386	51	0.09	0.187	34	0.02
0.300	0.523	51	0.15	0.458	50	0.11	0.228	34	0.03
0.360	0.597	50	0.16	0.527	49	0.12	0.267	33	0.03
0.420	0.668	49	0.18	0.594	48	0.13	0.305	32	0.04
0.480	0.737	48	0.20	0.659	47	0.15	0.343	32	0.04
0.540	0.804	48	0.21	0.722	46	0.16	0.380	32	0.05
0.600	0.869	47	0.23	0.784	46	0.17	0.417	31	0.05

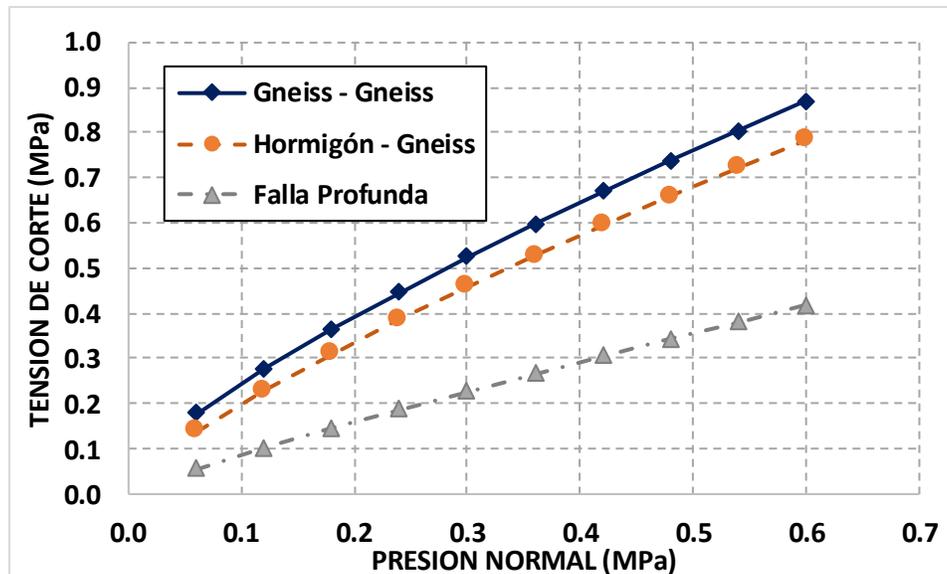


Figura 2.9. Curvas de resistencia en planos de discontinuidad. Modelo de Barton y Bandis

En el caso del contacto de aplicación sobre los bloques centrales, se procurará la conformación de un plano de apoyo con calidades superiores a las condiciones medias establecidas en las márgenes del emplazamiento. Se considera que, sobre estos sectores, se prevé la localización de un medio con un ángulo básico de hasta 33°, aproximadamente.

El módulo de elasticidad de la roca tiene influencia directa en el período natural de vibración de la estructura. Dado que el espectro de diseño es creciente con el período de vibración en el rango de períodos de 0,0 a 0,3 segundos que se encuentra el período fundamental de la presa, valores de módulo de elasticidad por debajo del asumido en esta memoria produce estimaciones de corte basal más elevados y consiguiente menor seguridad estructural.

2.3.2. Hormigón del Cuerpo de Presa

Las propiedades asumidas para el hormigón de cuerpo de presa son:

- Módulo dinámico 1.750.000 ton/m².
- Módulo estático 1.430.000 ton/m².
- Coeficiente de Poisson: 0,2
- Peso específico: 2,3 ton/m³
- Porosidad: 6%
- Tensión característica del hormigón H8: 80 kgf/cm² (800 ton/m²)

Las tensiones admisibles en el hormigón de la presa (tensión característica de 800 ton/m²) son las indicadas en la Tabla 2.6.

Tabla 2.6. Tensiones admisibles del hormigón para distintos estados de carga

Caso	Descripción	Tracción (tn/m ²)	Compresión (tn/m ²)
NH	Normal	0,00	240,00
IH, IS, IG	Inusual	45,90	400,00
EH, ES	Extremo	114,00	720,00

2.3.3. Agua. Subpresiones y Empujes

Los empujes hidráulicos se estimaron para cada condición de carga según las especificaciones de la norma USACE. Los efectos de empuje vertical del agua sobre la presa y fundación (subpresión) se modelan con un campo de presiones hidrostáticas aplicado sobre la interfaz presa-fundación y presa-fluido.

Para el análisis de la estabilidad global se ha considerado una eficiencia de los drenes de entre el 30% y 50%, en todos los estados de carga considerados. La condición del macizo en términos de niveles de fracturamiento vertical y horizontal no permiten garantizar eficiencia de drenes más elevadas en esta etapa del proyecto, sin la ejecución de ensayos de inyecciones y pruebas piezométricas. Según norma, la utilización de niveles de eficiencia de drenes mayores al 50% requieren justificación especial.

La Figura 2.10. muestra el conjunto de esfuerzos generados por la acción del agua.

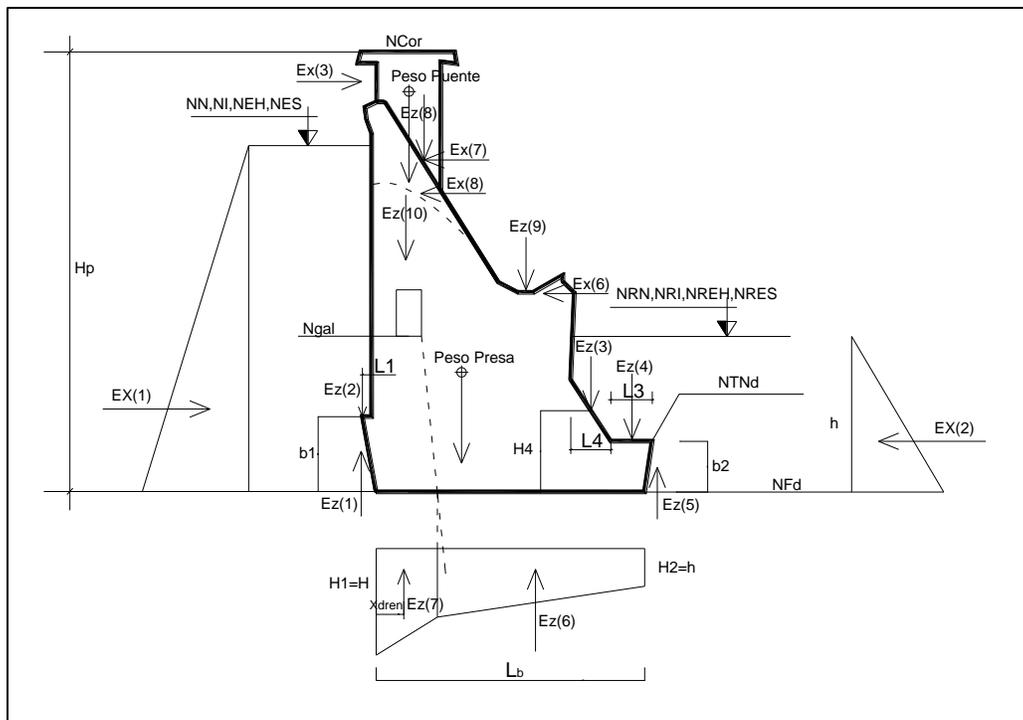


Figura 2.10. Localización de componentes hidráulicos de aplicación en la sección

Donde:

- Ex (1) = Empuje hidrostático aguas arriba.
- Ex (2) = Empuje hidrostático aguas abajo.
- Ex (3) = Empuje sobre las pilas del puente.
- Ex (6) = Empuje sobre trampolín de salto esquí.
- Ex (7) = Empuje horizontal sobre vertedero principal.
- Ex (8) = Empuje horizontal sobre vertedero regulador.
- Ez (1) = Peso de la presa.
- Ez (2) = Empuje vertical aguas arriba de la presa.
- Ez (3) = Empuje vertical aguas abajo de la presa.
- Ez (4) = Empuje vertical sobre saliente aguas arriba de la presa.
- Ez (5) = Empuje vertical sobre saliente aguas debajo de la presa.
- Ez (6) = Subpresión sobre la base de la presa aguas arriba del dren.
- Ez (7) = Subpresión sobre la base de la presa aguas abajo del dren.
- Ez (8) = Empuje vertical sobre vertedero regulador.
- Ez (9) = Empuje vertical sobre salto en esquí.
- Ez (10) = empuje vertical sobre vertedero regulador.

2.3.3. Agua. Presiones Hidrodinámicas

2.3.3.1. Sismos. Espectros de Diseño

Los espectros de aplicación para las caracterizaciones en el sitio son los siguientes:

- OBE. Definido a partir del sismo de aplicación para el sitio, según el CIRSOC 103. La composición de este se presenta en la Figura 2.11.
- MCE. Definido a partir de los efectos que genera la falla de Comechingones, su composición se presenta en la Figura 2.11.

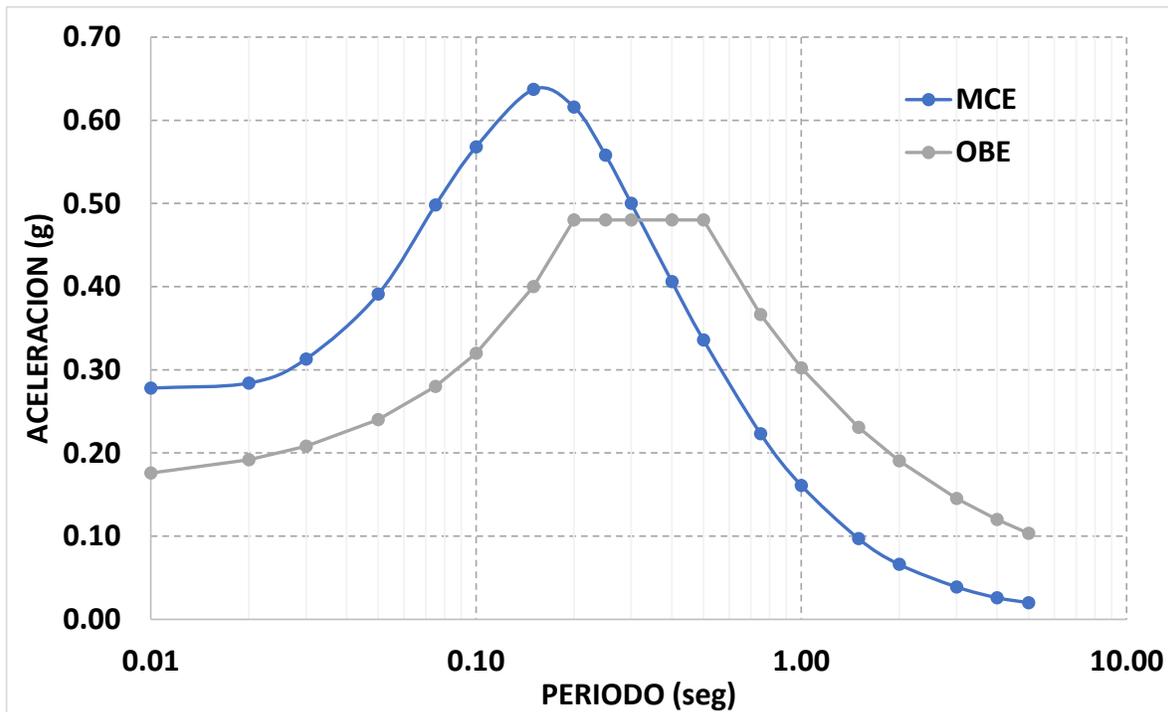


Figura 2.11. Espectros para los sismos OBE y MCE

A los fines de la caracterización numérica, la Tabla 2.7. presenta las aceleraciones aplicables para ambos espectros, en función del período considerado.

Tabla 2.7. Composición de espectros de aplicación

T (s)	MCE Comechingones Media (g)	OBE CIRSOC (g)
0.01	0.278	0.176
0.02	0.284	0.192
0.03	0.313	0.208
0.05	0.391	0.240
0.08	0.498	0.280
0.10	0.568	0.320
0.15	0.637	0.400
0.20	0.616	0.480
0.25	0.558	0.480
0.30	0.500	0.480
0.40	0.406	0.480
0.50	0.336	0.480
0.75	0.223	0.366
1.00	0.161	0.302
1.50	0.097	0.231
2.00	0.066	0.190
3.00	0.039	0.145
4.00	0.026	0.120
5.00	0.020	0.103

Sobre la base de una estimación de comportamiento de la presa, apoyado en un medio continuo rígido, se ha efectuado una estimación preliminar del período de la presa. Los valores característicos son los indicados en la Tabla 2.8.

Tabla 2.8. Estimación de períodos propios de los módulos

Altura (mts)	Período (seg)
15	0.030
20	0.040
25	0.049
30	0.059
35	0.069
40	0.079
45	0.089

El período fundamental de la presa de aproximadamente 45 m de altura se estima del orden de 0,08 a 0,10 segundos. El mismo podría tomar valores superiores en función de la consideración de módulos de deformación dinámica sensiblemente inferiores al hormigón de la presa.

2.3.3.2. Método Simplificado de Westergaard

La consideración de efectos hidrodinámicos se realiza mediante masas de Westergaard para verificación de seguridad al deslizamiento global. Este método es solo aplicable en presas de gravedad.

Se basa en considerar la presa como un sólido rígido 2D y el fluido del embalse incompresible. La acción sísmica sobre la presa se asimila a una acción horizontal y otra vertical, con la resultante pasando por el centro de gravedad de la sección considerada.

Westergaard obtuvo una expresión analítica para la distribución de la amplitud de las presiones hidrodinámicas sobre el trasdós; mostró que estas tienen fase opuesta a la aceleración del terreno, por lo que se podían interpretar como unas fuerzas equivalentes de inercia, correspondientes a una cierta masa de agua que acompaña solidariamente a la presa en su movimiento de sólido rígido. La evaluación de dicha masa de agua se realiza a partir de la igualación de las fuerzas de inercia de esta con la fuerza hidrodinámica ejercida sobre el trasdós de la presa, a causa de su movimiento. Esta analogía formó la base del concepto de masa añadida.

Westergaard aproximó la solución exacta obtenida a una distribución parabólica, la cual consideró mejor que una distribución con forma de cuadrante de elipse. Así, obtuvo unas expresiones simplificadas para determinar tanto la distribución de presiones

hidrodinámicas sobre la presa, como la masa ficticia de agua adosada a cada unidad de área del trasdós de la presa en su movimiento.

$$p_w = C_w \alpha \sqrt{Hy} \left(\frac{tn}{m^2} \right) \quad (27)$$

siendo p_w la presión hidrodinámica a profundidad y (m); H el máximo nivel de agua en embalse (m); α la aceleración máxima del sismo considerado como fracción de g ; C_w la presión adimensional de Westergaard, la cual se obtiene como:

$$C_w = \frac{0.817}{\sqrt{1 - 0.72 \left(\frac{H}{304.8 T} \right)}} \cong 7/8 \quad (28)$$

con T periodo de oscilación de la presa (aproximadamente 1s a falta de información).

El empuje producido por esta sobrepresión se determina como:

$$E_w = \frac{2}{3} C_w \alpha H^2 \quad (tn) \quad (29)$$

Con la resultante ubicada a $2/5$ de la altura de la sección de la presa.

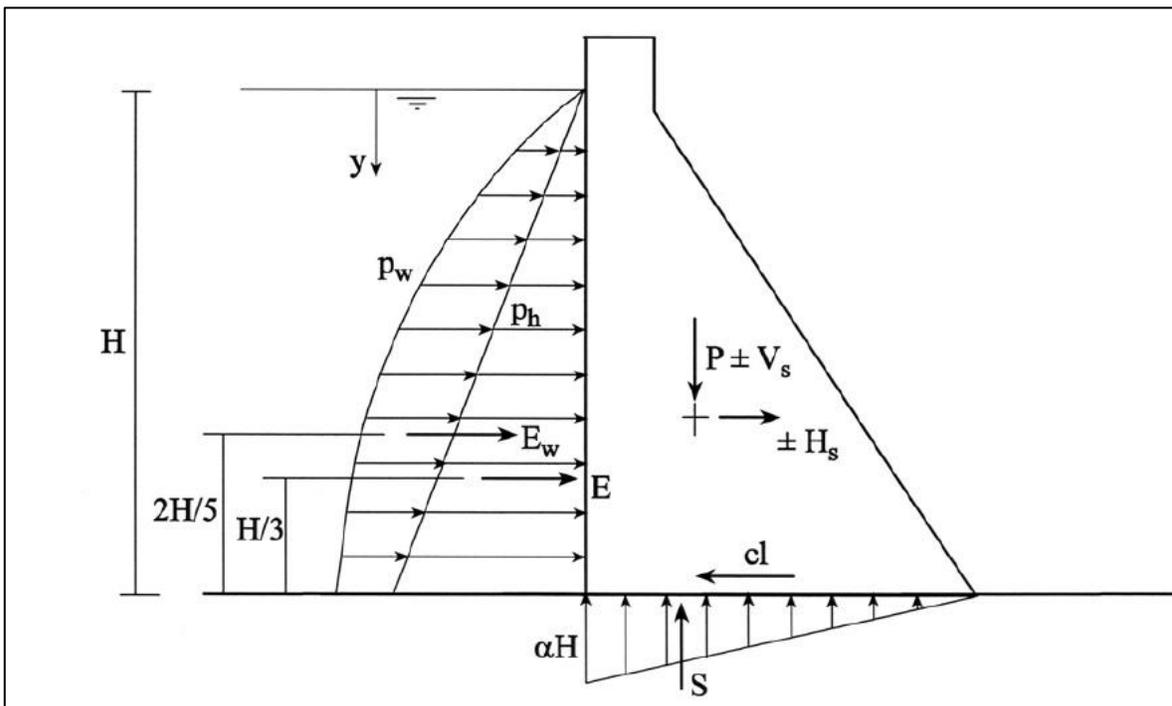


Figura 2.12. Diagrama de presiones hidrodinámicas según Westergaard

3. DETERMINACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

3.1. COTA DE CORONAMIENTO

3.1.1. Generalidades

Los análisis realizados corresponden a los procesos de generación de olas según tres alineamientos considerados dominantes. Estos han sido indicados en la Figura 3.1. y han sido denominados Tramo 1, 2 y 3.

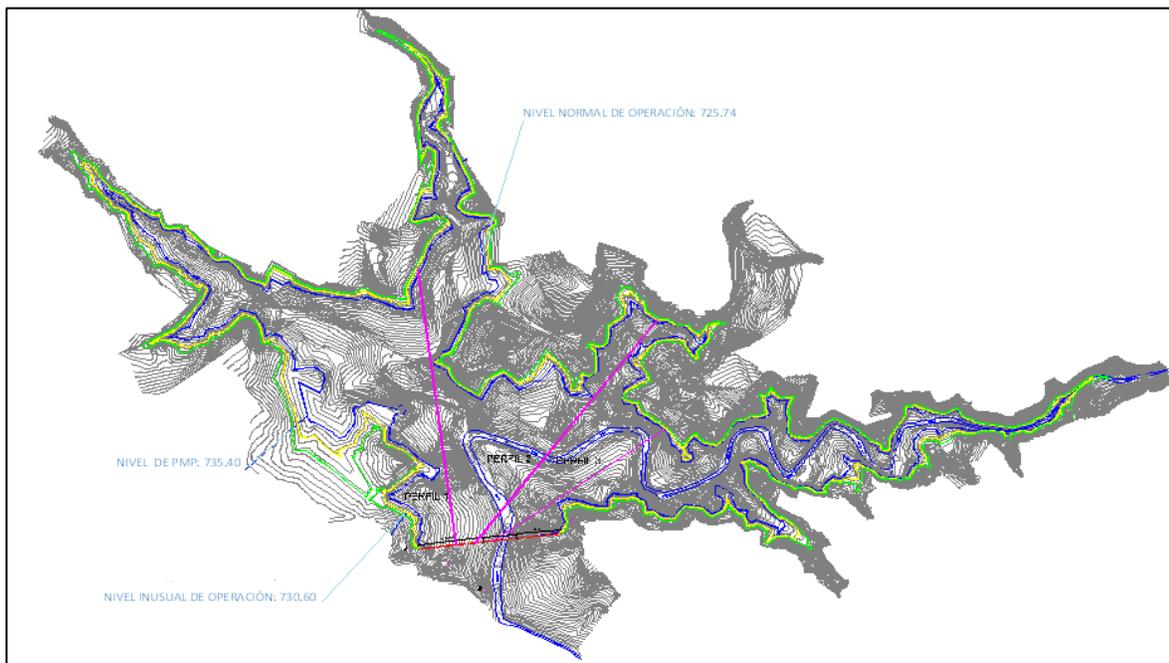


Figura 3.1. Niveles de embalse considerados en la modelación.

Para estas tres secciones de presa se consideran tres situaciones de niveles del lago correspondientes a distintas situaciones de funcionamiento vinculadas a distintas recurrencias. La combinación de estas situaciones permite ver las variaciones de las variables en juego y los resultados obtenidos.

- **Cota de Operación Normal del Embalse.** Fijada en el valor 725.74. La misma corresponde a la operación de la presa, con descarga por el vertedero regulador. Resulta aplicable para recurrencias de 25 años.
- **Cota de Operación Inusual del Embalse.** Fijada en el valor 730.60. La misma corresponde a la operación del mismo con descarga en el vertedero principal. Aplicable a recurrencias de 100 años.

- **Cota de Embalse Extremo.** Fijada en 735.40 metros. Es la correspondiente al nivel generado bajo la PMP.

3.1.2. Vientos de Diseño

Se ha realizado una búsqueda de información existente sobre los vientos en la zona de la obra al momento del estudio de referencia. Como conclusión de aquellos análisis se concluyó en la posibilidad de empleo de la información utilizada en la confección del mapa de vientos del CIRSOC 102, centrándose la búsqueda en localidades de la zona. La información obtenida contiene datos de San Luis y Laboulaye, localidades equidistantes a la obra en cuestión.

Los valores para la zona de implantación de la presa se obtuvieron considerando un promedio de las dos estaciones. Estos se muestran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Registros de vientos estimados para La Tapa. Fuente: RRHH (2009)

Recurrencia (años)	San Luis Vel. (m/s)	Laboulaye Vel. (m/s)	La Tapa Vel. (m/s)
1	21.0	20.3	20.6
5	31.2	32.9	32.0
10	33.7	36.0	34.9
50	39.3	42.9	41.1
100	41.6	45.8	43.7
500	47.1	52.6	49.8
1000	49.4	55.4	52.4

3.1.3. Longitud de Fetch

Los valores de fetch calculados para las distintas secciones de presa y los distintos niveles de embalse se resumen en la Tabla 3.2, en la cual el fetch está expresado en metros.

Tabla 3.2 Longitud DE Fetch en Tramo 1, Tramo 2 y Tramo 3

FETCH	Longitudes del Fetch		
Sección	NM Normal	NM diseño	NM Extraordinario
PERFIL 1	1.111,87 m	1.136,19 m	1.151,82 m
PERFIL 2	1.161,01 m	1.176,71 m	1.185,98 m
PERFIL 3	831,10 m	840,90 m	847,07 m

3.1.4. Profundidad Media

Para el cálculo del Set Up es necesario definir el valor de profundidad media que se tiene a lo largo de los tramos previamente definidos, en función de los diferentes niveles de embalse.

Tabla 3.3. Niveles de Profundidad Media para los Tramos 1, Tramo2 y Tramo 3

PROFUNDIDAD MEDIA	Nivel de embalse		
	NMNormal	NM diseño	NM Extraordinario
TRAMO 1	12.65 m	15.77 m	17.47 m
TRAMO 2	14.16 m	17.37 m	19.16 m
TRAMO 3	16.45 m	19.66 m	21.43 m

3.1.5. Resultados Obtenidos

Dado que tanto la altura del lago como la magnitud del viento están asociadas a recurrencias, se estudian diferentes recurrencias y diferentes duraciones del viento para encontrar la combinación que conduzca a la verificación de la cota de coronamiento. Los datos disponibles y las características de distribución espacial de los vientos máximos no permiten definir direcciones preferenciales por lo que los valores máximos serán asociados a los fetch máximos en cada caso.

En el anexo A se presentan las planillas de cálculo realizadas para la estimación de los niveles de agua obtenidos en los 3 (tres) tramos en estudio. Estos niveles permitirán definir la Cota de Coronamiento a adoptar en la presa La Tapa, la cual deberá cubrir no solo el nivel de embalse calculado, sino tener en cuenta a su vez, el nivel al que se encuentra la estructura de puente (y sus dimensiones) y una cierta revancha a contemplar entre el máximo nivel de embalse y la estructura de puente.

Se presenta a continuación, de manera resumida, los datos y resultados correspondientes para todas las secciones y niveles considerados:

Tabla 3.4. Resumen de resultados para Tramo 1

Sección TRAMO 1		
Nivel	<i>Datos Generales</i>	
"NORMAL"	Cota Minima al pie de talud (m)	768,00
725,74	Cota Media a lo largo del fetch (m)	794,37
R= 25 años	Fetch Maximo (m)	1111,87
DISEÑO	Hs (m)	0,99
	Su (m)	0,03
Oleaje	Su + Ola (m)	1,01
R = 100 años	Cota max Agua (m)	726,75
VERIFICACION	Hs (m)	1,14
	Su (m)	0,03
Oleaje	Su + Ola (m)	1,18
R = 400 años	Cota max Agua (m)	726,92
Nivel	<i>Datos Generales</i>	
"MAXIMO"	Cota Minima al pie de talud (m)	768,00
730,60	Cota Media a lo largo del fetch (m)	797,27
R= 1000 años	Fetch Maximo (m)	1136,19
DISEÑO	Hs (m)	0,75
	Su (m)	0,01
Oleaje	Su + Ola (m)	0,76
R = 10 años	Cota max Agua (m)	731,36
Nivel	<i>Datos Generales</i>	
"M.E."	Cota Minima al pie de talud (m)	756,00
735,40	Cota Media a lo largo del fetch (m)	797,93
R= PMP	Fetch Maximo (m)	1151,82
DISEÑO	Hs (m)	0,39
	Su (m)	0,00
Oleaje	Su + Ola (m)	0,40
R = 1 años	Cota max Agua (m)	735,80

Tabla 3.5. Resumen de resultados para Tramo 2

Sección TRAMO 2		
Nivel	<i>Datos Generales</i>	
"NORMAL"	Cota Minima al pie de talud (m)	768,00
725,74	Cota Media a lo largo del fetch (m)	774,98
R= 25 años	Fetch Maximo (m)	1161,01
DISEÑO	Hs (m)	1,01
	Su (m)	0,03
Oleaje	Su + Ola (m)	1,03
R = 100 años	Cota max Agua (m)	726,77
VERIFICACION	Hs (m)	1,17
	Su (m)	0,03
Oleaje	Su + Ola (m)	1,20
R = 400 años	Cota max Agua (m)	726,94
Nivel	<i>Datos Generales</i>	
"MAXIMO"	Cota Minima al pie de talud (m)	768,00
730,60	Cota Media a lo largo del fetch (m)	772,83
R= 1000 años	Fetch Maximo (m)	1176,71
DISEÑO	Hs (m)	0,76
	Su (m)	0,01
Oleaje	Su + Ola (m)	0,77
R = 10 años	Cota max Agua (m)	731,37
Nivel	<i>Datos Generales</i>	
"M.E."	Cota Minima al pie de talud (m)	768,00
735,40	Cota Media a lo largo del fetch (m)	772,79
R= PMP	Fetch Maximo (m)	1185,98
DISEÑO	Hs (m)	0,40
	Su (m)	0,00
Oleaje	Su + Ola (m)	0,40
R = 1 años	Cota max Agua (m)	735,80

Tabla 3.6. Resumen de resultados para Tramo 3

Sección TRAMO 3		
Nivel	<i>Datos Generales</i>	
"NORMAL"	Cota Minima al pie de talud (m)	768,00
725,74	Cota Media a lo largo del fetch (m)	774,98
R= 25 años	Fetch Maximo (m)	831,10
DISEÑO	Hs (m)	0,85
	Su (m)	0,02
Oleaje	Su + Ola (m)	0,87
R = 100 años	Cota max Agua (m)	726,61
VERIFICACION	Hs (m)	0,99
	Su (m)	0,02
Oleaje	Su + Ola (m)	1,01
R = 400 años	Cota max Agua (m)	726,75
Nivel	<i>Datos Generales</i>	
"MAXIMO"	Cota Minima al pie de talud (m)	768,00
730,60	Cota Media a lo largo del fetch (m)	772,83
R= 1000 años	Fetch Maximo (m)	840,90
DISEÑO	Hs (m)	0,64
	Su (m)	0,01
Oleaje	Su + Ola (m)	0,65
R = 10 años	Cota max Agua (m)	731,25
Nivel	<i>Datos Generales</i>	
"M.E."	Cota Minima al pie de talud (m)	768,00
735,40	Cota Media a lo largo del fetch (m)	772,79
R= PMP	Fetch Maximo (m)	847,07
DISEÑO	Hs (m)	0,34
	Su (m)	0,00
Oleaje	Su + Ola (m)	0,34
R = 1 años	Cota max Agua (m)	735,74

Analizando cada una de las situaciones más desfavorable, podemos determinar la correspondiente cota de coronamiento según los niveles de embalse:

Para un tiempo de recurrencia de 25 años, se obtuvo la siguiente cota de coronamiento:

Para el lago en cota 732.74 m: $725.74 + 1.20 = 726.94 + Revancha$

Para un tiempo de recurrencia de 100 años, se obtuvo la siguiente cota de coronamiento:

Para el lago en cota 730.60 m: $730.60 + 0.78 = 731.38 + Revancha$

También se ha realizado una evaluación del comportamiento de la presa con el nivel de embalse asociado a la PMP llegándose en este caso a la cota de coronamiento con un oleaje asociado a un viento de 1 año de recurrencia. Para esta situación de verificación los valores obtenidos son los siguientes:

Para el lago en cota 735.40 m: $735.40 + 0.40 = 735.80 + Revancha$

Por lo tanto, adoptando 736.00 m como cota de coronamiento se logra impedir el paso del agua por sobre la presa. Así mismo, se consideró una revancha adicional debido a la estructura del puente, resultando una cota de coronamiento de 736.70 m.

Tabla 3.7. Obtención de Cota de Coronamiento para la presa La Tapa

Altura a fondo de Viga (m)	0,40
Altura Puente (m)	0,40
Revancha (m)	0,10
PMP (m)	735,40
Cota de Coronamiento (1) (m)	735,90
Cota de Coronamiento (2) = Cota PMP + Altura a fondo de viga + Altura puente (m)	736,70

3.2. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

3.2.1 Características del Embalse

Para la realización del análisis estructural de la presa La Tapa, será necesario conocer los niveles de embalse que se tendrán sobre la misma como así también las diferentes cotas a las cuales se encuentran cada uno de los componentes de la presa.

Las principales características geométricas que presenta la presa La Tapa son:

Tabla 3.8. Principales características geométricas de la presa.

	Cota (m)	Dimensiones
Coronamiento	736.70	Ancho = 7.20 m
Vertedero Principal	730.00	5 vanos Long. Total = 80.00 m Ancho de pilas = 1.00 m
Vertedero Regulador	725.74	Cantidad = 1 Ancho = 3.20 m Alto = 1.50 m
Descargador de fondo	704.00	2 conductos acero Ø 500 mm

En función de estas características de composición de la presa y de la composición del embalse, se han establecido los niveles de embalse que se utilizaron para el cálculo de presiones sobre la presa y subpresiones. Los niveles han sido determinados mediante modelación hidrológica, para distintas recurrencias, clasificándolos en niveles en condiciones de carga hidráulica normal, inusual y extrema.

Como se observa en las tablas anteriores, el vertedero principal se utiliza en eventos individuales de recurrencia mayor a 25 años. En la PMP, el caudal pasa por el vertedero principal.

Tabla 3.9. Niveles del embalse para condiciones de carga consideradas

Denominación del caso en Memoria	Cargas	Condición USACE	Nivel de Embalse (m)	Observaciones
NH	Peso propio Presiones Hidrostáticas	Normal	725.74	Nivel de embalse coincidente con umbral de orificio regulador
IH	Peso propio Presiones Hidrostáticas	Inusual	730.60	Nivel de embalse correspondiente a R = 100 años
IS	Peso propio Presiones Hidrostáticas Sismo OBE	Inusual	728.00	Sismo OBE
EH	Peso propio Presiones Hidrostáticas	Extremo	735.40	PMP
ES	Peso propio Presiones Hidrostáticas Sismo MCE	Extremo	728.00	Sismo MCE
IG	Peso Propio	Inusual	-	Construcción de presa. Sin Cargas hidráulicas significativas

3.2.2. Composición Estructural

3.2.2.1. Condiciones de Apoyo. Cotas de fundación adoptadas

- En módulos centrales de zona de cierre (ménsulas más exigidas desde el punto de vista estructural e hidráulico), la excavación posee aproximadamente 10 a 12 m de profundidad, alcanzando macizo de roca con velocidades de onda del orden de 2500 m/s,
- Módulos de margen izquierda se excava aproximadamente entre 5 y 7 metros, hasta apoyar en una roca con condiciones adecuadas para la sollicitación mecánica propuesta.
- Módulos de margen derecha se excava aproximadamente 10 y 8 metros, para alcanzar roca con condiciones mecánicas similares a las planteadas sobre la margen opuesta.

Se verificará durante la construcción de la presa que las ménsulas de más de 20 m de altura total resulten fundadas sobre el macizo de roca con índices RQD > 25% y GSI > 30 con parámetros mínimos de módulo de elasticidad global, cohesión y ángulo de fricción no inferiores a los utilizados en esta memoria. En las márgenes izquierda y derecha se fundará sobre roca con velocidades de onda del orden de 1500 m/s o mayor. Las demás ménsulas se fundarán con una penetración (encastre) en el macizo no menor a 1,5 m de profundidad.

3.2.2.2. Galería de Inspección

Las condiciones de la fundación de la presa La Tapa y las condiciones de operación de la presa que determinan cotas de embalse altas para condiciones normales, inusuales y extremas, hacen recomendable la construcción de una cortina de impermeabilización y drenes que desagüen a una galería de inspección. Considerando los niveles de embalse y niveles de restitución del cauce aguas abajo a donde desaguan los drenes a través de la galería de inspección, se define el nivel de la galería de inspección en la zona central de la presa como $N_{gal} = 709.29$ m. En los módulos de los estribos laterales de la presa, las galerías se definen con niveles más altos.

3.2.2.3. Composición Geométrica de los Módulos

En los **módulos centrales** (con presencia de flujo a través del vertedero), a nivel de anteproyecto se han propuesto secciones con paramento aguas arriba vertical, para simplificar el proceso constructivo. La pendiente del paramento aguas abajo se fija en 0,80H:1,00V. En estos módulos se asume una cota de cimentación en 690.00 m y de coronamiento en 736.70 m.

Se asume la disposición de una capa de hormigón estructural en el paramento de aguas arriba. La misma tiene un espesor (L_a) de 0,40 metros.

Para los **módulos laterales** (sin posibilidad de flujo) se analizaron secciones con pendiente en el paramento aguas debajo de 0.76H:1V. Se estimó en el prediseño que pendientes más elevadas determinan condiciones de estabilidad comprometidas al vuelco.

Los bloques o ménsulas de la presa varían en altura y presentan juntas verticales que no ofrecen resistencia estructural alguna y que simplemente proveen estanqueidad hidráulica (water stops) lo que determina que, un análisis estructural sin considerar acoplamiento de las ménsulas resulta razonable. La Figura 3.2. presenta esquemáticamente dos secciones características.

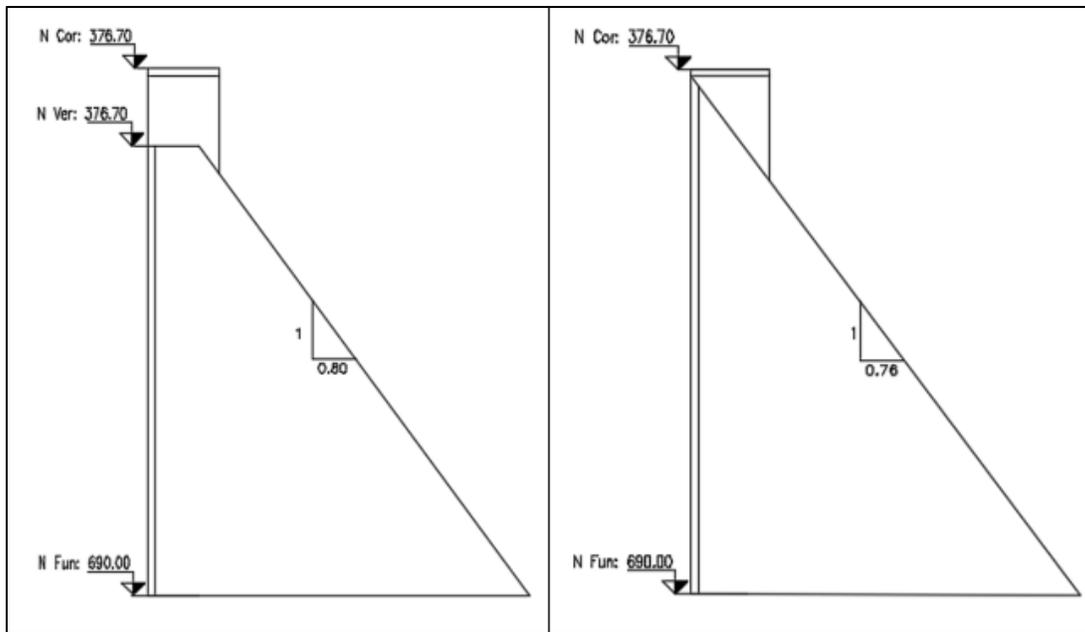


Figura 3.2. Esquemas geométricos de módulos centrales y laterales

Finalmente, los módulos M16, M17, M18, M19, M20, M21 y M22 se diseñan con pendiente 0.80H:1V en el paramento aguas abajo, mientras que el resto de los módulos se diseñan con mayor pendiente (0.76H:1V).

3.2.3. Resultados obtenidos

Se presentará a continuación un resumen de los resultados obtenidos del análisis estructural de las secciones más representativas de la presa La Tapa.

En los anexos A se adjuntarán las planillas de cálculo correspondiente a la verificación de estabilidad de cada uno de los módulos, detallando cada uno de los parámetros y variables consideradas para tal fin.

3.2.3.1. Análisis de Estabilidad: Sección Ciega

Se han realizado las verificaciones de estabilidad para dos perfiles tipo (sin vertedero) que presenta la presa: perfiles hasta 36 m de altura y perfiles hasta 45 m.

Se puede observar que, teniendo en cuenta los valores límites postulados en la Tabla 2.2. del capítulo 2, la sección verifica para todos los análisis.

Tabla 3.10.a. Resultados de Análisis de Estabilidad en Módulo Lateral hasta 36 m.

Sección Ciega hasta 36 m								
Datos		Verificaciones	NH	IH	OBE	EH	MCE	IG
Altura (m)	35,82	Vuelco	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
Base (m)	26,69	Deslizamiento (FS)	3,56	2,41	1,74	1,73	1,87	No desliza
Talud (H:1V)	0,76	Tensión Máx. (tn/m ²)	48,44	31,88	74,89	51,58	427,56	80,61

Tabla 3.10.b. Resultados de Análisis de Estabilidad en Módulo Lateral hasta 45 m.

Sección Ciega hasta 45 m								
Datos		Verificaciones	NH	IH	OBE	EH	MCE	IG
Altura (m)	44,95	Vuelco	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
Base (m)	38,40	Deslizamiento (FS)	3,48	2,56	1,89	1,97	1,54	No desliza
Talud (H:1V)	0,80	Tensión Máx. (tn/m ²)	62,76	49,89	58,07	32,91	120,35	101,81

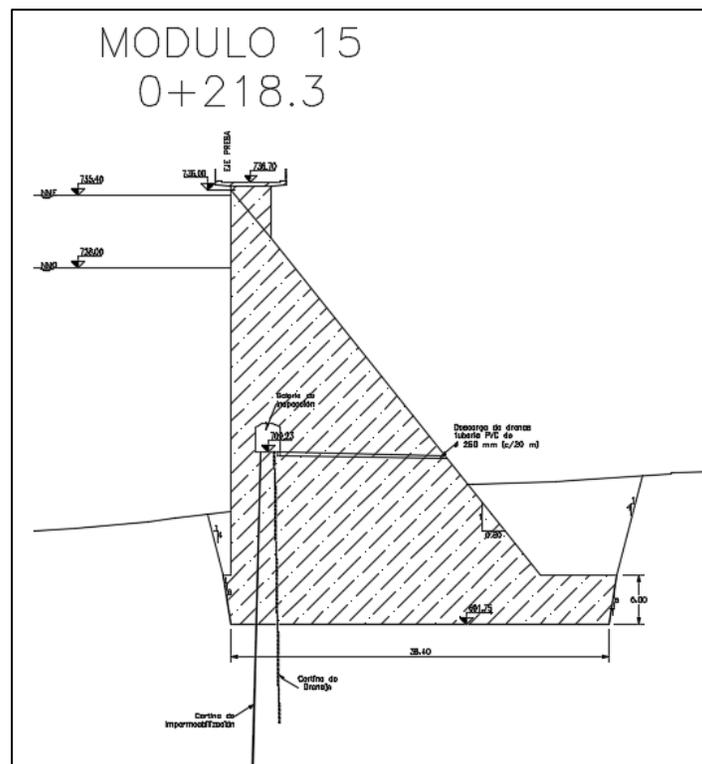


Figura 3.3. Secciones características de los módulos laterales

3.2.3.2. Análisis de Estabilidad: Sección Vertedero Central y Lateral

Para el caso de los módulos que presentan vertedero se analizan dos secciones tipo: las secciones de vertedero central (cuya altura no sobrepasa los 47 m) y las secciones de vertedero lateral (altura menor a los 45 m).

Tabla 3.11.a. Resultados de Análisis de Estabilidad en Módulo de Vertedero Central.

Sección Vertedero Central								
Datos		Verificaciones	NH	IH	OBE	EH	MCE	IG
Altura (m)	46,95	Vuelco	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
Base (m)	39,33	Deslizamiento (FS)	3,15	2,38	1,72	1,85	1,51	No Desliza
Talud (H:1V)	0,80	Tensión Máx. (tn/m ²)	57,37	42,32	71,20	41,56	154,19	99,16

Tabla 3.11.b. Resultados de Análisis de Estabilidad en Módulo de Vertedero Lateral

Sección Vertedero Lateral								
Datos		Verificaciones	NH	IH	OBE	EH	MCE	IG
Altura (m)	46,95	Vuelco	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
Base (m)	42,18	Deslizamiento (FS)	3,65	2,76	1,88	2,15	1,56	No Desliza
Talud (H:1V)	0,80	Tensión Máx. (tn/m ²)	69,42	56,25	66,62	40,04	111,85	106,64

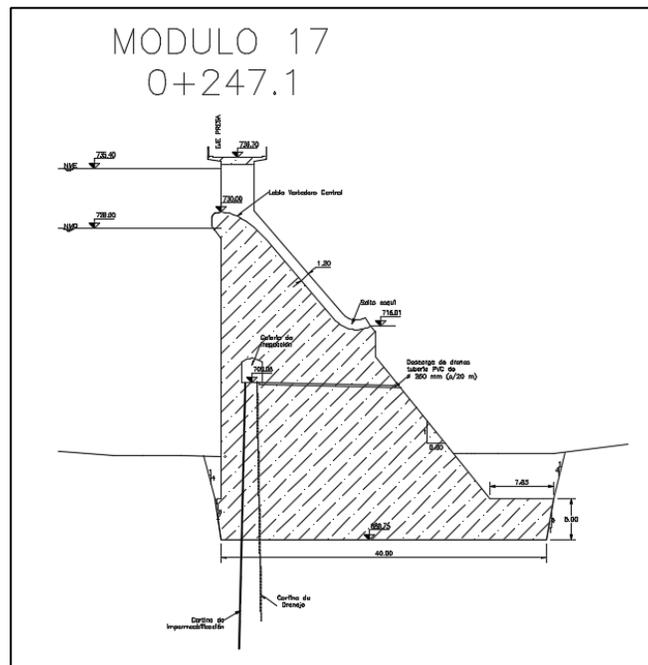


Figura 3.4. Secciones características de los módulos centrales modelados

4. CONCLUSIONES

Luego de la experiencia de trabajo realizados en la Práctica Profesional Supervisada y de la redacción del Informe Técnico Final, se extraen las siguientes conclusiones:

- Se ha podido tomar conciencia de la importancia de la instancia de ajuste de Proyecto en la obra, a los fines de plasmar en la obra soluciones más eficaces y con un tratamiento más eficiente de los recursos, a partir del análisis de información más precisa.
- Por otra parte, se ha logrado crecer en la visualización global de una obra, más allá de los componentes individuales con los que se ha trabajado, entendiendo y participando en la íntima relación entre dichos elementos.
- En relación con el proyecto en particular se pudo tomar conocimiento cabal de la importancia de la interacción con pares a fines de desarrollar soluciones. En general, las soluciones superadoras llegan a partir de aproximaciones sucesivas, de la pluralidad de opiniones y criterios.
- Se ha logrado entender la importancia que tienen en la actualidad de las herramientas informáticas en el proceso de diseño y en la ingeniería en general. El ingeniero del mañana debe estar abierto al aprendizaje de nuevos programas y técnicas.
- En sentido contrario al punto anterior, se ha comprendido lo fundamental que es contar con una base sólida de conocimientos teóricos, a los fines de entender los fenómenos físicos que gobiernan cada problemática. Muchos de estos conocimientos fueron brindados en la carrera de grado, pero se aprendió que la continua capacitación es vital.

Como comentario final, se destaca la importancia de la existencia de la cátedra Práctica Profesional Supervisada, puesto que a través del trabajo realizado se logran relacionar los conocimientos adquiridos en las diferentes materias a lo largo de la carrera, y nos aproxima al ejercicio de la profesión, siendo muchas veces el primer trabajo del alumno, que egresa con una cierta experiencia para insertarse con mayor confianza al mundo laboral.

5. BIBLIOGRAFÍA

- Gravity Dam Design - U.S. Army Corps of Engineers N° 1110-2-2200
- Coastal Engineering Manual - U.S. Army Corps of Engineers N° 1110-2-1100
- Diseño de Pequeñas Presas - Bureau of Reclamation (3° Edición Americana)
- Tratado Básico de Presas (Tomo 1 – Ed. 1998) – Eugenio Villarino Cánovas del Castillo
- Criterios de rotura y clasificaciones geomecánicas - <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6529/06.pdf?sequence=7&isAllowed=y>

ANEXO A – PLANILLAS DE CÁLCULO

A.1. – COTA DE CORONAMIENTO

A.1.1. – Tramo 1

Caso TRAMO	1	R nivel de embalse (años)	25	R viento (años)	400											
Nivel Crecida R (m)	725,74															
Sección Tramo	1															
Datos																
Fetch (X)	[m]	1111,87	Talud 1V:	0	Fetch efectivo (Xe)	[Km]	1,11									
ξ Gumbel viento	[m/s]	26,64	α (°)	90	Prof. Media a lo largo del fetch (dm)	[m]	12,65									
e Gumbel viento	[m/s]	4,17														
Duración U	[s]	3	Condiciones Atmosféricas Estables		[SI/NO]	NO										
z de medición de U	[m]	10														
Prof al pie (d)	[m]	10														
Duración del viento	[s]	1300														
Correcciones de la velocidad del viento (m/s)																
R (años)	U Rec (m/s)	U 10 (m/s)	RL	RL adop	Uw (m/s)	RT	UT (m/s)	U3600 (m/s)	d viento (s)	U dur (m/s)	CD	U* (m/s)	U dur (Km/h)			
1	20,60	20,60	1,20	1,20	24,72	1,10	27,19	18,02	1300,00	18,39	0,00182	0,88	66,21			
5	32,00	32,00	1,20	1,20	38,40	1,10	42,24	27,98	1300,00	28,57	0,00222	1,51	102,84			
10	34,90	34,90	1,20	1,20	41,88	1,10	46,07	30,52	1300,00	31,16	0,00232	1,68	112,16			
50	41,10	41,10	1,20	1,20	49,32	1,10	54,25	35,94	1300,00	36,69	0,00254	2,07	132,09			
100	43,70	43,70	1,20	1,20	52,44	1,10	57,68	38,22	1300,00	39,01	0,00263	2,24	140,45			
400	49,00	49,00	1,20	1,20	58,80	1,10	64,68	42,85	1300,00	43,74	0,00282	2,60	157,48			
Predicción de olas																
			Aguas Profundas						Aguas Poco Profundas							
R (años)	U* (m/s)	U dur (m/s)	t lim F (s)	t viento	X corr	Hmo 1	Tp1	Lo	T lim	X corr	Hmo 2	Tp 2	Lo p	Hs/Hmo	X equiv (m)	
1	0,88	18,39	1484	1300	1,11	0,39	1,626	4,13	9,874	1,11	0,39	1,626	4,13	1,00	719,88	
5	1,51	28,57	1278	1300	1,11	0,66	1,947	5,91	9,874	1,11	0,66	1,947	5,91	1,00	942,79	
10	1,68	31,16	1240	1300	1,11	0,74	2,019	6,36	9,874	1,11	0,74	2,019	6,36	1,00	995,65	
50	2,07	36,69	1173	1300	1,11	0,91	2,164	7,31	9,874	1,11	0,91	2,164	7,31	1,00	1104,88	
100	2,24	39,01	1149	1300	1,11	0,99	2,222	7,70	9,874	1,11	0,99	2,222	7,70	1,00	1149,37	
400	2,60	43,74	1105	1300	1,11	1,14	2,334	8,50	9,874	1,11	1,14	2,334	8,50	1,00	1237,99	
Run up - marea - revancha																
				Setup (m)			Rugosidad	Berma	Profundidad	Inclinación	Ola	Revancha				
R (años)	Hmo	Hs	Tp	Zuider Zee	So	ξ _{up}	γ _r	γ _b	γ _h	γ _β	(m)	set + Ola (m)				
1	0,39	0,39	1,63	0,01	0,09	0,39	0,55	1,00	1,00	0,70	0,39	0,39				
5	0,66	0,66	1,95	0,01	0,11	0,66	0,55	1,00	1,00	0,70	0,66	0,68				
10	0,74	0,74	2,02	0,02	0,12	0,74	0,55	1,00	1,00	0,70	0,74	0,76				
50	0,91	0,91	2,16	0,02	0,12	0,91	0,55	1,00	1,00	0,70	0,91	0,93				
100	0,99	0,99	2,22	0,03	0,13	0,99	0,55	1,00	1,00	0,70	0,99	1,01				
400	1,14	1,14	2,33	0,03	0,13	1,14	0,55	1,00	1,00	0,70	1,14	1,18				

Caso TRAMO	1	R nivel de embalse (años)	25	R viento (años)	100											
Nivel Crecida R	725,74															
Sección Tramo	1															
Datos																
Fetch (X)	[m]	1111,87	Talud 1V:	0	Fetch efectivo (Xe)	[Km]	1,11									
ξ Gumbel viento	[m/s]	26,64	α (°)	90	Prof. Media a lo largo del fetch (dm)	[m]	12,65									
e Gumbel viento	[m/s]	4,17														
Duración U	[s]	3	Condiciones Atmosféricas Estables				[SI/NO]	NO								
z de medición de U	[m]	10														
Prof al pie (d)	[m]	10														
Duración del viento	[s]	1400														
Correcciones de la velocidad del viento (m/s)																
R (años)	U Rec (m/s)	U 10 (m/s)	RL	RL adop	Uw (m/s)	RT	UT (m/s)	U3600 (m/s)	d viento (s)	U dur (m/s)	CD	U* (m/s)	U dur (Km/h)			
1	20,60	20,60	1,20	1,20	24,72	1,10	27,19	18,02	1400,00	18,35	0,00182	0,88	66,07			
5	32,00	32,00	1,20	1,20	38,40	1,10	42,24	27,98	1400,00	28,51	0,00222	1,51	102,63			
10	34,90	34,90	1,20	1,20	41,88	1,10	46,07	30,52	1400,00	31,09	0,00232	1,68	111,93			
50	41,10	41,10	1,20	1,20	49,32	1,10	54,25	35,94	1400,00	36,62	0,00254	2,07	131,82			
100	43,70	43,70	1,20	1,20	52,44	1,10	57,68	38,22	1400,00	38,93	0,00263	2,24	140,16			
400	49,00	49,00	1,20	1,20	58,80	1,10	64,68	42,85	1400,00	43,65	0,00282	2,60	157,16			
Predicción de olas																
Predicción de olas			Aguas Profundas							Aguas Poco Profundas						
R (años)	U* (m/s)	U dur (m/s)	t lim F (s)	t viento	X corr	Hmo 1	Tp1	Lo	T lim	X corr	Hmo 2	Tp 2	Lo p	Hs/Hmo	Xequiv (m)	
1	0,88	18,35	1485	1400	1,11	0,39	1,626	4,13	9,874	1,11	0,39	1,626	4,13	1,00	719,88	
5	1,51	28,51	1278	1400	1,11	0,66	1,947	5,91	9,874	1,11	0,66	1,947	5,91	1,00	942,79	
10	1,68	31,09	1241	1400	1,11	0,74	2,019	6,36	9,874	1,11	0,74	2,019	6,36	1,00	995,65	
50	2,07	36,62	1174	1400	1,11	0,91	2,164	7,31	9,874	1,11	0,91	2,164	7,31	1,00	1104,88	
100	2,24	38,93	1150	1400	1,11	0,99	2,222	7,70	9,874	1,11	0,99	2,222	7,70	1,00	1149,37	
400	2,60	43,65	1106	1400	1,11	1,14	2,334	8,50	9,874	1,11	1,14	2,334	8,50	1,00	1237,99	
Run up - marea - revancha																
Run up - marea - revancha				Setup (m)				Rugosidad	Berma	Profundidad	Inclinación	Ola	Revancha			
R (años)	Hmo	Hs	Tp	Zuider Zee	So	ξup	γr	γb	γh	γβ	(m)	set + Ola (m)				
1		0,39	0,39	1,63	0,01	0,09	0,39	0,55	1,00	1,00	0,70	0,39	0,39			
5		0,66	0,66	1,95	0,01	0,11	0,66	0,55	1,00	1,00	0,70	0,66	0,68			
10		0,74	0,74	2,02	0,02	0,12	0,74	0,55	1,00	1,00	0,70	0,74	0,76			
50		0,91	0,91	2,16	0,02	0,12	0,91	0,55	1,00	1,00	0,70	0,91	0,93			
100		0,99	0,99	2,22	0,03	0,13	0,99	0,55	1,00	1,00	0,70	0,99	1,01			
400		1,14	1,14	2,33	0,03	0,13	1,14	0,55	1,00	1,00	0,70	1,14	1,18			

Caso TRAMO	1	R nivel de embalse (años)	100	R viento (años)	10											
Nivel Crecida R	730,60	Sección Tramo	1													
Datos																
Fetch (X)	[m]	1136,19	Talud 1V:	0	Fetch efectivo (Xe)	[Km]	1,14									
ξ Gumbel viento	[m/s]	26,64	α (°)	90	Prof. Media a lo largo del fetch (dm)	[m]	15,77									
e Gumbel viento	[m/s]	4,17														
Duración U	[s]	3	Condiciones Atmosféricas Estables				[SI/NO]	NO								
z de medición de U	[m]	10														
Prof al pie (d)	[m]	13,03														
Duración del viento	[s]	1700														
Correcciones de la velocidad del viento (m/s)																
R (años)	U Rec (m/s)	U 10 (m/s)	RL	RL adop	Uw (m/s)	RT	UT (m/s)	U3600 (m/s)	d viento (s)	U dur (m/s)	CD	U* (m/s)	U dur (Km/h)			
1	20,60	20,60	1,20	1,20	24,72	1,10	27,19	18,02	1700,00	18,26	0,00182	0,88	65,74			
5	32,00	32,00	1,20	1,20	38,40	1,10	42,24	27,98	1700,00	28,37	0,00222	1,51	102,13			
10	34,90	34,90	1,20	1,20	41,88	1,10	46,07	30,52	1700,00	30,94	0,00232	1,68	111,38			
50	41,10	41,10	1,20	1,20	49,32	1,10	54,25	35,94	1700,00	36,44	0,00254	2,07	131,17			
100	43,70	43,70	1,20	1,20	52,44	1,10	57,68	38,22	1700,00	38,74	0,00263	2,24	139,47			
400	49,00	49,00	1,20	1,20	58,80	1,10	64,68	42,85	1700,00	43,44	0,00282	2,60	156,38			
Predicción de olas																
Predicción de olas			Aguas Profundas						Aguas Poco Profundas							
R (años)	U* (m/s)	U dur (m/s)	t lim F (s)	t viento	X corr	Hmo 1	Tp1	Lo	T lim	X corr	Hmo 2	Tp 2	Lo p	Hs/Hmo	X equiv (m)	
1	0,88	18,26	1509	1700	1,14	0,39	1,638	4,19	11,271	1,14	0,39	1,638	4,19	1,00	719,88	
5	1,51	28,37	1299	1700	1,14	0,67	1,961	6,00	11,271	1,14	0,67	1,961	6,00	1,00	942,79	
10	1,68	30,94	1262	1700	1,14	0,75	2,034	6,45	11,271	1,14	0,75	2,034	6,45	1,00	995,65	
50	2,07	36,44	1193	1700	1,14	0,92	2,180	7,41	11,271	1,14	0,92	2,180	7,41	1,00	1104,88	
100	2,24	38,74	1169	1700	1,14	1,00	2,238	7,81	11,271	1,14	1,00	2,238	7,81	1,00	1149,37	
400	2,60	43,44	1124	1700	1,14	1,16	2,351	8,63	11,271	1,14	1,16	2,351	8,63	1,00	1237,99	
Run up - marea - revancha																
Run up - marea - revancha				Setup (m)				Rugosidad	Berma	Profundidad	Inclinación	Ola	Revancha			
R (años)	Hmo	Hs	Tp	Zuider Zee	So	ξ _{up}	γ _r	γ _b	γ _h	γ _β	(m)	set + Ola (m)				
1	0,39	0,39	1,64	0,00	0,09	0,39	0,55	1,00	1,00	0,70	0,39	0,40				
5	0,67	0,67	1,96	0,01	0,11	0,67	0,55	1,00	1,00	0,70	0,67	0,68				
10	0,75	0,75	2,03	0,01	0,12	0,75	0,55	1,00	1,00	0,70	0,75	0,76				
50	0,92	0,92	2,18	0,02	0,12	0,92	0,55	1,00	1,00	0,70	0,92	0,94				
100	1,00	1,00	2,24	0,02	0,13	1,00	0,55	1,00	1,00	0,70	1,00	1,02				
400	1,16	1,16	2,35	0,03	0,13	1,16	0,55	1,00	1,00	0,70	1,16	1,18				

Caso TRAMO	1	R nivel de embalse (años) PMP	R viento (años)	1											
Nivel Crecida R	735,40														
Sección Tramo	1														
Datos															
Fetch (X)	[m]	1151,82	Talud 1V:	0	Fetch efectivo (Xe)	[Km]	1,15								
ξ Gumbel viento	[m/s]	26,64	α (°)	90	Prof. Media a lo largo del fetch (dm)	[m]	17,47								
e Gumbel viento	[m/s]	4,17													
Duración U	[s]	3													
z de medición de U	[m]	10													
Prof al pie (d)	[m]	15													
Duración del viento	[s]	1900													
Correcciones de la velocidad del viento (m/s)															
R (años)	U Rec (m/s)	U 10 (m/s)	RL	RL adop	Uw (m/s)	Rt	UT (m/s)	U3600 (m/s)	d viento (s)	U dur (m/s)	CD	U* (m/s)	U dur (Km/h)		
1	20,60	20,60	1,20	1,20	24,72	1,10	27,19	18,02	1900,00	18,22	0,00182	0,88	65,58		
5	32,00	32,00	1,20	1,20	38,40	1,10	42,24	27,98	1900,00	28,30	0,00222	1,51	101,87		
10	34,90	34,90	1,20	1,20	41,88	1,10	46,07	30,52	1900,00	30,86	0,00232	1,68	111,10		
50	41,10	41,10	1,20	1,20	49,32	1,10	54,25	35,94	1900,00	36,34	0,00254	2,07	130,83		
100	43,70	43,70	1,20	1,20	52,44	1,10	57,68	38,22	1900,00	38,64	0,00263	2,24	139,11		
400	49,00	49,00	1,20	1,20	58,80	1,10	64,68	42,85	1900,00	43,33	0,00282	2,60	155,98		
Predicción de olas															
Predicción de olas			Aguas Profundas							Aguas Poco Profundas					
R (años)	U* (m/s)	U dur (m/s)	t lim F (s)	t viento	X corr	Hmo 1	Tp1	Lo	T lim	X corr	Hmo 2	Tp 2	Lo p	Hs/Hmo	X equiv (m)
1	0,88	18,22	1524	1900	1,15	0,39	1,646	4,22	12,093	1,15	0,39	1,646	4,22	1,00	719,88
5	1,51	28,30	1312	1900	1,15	0,67	1,970	6,05	12,093	1,15	0,67	1,970	6,05	1,00	942,79
10	1,68	30,86	1274	1900	1,15	0,75	2,043	6,51	12,093	1,15	0,75	2,043	6,51	1,00	995,65
50	2,07	36,34	1205	1900	1,15	0,93	2,190	7,48	12,093	1,15	0,93	2,190	7,48	1,00	1104,88
100	2,24	38,64	1180	1900	1,15	1,00	2,248	7,88	12,093	1,15	1,00	2,248	7,88	1,00	1149,37
400	2,60	43,33	1135	1900	1,15	1,16	2,362	8,70	12,093	1,15	1,16	2,362	8,70	1,00	1237,99
Run up - marea - revancha															
Run up - marea - revancha				Setup (m)			Rugosidad	Berma	Profundidad	Inclinación	Ola	Revancha			
R (años)	Hmo	Hs	Tp	Zuider Zee	So	ξup	γr	γb	γh	γβ	(m)	set + Ola (m)			
1	0,39	0,39	1,65	0,00	0,09	0,39	0,55	1,00	1,00	0,70	0,39	0,40			
5	0,67	0,67	1,97	0,01	0,11	0,67	0,55	1,00	1,00	0,70	0,67	0,69			
10	0,75	0,75	2,04	0,01	0,12	0,75	0,55	1,00	1,00	0,70	0,75	0,77			
50	0,93	0,93	2,19	0,02	0,12	0,93	0,55	1,00	1,00	0,70	0,93	0,94			
100	1,00	1,00	2,25	0,02	0,13	1,00	0,55	1,00	1,00	0,70	1,00	1,02			
400	1,16	1,16	2,36	0,02	0,13	1,16	0,55	1,00	1,00	0,70	1,16	1,19			

A.1.2. – Tramo 2

Caso TRAMO	2	R nivel de embalse (años)	25	R viento (años)	400											
Nivel Crecida R (m)	725,74															
Sección Tramo	2															
Datos																
Fetch (X)	[m]	1161,01	Talud 1V:	0	Fetch efectivo (Xe)	[Km]	1,16									
ξ Gumbel viento	[m/s]	26,64	α (°)	90	Prof. Media a lo largo del fetch (dm)	[m]	14,16									
e Gumbel viento	[m/s]	4,17														
Duración U	[s]	3	Condiciones Atmosféricas Estables				[SI/NO]	NO								
z de medición de U	[m]	10														
Prof al pie (d)	[m]	16														
Duración del viento	[s]	1300														
Correcciones de la velocidad del viento (m/s)																
R (años)	U Rec (m/s)	U 10 (m/s)	Rl	Rl adop	Uw (m/s)	RT	UT (m/s)	U3600 (m/s)	d viento (s)	U dur (m/s)	Cd	U* (m/s)	U dur (Km/h)			
1	20,60	20,60	1,20	1,20	24,72	1,10	27,19	18,02	1300,00	18,39	0,00182	0,88	66,21			
5	32,00	32,00	1,20	1,20	38,40	1,10	42,24	27,98	1300,00	28,57	0,00222	1,51	102,84			
10	34,90	34,90	1,20	1,20	41,88	1,10	46,07	30,52	1300,00	31,16	0,00232	1,68	112,16			
50	41,10	41,10	1,20	1,20	49,32	1,10	54,25	35,94	1300,00	36,69	0,00254	2,07	132,09			
100	43,70	43,70	1,20	1,20	52,44	1,10	57,68	38,22	1300,00	39,01	0,00263	2,24	140,45			
400	49,00	49,00	1,20	1,20	58,80	1,10	64,68	42,85	1300,00	43,74	0,00282	2,60	157,48			
Predicción de olas						Aguas Profundas						Aguas Poco Profundas				X equiv (m)
R (años)	U* (m/s)	U dur (m/s)	t lim F (s)	t viento	X corr	Hmo 1	Tp1	Lo	T lim	X corr	Hmo 2	Tp 2	Lo p	Hs/Hmo	X equiv (m)	
1	0,88	18,39	1528	1300	1,16	0,39	1,650	4,25	12,490	1,16	0,39	1,650	4,25	1,00	719,88	
5	1,51	28,57	1315	1300	1,16	0,68	1,975	6,09	12,490	1,16	0,68	1,975	6,09	1,00	942,79	
10	1,68	31,16	1277	1300	1,16	0,76	2,048	6,54	12,490	1,16	0,76	2,048	6,54	1,00	995,65	
50	2,07	36,69	1208	1300	1,16	0,93	2,195	7,52	12,490	1,16	0,93	2,195	7,52	1,00	1104,88	
100	2,24	39,01	1183	1300	1,16	1,01	2,254	7,93	12,490	1,16	1,01	2,254	7,93	1,00	1149,37	
400	2,60	43,74	1138	1300	1,16	1,17	2,368	8,75	12,490	1,16	1,17	2,368	8,75	1,00	1237,99	
Run up - marea - revancha																
R (años)						Setup (m)			Rugosidad	Berma	Profundidad	Inclinación	Ola	Revancha		
Hmo						Zuider Zee			γr	γb	γh	γβ	(m)	set + Ola (m)		
Hs						So			ξup	γr	γb	γh	γβ	(m)	set + Ola (m)	
Tp						ξup			γr	γb	γh	γβ	(m)	set + Ola (m)		
1	0,39	0,39	1,65	0,39	0,01	0,09	0,39	0,55	1,00	1,00	0,70	0,39	0,40			
5	0,68	0,68	1,98	0,68	0,01	0,11	0,68	0,55	1,00	1,00	0,70	0,68	0,69			
10	0,76	0,76	2,05	0,76	0,02	0,12	0,76	0,55	1,00	1,00	0,70	0,76	0,77			
50	0,93	0,93	2,20	0,93	0,02	0,12	0,93	0,55	1,00	1,00	0,70	0,93	0,95			
100	1,01	1,01	2,25	1,01	0,03	0,13	1,01	0,55	1,00	1,00	0,70	1,01	1,03			
400	1,17	1,17	2,37	1,17	0,03	0,13	1,17	0,55	1,00	1,00	0,70	1,17	1,20			

Caso TRAMO	2	R nivel de embalse (años)	25	R viento (años)	100
------------	---	---------------------------	----	-----------------	-----

Nivel Crecida R	725,74
Sección Tramo	2

Datos								
Fetch (X)	[m]	1161,01	Talud 1V:	0	Fetch efectivo (Xe)	[Km]	1,16	
ξ Gumbel viento	[m/s]	26,64	α (°)	90	Prof. Media a lo largo del fetch (dm)	[m]	14,16	
e Gumbel viento	[m/s]	4,17						
Duración U	[s]	3	Condiciones Atmosféricas Estables				[SI/NO]	NO
z de medición de U	[m]	10						
Prof al pie (d)	[m]	16						
Duración del viento	[s]	1400						

Correcciones de la velocidad del viento (m/s)													
R (años)	U Rec (m/s)	U 10 (m/s)	RL	RL adop	Uw (m/s)	RT	UT (m/s)	U3600 (m/s)	d viento (s)	U dur (m/s)	Co	U* (m/s)	U dur (Km/h)
1	20,60	20,60	1,20	1,20	24,72	1,10	27,19	18,02	1400,00	18,35	0,00182	0,88	66,07
5	32,00	32,00	1,20	1,20	38,40	1,10	42,24	27,98	1400,00	28,51	0,00222	1,51	102,63
10	34,90	34,90	1,20	1,20	41,88	1,10	46,07	30,52	1400,00	31,09	0,00232	1,68	111,93
50	41,10	41,10	1,20	1,20	49,32	1,10	54,25	35,94	1400,00	36,62	0,00254	2,07	131,82
100	43,70	43,70	1,20	1,20	52,44	1,10	57,68	38,22	1400,00	38,93	0,00263	2,24	140,16
400	49,00	49,00	1,20	1,20	58,80	1,10	64,68	42,85	1400,00	43,65	0,00282	2,60	157,16

Predicción de olas			Aguas Profundas							Aguas Poco Profundas					Hs/Hmo	X equiv (m)
R (años)	U* (m/s)	U dur (m/s)	t lim F (s)	t viento	X corr	Hmo 1	Tp1	Lo	T lim	X corr	Hmo 2	Tp 2	Lo p			
1	0,88	18,35	1529	1400	1,16	0,39	1,650	4,25	12,490	1,16	0,39	1,650	4,25	1,00	719,88	
5	1,51	28,51	1316	1400	1,16	0,68	1,975	6,09	12,490	1,16	0,68	1,975	6,09	1,00	942,79	
10	1,68	31,09	1278	1400	1,16	0,76	2,048	6,54	12,490	1,16	0,76	2,048	6,54	1,00	995,65	
50	2,07	36,62	1209	1400	1,16	0,93	2,195	7,52	12,490	1,16	0,93	2,195	7,52	1,00	1104,88	
100	2,24	38,93	1184	1400	1,16	1,01	2,254	7,93	12,490	1,16	1,01	2,254	7,93	1,00	1149,37	
400	2,60	43,65	1139	1400	1,16	1,17	2,368	8,75	12,490	1,16	1,17	2,368	8,75	1,00	1237,99	

Run up - marea - revancha													
R (años)	Hmo	Hs	Tp	Setup (m)			Rugosidad	Berma	Profundidad	Inclinación	Ola	Revancha	
				Zuider Zee	So	ξup	yr	yβ	yh	yβ	(m)	set + Ola (m)	
1		0,39	0,39	1,65	0,01	0,09	0,39	0,55	1,00	1,00	0,70	0,39	0,40
5		0,68	0,68	1,98	0,01	0,11	0,68	0,55	1,00	1,00	0,70	0,68	0,69
10		0,76	0,76	2,05	0,02	0,12	0,76	0,55	1,00	1,00	0,70	0,76	0,77
50		0,93	0,93	2,20	0,02	0,12	0,93	0,55	1,00	1,00	0,70	0,93	0,95
100		1,01	1,01	2,25	0,03	0,13	1,01	0,55	1,00	1,00	0,70	1,01	1,03
400		1,17	1,17	2,37	0,03	0,13	1,17	0,55	1,00	1,00	0,70	1,17	1,20

Caso TRAMO	2	R nivel de embalse (años)	100	R viento (años)	10											
Nivel Crecida R	730,60	Sección Tramo	2													
Datos																
Fetch (X)	[m]	1176,71	Talud 1V:	0	Fetch efectivo (Xe)	[Km]	1,18									
ξ Gumbel viento	[m/s]	26,64	α (°)	90	Prof. Media a lo largo del fetch (dm)	[m]	17,37									
e Gumbel viento	[m/s]	4,17														
Duración U	[s]	3	Condiciones Atmosféricas Estables				[SI/NO]	NO								
z de medición de U	[m]	10														
Prof al pie (d)	[m]	34,67														
Duración del viento	[s]	1700														
Correcciones de la velocidad del viento (m/s)																
R (años)	U Rec (m/s)	U 10 (m/s)	RL	RL adop	Uw (m/s)	RT	UT (m/s)	U3600 (m/s)	d viento (s)	U dur (m/s)	CD	U* (m/s)	U dur (Km/h)			
1	20,60	20,60	1,20	1,20	24,72	1,10	27,19	18,02	1700,00	18,26	0,00182	0,88	65,74			
5	32,00	32,00	1,20	1,20	38,40	1,10	42,24	27,98	1700,00	28,37	0,00222	1,51	102,13			
10	34,90	34,90	1,20	1,20	41,88	1,10	46,07	30,52	1700,00	30,94	0,00232	1,68	111,38			
50	41,10	41,10	1,20	1,20	49,32	1,10	54,25	35,94	1700,00	36,44	0,00254	2,07	131,17			
100	43,70	43,70	1,20	1,20	52,44	1,10	57,68	38,22	1700,00	38,74	0,00263	2,24	139,47			
400	49,00	49,00	1,20	1,20	58,80	1,10	64,68	42,85	1700,00	43,44	0,00282	2,60	156,38			
Predicción de olas																
Predicción de olas			Aguas Profundas							Aguas Poco Profundas						
R (años)	U* (m/s)	U dur (m/s)	t lim F (s)	t viento	X corr	Hmo 1	Tp1	Lo	T lim	X corr	Hmo 2	Tp 2	Lo p	Hs/Hmo	X equiv (m)	
1	0,88	18,26	1545	1700	1,18	0,40	1,657	4,29	18,386	1,18	0,40	1,657	4,29	1,00	719,88	
5	1,51	28,37	1330	1700	1,18	0,68	1,984	6,14	18,386	1,18	0,68	1,984	6,14	1,00	942,79	
10	1,68	30,94	1292	1700	1,18	0,76	2,057	6,60	18,386	1,18	0,76	2,057	6,60	1,00	995,65	
50	2,07	36,44	1222	1700	1,18	0,94	2,205	7,59	18,386	1,18	0,94	2,205	7,59	1,00	1104,88	
100	2,24	38,74	1196	1700	1,18	1,01	2,264	8,00	18,386	1,18	1,01	2,264	8,00	1,00	1149,37	
400	2,60	43,44	1151	1700	1,18	1,18	2,379	8,83	18,386	1,18	1,18	2,379	8,83	1,00	1237,99	
Run up - marea - revancha																
Run up - marea - revancha				Setup (m)				Rugosidad	Berma	Profundidad	Inclinación	Ola	Revancha			
R (años)	Hmo	Hs	Tp	Zuider Zee	So	ξup	γr	γb	γh	γβ	(m)	set + Ola (m)				
1	0,40	0,40	1,66	0,00	0,09	0,40	0,55	1,00	1,00	0,70	0,40	0,40				
5	0,68	0,68	1,98	0,01	0,11	0,68	0,55	1,00	1,00	0,70	0,68	0,69				
10	0,76	0,76	2,06	0,01	0,12	0,76	0,55	1,00	1,00	0,70	0,76	0,77				
50	0,94	0,94	2,21	0,02	0,12	0,94	0,55	1,00	1,00	0,70	0,94	0,95				
100	1,01	1,01	2,26	0,02	0,13	1,01	0,55	1,00	1,00	0,70	1,01	1,03				
400	1,18	1,18	2,38	0,03	0,13	1,18	0,55	1,00	1,00	0,70	1,18	1,20				

Caso TRAMO	2	R nivel de embalse (años) PMP	R viento (años)	1															
Nivel Crecida R	735,40																		
Sección Tramo	2																		
Datos																			
Fetch (X)	[m]	1185,98	Talud 1V:	0															
ξ Gumbel viento	[m/s]	26,64	α (°)	90															
e Gumbel viento	[m/s]	4,17	Fetch efectivo (Xe)	[Km]															
Duración U	[s]	3	Prof. Media a lo largo del fetch (dm)	[m]															
z de medición de U	[m]	10	Condiciones Atmosféricas Estables [SI/NO] NO																
Prof al pie (d)	[m]	21																	
Duración del viento	[s]	1900																	
Correcciones de la velocidad del viento (m/s)																			
R (años)	U Rec (m/s)	U 10 (m/s)	RL	RL adop	Uw (m/s)	RT	UT (m/s)	U3600 (m/s)	d viento (s)	U dur (m/s)	CD	U* (m/s)	U dur (Km/h)						
1	20,60	20,60	1,20	1,20	24,72	1,10	27,19	18,02	1900,00	18,22	0,00182	0,88	65,58						
5	32,00	32,00	1,20	1,20	38,40	1,10	42,24	27,98	1900,00	28,30	0,00222	1,51	101,87						
10	34,90	34,90	1,20	1,20	41,88	1,10	46,07	30,52	1900,00	30,86	0,00232	1,68	111,10						
50	41,10	41,10	1,20	1,20	49,32	1,10	54,25	35,94	1900,00	36,34	0,00254	2,07	130,83						
100	43,70	43,70	1,20	1,20	52,44	1,10	57,68	38,22	1900,00	38,64	0,00263	2,24	139,11						
400	49,00	49,00	1,20	1,20	58,80	1,10	64,68	42,85	1900,00	43,33	0,00282	2,60	155,98						
Predicción de olas																			
Predicción de olas			Aguas Profundas							Aguas Poco Profundas									
R (años)	U* (m/s)	U dur (m/s)	t lim F (s)	t viento	X corr	Hmo 1	Tp1	Lo	T lim	X corr	Hmo 2	Tp 2	Lo p	Hs/Hmo	X equiv (m)				
1	0,88	18,22	1555	1900	1,19	0,40	1,662	4,31	14,309	1,19	0,40	1,662	4,31	1,00	719,88				
5	1,51	28,30	1338	1900	1,19	0,68	1,989	6,17	14,309	1,19	0,68	1,989	6,17	1,00	942,79				
10	1,68	30,86	1299	1900	1,19	0,76	2,063	6,64	14,309	1,19	0,76	2,063	6,64	1,00	995,65				
50	2,07	36,34	1229	1900	1,19	0,94	2,211	7,63	14,309	1,19	0,94	2,211	7,63	1,00	1104,88				
100	2,24	38,64	1204	1900	1,19	1,02	2,270	8,04	14,309	1,19	1,02	2,270	8,04	1,00	1149,37				
400	2,60	43,33	1158	1900	1,19	1,18	2,385	8,88	14,309	1,19	1,18	2,385	8,88	1,00	1237,99				
Run up - marea - revancha																			
Run up - marea - revancha				Setup (m)				Rugosidad		Berma		Profundidad		Inclinación		Ola		Revancha	
R (años)	Hmo	Hs	Tp	Zuider Zee	So	ξup	γr	γb	γh	γβ	(m)	set + Ola (m)							
1	0,40	0,40	1,66	0,00	0,09	0,40	0,55	1,00	1,00	0,70	0,40	0,40							
5	0,68	0,68	1,99	0,01	0,11	0,68	0,55	1,00	1,00	0,70	0,68	0,69							
10	0,76	0,76	2,06	0,01	0,12	0,76	0,55	1,00	1,00	0,70	0,76	0,78							
50	0,94	0,94	2,21	0,02	0,12	0,94	0,55	1,00	1,00	0,70	0,94	0,96							
100	1,02	1,02	2,27	0,02	0,13	1,02	0,55	1,00	1,00	0,70	1,02	1,04							
400	1,18	1,18	2,39	0,02	0,13	1,18	0,55	1,00	1,00	0,70	1,18	1,20							

A.1.3. – Tramo 3

Caso TRAMO	3	R nivel de embalse (años)	25	R viento (años)	400										
Nivel Crecida R (m)	725,74														
Sección Tramo	3														
Datos															
Fetch (X)	[m]	831,10	Talud 1V:	0	Fetch efectivo (Xe)	[Km]	0,83								
ξ Gumbel viento	[m/s]	26,64	α (°)	90	Prof. Media a lo largo del fetch (dm)	[m]	16,45								
e Gumbel viento	[m/s]	4,17													
Duración U	[s]	3	Condiciones Atmosféricas Estables				[SI/NO]	NO							
z de medición de U	[m]	10													
Prof al pie (d)	[m]	23													
Duración del viento	[s]	1300													
Correcciones de la velocidad del viento (m/s)															
R (años)	U Rec (m/s)	U 10 (m/s)	RL	RLadop	Uw (m/s)	RT	UT (m/s)	U3600 (m/s)	d viento (s)	U dur (m/s)	CD	U* (m/s)	U dur (Km/h)		
1	20,60	20,60	1,20	1,20	24,72	1,10	27,19	18,02	1300,00	18,39	0,00182	0,88	66,21		
5	32,00	32,00	1,20	1,20	38,40	1,10	42,24	27,98	1300,00	28,57	0,00222	1,51	102,84		
10	34,90	34,90	1,20	1,20	41,88	1,10	46,07	30,52	1300,00	31,16	0,00232	1,68	112,16		
50	41,10	41,10	1,20	1,20	49,32	1,10	54,25	35,94	1300,00	36,69	0,00254	2,07	132,09		
100	43,70	43,70	1,20	1,20	52,44	1,10	57,68	38,22	1300,00	39,01	0,00263	2,24	140,45		
400	49,00	49,00	1,20	1,20	58,80	1,10	64,68	42,85	1300,00	43,74	0,00282	2,60	157,48		
Predicción de olas															
Predicción de olas			Aguas Profundas							Aguas Poco Profundas					X equiv (m)
R (años)	U* (m/s)	U dur (m/s)	t lim F (s)	t viento	X corr	Hmo 1	Tp1	Lo	T lim	X corr	Hmo 2	Tp 2	Lo p	Hs/Hmo	
1	0,88	18,39	1221	1300	0,83	0,33	1,476	3,40	14,975	0,83	0,33	1,476	3,40	1,00	719,88
5	1,51	28,57	1051	1300	0,83	0,57	1,767	4,87	14,975	0,83	0,57	1,767	4,87	1,00	942,79
10	1,68	31,16	1021	1300	0,83	0,64	1,832	5,24	14,975	0,83	0,64	1,832	5,24	1,00	995,65
50	2,07	36,69	965	1300	0,83	0,79	1,964	6,02	14,975	0,83	0,79	1,964	6,02	1,00	1104,88
100	2,24	39,01	946	1300	0,83	0,85	2,016	6,34	14,975	0,83	0,85	2,016	6,34	1,00	1149,37
400	2,60	43,74	909	1300	0,83	0,99	2,119	7,00	14,975	0,83	0,99	2,119	7,00	1,00	1237,99
Run up - marea - revancha															
Run up - marea - revancha				Setup (m)			Rugosidad	Berma	Profundidad	Inclinación	Ola	Revancha			
R (años)	Hmo	Hs	Tp	Zuider Zee	So	ξup	γr	γb	γh	γβ	(m)	set + Ola (m)			
1	0,33	0,33	1,48	0,00	0,10	0,33	0,55	1,00	1,00	0,70	0,33	0,34			
5	0,57	0,57	1,77	0,01	0,12	0,57	0,55	1,00	1,00	0,70	0,57	0,58			
10	0,64	0,64	1,83	0,01	0,12	0,64	0,55	1,00	1,00	0,70	0,64	0,65			
50	0,79	0,79	1,96	0,01	0,13	0,79	0,55	1,00	1,00	0,70	0,79	0,80			
100	0,85	0,85	2,02	0,02	0,13	0,85	0,55	1,00	1,00	0,70	0,85	0,87			
400	0,99	0,99	2,12	0,02	0,14	0,99	0,55	1,00	1,00	0,70	0,99	1,01			

Caso TRAMO	3	R nivel de embalse (años)	25	R viento (años)	100										
Nivel Crecida R	725,74														
Sección Tramo	3														
Datos															
Fetch (X)	[m]	831,10	Talud 1V:	0	Fetch efectivo (Xe)	[Km]	0,83								
ξ Gumbel viento	[m/s]	26,64	α (°)	90	Prof. Media a lo largo del fetch (dm)	[m]	16,45								
e Gumbel viento	[m/s]	4,17													
Duración U	[s]	3	Condiciones Atmosféricas Estables [SI/NO] NO												
z de medición de U	[m]	10													
Prof al pie (d)	[m]	23													
Duración del viento	[s]	1400													
Correcciones de la velocidad del viento (m/s)															
R (años)	U Rec (m/s)	U 10 (m/s)	RL	RL adop	Uw (m/s)	RT	UT (m/s)	U3600 (m/s)	d viento (s)	U dur (m/s)	CD	U* (m/s)	U dur (Km/h)		
1	20,60	20,60	1,20	1,20	24,72	1,10	27,19	18,02	1400,00	18,35	0,00182	0,88	66,07		
5	32,00	32,00	1,20	1,20	38,40	1,10	42,24	27,98	1400,00	28,51	0,00222	1,51	102,63		
10	34,90	34,90	1,20	1,20	41,88	1,10	46,07	30,52	1400,00	31,09	0,00232	1,68	111,93		
50	41,10	41,10	1,20	1,20	49,32	1,10	54,25	35,94	1400,00	36,62	0,00254	2,07	131,82		
100	43,70	43,70	1,20	1,20	52,44	1,10	57,68	38,22	1400,00	38,93	0,00263	2,24	140,16		
400	49,00	49,00	1,20	1,20	58,80	1,10	64,68	42,85	1400,00	43,65	0,00282	2,60	157,16		
Predicción de olas															
R (años)			Aguas Profundas						Aguas Poco Profundas						X equiv (m)
U* (m/s)	U dur (m/s)	t lim F (s)	t viento	X corr	Hmo 1	Tp1	Lo	T lim	X corr	Hmo 2	Tp 2	Lo p	Hs/Hmo		
1	0,88	18,35	1222	1400	0,83	0,33	1,476	3,40	14,975	0,83	0,33	1,476	3,40	1,00	719,88
5	1,51	28,51	1052	1400	0,83	0,57	1,767	4,87	14,975	0,83	0,57	1,767	4,87	1,00	942,79
10	1,68	31,09	1021	1400	0,83	0,64	1,832	5,24	14,975	0,83	0,64	1,832	5,24	1,00	995,65
50	2,07	36,62	966	1400	0,83	0,79	1,964	6,02	14,975	0,83	0,79	1,964	6,02	1,00	1104,88
100	2,24	38,93	946	1400	0,83	0,85	2,016	6,34	14,975	0,83	0,85	2,016	6,34	1,00	1149,37
400	2,60	43,65	910	1400	0,83	0,99	2,119	7,00	14,975	0,83	0,99	2,119	7,00	1,00	1237,99
Run up - marea - revancha															
R (años)				Setup (m)			Rugosidad	Berma	Profundidad	Inclinación	Ola	Revancha			
Hmo	Hs	Tp		Zuider Zee	So	ξup	γr	γb	γh	γβ	(m)	set + Ola (m)			
1	0,33	0,33	1,48	0,00	0,10	0,33	0,55	1,00	1,00	0,70	0,33	0,34			
5	0,57	0,57	1,77	0,01	0,12	0,57	0,55	1,00	1,00	0,70	0,57	0,58			
10	0,64	0,64	1,83	0,01	0,12	0,64	0,55	1,00	1,00	0,70	0,64	0,65			
50	0,79	0,79	1,96	0,01	0,13	0,79	0,55	1,00	1,00	0,70	0,79	0,80			
100	0,85	0,85	2,02	0,02	0,13	0,85	0,55	1,00	1,00	0,70	0,85	0,87			
400	0,99	0,99	2,12	0,02	0,14	0,99	0,55	1,00	1,00	0,70	0,99	1,01			

Caso TRAMO	3	R nivel de embalse (años)	100	R viento (años)	10											
Nivel Crecida R	730,60	Sección Tramo	3													
Datos																
Fetch (X)	[m]	840,90	Talud IV:	0	Fetch efectivo (Xe)	[Km]	0,84									
ξ Gumbel viento	[m/s]	26,64	α (°)	90	Prof. Media a lo largo del fetch (dm)	[m]	19,66									
e Gumbel viento	[m/s]	4,17														
Duración U	[s]	3	Condiciones Atmosféricas Estables				[SI/NO]	NO								
z de medición de U	[m]	10														
Prof al pie (d)	[m]	34,67														
Duración del viento	[s]	1700														
Correcciones de la velocidad del viento (m/s)																
R (años)	U Rec (m/s)	U 10 (m/s)	RL	RL adop	Uw (m/s)	RT	UT (m/s)	U3600 (m/s)	d viento (s)	U dur (m/s)	Cd	U* (m/s)	U dur (Km/h)			
1	20,60	20,60	1,20	1,20	24,72	1,10	27,19	18,02	1700,00	18,26	0,00182	0,88	65,74			
5	32,00	32,00	1,20	1,20	38,40	1,10	42,24	27,98	1700,00	28,37	0,00222	1,51	102,13			
10	34,90	34,90	1,20	1,20	41,88	1,10	46,07	30,52	1700,00	30,94	0,00232	1,68	111,38			
50	41,10	41,10	1,20	1,20	49,32	1,10	54,25	35,94	1700,00	36,44	0,00254	2,07	131,17			
100	43,70	43,70	1,20	1,20	52,44	1,10	57,68	38,22	1700,00	38,74	0,00263	2,24	139,47			
400	49,00	49,00	1,20	1,20	58,80	1,10	64,68	42,85	1700,00	43,44	0,00282	2,60	156,38			
Predicción de olas																
Predicción de olas			Aguas Profundas					Aguas Poco Profundas								
R (años)	U* (m/s)	U dur (m/s)	t lim F (s)	t viento	X corr	Hmo 1	Tp1	Lo	T lim	X corr	Hmo 2	Tp 2	Lo p	Hs/Hmo	X equiv (m)	
1	0,88	18,26	1234	1700	0,84	0,34	1,482	3,43	18,386	0,84	0,34	1,482	3,43	1,00	719,88	
5	1,51	28,37	1062	1700	0,84	0,58	1,774	4,91	18,386	0,84	0,58	1,774	4,91	1,00	942,79	
10	1,68	30,94	1031	1700	0,84	0,64	1,839	5,28	18,386	0,84	0,64	1,839	5,28	1,00	995,65	
50	2,07	36,44	975	1700	0,84	0,79	1,972	6,06	18,386	0,84	0,79	1,972	6,06	1,00	1104,88	
100	2,24	38,74	955	1700	0,84	0,86	2,024	6,39	18,386	0,84	0,86	2,024	6,39	1,00	1149,37	
400	2,60	43,44	919	1700	0,84	0,99	2,127	7,06	18,386	0,84	0,99	2,127	7,06	1,00	1237,99	
Run up - marea - revancha																
Run up - marea - revancha				Setup (m)			Rugosidad		Berma		Profundidad		Inclinación		Ola	Revancha
R (años)	Hmo	Hs	Tp	Zuilder Zee	So	ξ _{up}	γ _r	γ _b	γ _h	γ _β	Ola (m)	set + Ola (m)				
1	0,34	0,34	1,48	0,00	0,10	0,34	0,55	1,00	1,00	0,70	0,34	0,34				
5	0,58	0,58	1,77	0,01	0,12	0,58	0,55	1,00	1,00	0,70	0,58	0,58				
10	0,64	0,64	1,84	0,01	0,12	0,64	0,55	1,00	1,00	0,70	0,64	0,65				
50	0,79	0,79	1,97	0,01	0,13	0,79	0,55	1,00	1,00	0,70	0,79	0,80				
100	0,86	0,86	2,02	0,01	0,13	0,86	0,55	1,00	1,00	0,70	0,86	0,87				
400	0,99	0,99	2,13	0,02	0,14	0,99	0,55	1,00	1,00	0,70	0,99	1,01				

Caso TRAMO	3	R nivel de embalse (años) PMP	R viento (años)	1														
Nivel Crecida R	735,40																	
Sección Tramo	3																	
Datos																		
Fetch (X)	[m]	847,07	Talud 1V:	0														
ξ Gumbel viento	[m/s]	26,64	α (°)	90														
e Gumbel viento	[m/s]	4,17	Fetch efectivo (Xe)	[Km] 0,85														
Duración U	[s]	3	Prof. Media a lo largo del fetch (dm)	[m] 21,43														
z de medición de U	[m]	10	Condiciones Atmosféricas Estables [SI/NO] NO															
Prof al pie (d)	[m]	28																
Duración del viento	[s]	1900																
Correcciones de la velocidad del viento (m/s)																		
R (años)	U Rec (m/s)	U 10 (m/s)	RL	RL adop	Uw (m/s)	RT	UT (m/s)	U3600 (m/s)	d viento (s)	U dur (m/s)	CD	U* (m/s)	U dur (Km/h)					
1	20,60	20,60	1,20	1,20	24,72	1,10	27,19	18,02	1900,00	18,22	0,00182	0,88	65,58					
5	32,00	32,00	1,20	1,20	38,40	1,10	42,24	27,98	1900,00	28,30	0,00222	1,51	101,87					
10	34,90	34,90	1,20	1,20	41,88	1,10	46,07	30,52	1900,00	30,86	0,00232	1,68	111,10					
50	41,10	41,10	1,20	1,20	49,32	1,10	54,25	35,94	1900,00	36,34	0,00254	2,07	130,83					
100	43,70	43,70	1,20	1,20	52,44	1,10	57,68	38,22	1900,00	38,64	0,00263	2,24	139,11					
400	49,00	49,00	1,20	1,20	58,80	1,10	64,68	42,85	1900,00	43,33	0,00282	2,60	155,98					
Predicción de olas																		
Predicción de olas			Aguas Profundas					Aguas Poco Profundas										
R (años)	U* (m/s)	U dur (m/s)	t lim F (s)	t viento	X corr	Hmo 1	Tp1	Lo	T lim	X corr	Hmo 2	Tp 2	Lo p	Hs/Hmo	X equiv (m)			
1	0,88	18,22	1241	1900	0,85	0,34	1,485	3,44	16,523	0,85	0,34	1,485	3,44	1,00	719,88			
5	1,51	28,30	1068	1900	0,85	0,58	1,778	4,93	16,523	0,85	0,58	1,778	4,93	1,00	942,79			
10	1,68	30,86	1037	1900	0,85	0,65	1,844	5,30	16,523	0,85	0,65	1,844	5,30	1,00	995,65			
50	2,07	36,34	981	1900	0,85	0,79	1,976	6,09	16,523	0,85	0,79	1,976	6,09	1,00	1104,88			
100	2,24	38,64	961	1900	0,85	0,86	2,029	6,42	16,523	0,85	0,86	2,029	6,42	1,00	1149,37			
400	2,60	43,33	924	1900	0,85	1,00	2,132	7,09	16,523	0,85	1,00	2,132	7,09	1,00	1237,99			
Run up - marea - revancha																		
Run up - marea - revancha				Setup (m)			Rugosidad		Berma		Profundidad		Inclinación		Ola		Revancha	
R (años)	Hmo	Hs	Tp	Zuider Zee	So	ξup	γr	γb	γh	γβ	(m)	set + Ola (m)						
1	0,34	0,34	1,49	0,00	0,10	0,34	0,55	1,00	1,00	0,70	0,34	0,34						
5	0,58	0,58	1,78	0,01	0,12	0,58	0,55	1,00	1,00	0,70	0,58	0,59						
10	0,65	0,65	1,84	0,01	0,12	0,65	0,55	1,00	1,00	0,70	0,65	0,65						
50	0,79	0,79	1,98	0,01	0,13	0,79	0,55	1,00	1,00	0,70	0,79	0,81						
100	0,86	0,86	2,03	0,01	0,13	0,86	0,55	1,00	1,00	0,70	0,86	0,87						
400	1,00	1,00	2,13	0,01	0,14	1,00	0,55	1,00	1,00	0,70	1,00	1,01						

A.2. – VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

A.2.1. – Sección Ciega (hasta 36 m)

DATOS	UNIDAD	NH	IH	OBE	EH	MCE	IG
		VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR
Cota de Coronamiento (CC)	m	736,70	736,70	736,70	736,70	736,70	736,70
Cota de Pelo de agua sobre Paramento (CPP)	m	725,74	730,60	728,00	735,40	728,00	700,88
Cota Galería de Inspección (CGI)	m	709,29	709,29	709,29	709,29	709,29	709,29
Cota de Pelo de Restitución (CPR)	m	700,88	700,88	700,88	700,88	700,88	700,88
Cota Fondo de Embalse (CFE)	m	710,04	710,04	710,04	710,04	710,04	0,00
Cota de Fundación presa (CFP)	m	700,88	700,88	700,88	700,88	700,88	700,88
DATOS GENERALES							
Sección Total Presa							
Peso Específico (γ)	tn/m3	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
Area (S)	m2	486,44	486,44	486,44	486,44	486,44	486,44
Ancho Fundación	m	26,69	26,69	26,69	26,69	26,69	26,69
XG	m	9,26	9,26	9,26	9,26	9,26	9,26
YG	m	12,38	12,38	12,38	12,38	12,38	12,38
Peso Presa	tn	1121,21	1121,21	1121,21	1121,21	1121,21	1121,21
Suelo							
Cohesión (roca hormigón)	tn/m2	8,95	8,68	9,80	8,42	38,49	10,67
Angulo de fricción (roca hormigón)	grados	44,21	44,45	43,50	44,70	33,20	42,82
Angulo de fricción (roca hormigón)	rad	0,77	0,78	0,76	0,78	0,58	0,75
Angulo de fricción (roca roca)	grados	39,88	40,05	39,35	40,23	31,87	38,86
Angulo de fricción (roca roca)	rad	0,70	0,70	0,69	0,70	0,56	0,68
Cohesión (roca roca)	tn/m2	4,95	4,78	5,49	4,61	25,05	6,06
Tensión admisible de roca	tn/m2	589,00	589,00	589,00	589,00	589,00	589,00
Tensión admisible del hormigón	tn/m2	240,00	400,00	400,00	720,00	720,00	400,00
Subpresiones							
Eficiencia de los drenes	%	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00
Distancia a los drenes (Ld)	m	5,85	5,85	5,85	5,85	5,85	5,85
Variación Lineal		NO	NO	NO	NO	NO	NO
Subpresión aguas arriba de los drenes	tn/m2	24,86	29,72	27,12	34,52	27,12	0,00
Subpresión aguas debajo de los drenes	tn/m2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Subpresión en el dren	tn/m2	14,83	16,73	15,71	18,60	15,71	5,13
Sísmica							
Acción sísmica		NO	NO	SI	NO	SI	NO
Módulo Elástico de la presa (Es)	Mpa	17500,00	17500,00	17500,00	17500,00	17500,00	17500,00
Periodo de oscilación de la presa (T)	s	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07
Presión adimensional de Westergaard (Cw)		0,84	0,85	0,84	0,85	0,84	0,82
Amortiguamiento sísmico (ϵ)	%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Pseudo aceleración Horizontal (α_h) CIRSOC		0,00	0,00	0,27	0,00	0,48	0,00
Coefficiente de aceleración sísmica vertical		0,00	0,00	0,08	0,00	0,14	0,00
VERIFICACION DE ESTABILIDAD							
Verificación al Vuelco							
Resultante	tn/m	936,49	956,60	1027,91	1008,35	1149,61	1121,21
Angulo de incidencia	rad	0,34	0,48	0,72	0,63	0,91	0,00
Angulo de incidencia	grados	19,27	27,50	41,03	36,22	52,14	0,00
Excentricidad	m	15,40	13,33	6,90	10,26	1,10	17,43
Excentricidad admisible mínima	m	8,90	8,90	6,67	6,67	0,00	6,67
Excentricidad admisible máxima	m	17,79	17,79	20,02	20,02	26,69	20,02
Condición de Excentricidad		Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
Verificación al deslizamiento							
Resistencia al Deslizamiento	tn/m	1098,88	1064,21	1171,98	1029,68	1701,02	1323,90
Factor de seguridad al deslizamiento	SD	3,56	2,41	1,74	1,73	1,87	No desliza
Factor de seguridad al deslizamiento Admisible	SD	2,00	1,70	1,70	1,30	1,30	1,70
Condición de FS		Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
Verificación de Tensiones Admisibles							
Excentricidad efectiva	m	2,06	0,01	6,44	3,08	12,25	4,09
Nucleo Central	m	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45
Tensión máxima	tn/m2	48,44	31,88	74,89	51,58	427,56	80,61
Tensión mínima	tn/m2	17,80	31,70	0,00	9,37	0,00	3,41
Tensión media	tn/m2	33,12	31,79	37,44	30,48	213,78	42,01
Tensión Admisible Roca	tn/m2	589,00	589,00	589,00	589,00	783,37	589,00
Condición de Tensión Admisible		Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica

A.2.2. – Sección Ciega (hasta 45 m)

DATOS	UNIDAD	NH	IH	OBE	EH	MCE	IG
		VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR
Cota de Coronamiento (CC)	m	736,70	736,70	736,70	736,70	736,70	736,70
Cota de Pelo de agua sobre Paramento (CPP)	m	725,74	730,60	728,00	735,40	728,00	691,75
Cota Galería de Inspección (CGI)	m	709,29	709,29	709,29	709,29	709,29	709,29
Cota de Pelo de Restitución (CPR)	m	691,75	691,75	691,75	691,75	691,75	691,75
Cota Fondo de Embalse (CFE)	m	709,89	709,89	709,89	709,89	709,89	0,00
Cota de Fundación presa (CFP)	m	691,75	691,75	691,75	691,75	691,75	691,75

DATOS GENERALES							
Sección Total Presa							
Peso Específico (γ)	tn/m3	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
Area (S)	m2	826,47	816,47	816,47	816,47	816,47	816,47
Ancho Fundación	m	38,40	38,40	38,40	38,40	38,40	38,40
XG	m	12,69	12,32	12,32	12,32	12,32	12,32
YG	m	14,81	14,95	14,95	14,95	14,95	14,95
Peso Presa	tn	1904,93	1881,89	1881,89	1881,89	1881,89	1881,89
Suelo							
Cohesión (roca hormigón)	tn/m2	11,95	11,51	10,82	11,21	17,27	15,32
Angulo de fricción (roca hormigón)	grados	48,56	48,88	49,40	49,10	45,53	46,51
Angulo de fricción (roca hormigón)	rad	0,85	0,85	0,86	0,86	0,79	0,81
Angulo de fricción (roca roca)	grados	39,56	39,79	40,18	39,96	37,32	38,03
Angulo de fricción (roca roca)	rad	0,69	0,69	0,70	0,70	0,65	0,66
Cohesión (roca roca)	tn/m2	5,27	5,03	4,66	4,87	8,25	7,14
Tensión admisible de roca	tn/m2	589,00	589,00	589,00	589,00	589,00	589,00
Tensión admisible del hormigón	tn/m2	240,00	400,00	400,00	720,00	720,00	400,00
Subpresiones							
Eficiencia de los drenes	%	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00
Distancia a los drenes (Ld)	m	5,85	5,85	5,85	5,85	5,85	5,85
Variación Lineal		NO	NO	NO	NO	NO	NO
Subpresión aguas arriba de los drenes	tn/m2	33,99	38,85	36,25	43,65	36,25	0,00
Subpresión aguas debajo de los drenes	tn/m2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Subpresión en el dren	tn/m2	24,51	26,57	25,47	28,61	25,47	10,11
Sísmica							
Acción sísmica		NO	NO	SI	NO	SI	NO
Módulo Elástico de la presa (Es)	Mpa	17500,00	17500,00	17500,00	17500,00	17500,00	17500,00
Periodo de oscilación de la presa (T)	s	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
Presión adimensional de Westergaard (Cw)		0,85	0,86	0,85	0,86	0,85	0,82
Amortiguamiento sísmico (ε)	%	0%	0%	10%	0%	10%	0%
Pseudo aceleración Horizontal (α _h) CIRSOC		0,00	0,00	0,25	0,00	0,43	0,00
Coefficiente de aceleración sísmica vertical		0,00	0,00	0,07	0,00	0,13	0,00

VERIFICACION DE ESTABILIDAD							
Verificación al Vuelco							
Resultante	tn/m	1487,50	1501,43	1631,42	1570,76	1826,11	1881,89
Angulo de incidencia	rad	0,40	0,53	0,76	0,65	0,94	0,00
Angulo de incidencia	grados	22,85	30,17	43,39	37,34	53,74	0,00
Excentricidad	m	24,05	22,25	13,56	19,12	5,98	26,08
Excentricidad admisible mínima	m	12,80	12,80	9,60	9,60	0,00	9,60
Excentricidad admisible máxima	m	25,60	25,60	28,80	28,80	38,40	28,80
Condición de Excentricidad		Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
Verificación al deslizamiento							
Resistencia al Deslizamiento	tn/m	2011,60	1928,71	2123,32	1872,25	2261,87	2571,72
Factor de seguridad al deslizamiento	SD	3,48	2,56	1,89	1,97	1,54	No desliza
Factor de seguridad al deslizamiento Admisible	SD	2,00	1,70	1,70	1,30	1,30	1,70
Condición de FS		Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
Verificación de Tensiones Admisibles							
Excentricidad efectiva	m	4,85	3,05	5,64	0,08	13,22	6,88
Nucleo Central	m	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40
Tensión máxima	tn/m2	62,76	49,89	58,07	32,91	120,35	101,81
Tensión mínima	tn/m2	8,64	17,71	3,67	32,13	0,00	0,00
Tensión media	tn/m2	35,70	33,80	30,87	32,52	60,18	50,90
Tensión Admisible Roca	tn/m2	589,00	589,00	589,00	589,00	783,37	589,00
Condición de Tensión Admisible		Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica

A.2.3. – Sección Vertedero Central

DATOS	UNIDAD	NH	IH	OBE	EH	MCE	IG
		VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR
Cota de Coronamiento (CC)	m	736,70	736,70	736,70	736,70	736,70	736,70
Cota de Pelo de agua sobre Paramento (CPP)	m	725,74	730,60	728,00	735,40	728,00	695,00
Cota Galería de Inspección (CGI)	m	709,29	709,29	709,29	709,29	709,29	709,29
Cota de Pelo de Restitución (CPR)	m	689,75	689,75	689,75	689,75	689,75	695,00
Cota Fondo de Embalse (CFE)	m	700,02	700,02	700,02	700,02	700,02	0,00
Cota de Fundación presa (CFP)	m	689,75	689,75	689,75	689,75	689,75	689,75

DATOS+A19:H50 GENERALES							
Sección Total Presa							
Peso Específico (γ)	tn/m3	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
Area (S)	m2	852,09	852,09	852,09	852,09	852,09	852,09
Ancho Fundación	m	39,33	39,33	39,33	39,33	39,33	39,33
XG	m	13,18	13,18	13,18	13,18	13,18	13,18
YG	m	14,41	14,41	14,41	14,41	14,41	14,41
Peso Presa	tn	1959,80	1959,80	1959,80	1959,80	1959,80	1959,80
Suelo							
Cohesión (roca hormigón)	tn/m2	11,84	11,54	11,92	11,24	20,70	15,09
Angulo de fricción (roca hormigón)	grados	48,64	48,85	48,58	49,08	44,08	46,63
Angulo de fricción (roca hormigón)	rad	0,85	0,85	0,85	0,86	0,77	0,81
Angulo de fricción (roca roca)	grados	39,61	39,77	39,57	39,94	36,25	38,13
Angulo de fricción (roca roca)	rad	0,69	0,69	0,69	0,70	0,63	0,67
Cohesión (roca roca)	tn/m2	5,21	5,05	5,26	4,89	10,23	7,01
Tensión admisible de roca	tn/m2	589,00	589,00	589,00	589,00	589,00	589,00
Tensión admisible del hormigón	tn/m2	240,00	400,00	400,00	720,00	720,00	400,00
Subpresiones							
Eficiencia de los drenes	%	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00
Distancia a los drenes (Ld)	m	5,85	5,85	5,85	5,85	5,85	5,85
Variación Lineal		NO	NO	NO	NO	NO	NO
Subpresión aguas arriba de los drenes	tn/m2	35,99	40,85	38,25	45,65	38,25	5,25
Subpresión aguas debajo de los drenes	tn/m2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,25
Subpresión en el dren	tn/m2	26,54	28,61	27,50	30,65	27,50	13,46
Sísmica							
Acción sísmica		NO	NO	SI	NO	SI	NO
Módulo Elástico de la presa (Es)	Mpa	17500,00	17500,00	17500,00	17500,00	17500,00	17500,00
Periodo de oscilación de la presa (T)	s	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
Presión adimensional de Westergaard (Cw)		0,85	0,86	0,86	0,86	0,86	0,82
Amortiguamiento sísmico (ε)	%	0%	0%	10%	0%	10%	0%
Pseudo aceleración Horizontal (α _h) _{CIRSOC}		0,00	0,00	0,28	0,00	0,43	0,00
Coefficiente de aceleración sísmica vertical		0,00	0,00	0,08	0,00	0,13	0,00

VERIFICACION DE ESTABILIDAD							
Verificación al Vuelco							
Resultante	tn/m	1530,06	1574,62	1866,69	1654,50	2087,02	1959,80
Angulo de incidencia	rad	0,44	0,56	0,82	0,68	0,96	0,00
Angulo de incidencia	grados	25,04	32,00	46,77	39,03	54,98	0,00
Excentricidad	m	23,78	21,28	11,23	17,88	4,79	26,16
Excentricidad admisible mínima	m	13,11	13,11	9,83	9,83	0,00	9,83
Excentricidad admisible máxima	m	26,22	26,22	29,50	29,50	39,33	29,50
Condición de Excentricidad		Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
Verificación al deslizamiento							
Resistencia al Deslizamiento	tn/m	2040,25	1982,28	2198,57	1924,58	2380,54	2668,02
Factor de seguridad al deslizamiento	SD	3,15	2,38	1,72	1,85	1,51	No Desliza
Factor de seguridad al deslizamiento Admisible	SD	2,00	1,70	1,70	1,30	1,30	1,70
Condición de FS		Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
Verificación de Tensiones Admisibles							
Excentricidad efectiva	m	4,12	1,62	8,44	1,78	14,88	6,49
Núcleo Central	m	6,56	6,56	6,56	6,56	6,56	6,56
Tensión máxima	tn/m2	57,37	42,32	71,20	41,56	154,19	99,16
Tensión mínima	tn/m2	13,12	25,58	0,00	23,79	0,00	0,49
Tensión media	tn/m2	35,24	33,95	35,60	32,68	77,10	49,83
Tensión Admisible Roca	tn/m2	589,00	589,00	589,00	589,00	783,37	589,00
Condición de Tensión Admisible		Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica

A.2.3. – Sección Vertedero Lateral

DATOS	UNIDAD	NH	IH	OBE	EH	MCE	IG
		VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR
Cota de Coronamiento (CC)	m	736,70	736,70	736,70	736,70	736,70	736,70
Cota de Pelo de agua sobre Paramento (CPP)	m	725,74	730,60	728,00	735,40	728,00	695,00
Cota Galería de Inspección (CGI)	m	709,29	709,29	709,29	709,29	709,29	709,29
Cota de Pelo de Restitución (CPR)	m	689,75	689,75	689,75	689,75	689,75	695,00
Cota Fondo de Embalse (CFE)	m	702,99	702,99	702,99	702,99	702,99	0,00
Cota de Fundación presa (CFP)	m	689,75	689,75	689,75	689,75	689,75	689,75

DATOS GENERALES							
Sección Total Presa							
Peso Específico (γ)	tn/m3	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
Area (S)	m2	980,65	980,65	980,65	980,65	980,65	980,65
Ancho Fundación	m	42,18	42,18	42,18	42,18	42,18	42,18
XG	m	14,10	14,10	14,10	14,10	14,10	14,10
YG	m	15,43	15,43	15,43	15,43	15,43	15,43
Peso Presa	tn	2255,49	2255,49	2255,49	2255,49	2255,49	2255,49
Suelo							
Cohesión (roca hormigón)	tn/m2	12,69	12,39	11,53	12,10	16,39	15,87
Angulo de fricción (roca hormigón)	grados	48,06	48,26	48,87	48,45	45,96	46,22
Angulo de fricción (roca hormigón)	rad	0,84	0,84	0,85	0,85	0,80	0,81
Angulo de fricción (roca roca)	grados	39,18	39,33	39,78	39,47	37,63	37,82
Angulo de fricción (roca roca)	rad	0,68	0,69	0,69	0,69	0,66	0,66
Cohesión (roca roca)	tn/m2	5,68	5,52	5,04	5,36	7,75	7,45
Tensión admisible de roca	tn/m2	589,00	589,00	589,00	589,00	589,00	589,00
Tensión admisible del hormigón	tn/m2	240,00	400,00	400,00	720,00	720,00	400,00
Subpresiones							
Eficiencia de los drenes	%	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00
Distancia a los drenes (Ld)	m	5,85	5,85	5,85	5,85	5,85	5,85
Variación Lineal		NO	NO	NO	NO	NO	NO
Subpresión aguas arriba de los drenes	tn/m2	35,99	40,85	38,25	45,65	38,25	5,25
Subpresión aguas debajo de los drenes	tn/m2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,25
Subpresión en el dren	tn/m2	26,62	28,72	27,60	30,78	27,60	13,39
Sísmica							
Acción sísmica		NO	NO	SI	NO	SI	NO
Módulo Elástico de la presa (Es)	Mpa	17500,00	17500,00	17500,00	17500,00	17500,00	17500,00
Periodo de oscilación de la presa (T)	s	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
Presión adimensional de Westergaard (Cw)		0,85	0,86	0,86	0,86	0,86	0,82
Amortiguamiento sísmico (ϵ)	%	0%	0%	10%	0%	10%	0%
Pseudo aceleración Horizontal (α_h) CIRSOC		0,00	0,00	0,28	0,00	0,43	0,00
Coefficiente de aceleración sísmica vertical		0,00	0,00	0,08	0,00	0,13	0,00

VERIFICACION DE ESTABILIDAD							
Verificación al Vuelco							
Resultante	tn/m	1765,47	1793,93	2111,71	1854,78	2352,80	2255,49
Angulo de incidencia	rad	0,38	0,48	0,76	0,60	0,91	0,00
Angulo de incidencia	grados	21,52	27,72	43,54	34,18	52,24	0,00
Excentricidad	m	26,59	24,56	14,30	21,80	7,89	28,08
Excentricidad admisible mínima	m	14,06	14,06	10,55	10,55	0,00	10,55
Excentricidad admisible máxima	m	28,12	28,12	31,64	31,64	42,18	31,64
Condición de Excentricidad		Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
Verificación al deslizamiento							
Resistencia al Deslizamiento	tn/m	2363,10	2302,45	2552,87	2242,14	2666,45	3022,82
Factor de seguridad al deslizamiento	SD	3,65	2,76	1,88	2,15	1,56	No Desliza
Factor de seguridad al deslizamiento Admisible	SD	2,00	1,70	1,70	1,30	1,30	1,70
Condición de FS		Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
Verificación de Tensiones Admisibles							
Excentricidad efectiva	m	5,50	3,47	6,79	0,71	13,20	6,99
Núcleo Central	m	7,03	7,03	7,03	7,03	7,03	7,03
Tensión máxima	tn/m2	69,42	56,25	66,62	40,04	111,85	106,64
Tensión mínima	tn/m2	8,45	19,05	1,15	32,71	0,00	0,31
Tensión media	tn/m2	38,94	37,65	33,88	36,38	55,93	53,47
Tensión Admisible Roca	tn/m2	589,00	589,00	589,00	589,00	783,37	589,00
Condición de Tensión Admisible		Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica

ANEXO B - PLANOS